

Technische

Adviescommissie voor de

Waterkeringen

Leidraad Zee- en Meerdijken

Basisrapport



Leidraad Zee- en Meerdijken

Basisrapport

TECHNISCHE ADVIESCOMMISSIE VOOR DE WATERKERINGEN

december 1999

VRIJWARING 4

B1 ALGEMEEN 5

B2 BELASTINGEN 6

B2.1 Inleiding 6

B2.2 Hydraulische randvoorwaarden 7

B2.2.1 Inleiding 7

B2.2.2 De maatgevende hoogwaterstand en de bijbehorende golfrandvoorwaarden 8

B2.2.3 Lokale opwaaiing, buistoten en bui-oscillaties 9

B2.2.4 Golfoverslag 10

B2.2.5 Golven in voorhavens 10

B2.2.6 Stroming 11

B2.2.7 Hydraulische belasting door schepen 11

B2.2.8 Waterstandsverloop tijdens maatgevende belasting 11

B2.2.9 Golfrandvoorwaarden bij lagere dan maatgevende waterstand 13

B2.2.10 Overdrukken 14

B2.3 Overige belastingen 14

B2.3.1 Inleiding 14

B2.3.2 Wind 14

B2.3.3 IJs 15

B2.3.4 Eigen gewicht 15

B2.3.5 Onttrekkingen uit de ondergrond 15

B2.3.6 Verkeer 16

B2.3.7 Aardbevingen 16

B2.3.8 Bodemonderzoek en explosies 16

B2.3.9 Aanvaringen, drijvende voorwerpen 16

B2.3.10 Vervormingen 17

B2.3.11 Biologische aantasting 17

B2.3.12 Chemische aantasting 17

B2.3.13 Klimatologische aantasting 17

B3 AANLEGHOOGTE 19

B3.1 Inleiding 19

B3.2 De aanleghoogte van een grondconstructie 19

B3.3 De aanleghoogte bij bijzondere constructies 22

B4 OPTIMALISATIE VAN EEN GRONDCONSTRUCTIE 23

B5 GRONDMECHANISCHE ASPECTEN 32

B5.1 Inleiding 32

B5.2 Sterkte 32

B5.2.1 Inleiding 32

B5.2.2 Geologische gebiedsbeschrijving 33

B5.2.3 Grondonderzoek 35

B5.2.4 Grondparameters 40

B5.2.5 Waterspanningen 47

B5.3	Faalmechanismen	55
B5.3.1	Inleiding	55
B5.3.2	Verticale en horizontale vervorming	55
B5.3.3	Macrostabieliteit	58
B5.3.4	Microstabieliteit	66
B5.3.5	Stabiliteit bij overslag	69
B5.3.6	Erosie binnentalud door overslag	72
B5.3.7	Piping	72
B5.3.8	Stabiliteit vooroever	76
B5.4	Opbouw en dimensionering dwarsprofiel	79
B5.4.1	Opbouw van een dijklichaam	79
B5.4.2	Dimensionering	81
B5.5	Uitvoering	88
B5.5.1	Inleiding	88
B5.5.2	Grondverzet	88
B5.5.3	Berekeningsmethode uitvoeringsfase	92
B5.5.4	Veiligheid tijdens de uitvoering	93
B5.5.5	Uitvoeringsbegeleiding	95
B6	BEKLEDINGEN	98
B6.1	Inleiding	98
B6.2	Gras	104
B6.3	Losgestorte materialen	110
B6.4	Verpakte bekledingen	112
B6.5	Gezette bekledingen en blokkenmatten	112
B6.6	Plaatbekledingen	117
B6.7	Asfaltbekledingen	118
B6.8	Overige bekledingen en materialen	118
B6.9	Reststerkte van filter en kleilaag	118
B6.10	Overgangs- en teenconstructies	123
B7	AANSLUITINGSCONSTRUCTIES	129
B7.1	Algemeen	129
B7.2	Aansluiting dijk op duin	129
B7.3	Aansluiting dijk op hoge gronden	136
BIJLAGEN		138
I	Begrippen	138
II	Symbolen	144
REFERENTIES		149
PROGRAMMATUUR		154

VRIJWARING

De TAW heeft een zo groot mogelijke zorgvuldigheid betracht bij het verwerken van de in deze publicatie opgenomen gegevens. Deze gegevens geven de stand van de techniek weer op het moment van uitgifte. Desondanks kan de mogelijkheid niet worden uitgesloten dat in deze publicatie toch onjuistheden staan. Degene die gebruik maakt van deze publicatie, aanvaardt het risico daarvan. De TAW sluit, mede ten behoeve van degenen die aan de publicatie hebben meegewerkt, iedere aansprakelijkheid uit voor schade die mocht voortvloeien uit het gebruik van deze gegevens.

■ Dit Basisrapport bevat een nadere uitwerking op onderdelen van hoofdstuk 5 van de Leidraad Zee- en Meerdijken.

Achtereenvolgens komen aan de orde:

- De belastingen, in hoofdstuk B2.
- Het bepalen van de aanleghoogte van de kruin, in hoofdstuk B3.
- De optimalisatie van een grondconstructie, in hoofdstuk B4.
- De grondmechanische aspecten, in hoofdstuk B5.
- De bekledingen, in hoofdstuk B6.
- De aansluitingsconstructies, in hoofdstuk B7.

De inhoud van dit Basisrapport komt in geactualiseerde vorm terug in het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies [12], dat na het verschijnen in 2000 dan ook in de plaats treedt van dit Basisrapport.

B2 Belastingen

B2.1 Inleiding

■ Door de Technische Commissie Randvoorwaarden (TC-Rand) zijn in 'Hydraulische randvoorwaarden voor primaire waterkeringen' [13] (het randvoorwaardenboek) vanwege de minister de hydraulische randvoorwaarden voor waterkeringen gegeven voor het basisjaar 2000. Dit randvoorwaardenboek zal elke vijf jaar worden herzien; deze periode komt overeen met de periode voor het toetsen van de primaire waterkeringen op veiligheid. De randvoorwaarden zijn gerelateerd aan de wettelijke veiligheidsnorm met betrekking tot overstroming.

De veiligheidseis, die aan zee- en meerdijken wordt gesteld volgt uit de door de Deltacommissie voorgestelde benadering. Elk dijkvak dient de hydraulische belastingen behorend bij de gebiedsfrequentie uit de Wet op de waterkering veilig te weerstaan. Op onderdelen, zoals de gezamenlijke statistiek van de hydraulische belastingen (wind, waterstand, golven) en de toelaatbare overslagdebieten, is de benadering van de Deltacommissie door een modernere formulering vervangen.

De uitwerking van de veiligheidseis valt in twee onderdelen uiteen: een eis, waaraan het overslagdebiet moet voldoen ter bepaling van de kruinhoogte, en een eis, waaraan de overige onderdelen van de waterkering moeten voldoen. In woorden en formulevorm:

- De kans dat het voor het betreffende dijkvak vastgestelde toelaatbare overslagdebiet wordt overschreden (er treedt dan 'overbelasten' op) moet kleiner zijn dan de in de wet gegeven norm. Het toelaatbare overslagdebiet volgt uit de kenmerken van het dijkvak en het achtergelegen gebied.

Dit geeft als voorwaarde (1): $P\{q > q_t \mid h \leq h_{MHW}\} \leq A \cdot \text{norm}$

- De kans op falen door alle overige faalmechanismen (zoals piping, onvoldoende sterkte en stabiliteit van het dijklichaam en de bekleding) als geen overbelasten optreedt moet zeer klein zijn.

Dit geeft als voorwaarde (2): $P\{\text{falen t.g.v. overige mechanismen} \mid q < q_t\} \leq A \cdot 0,1 \cdot \text{norm}$ waarin:

$P\{\dots\}$ = kans dat in een jaar de tussen $\{ \}$ geplaatste gebeurtenis zich voordoet

q = overslagdebiet, volgend uit de geometrie en de hydraulische randvoorwaarden

q_t = toelaatbaar overslagdebiet, volgend uit algemene constructiekenmerken en uit kenmerken van het achterliggende gebied

h = waterstand

norm = de gebiedsfrequentie als vastgelegd in de Wwk

Er is sprake van falen als niet meer wordt voldaan aan de functionele criteria. Voor het veiligheids criterium betekent dit, dat de waterkering niet meer het in de wet bedoelde waterkerend vermogen bezit.

De faalcriteria zijn per faalmechanisme (zie § 5.2 en figuur 5.2.5) gedefinieerd.

Het waterkerend vermogen (de sterkte) van een dijk wordt bepaald door de hoogte van de kruin, en de stabiliteit en de waterdichtheid van het (bekte) dijklichaam en de fundering (ondergrond).

Voor de bepaling van de kruinhoogte kan een probabilistische berekening worden uitgevoerd met gebruikmaking van de laatste inzichten in gezamenlijke kansdichtheden voor wind, waterstand en golven. Het uitvoeren van deze berekeningen is over het algemeen een complexe zaak, waarvoor specifieke rekenprogrammatuur benodigd is. Voor de dijken in het IJsselmeergebied is het programma HYDRA_M [P4] beschikbaar om de vereiste kruinhoogte te bepalen. Voor de zeedijken wordt gewerkt aan een vergelijkbaar rekenmodel. Naast deze modellen kunnen voor het gebruik in de praktijk (o.a. eenvoudige toetsing) ontwerpapunten voor waterstand en golfhoogte worden gegeven. Deze ontwerpapunten kunnen in een eenvoudige deterministische berekening worden toegepast.

De overige kenmerken van de waterkering kunnen worden bepaald door de tweede voorwaarde toe te passen. Hiermee wordt de lijn, die gevolgd is in de Leidraad voor het Ontwerpen van Rivierdijken (deel II, Benedenrivierengebied) [5], voortgezet.

■ Dit hoofdstuk legt de verbinding met het randvoorwaardenboek en geeft, waar nodig, aanvullingen op de hydraulische randvoorwaarden (§ B2.2) en een uitbreiding naar de relevante niet-hydraulische randvoorwaarden en belastingen (§ B2.3).

B2.2 Hydraulische randvoorwaarden

B2.2.1 Inleiding

■ Voor de dimensionering van een dijk, en bij de uitvoering van werkzaamheden aan een dijk, zijn de volgende hydraulische parameters van belang:

- de maatgevende hoogwaterstand MHW (§ B2.2.2),
- de golfrandvoorwaarden bij MHW (§ B2.2.2),
- de lokale opwaaiing, buistoten en bui-oscillaties (§ B2.2.3),
- de golfoploop en -overslag (§ B2.2.4),
- de golven in voorhavens (§ B2.2.5),
- de stroming (§ B2.2.6),
- de hydraulische belasting door schepen (§ B2.2.7),
- het waterstandsverloop tijdens de storm waarbij MHW optreedt (§ B2.2.8),
- de golfrandvoorwaarden bij een lagere waterstand dan MHW (§ B2.2.9), en
- de overdrukken, die onder een bekleding kunnen optreden (§ B2.2.10).

.....

Als gevolg van een hoge buitenwaterstand kunnen waterspanningen en potentialen in, onder en achter de dijk toenemen. Deze verhoogde waterspanningen en potentialen kunnen als een belasting worden opgevat. Omdat de verhoogde spanningen de korrelspanningen en daarmee de sterkte direct beïnvloeden, is er in deze leidraad voor gekozen deze vorm van belasting als 'sterkte' te behandelen in hoofdstuk B5.

B2.2.2 De maatgevende hoogwaterstand en de bijbehorende golfrandvoorwaarden

■ In hoofdstuk 3 staat de indeling van de waterkeringen in categorieën en typen. In de Leidraad Toetsen op Veiligheid [3] is aangegeven welke dijken en dammen tot welke categorieën behoren.

- Categorie 1 moet zijn berekend op de in Artikel 3, lid 1, van de Wet op de waterkering (Wwk) genoemde veiligheidsnorm, aangegeven als de gemiddelde overschrijdingskans van de hoogste hoogwaterstand, mede gelet op overige het waterkerend vermogen bepalende factoren.

- Met betrekking tot categorie 2 stelt de wet in Artikel 3, lid 3, dat zolang de inundatienorm voor het desbetreffende dijkkringgebied niet is vastgesteld, er door deze keringen tenminste gelijke veiligheid geboden moet worden als op de dag van inwerkingtreding van de wet (15 januari 1996). De op die datum aanwezige sterkte geldt als norm, de kans op falen die er bij hoort mag veranderen door andere randvoorwaarden en/of nieuwe inzichten.

- De voorliggende primaire waterkeringen uit categorie 3 zijn waterkeringen, die een zee- of rivierarm afsluiten van de directe invloed van het buitenwater. Ze vormen een functioneel bestanddeel van het stelsel, waarmee achterliggende en/of verbonden dijkkringgebieden worden beveiligd. Het ontwerp dient dus op die dijkkringgebieden te worden afgestemd. Dit zal pas goed mogelijk zijn als in de toekomst de veiligheid van de dijkkringgebieden genormeerd is als inundatiekans.

In deze leidraad wordt de volgende werkwijze toegepast:

- Voor de Afsluitdijk geldt de door de Deltacommissie voorgestelde norm van $7 \cdot 10^{-4}$ per jaar.

- De overige dijken/dammen uit deze categorie worden berekend op de zwaarste van de normen van de achter de kering liggende en/of met de kering verbonden dijkkringgebieden.

- Voor categorie 4 geldt hetzelfde als voor categorie 2.

- Categorie 5 betreft de primaire waterkeringen, die de landsgrens met respectievelijk België (tot in Noord-Frankrijk) en Duitsland overschrijden (zie Bijlage 1 bij de Wwk), waardoor gelding en handhaving van de wettelijke norm voor deze gedeelten van de primaire kering geen basis heeft. De beheerder van de aansluitende keringen heeft voor deze gevallen geregistreerd in welke mate wederzijdse afstemming is bereikt met betrekking tot de te handhaven veiligheid.

■ Het randvoorwaardenboek geeft alleen informatie voor categorie 1. Zodra de veiligheidsnorm van waterstandsnorm zal zijn vertaald in een inundatienorm zal dit worden uitgebreid naar de overige categorieën; tot die tijd moet hiervoor worden verwezen naar hoofdstuk 2 en de uitwerking daarvan in het beheersplan van de waterkeringbeheerder.

Voor de dijken uit categorie 1 geldt het volgende:

- *Zeedijken, waaronder de harde kustverdediging*

Het randvoorwaardenboek geeft voor deze keringen de maatgevende hoogwaterstand en de bijbehorende golfrandvoorwaarden, gebaseerd op de normstelling voor primaire waterkeringen in de Wet op de waterkering.

- *Meerdijken*

De meeste waterkeringen van dijkkringgebieden gelegen langs meren vallen onder categorie 2 (is niet bestemd tot directe kering van buitenwater). Alleen de keringen langs het IJsselmeer en het Markermeer c.a. (tot aan de Nijkerkersluis) zijn van categorie 1. De vigerende randvoorwaarden voor deze keringen staan in [24].

B2.2.3 Lokale opwaaiing, buistoten en bui-oscillaties

■ Voor de berekening kan aan zee en delta's, tenzij in het randvoorwaardenboek anders wordt geadviseerd, gebruik worden gemaakt van § 5.5 van de Leidraad Benedenrivieren [5] en het rapport van de Deltacommissie deel 4 [28].

In tabel B2.2.1 zijn een aantal waarden van OH gegeven voor verschillende grootten van de maximale buistoot B en de golfploop z. Het buistoot-effect wordt geacht het effect van de bui-oscillaties te domineren; daarom neemt men aan dat het laatste effect in de bijdrage van de buistoot verdisconteerd is. Voor het meer landwaarts gelegen gedeelte van zeearmen en rivieren en ook voor de Waddenzee kunnen deze toeslagen worden verwaarloosd.

golfploop z [m]	waarden van ΔH [m]			
	B = 0,5 m in de kustlijn	B = 0,3 m in de zeegaten	B = 0,15 m 15 km landinwaarts	B = 0,05 m 20 km landinwaarts
0	0,50	0,30	0,15	0,05
0,50	0,40	0,20	0,10	
1,00	0,35	0,20	0,05	
2,00	0,30	0,15	0,05	
4,00	0,20	0,10		
6,00	0,15	0,05		
8,00	0,10	0,05		

tabel 5.2 uit [5], aangevuld uit rapport van de Deltacommissie, deel 4, III.5-5.3

Tabel B2.2.1 Aandeel buistoot in de totale waakhoopte

Voor de meren wordt voor deze slingeren een toeslag van 0,1 m toegepast.

B2.2.4 Golfoverslag

De relatie tussen golfoverslag en kruinhoogte is behandeld in het Technisch Rapport Golfoploop en golfoverslag bij dijken [9] en de nota Golfoverslag en krachten op verticale constructies [22].

B2.2.5 Golven in voorhavens

■ *Slingeringen*

In vrijwel gesloten bekkens kunnen zich slingeren voordoen bij het plotseling wegvallen van de windbelasting; hierdoor kan een waterstandsverhoging ten gevolge van opwaaiing veranderen in een even grote verlaging, en een verlaging ten gevolge van afwaaiing veranderen in een even grote verhoging.

In langgerekte bekkens in verbinding met het buitenwater, zoals havens, kunnen opslingeren in de vorm van seiches optreden. Hierbij treedt een sterke vergroting op van laagfrequente variaties van de buitenwaterstand. Significante effecten van seiches zijn alleen te verwachten bij langgerekte en grote bekkens. Voorbeelden zijn het Europoortgebied (periode 10 - 180 minuten), de havens van Vlissingen (periode < 10 minuten), en de haven van IJmuiden (periode ongeveer 10 minuten).

De grootte van de seiches kan op twee wijzen worden bepaald:

- Op grond van registraties; daar, waar significante seiches op kunnen treden, zijn in het algemeen ook registraties beschikbaar.
- Op grond van numerieke berekeningen door hierin gespecialiseerde diensten.

Naast seiches kunnen zich ook dwarsslingeren en kortere langsslingeringen voordoen; deze zullen ook uit bestaande registraties bekend zijn.

Een aantal seiches is opgenomen in het randvoorwaardenboek.

■ *Windgolven*

Indien dit nog niet in het randvoorwaardenboek is gebeurd, kan de golfgroei en de golfvervorming tot bij de kering globaal handmatig worden berekend met de methode, die is beschreven in de Leidraad Benedenrivieren [5], § 5.4 en bijlage 10. Een nauwkeuriger resultaat is te bereiken met behulp van rekenmodellen als bijvoorbeeld HISWA [P6] of SWAN [P5]. Het verdient aanbeveling hiervoor de hulp van een specialistische dienst in te roepen. Als de ligging van een dijk in een voorhaven zodanig geëxposeerd is, dat golf randvoorwaarden voor het ontwerp van belang zijn, dan moeten golfdoordringingsberekeningen inclusief refractie en diffractie worden gemaakt, bijvoorbeeld met de rekenmodellen PHAROS [P7] of DIFFRAC [P8]. Ook moet rekening worden gehouden met mogelijke golftransmissie.

B2.2.6 Stroming

■ Stroming is als hydraulische randvoorwaarde voor het ontwerpen van zee- en meerdijken in de regel van ondergeschikt belang. Uitzonderingen staan vermeld in het beheersplan en de legger van de waterkeringbeheerder. Een voorbeeld is het verdedigen van een vooroever van een dijk, die tevens de rand is van een getijgeul.

B2.2.7 Hydraulische belasting door schepen

■ De belasting door schepen is sterk lokatiebepaald. Een afwijking van belang van het gemiddelde jaarlijkse beeld is niet te verwachten. De uitwerking van deze belasting op de waterkering is bij de beheerder bekend. Stroomsnelheden zullen meestal kleiner zijn dan 2 m/s, de opgewekte golven zijn in het algemeen kleiner dan 0,5 m met een enkele uitschieter naar 1 m, met een periode van 2 tot 5 s. In het algemeen zal een scheepsgeïnduceerde belasting dan ook geen rol spelen bij het ontwerp. Mocht een beheerder hierover in twijfel verkeren, dan wordt aanbevolen contact op te nemen met de helpdesk Toetsen bij de Dienst Weg- en Waterbouwkunde te Delft.

B2.2.8 Waterstandsverloop tijdens maatgevende belasting

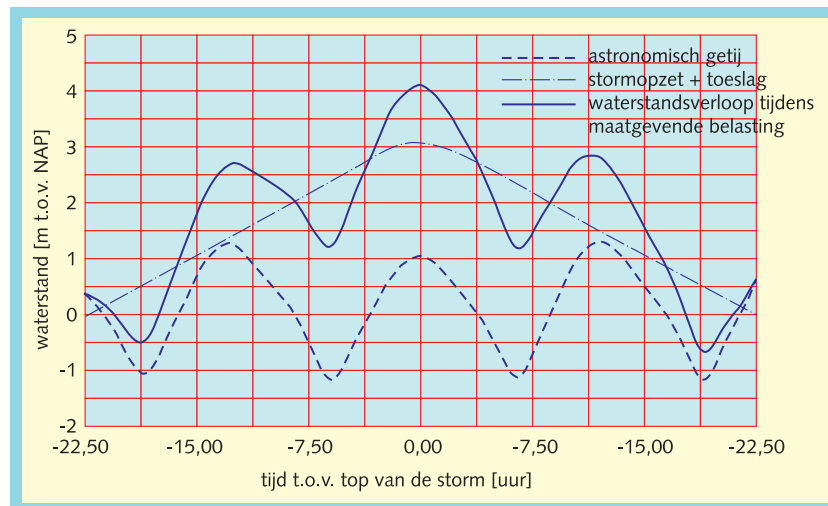
n Achtereenvolgens worden behandeld het bij het toepassen van deze leidraad in rekening te brengen waterstandsverloop tijdens de storm waarbij MHW optreedt:

- bij dijken langs zee,
- in het merengebied,
- in de delta's, en
- in de estuaria.

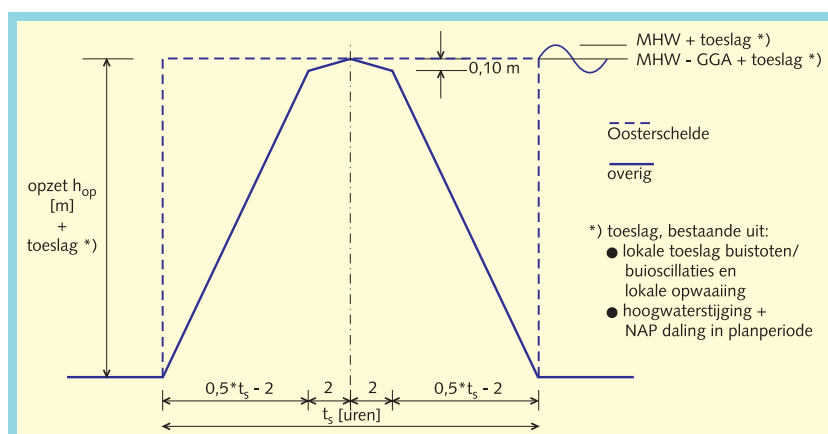
■ *Bij dijken langs zee*

Bij dijken langs zee gelden de volgende aannamen:

- Tijdens de maatgevende belasting is de vorm van het waterstandsverloop langs de kust gelijk, ook in het Waddengebied.
- De stormduur t_s is in het Waddengebied 45 uur, en langs de gladde kust 35 uur.
- De opzet met de toeslag verloopt volgens figuur B2.2.2. De top van de opzet ligt op MHW + toeslag - GGA, waarin GGA de gemiddelde getijamplitude voor die lokatie is. De basis ligt op de gemiddelde waterstand (GWS). Op deze figuur wordt de gemiddelde getijkromme van de betreffende lokatie (deze is bekend bij de beheerder) gesuperponeerd, zodanig dat het tijdstip van een top van de getijkromme samenvalt met dat van de top van de opzet. De maximale waterstand wordt hiermee gelijk aan MHW + toeslag. In figuur B2.2.3 staat een voorbeeld.



Figuur B2.2.2 Verloop van de stormopzet



Figuur B2.2.3 Voorbeeld bepaling waterstandsverloop tijdens maatgevende belasting

■ In het merengebied

Voor meerdijken bestaat de maatgevende belasting uit een combinatie van een hoog meerpeil en harde wind.

Voor de meerdijken in het IJsselmeergebied wordt met het rekenmodel HYDRA_M gewerkt.

Bij de overige meren is voorshands het MHW nog ingevuld door een 'maatgevende kruinhoogte' MKH en wordt daarom met de volgende aan-namen volstaan:

- De stormduur t_s is 35 uur.
- De opzet verloopt volgens figuur B2.2.2. De maximale waterstand (top) ligt op $SP + (MKH - SP)/3 + 0,1$ m, waarin SP het streefpeil van het meer is (bekend bij de beheerder). De basis ligt op SP.

■ *In de delta's*

In de delta's wordt de aanpak als bij de dijken langs zee gevolgd, met een stormduur van 35 uur.

■ *In de estuaria*

In de Oosterschelde en de Westerschelde wordt de aanpak als bij de dijken langs zee gevolgd.

Het waterstandsverloop tijdens maatgevende belasting is hier voor zowel Westerschelde als Oosterschelde aan de buitenzijde van de kering gelijk aan wat geldig is voor de gehele kust. De stormduur bedraagt 35 uur.

Voor de resulterende waterstanden op de Oosterschelde is de Stormvloedkering (SVKO) een complicerende factor. Het meest negatieve verloop van de waterstanden ten aanzien van reststerkte zal optreden wanneer de waterstand gedurende lange tijd weinig verandert. Dit zal optreden bij een gesloten kering. Uitgaande van een waterstandsverloop aan de buitenzijde van de kering met eerdergenoemde uitgangspunten zal de kering enkele malen achtereen worden gesloten. Hierbij kan ervan worden uitgegaan dat tijdens de eerste hoogwatertop de SVKO gesloten is op een bekkenpeil van NAP + 1,00 m (centrum bekken) en dat de waterstand op het bekken zich gedurende de twee daaropvolgende getijden op ongeveer een peil van NAP + 2,00 m zal bevinden. Dit wordt veroorzaakt door de te volgen sluitingsstrategie van de SVKO waarbij getracht wordt bij sluiting steeds afwisselend een bekkenpeil van NAP + 1,00 m respectievelijk NAP + 2,00 m in te stellen. Bij sterk verhoogd laagwater tijdens een stormperiode zal teruggaan van een peil van NAP + 2,00 m naar een peil van NAP + 1,00 m niet altijd mogelijk zijn. Daardoor moet worden gerekend op een waterstand van NAP + 2,00 m gedurende een periode van 20 uur.

De top van het opzetverloop ligt dan op MHW + toeslag - GGA. Het opzetverloop is hier rechthoekig (zie figuur B2.2.2). Superpositie van dit verloop en de gemiddelde getijkromme levert het waterstandsverloop onder maatgevende omstandigheden.

B2.2.9 Golfrandvoorwaarden bij lagere dan maatgevende waterstand

■ Voor het ontwerpen van bekledingen op het buitentalud van dijken kunnen verschillende hydraulische omstandigheden van belang zijn. Zowel bij hoge als bij lage waterstanden kan de bekleding beschadigd raken. De golfbelasting speelt hierbij een centrale rol. In het randvoorwaardenboek zijn de MHW's met de bijbehorende golven gegeven. Deze combinatie van waterstand en (significante) golfhoogte is echter afgeleid voor het bepalen van de benodigde kruinhoogte. Voor het beschouwen van de gewenste stabiliteit van bekledingen kunnen andere combinaties, met name die van lagere waterstanden en hogere golven, maatgevend zijn. Deze combinaties moeten door nader onderzoek, onder meer uitgevoerd in het kader van het TAW-project Overstromingsrisico, worden vastgesteld.

Dezelfde redenering geldt voor de in rekening te brengen golven bij de veiligheidsbeschouwing met betrekking tot de uitvoering van werken in de zomerperiode (zie § B5.5.4).

B2.2.10 Overdrukken

■ Wanneer de freatische lijn in het dijklichaam hoger ligt dan het waterpeil erbuiten ontstaan overdrukken als de dijkbekleding geheel of gedeeltelijk gesloten is. Deze overdruk kan afschuiven of opdrukken van de bekleding en/of uitdrukken van bekledingselementen veroorzaken. Overdrukken kunnen ook ontstaan wanneer onder een luchtdichte kruinbekleding de grondwaterstand stijgt. Hierdoor wordt de lucht samengeperst en kan de bekleding bezwijken. Zie voor de rekenregels hoofdstuk B5.

B2.3 Overige belastingen

B2.3.1 Inleiding

■ Overige belastingen kunnen worden omschreven als invloeden of processen die de stabiliteit van de kering bedreigen, anders dan hydraulische of grondmechanische belastingen.

In het volgende komen aan de orde:

- wind (§ B2.3.2),
- ijs (§ B2.3.3),
- eigen gewicht (§ B2.3.4),
- onttrekkingen uit de ondergrond (§ B2.3.5)
- verkeer (§ B2.3.6),
- aardbevingen (§ B2.3.7),
- bodemonderzoek en explosies (§ B2.3.8),
- aanvaringen, drijvende voorwerpen (§ B2.3.9),
- vervormingen tengevolge van zettingen en vervormingen (§ B2.3.10),
- biologische aantasting (§ B2.3.11),
- chemische aantasting (§ B2.3.12), en
- klimatologische aantasting (§ B2.3.13).

B2.3.2 Wind

■ De indirecte invloed van wind op de waterkeringen via waterstand en golven is behandeld in § B2.2.

De directe invloed van wind is aanwezig in de volgende gevallen:

- Als voor de buitenteen van de dijk een zandstrand aanwezig is kan dit aanleiding zijn tot overstuiven en verstikken van grasbekleding. Tevens kunnen open gloopingsconstructies hierdoor worden verdicht. Dit aspect moet bij de dimensionering worden meegenomen.
- Bomen en constructies brengen windbelasting over op de waterkering. Het in rekening brengen van deze belasting is alleen relevant als de ontstane schade bij bezwijken van het beschouwde object bij een kritie-

ke waterstand een aanzet is tot bresvorming. Zie ook Leidraad Bovenriviervieren [5], § 7.2.3.

- Het directe windeffect op golfoverslag speelt een rol bij zowel taluds (spray) als bij verticale constructies. Dit effect wordt in de rekenregels in deze leidraad geacht te zijn verdisconteerd.

Voor de windgegevens wordt verwezen naar het randvoorwaardenboek. Zie ook NEN 6702 [25].

B2.3.3 Ijs

■ Nederland behoort niet tot de landen met gevestigde regels en voorschriften omtrent de wijze waarop bij het ontwerpen en beoordelen van constructies met ijsbelasting rekening moet worden gehouden. De temperatuur en het zoutgehalte van het water van de Noordzee aan de kust geven geen aanleiding tot het ontstaan van ijsvorming van enige betekenis. In de zeearmen, en zeker in de meren, zijn wel gevallen bekend van significante ijsvorming; de afsluiting van de zeearmen in Zeeland heeft invloed op de mate van ijsvorming langs de Zeeuwse oevers.

Voor de Nederlandse situatie levert dit geen situaties op die bij het ontwerp van waterkeringen moeten worden meegenomen, doordat de kans op combinatie met hoge waterstand en zware golfaanval te klein is. In hoofdstuk B4 staat op welke wijze met (kruierend) ijs rekening kan worden gehouden bij het ontwerp.

B2.3.4 Eigen gewicht

■ Het eigen gewicht van het dijklichaam moet als een belasting worden gezien. Het aandrijvend moment in de analyse van de macrostabiliteit wordt in hoge mate door dit eigen gewicht bepaald. Het eigen gewicht hangt af van de volumieke massa van de in de dijk aanwezige materialen (zand, klei, wegverharding etc.) alsmede van de mate van verzadiging van deze materialen.

Opgemerkt wordt dat het gewicht ook een bijdrage levert aan de sterkte: de schuifweerstand langs de glijcirkel door en onder het eigenlijke dijklichaam neemt hierdoor toe.

De rekenregels staan in hoofdstuk B5.

B2.3.5 Onttrekkingen uit de ondergrond

■ Onttrekking van water, olie, zout, aardgas en dergelijke op grote of minder grote diepte kan als belasting worden beschouwd. Ondiepe wateronttrekking zal door waterspanningsverlaging (en dus korrelspanningsverhogingen) in de ondergrond gepaard gaan met zuivere zetting. Winning van olie, zout of aardgas zal door compactie in het winmassief aanleiding geven tot bodemdaling.

Als de onttrekking gepaard gaat met zetting of bodemdaling heeft dit con-

sequenties voor de hoogteligging van het dijklichaam (in het bijzonder de kruin). Er zal extra overhoogte nodig zijn om de lagere ligging van de kruin te compenseren.

Voor de berekening van deze effecten is specialistische hulp noodzakelijk.

B2.3.6 Verkeer

■ In aansluiting op de Handreiking Constructief Ontwerpen [6] moet worden gerekend met een laststelsel van 400 kN per 12 m¹, hetgeen overeenkomt met 13,3 kN/m² over een breedte van 2,5 m. Op die belasting moet ook gerekend worden als er geen rijweg is; ook in die situatie bestaat immers de kans dat in geval van een dreigende calamiteit transport van zwaar materiaal en zwaar materieel noodzakelijk is. In Bijlage 2 van genoemde Handreiking is aangegeven hoe de belasting rekentechnisch moet worden verdisconteerd.

De berijdbaarheid moet worden afgestemd op het in rekening gebrachte overslagdebiet.

B2.3.7 Aardbevingen

■ De kans op schade aan een waterkering door een aardbeving is in Nederland zeer klein ($< 10^{-4}$ per jaar). Omdat aardbeving en extreem hoog water twee onafhankelijke gebeurtenissen zijn is de bijdrage aan de kans op falen van een kering geheel te verwaarlozen.

B2.3.8 Bodemonderzoek en explosies

■ In de Leidraad bij bodemonderzoek in en nabij waterkeringen [27] is behandeld hoe om te gaan met grondboringen, sonderingen, exploratieboringen, seismisch bodemonderzoek en proefheiningen.

B2.3.9 Aanvaringen, drijvende voorwerpen

■ Onder normale omstandigheden zal een aanvaring van een schip met een dijk zelden voorkomen. Echter, juist als het stormt kan een schip stuurloos of op drift raken en de waterkering treffen. De gevolgen zijn op dat moment het grootst. Ten eerste is de kracht waarmee het schip de dijk treft groot, ten tweede is er een hoge waterstand en zijn er hoge golven, zodat een eventueel opgetreden initiële schade zich snel kan uitbreiden. Hierdoor kan een stranding van een schip een reëel gevaar vormen voor een dijkdoorbraak. Als voorbeeld van een dergelijke aanvaring kan het schip 'Limbourg' dienen, dat in 1955 strandde op de Hondsbossche Zee-wering [44].

De beheerder moet zelf nagaan of in zijn specifieke situatie een combinatie van een scheepsaanvaring met bepaalde hydraulische randvoorwaarden een voor het ontwerp maatgevende situatie oplevert. In dat geval is spe-

cialistische ondersteuning gewenst. Een op deze wijze uitgevoerde risico-analyse is onder andere toegepast bij het ontwerp van de stormvloedkering in de Nieuwe Waterweg. Informatie hierover is beschikbaar bij de Bouwdienst van de Rijkswaterstaat, hoofdafdeling Waterbouw te Utrecht.

Drijvend vuil en wrakhout heeft in het algemeen te weinig massa om serieuze schade aan een harde bekleding te veroorzaken; beschadiging van grasmatten is wel mogelijk.

B2.3.10 Vervormingen

■ De bekleding moet waar nodig onregelmatige zettingen en ontgrondingen kunnen volgen zonder dat de samenhang verloren gaat. Als het bekledingsmateriaal deze zakkingen niet kan volgen zal het breken of scheuren. Als de toplaag de zakkingen niet kan volgen, maar wel zijn samenhang bewaart, zal gewelfvorming optreden. Dit kan zich zowel bij monolietbekledingen voordoen als bij elementbekledingen. Het gevaar van gewelfvorming is dat de schade in een (te) laat stadium wordt waargenomen.

B2.3.11 Biologische aantasting

■ Waterplanten en dieren kunnen zich op en tussen de bekleding hechten maar richten hier in het algemeen weinig schade aan. Aangroei op een gladde bekleding kan de ruwheid vergroten waardoor de belasting door golven en stroming kan toenemen. Bitumineuze bekledingen zijn licht gevoelig voor aantasting door uitwerpselen van schapen en runderen. Dieren die gangen of holen graven, zoals ratten, muskusratten en mollen, kunnen een talud ondermijnen. Niet goed gedoseerde beweiding kan schade aan grastaluds veroorzaken.

B2.3.12 Chemische aantasting

■ Constructiematerialen kunnen door oxydatie, zout water en door stoffen die in vervuild water voorkomen worden aangetast. Bitumineuze bekledingen zijn gevoelig voor olieverontreiniging. Gras en geotextielen zijn gevoelig voor chemische aantasting.

Aandacht moet worden besteed aan combinaties van belastingen. Zo kan een betonbekleding worden aangetast door erosie, waardoor eventuele wapening bereikbaar wordt voor zuurstof, water en daarin meegevoerde verontreinigingen met corrosie als gevolg. Dit geldt ook voor kabels in blokkenmatten.

B2.3.13 Klimatologische aantasting

■ Opgesloten water zal door bevriezing uitzetten en kan daardoor constructiematerialen aantasten.

Door langdurige droogte kan een te dunne kleilaag op een talud zodanig uitdrogen dat een grasmat hier ernstige schade van ondervindt. Geotextielen, kunststofschermen en dergelijke moeten worden beschermd tegen ultraviolette straling.

B3.1 Inleiding

Dit hoofdstuk bevat een verdere uitwerking van hoofdstuk 5 met betrekking tot het bepalen van de aanleghoogte van de kruin van een waterkering. De aanleghoogte is de hoogte van de kruin onmiddellijk na het gereedkomen van de aanleg of de verbetering van de kering.

In § B3.2 wordt de aanleghoogte van de kruin van een grondconstructie behandeld, in § B3.3 wordt ingegaan op de aanleghoogte van de kruin van bijzondere constructies.

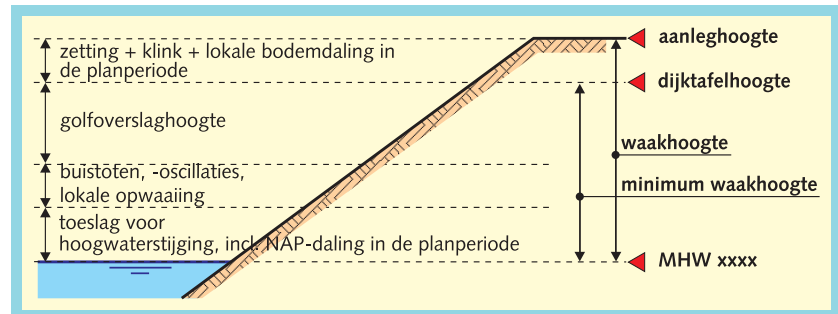
B3.2 De aanleghoogte van een grondconstructie

Â De aanleghoogte is samengesteld uit de volgende bijdragen (zie figuur B3.2.1):

- de waterstand met een overschrijdingskans overeenkomstig de wettelijke norm: de maatgevende hoogwaterstand MHW xxxx, waarin xxxx staat voor het jaar van vaststelling.
- de hoogwaterstijging (inclusief de NAP daling) over de planperiode;
- een toeslag voor bui-oscillaties, buistoten en seiches; (lokale) opwaaiing wordt alleen in rekening gebracht als deze niet reeds in de waterstandsstatistiek is verwerkt.
- de golfoverslaghoogte, die behoort bij een overslag van 1 l/m/s (als gekozen startwaarde uit de logaritmische reeks 0,1 -> 1 -> 10 l/m/s);
- de lokaal verwachte bodemdaling over de planperiode;
- de verwachte kruindaling door klink van het dijklichaam en zetting van de ondergrond over de planperiode, na de oplevering.

De bijdragen (a), (b), (c) en (e) zijn niet beïnvloedbaar; hoofdstuk B2 van dit Basisrapport geeft een beschrijving van de bijbehorende belastingen. Bijdrage (f) is wel beïnvloedbaar. Bijdrage (d) is mede afhankelijk van de helling en de vorm van het buitenbeloop, de vooroever en golfdempende maatregelen; de berekening vindt plaats bij een waterstand gelijk aan (a) + (b) + (c) en een bodemligging, die rekening houdt met veranderingen in de ligging van het voorland, met inbegrip van de bodemdaling gedurende de planperiode.

Het begrip 'waakhoogte' is geen aanduiding van een hoogtemaat, maar geeft een verschil aan tussen twee niveaus: de aanleghoogte en de MHW. De waakhoogte mag nooit kleiner worden dan de som van de golfoploop en de in rekening te brengen waterstandsverhogingen als gevolg van buistoten, bui-oscillaties en lokale opwaaiing; dit is de 'minimum waakhoogte'. In het rapport van de Deltacommissie [28] is aanbevolen als minimale maat voor de waakhoogte enkele decimeters aan te houden; dit is in latere TAW-leidraden vertaald in 0,5 m. Voor zee- en meerdijken zal, vanwege de bijdragen (c) en (d), deze 0,5 m over het algemeen aanwezig zijn. Voorziene ontwikkelingen, zoals morfologische veranderingen en verandering in het tempo van de hoogwaterstijging, maken een planperiode van veel langer dan 50 jaar vaak niet realistisch. Gezien de altijd hoge initiële kosten van een dijkverhoging zal het echter in de meeste gevallen ook niet



Figuur B3.2.1 Bijdragen aanleghoogte kruin

verstandig zijn de planperiode korter dan 50 jaar te kiezen. Bij twijfel wordt aanbevolen op basis van een optimalisatieberekening voor het onderhoud de meest wenselijke planperiode te bepalen.

Als in of onder de dijk kostbare kunstwerken aanwezig zijn, zoals sluisen en tunnels, kan zelfs een planperiode van bijvoorbeeld 100 jaar in beeld komen.

(a) De MHW

De maatgevende hoogwaterstand MHW staat in de nota Hydraulische randvoorwaarden voor primaire waterkeringen (het randvoorwaardenboek) [13]. Aan de toevoeging van MHW is te zien voor welk referentiejaar de MHW is vastgesteld (bijvoorbeeld: MHW 2005 geldt voor het jaar 2005). De randvoorwaarden zijn gebaseerd op de veiligheidsnorm uit de Wet op de waterkering en worden eens per vijf jaar geactualiseerd en uitgebracht

in een nieuw randvoorwaardenboek.

Voor het eerste randvoorwaardenboek geldt MHW 2000 = Toetspeil 2000.0.
Zie voor meer informatie § B2.2.2.

(b) De hoogwaterstijging

De hoogwaterstijging is het samenstel van de mondiale stijging van de zeespiegel/NAP-daling en de eventuele lokale wijzigingen van de getij-amplitude; de laatste factor is veelal het gevolg van menselijk ingrijpen in lokale situaties en de daarmee gepaard gaande morfologische ontwikkelingen. In het randvoorwaardenboek staat hoe de hoogwaterstijging bij het ontwerpen in rekening moet worden gebracht.

(c) De lokaal verwachte bodemdaling

Bodemdaling is te verwachten als gevolg van (diep)wateronttrekking en winning van delfstoffen (olie, gas, zout). Ook bij verlaging van het polderpeil kan bodemdaling optreden.
Zie voor meer informatie § B5.3.2.

(d) De toeslag voor bui-oscillaties, buistoten en seiches

Zie voor deze toeslag § B2.2.3.

(e) De verwachte kruindaling door klink van het dijklichaam en zetting van de ondergrond

De zetting van de ondergrond tijdens de consolidatiefase en daarna kan worden bepaald met behulp van de regels uit § B5.3.2. Daarin staan ook waarden die voor klink van vers aangebrachte grond kunnen worden aangehouden.

(f) De golfoverslaghoogte

De golfoverslaghoogte is gerelateerd aan een ontwerp-golfoverslagdebiet. In het verleden werd de overslag uitgedrukt in een percentage van de golven dat over de kruin slaat. Bij het ontwerpen van dijkversterkingen in het kader van de Deltawet is tot voor kort vrij algemeen gedimensioneerd op de golfoploophoogte, die wordt overschreden door 2% van de aankomende golven.

Het hanteren van een overslagdebiet maakt een meer genuanceerde benadering mogelijk. Afhankelijk van bijvoorbeeld de kwaliteit (erosie- en afschuivingsbestendigheid) van het binnentalud kan meer of minder overslag worden getolereerd en daarmee een lagere of hogere kruin worden gerealiseerd. In de Leidraden voor rivierdijken [5], en later in de Handreiking Constructief Ontwerpen [6], wordt voor het toelaatbare overslagdebiet de logaritmische reeks 0,1 , 1,0 en 10 l/m/s aanbevolen, afhankelijk van de kwaliteit van de kruin en het binnentalud en de gewenste mate van bereikbaarheid en begaanbaarheid tijdens extreme omstandigheden voor inspectie en onderhoud. Als een kruin onbegaanbaar is voor lopende dijkwachters

kan hij nog wel toegankelijk zijn voor bijvoorbeeld een terreinauto of een vrachtauto. Ook moet er rekening mee worden gehouden, dat in gebieden met bebouwing direct achter de kering het gevoel van veiligheid sterk afneemt bij een grotere overslag.

Terwille van uniformiteit wordt in de Leidraad Zee- en Meerdijken een vergelijkbare indeling aangehouden. Voor meerdijken is het golfklimaat in veel gevallen vergelijkbaar met dat op rivierdijken; 2% golfoploop komt ongeveer overeen met 0,1 l/m/s. De criteria uit genoemde Handreiking gelden daarom ook voor meerdijken; meerdijken met een golfbelasting van $H_s > 1$ m moeten echter worden behandeld als zeedijken.

Voor zeedijken is sprake van een andere situatie. In de nota Toelaatbare golfoverslag bij grasdijken [45] wordt ingegaan op de verschillen tussen rivier- en meerdijken enerzijds en zeedijken anderzijds. Geconcludeerd wordt, dat een overslag van 10 l/m/s toelaatbaar is als het niet noodzakelijk wordt geacht dat de kruin van de zeedijk onder maatgevende omstandigheden begaanbaar is. Als voorwaarde geldt hierbij, dat de eisen uit de Handreiking Constructief Ontwerpen [6] worden aangescherpt. Deze aanscherping is nodig vanwege de grotere hoeveelheden water die in één keer over de kruin slaan en de hogere snelheden van het afstromende water.

De bijbehorende eisen voor het binnentalud staan in § B5.4.2.

De berekening van de golfoploophoogte staat in § B2.2.4.

B3.3 De aanleghoogte van de kruin bij bijzondere constructies

Â Het toelaatbare overslagdebiet wordt bepaald door het toelaatbare waterbezwaar in de achtergelegen polder en de sterkte van de kering aan de landzijde van de kruin.

Het vertalen van dit overslagdebiet in een aanleghoogte kan bijzonder complex van aard zijn. § B2.2.4 wijst hierin de weg voor taluds en, in beperkte mate, voor verticale wanden. Meer informatie is te vinden in de Leidraad Waterkerende kunstwerken en bijzondere constructies [4]. In veel gevallen zal specialistische hulp, eventueel aangevuld met modelonderzoek, nodig zijn.

B4 OPTIMALISATIE VAN EEN GRONDCONSTRUCTIE

Â Dit hoofdstuk geeft aanvullende informatie voor het doorlopen van stap (a4) uit § 5.2 van de leidraad: de optimalisering van het dwarsprofiel van een grondconstructie, met als uitgangspunt de eerste globale schets, die in stap (a2) is gemaakt. Het betreft hier de optimalisatie vanuit de hydraulische belastingen (in hoofdstuk B2), alsmede vanuit de sterkte van het dijklichaam en de ondergrond en de grondmechanische aspecten, waarbij conform het schema in figuur 5.1.1 van de leidraad rekening wordt gehouden met de eisen uit alle meespelende functies. De behandeling van de grondmechanische aspecten, waaronder de controle op de bijbehorende faalmechanismen (stap (a3)), staat in hoofdstuk B5.

Zoals gezegd beperkt dit hoofdstuk zich tot de optimalisatie van het dwarsprofiel van een grondconstructie. Als de meespelende functie-eisen niet voldoende inpasbaar zijn in een grondprofiel moet ombouw naar een bijzonder dwarsprofiel plaatsvinden (zie voornoemde figuur 5.1.1).

Â Voor de optimalisatie van het dwarsprofiel beschikt de ontwerper bij het ontwerpen van een nieuwe dijk over de volgende 'knoppen' (variabelen):

- (a) De golfoploop als functie van de hoogte van het voorland en de helling en de vorm van het buitentalud.
- (b) De keuze van de sterkte van kruin en binnentalud.
- (c) De keuze van de bekleding op het buitentalud, de kruin en het binnentalud.
- (d) De keuze helling binnentalud / hoogte en breedte binnenberm.
- (e) Grondverbetering bij slappe ondergrond.
- (f) Grondverbetering bij doorlatende ondergrond.
- (g) Keuze opbouw dijklichaam / drainagevoorzieningen.

Bij een dijkverzwaring is daarnaast de volgende keuze van belang:

- (h) De plaats van de dijkverzwaring: binnendijs, buitendijs of zowel binnen- als buitendijs.
- (i) De mate waarin rekening gehouden moet worden met ijsbelasting.

(a) De golfoploop

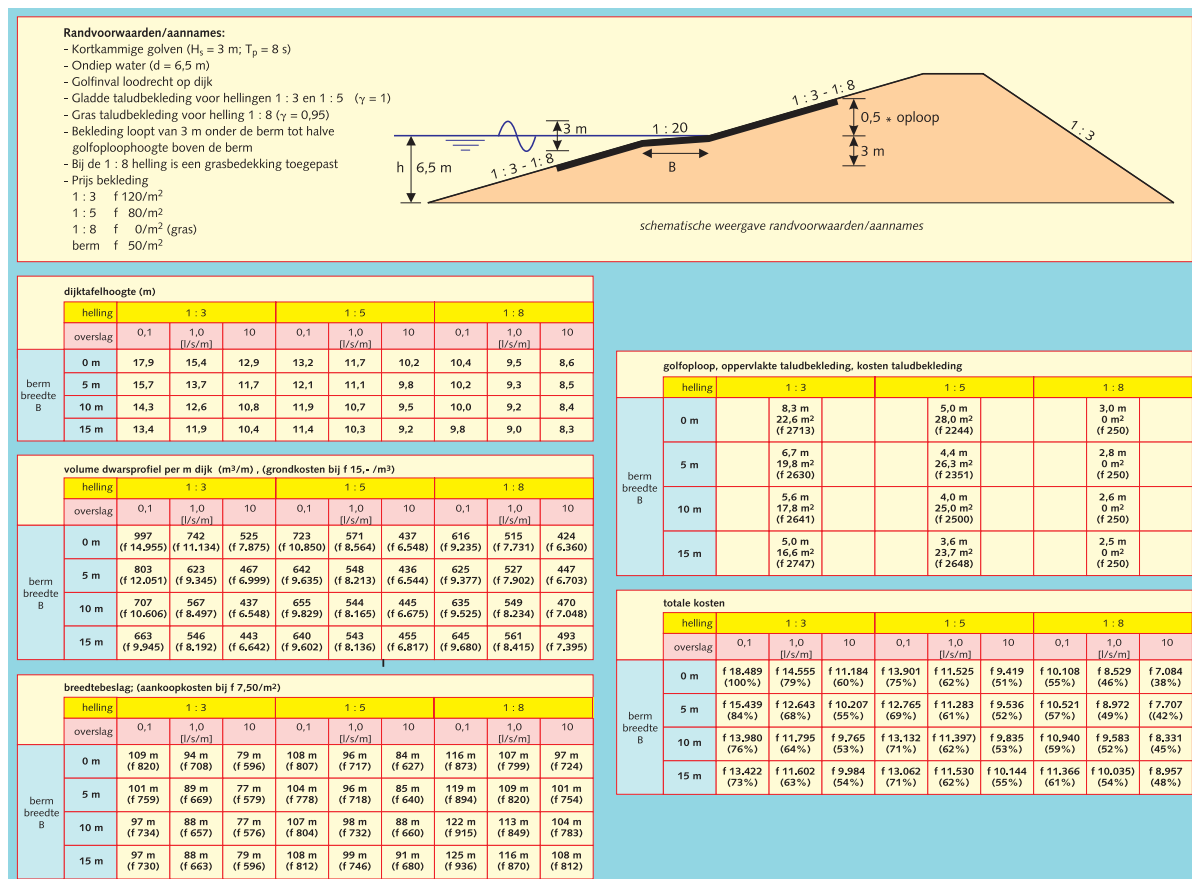
Door reductie van de golfoploop kan worden volstaan met een lagere kruin; dit is te bereiken door:

- een flauw buitentalud,
- een hoog voorland,
- een golfremmende constructie,
- een ruw buitenbeloop, en/of
- een buitenberm op de juiste hoogte.

Figuur 5.2.4 van de leidraad geeft een voorbeeld van de invloed van de helling van het buitentalud en van een berm op het niveau van de MHW. In figuur B4.1 zijn voor dit voorbeeld onder bepaalde aannamen de consequenties in tabelvorm weergegeven voor de dijktafelhoogte, het oppervlak (volume/m³) van het dwarsprofiel, het breedtebeslag in verband met de grondaankoop, het oppervlak van de bekleding, en wordt een globale kos-

tenvergelijking getoond.

Met nadruk wordt er op gewezen, dat dit voorbeeld alleen ter illustratie dient; zo is het in werkelijkheid onwaarschijnlijk dat op het onderste gedeelte van het buitentalud gras zou worden toegepast. Ook de genoemde prijzen zijn fictief. De conclusie uit dit voorbeeld is dat, als men de alternatieven zonder berm en die met een steil talud buiten beschouwing laat, alle beklede dijken ongeveer even duur zijn. Als bekleding kan worden vermeden door een 1 : 8 talud te kiezen, dan wordt in dit geval de goedkoopste oplossing gevonden. Het lijkt dus niet goed mogelijk op basis van deze simpele vergelijking tot een keuze te komen. Hiervoor is een verdere detaillering vereist.



Figuur B4.1

Voorbeeld invloed helling buitentalud op dwarsprofiel

Bij een hoog voorland (als $h/H_s < 3$ à 4) gaan met name de hoogste golven op het voorland breken. Hierin is h de waterdiepte en H_s de significante golfhoogte, beide ter plaatse van de teen van de constructie.

Golfremmende constructies komen vanwege de vrij hoge kosten alleen in beeld als over een korte afstand een lagere kruin gewenst is. Bij het ontwerpen van deze bijzondere constructies is specialistische hulp en/of fysisch modelonderzoek nodig.

Een ruw buitenbeloop kan worden gemaakt door toepassen van speciale bloktypen als bekleding, door het aanbrengen van ruwheidselementen op gladde bekledingen, en door het toepassen van stortsteen. Dit laatste is het meest effectief met een reductie tot 50%.

De reductiecoëfficiënten staan in het Technisch Rapport Golfloop en golfoverslag bij dijken [9].

Een buitenberm werkt als reductor met betrekking tot de golfploophoogte optimaal als hij ongeveer op de hoogte ligt van de waterlijn, voor ontwerpomstandigheden dus op het niveau van de MHW + eventuele lokale toeslagen. In Golfloop en golfoverslag bij dijken [9] staat hoe de reductie voor verschillende breedte en hoogteligging kan worden berekend.

(b) De dimensionering van kruin en binnentalud

Door het toelaten van meer golfoverslag kan de kruinhoogte lager worden aangehouden, maar moet de sterkte van kruin en binnentalud worden vergroot en maatregelen worden getroffen voor waterafvoer aan de binnenzijde. Dit aspect is behandeld in § B3.2.

De kruinbreedte is slechts tot op zekere hoogte in verband te brengen met het veiligheidsaspect. Dit verklaart wellicht mede waarom er regionaal een verschillende praktijk is gegroeid ten aanzien van de te kiezen kruinbreedte. In de Handreiking Constructief Ontwerpen [6] zijn vanuit een oogpunt van de overige functies van het dijklichaam (met name de functie verkeer) en van onderhoud aanbevelingen gedaan voor de kruinbreedte en de vormgeving van het binnentalud, met of zonder een binnenberm.

Een dijksloot vangt het van de dijk afkomende/afstromende neerslagoverschot op. Daarnaast functioneert de sloot voor het opvangen van over, door en vanuit het dijkprofiel komend water, al of niet verzameld in een langsdrainage in de binnenteeën. Veelal is de sloot ook bestemd om uit de aangrenzende percelen land afkomstig water op te vangen.

(c) De keuze van de bekleding op het buitentalud, de kruin en het binnentalud

Bij de optimalisatie moet ook het type en zwaarte van de bekleding mee worden beoordeeld. Op hoofdlijnen geldt bij aanwezigheid van getij het volgende:

- Bij een hoog (boven GHW + 0,5 m) voorland kan mogelijk worden volstaan met een goede grasmat. In andere gevallen is ten minste in de zone van het dagelijks getij een met steenachtige materialen verdedigd buitenbeloop nodig. Plaatselijke ervaring zal moeten uitwijzen vanaf welke hoogte de grasmat mogelijk is.
- Onder GLW + 0,5 m kan de verdediging alleen worden aangebracht in de vorm van een 'bezinking', zoals een kraagstuk met bestorting, stortsteen met gietasfaldichting, een blokkenmat, verpakte materialen (gabions), of colloïdaal beton.
- Tussen GLW + 0,5 m en GHW wordt een bekleding aangebracht van

gezette steen, verpakte materialen, blokkenmatten, platen of colloïdaal beton.

- Tussen GHW en MHW (+ toeslagen) is een zwaardere versie van de bekleding beneden GHW vereist of een asfaltbekleding, die daarboven in de golfoploopzone, weer lichter kan worden uitgevoerd, eventueel overgaand in een grasbekleding.

Glooiingsconstructies op het bovenwatertalud dienen aan de onderzijde te worden gesteund. Bij aanwezigheid van een voorland kan de glooiing daarin worden opgevangen. Bij dijken zonder voorland (dus met een onderwaterbeloop) wordt nabij de overgang van het onder- en bovenwatertalud de glooiing opgevangen in een berm. Deze berm ligt in de regel ongeveer op het niveau van 0,5 m boven gemiddeld laag water (plas- of kreukelberm) om de gehele constructiedikte van de bekleding ter plaatse van de glooiing te kunnen realiseren. Deze berm kan tevens voor de buitenwaartse stabiliteit van het dijklichaam noodzakelijk zijn.

Bij afwezigheid van getij geldt het bovenstaande, waarbij voor GLW Meerpeil moet worden gelezen en GHW vervalt. Tussen Meerpeil + 0,5 en MHW is vaak een lichtere bekleding mogelijk dan bij zeedijken.

De selectie en de dimensionering van de bekledingen zijn verder behandeld in hoofdstuk B6.

(d) Keuze helling binnentalud / hoogte en breedte binnenberm

Binnen de ruimtelijke mogelijkheden is met eerdergenoemde grootheden te variëren. Een flauw binnentalud kan bijvoorbeeld een stabiel profiel opleveren, maar ook een steiler talud in combinatie met een berm. Voor een stabiliteitsberm kan zowel hoog en kort als dun (laag) en breed een goede oplossing zijn. Uit de aard van het stabiliteitsprobleem volgt vaak de meest effectieve oplossing. Bijvoorbeeld in geval van opdrijven zal een lage, brede berm vaak effectiever zijn dan een kortere maar hogere berm.

Ruimtelijke beperkingen aan de binnenzijde maken soms een buitenwaartse asverlegging aantrekkelijk. Hierbij wordt de ruimte voor de binnenberm gevonden ter plaatse van het bestaande (gedeeltelijk af te graven) dijklichaam.

De afmetingen van een (stabiliteits)binnenberm zijn ook afhankelijk van de kruinhoogte. Dit betekent dat ook door een ingewikkelde interactie tussen helling buitentalud - kruinhoogte - binnenwaartse stabiliteit tot een ruimtelijke optimalisatie kan worden gekomen. Bijvoorbeeld een minimalisatie in de golfoploop door een flauwer buitentalud geeft een lagere kruinhoogte. Dit vraagt op zich meer ruimte, echter de binnenberm kan in dat geval minder breed zijn en maakt (een gedeelte van) het extra ruimtebeslag weer goed.

(e) Grondverbetering bij slappe ondergrond

Bij een ondergrond, die is opgebouwd uit een dik samendrukbaar pakket, is een aanzienlijke overhoogte in het dijkprofiel nodig om de te verwachten

zetting te compenseren.

Ook is vaak extra ruimtebeslag nodig in verband met benodigde flauwe binnentaluds of brede bermen om het dijklichaam voldoende stabiliteit te geven.

In een optimalisatieproces kan worden nagegaan of het interessant is de benodigde overhoogte en/of het totale ruimtebeslag te reduceren door de slappe lagen geheel of gedeeltelijk te verwijderen.

In principe worden hierbij de slappe lagen ter plaatse van de toekomstige dijk weggegraven (gebaggerd) en vervangen door zand.

Over de diepte kan alleen in algemene zin iets gezegd worden. Zeer slappe toplagen bestaande uit ongerijpt slib worden in ieder geval verwijderd.

Deze lagen zijn vaak ook in milieu-hygiënische zin dermate vervuild dat verwijdering verplicht is. Het betreft hier lagen met weinig of in het geheel geen draagvermogen. Soms is ook wegpersen een optie, maar zeker bij bredere ophogingen is dan sprake van een ongecontroleerd proces met grote kans op slibinsluitingen. Het verwijderen van veenlagen voor zover bovenin het slappe lagenpakket gelegen, bijvoorbeeld in de bovenste 5 m, zal in het algemeen ook nuttig blijken te zijn. Hoewel deze lagen wel een behoorlijk draagvermogen hebben (wegpersen treedt niet gauw op) zijn het juist deze lagen die de aanzienlijke overhoogte en het extra ruimtebeslag nodig maken. Grondverbetering tot grotere diepte, bijvoorbeeld alle slappe lagen verwijderen tot op het diepe zand, zal minder vaak lonend blijken te zijn.

De breedte moet bij voorkeur zo zijn dat het dijklichaam zijn belasting als het ware kan spreiden via de grondverbetering naar de niet-verwijderde slappe lagen.

Speciale aandacht is nodig voor een eventuele bovenafdichting met klei op het zandcunet; dit in verband met onderloopsheid en mogelijk contact met een watervoerend pakket.

Bij een cunetvulling met zand is in principe een intredepunt voor het buitenwater gecreëerd ter plaatse van de buitenteen van de waterkering. Dit kan zowel voor een dijk met een kleikern als voor een dijk met een zandkern bezwaarlijk zijn (piping respectievelijk hoge freatische lijn kan het gevolg zijn). Het is derhalve vaak noodzakelijk een dichte bekleding op de bovenkant van het cunet aan te brengen.

Bij een diep cunet moet ervoor worden gewaakt dat geen permanente verbinding ontstaat tussen de cunetvulling en de diepe (watervoerende) zandlaag.

Voor de uitvoering is van belang dat bij het graven géén opbarsten van de bodem kan optreden. Indien in het kader van een dijkverbetering een cunet wordt gemaakt (en er direct naast de te verbeteren dijk wordt ontgraven) moet behalve de bodemstabiliteit uiteraard ook de stabiliteit van de bestaande dijk gegarandeerd zijn.

Behalve ten behoeve van een optimalisatie in het ontwerp kan de toepassing van een grondverbetering ook worden overwogen om de uitvoering te optimaliseren. Bijvoorbeeld in geval van een (te) lange uitvoeringsduur

tengevolge van de aanwezigheid van slappe lagen kan een grondverbetering zeker zinvol zijn.

(f) Grondverbetering bij doorlatende ondergrond

Pipingbermen kunnen in hoge mate het ruimtebeslag van een dijklichaam bepalen. Brede pipingbermen aan de binnenzijde van de dijk kunnen uit ruimtelijke overwegingen ongewenst zijn. Door aan de buitenzijde een on-doorlatende berm aan te brengen (eventueel ingegraven in het voorland) wordt het intredepunt verlegd en kan eenzelfde effect worden bereikt als met een binnendijkse berm.

(g) Keuze opbouw dijklichaam/drainage voorzieningen

Aspecten als macrostabiliteit en microstabiliteit zijn in hoge mate afhankelijk van de waterspanningen in, en daarmee indirect van de opbouw van het dijklichaam.

Zo zal bijvoorbeeld bij een kleidijk op een zandondergrond piping een probleem kunnen vormen. In het geval van een zanddijk op een zandondergrond kan piping géén probleem zijn, maar kan de waterstand in de dijk zodanig hoog worden dat stabiliteit in gevaar komt.

Door een goede afstemming tussen de opbouw van de ondergrond en de aan de orde zijnde faalmechanismen kan ook in de opbouw van het dijklichaam worden geoptimaliseerd. Gedacht moet worden aan het wel of niet aanbrengen van een extra dikke kleibekleding op het buitentalud (om de freatische lijn laag te houden), het wel of niet afsluiten van het dijklichaam op de zate, het al dan niet kiezen voor een open buitenteen of juist een drainage in de binnenteen, etc.

(h) De plaats van een dijkverzwaring

Bij verbetering van bestaande dijken is een strikt technisch-economische optimalisatie, zoals eerder is beschreven, vaak niet mogelijk. Er zal namelijk vaak naar gestreefd worden zoveel mogelijk het oude, goed gezette dijklichaam in tact te laten en als geheel in de nieuwe constructie op te nemen.

In figuur B4.2 zijn voorbeelden getoond van de mogelijkheden om te verzwaren:

- binnendijks,
- een dijk over een dijk, en
- buitendijks.

Is het buitentalud voorzien van een goede glooiingsconstructie, dan zal men om kwalitatieve en financiële redenen die glooiing willen behouden en kiezen voor een binnendijkse verzwaring. Als het talud onvoldoende stabiel is bij vallend water, en men wil toch de glooiing handhaven, dan kan de stabiliteit worden vergroot door het aanbrengen van een steunberm, eventueel in combinatie met het verflauwen van de taludhelling boven de glooiing of van het onderwatertalud. De uitvoering is ook eenvoudiger doordat de waterkering aan de zee- of meerzijde grotendeels intact

blijft. Verzwaring aan de binnenzijde zal op het eerste gezicht vaak de voorkeur verdienen, maar aankoop of onteigening van terrein en van gebouwen, omlegging van wegen en(of) waterlopen kunnen een beletsel vormen. Dit beletsel kan des te groter zijn als LNC-aspecten aan de binnenzijde van de te versterken dijk van hoge waarde blijken te zijn. Een ander nadeel is dat bij opspuiten met zeezand het zoute water weer naar zee moet worden teruggepompt. Er is enige zoute kwel naar de polder mogelijk. Dit bezwaar kan worden bestreden door tijdens de uitvoering doorspoelpompen met voldoende capaciteit op te stellen. Bij een dergelijke zandleverantie voor de dijk moet van slib voorgezuiverd zand in het werk worden gebracht, dat de kostprijs per m¹ dijk weer verhoogt.

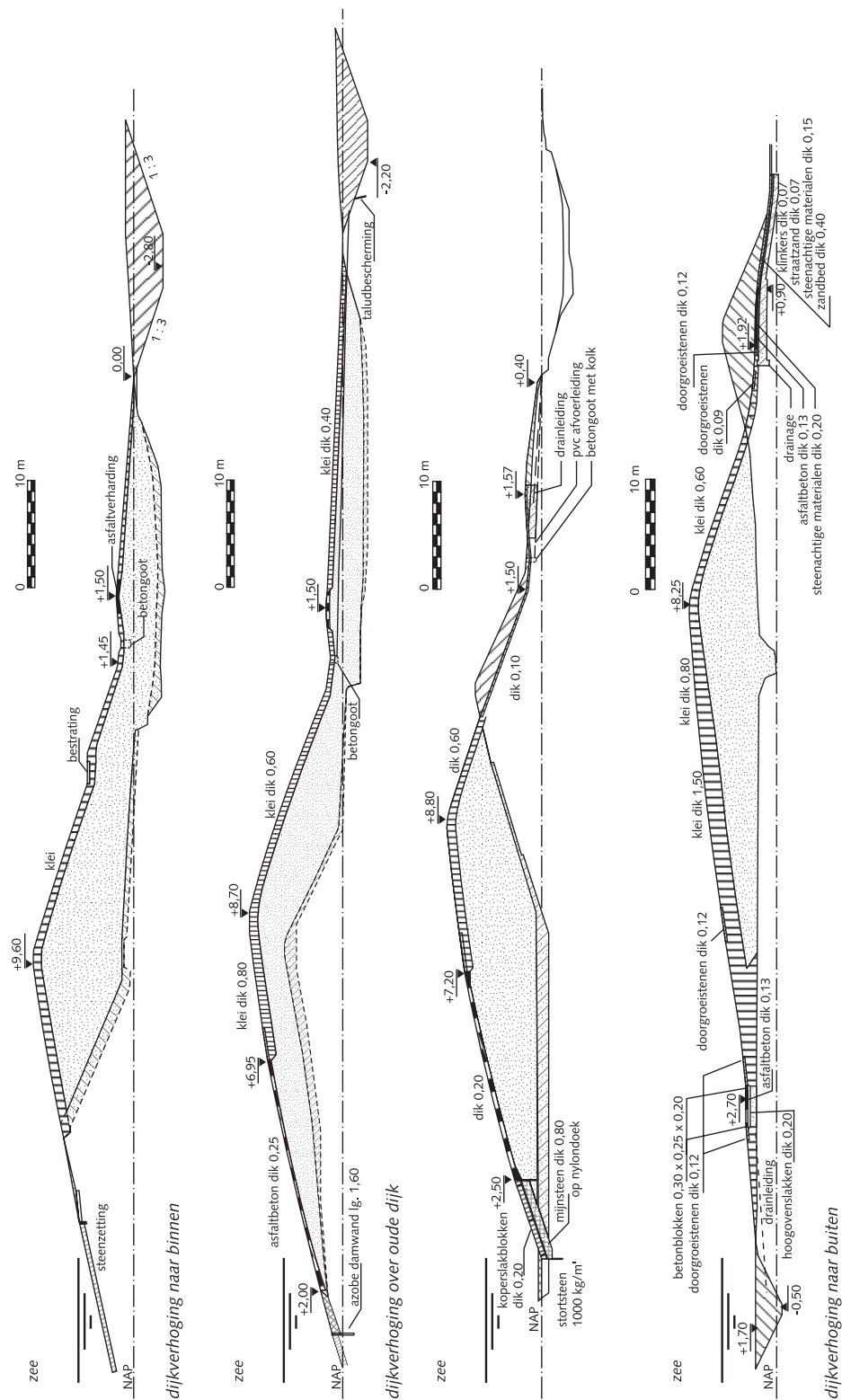
Een dijk over een dijk bouwen door zowel aan de buiten- als aan de binnenkant de dijk te verzwaren past men alleen toe als de omstandigheden daartoe dwingen, bijvoorbeeld vanwege ruimtegebrek. De uitvoering is lastig; tijdens de bouw wordt de gehele dijk overhoop gehaald. De waterkerende functie van de dijk is dan meer dan bij de andere typen dijkverzwaring aanzienlijk aangetast.

Een buitendijkse verzwaring wordt toegepast als op het buitenbeloop geen, of een onvoldoende sterke bekleding aanwezig is. Een nadeel is dat de waterkering tijdens de uitvoering tijdelijk aan de buitenzijde wordt ontmanteld. Een voordeel is dat met open zandstorten kan worden gewerkt, waardoor er minder slibbezwaar is en het zand rechtstreeks in het werk kan worden gespoten. Er is minder kans op zoutbezwaar voor de binnenpolder. Er behoeft geen landbouwgrond en/of bebouwing te worden aangekocht. Bij dijken die direct aan open water liggen kan men hinder ondervinden van hoogwaterstanden. Bij buitendijkse verzwaring kan wel, als ware het een nieuw dijklichaam, worden geoptimaliseerd in de keuze van de kruinhoogte en de helling en verdediging van het buitenbeloop. LNC-aspecten kunnen ook hier een zware rol spelen.

Het voorgaande laat zien dat er tussen ontwerp en uitvoering een wisselwerking bestaat. Het ontwerp kan zodanig zijn, dat het tot uitvoeringswijzen leidt, die nadelig zijn voor de blijvende betrouwbaarheid van de dijk (sterkte, beheer). Dit kan dus leiden tot de wens tot ontwerpaanpassing. Ook kan een onderdeel van het ontwerp dat tot een kostbare wijze van uitvoering of tot een relatief groot uitvoeringsrisico leidt, medebepalend zijn voor de uiteindelijke vormgeving van het ontwerp. Deze laatstgenoemde factoren mogen in het algemeen minder zwaar wegen dan het eerstgenoemde aspect van blijvende aard.

(i) De mate waarin rekening gehouden moet worden met ijsbelasting

Als gevolg van zware ijsbelasting, met name kruiend ijs, kan een dijkbekleding en een teenconstructie beschadigd raken. Het bewegende ijs kan de bekleding meesleuren, vooral als er voldoende aangrijpingspunten zijn in de vorm van een ruw oppervlak of uitsteeksels (palenrijen), of als het talud steil is (steiler dan 1 : 3). Bij zoet water is ijsbelasting eerder een bedreiging voor de dijk dan bij zout water, omdat enerzijds het zoete water vaker be-



Figuur B4.2 Varianten dijkverzwaring

vriest dan zout water en anderzijds het ijs van zoet water in het algemeen sterker (harder) is dan het ijs van zout water.

Ondanks de schade die ijs kan veroorzaken is de kans op inundatie van het achterland hierdoor toch erg laag. Hiervoor zou de ijsbelasting gepaard moeten gaan met hoge waterstand en zware golfaanval, zodat het dijklichaam onder de beschadigde bekleding verder kan eroderen en bezwijken. Zo'n samenloop van omstandigheden is onwaarschijnlijk, omdat de golfhoogte door het ijs op het water sterk wordt beperkt.

Er is nog onvoldoende kennis voorhanden om een waterkering te kunnen dimensioneren op een zware ijsbelasting. Het is wel mogelijk maatregelen te treffen om de gevolgen van ijsbelasting zoveel mogelijk te voorkomen:

- Een glad oppervlak zonder uitsteeksels is belangrijk.
Een ruw oppervlak heeft als positief effect dat het de golfoploop en daarmee de benodigde kruinhoogte reduceert. Dit positieve aspect moet worden afgewogen tegen de toename van de mogelijke ijsbelasting op de bekleding. Vermeden moet worden dat overgangsconstructies boven het talud uitsteken. Met name bij bekledingen zonder duidelijke samenhang, zoals stortsteen in een plasberm, moet ermee rekening worden gehouden dat het kruinende ijs elementen kan meevoeren tegen het talud op.
- De aanwezigheid van een berm beperkt de ijsbelasting op boventalud en kruin. Bij dijken zonder een berm boven het stil water niveau kan het kruinende ijs over de dijk schuiven. In dergelijke gevallen moet worden bekeken of dit ijs een bedreiging vormt voor de bekleding van de kruin en het binnentalud en voor eventuele constructies direct achter de dijk. Een berm boven het stil water niveau is gunstig omdat de berm als opslagplaats kan dienen voor ijsschotsen. Het ijs zal namelijk in schotsen breken bij het opklimmen tegen het ondertalud en ter plaatse van de voorrand van de berm. De schotsen op de berm kunnen niet meer het boventalud opgedrukt worden omdat ter plaatse van de voorrand van de berm een soort knikverschijnsel optreedt. De schotsen knikken omhoog en stapelen zich op.

B5 GRONDMECHANISCHE ASPECTEN

B5.1 Inleiding

Â Dit hoofdstuk is gebaseerd op het rapport Aanleg en Verbetering van Zee- en Meerdijken [39]. Het behandelt, als uitwerking van stap a(3), controle faalmechanismen, de grondmechanische aspecten, die een rol spelen bij het ontwerpen, aanleggen en onderhouden van zee- en meerdijken. Achtereenvolgens komen aan de orde:

- de sterkte, in § B5.2;
- de faalmechanismen, in § B5.3;
- de opbouw en de dimensionering van het dwarsprofiel, in § B5.4;
- de uitvoering, in § B5.5.

Dit hoofdstuk kent veel verwijzingen naar de Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken deel 1 (Bovenrivieren) en deel 2 (Benedenrivieren) [5] en naar de Handreiking Constructief Ontwerpen [6]. Deze drie zullen hierna kortheidshalve worden aangeduid met respectievelijk *Bovenrivieren*, *Benedenrivieren* en *Handreiking*.

B5.2 Sterkte

B5.2.1 Inleiding

Â De sterkte van de dijk wordt bepaald door:

1. de geometrie van de dijk (hoogte en taludhellingen);
2. de grondlagenopbouw van het dijklichaam en de ondergrond;
3. de grondparameters;
4. de waterspanningen.

De grondopbouw onder het tracé is een belangrijk gegeven voor een dijk-ontwerp. Om tot een bruikbaar en betrouwbaar beeld van de ondergrond te komen is zowel geologisch inzicht nodig als geotechnische kennis. Bestudering van archiefgegevens, geologische kaarten, geotechnische profielen en literatuur kunnen al in een vroeg stadium een goede algemene indruk geven van de ondergrond. In een later stadium wordt dan aan de hand van aanvullend onderzoek een betrouwbaar beeld van de verbreiding van de verschillende lagen gemaakt. Het gebruik naast elkaar van oud en nieuw onderzoek is overigens pas goed mogelijk wanneer dat onderzoek altijd op eenzelfde manier verwerkt is.

De indeling van de ondergrond in verschillende lagen gebeurt op grond van de lithostratigrafie, dat wil zeggen op grond van de samenstelling van de lagen en de volgorde waarin ze zijn afgezet, en op grond van hun geotechnische eigenschappen, zoals bijvoorbeeld conusweerstand en volumieke massa. Deze indeling geeft lagen die constant zijn in hun geotechnische eigenschappen, zodat ze rechtstreeks als geometrisch model kunnen worden gebruikt, bijvoorbeeld voor zettingsberekeningen en stabiliteitsonderzoek.

B5.2.2 Geologische gebiedsbeschrijving

Â De geologische geschiedenis van het gebied in kwestie en de opbouw van de qua samenstelling en geotechnische eigenschappen verschillende grondlagen is in tientallen publikaties reeds uitgebreid behandeld. Enige bekendheid met de geologie wordt in het volgende dan ook verondersteld; het vervolg verschaft uitsluitend die geologische informatie die van belang kan zijn bij de analyse van de te verwachten grondlagen en de interpretatie van het grondonderzoek. Voor nadere informatie wordt verwezen naar de literatuur, en naar geologische, geomorfologische, bodemkundige en geo-hydrologische kaarten.

Het kustgebied van Nederland is in drie fysisch-geografische regio's in te delen; het zuidwestelijk zeekleigebied, het duingebied en het Fries-Gronings zeekleigebied. In deze twee regio's zijn twee geologische eenheden van belang: de pleistocene Twente-Formatie en de holocene Westland-Formatie.

Â *Pleistoceen: Twente-Formatie*

De pleistocene tijd wordt gekarakteriseerd door een afwisseling van koude (glaciale) en warme (interglaciale) klimaten. De laatste koude periode voorafgaand aan het holoceen wordt Weichselien genoemd. Gedurende deze periode is de Formatie van Twente afgezet. In deze periode lag er geen landijs in Nederland; het was wel zo koud dat de ondergrond een groot gedeelte van het jaar bevroren was. Nederland was bedekt met een zogenaamde toendra-vegetatie, bestaande uit enkele lage struiken en grassen. Deze begroeiing geeft slechts weinig bescherming tegen het wegblazen en elders weer afzetten van zand door de wind. Over heel Nederland (uitgezonderd in het rivierengebied) werd een dunne bedekking van eolisch zand afgezet. Vandaar de naam dekzand, waaronder de Formatie van Twente ook wel bekend staat.

De eolische, door de wind afgezette zanden, zijn fijn tot middelkorrelig, waarin lokaal leemlaagjes en grindsnoertjes kunnen voorkomen. Verschijnselen ten gevolge van vorstwerking komen veelvuldig voor. De dekzanden liggen als een deken over het hele gebied verspreid en variëren sterk in dikte, van enkele meters tot circa 10 meter.

Â *Holoceen: Westland-Formatie in het zuidwestelijke zeekleigebied*

Ongeveer 10.000 jaar geleden begon de temperatuur te stijgen en kwam er een einde aan de laatste ijstijd. De huidige warme periode heet het holoceen. Door de temperatuurstijging smolten de noordelijker gelegen ijskappen en steeg de zeespiegel. Alle sedimenten die onder invloed van deze zeespiegelrijzing zijn afgezet behoren tot de Westland-Formatie.

Het zuidwestelijk zeekleigebied wijkt naar erosie- en sedimentatiepatroon sterk af van het Fries-Gronings zeekleigebied en het duingebied. Een belangrijke oorzaak is het voorkomen van grote riviermondingen. Daarnaast is het aanwezige getijverschil in Zuidwest Nederland groter door stuwing van de vloedstroom in het nauw van Calais.

De Westland-Formatie omvat in het zuidwestelijk zeekleigebied vier afzettingstypen met ieder een eigen lithologie, te weten:

(a) Jonge duin- en strandafzettingen: De duin- en strandafzettingen be-

staan uit fijn- tot middelkorrelige zanden. Duinzand is tot duinen opgewaaid strandzand dat direct nabij de zee is afgezet. De genoemde afzettingen komen alleen dicht bij de kust voor.

- (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. Plaatselijk zijn de afzettingen van Duinkerke als plaatafzetting ontwikkeld.
- (c) Perimariene afzettingen: De perimariene afzettingen zijn rivierafzettingen die onder invloed van de zeespiegelrijzing zijn afgezet. In het zuidwestelijk zeekleigebied worden alleen de oudere afzettingen aangetroffen. Deze afzettingen worden de Afzettingen van Gorkum genoemd; ze bestaan uit klei met dunne laagjes veen. De dikte van deze afzettingen varieert tussen de één en twee meter.
- (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.

Â Holocene: Westland-Formatie in het duingebied

Het duingebied omvat de kuststrook ten westen van de lijn Groet-Alkmaar-Velsen-Haarlem-Leiden-Voorburg-Monster. Het duingebied kan worden ingedeeld in twee morfogenetische eenheden, namelijk de jonge en de oude duinen. Tijdens het begin van het holoceen werden voor de kust strandwallen gevormd. Plaatselijk werd het strandwallencomplex door riviermondingen doorbroken. Op de strandwallen werden de oude duinen gevormd. De jonge duinen zijn in de vroege Middeleeuwen gevormd. Tussen de strandwallen zijn mariene sedimenten afgezet en kon veen zich ontwikkelen.

De Westland-Formatie omvat in het duingebied drie afzettingstypen met ieder een eigen lithologie, te weten:

- (a) Jonge en oude duin- en strandafzettingen: De duin- en strandafzettingen bestaan uit fijn- tot middelkorrelige zanden. Duinzand is tot duinen opgewaaid strandzand, dat direct nabij de zee is afgezet. De genoemde afzettingen komen in het hierboven genoemde gebied voor.
- (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 het duingebied hoofdzakelijk uit een kleibedekking van één tot enkele meters. Alleen op de plaatsen, waar het strandwallencomplex door riviermonden werden doorbroken, kunnen zanden van Afzettingen van

Duinkerke voorkomen.

- (c) 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 dikte van het basisveen bedraagt maximaal één meter. 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.

Â *Holoceen: Westland-Formatie in het Fries-Gronings zeeleigebied*

In het Fries-Groningse zeeleigebied ligt het pleistoceen vrij ondiep en duikt naar het noorden weg. Op de pleistocene ondergrond is tijdens het holoceen een pakket mariene afzettingen afgezet en hebben zich kustvenen gevormd.

De Westland-Formatie omvat in het Fries-Gronings zeeleigebied twee afzettingstypen met ieder een eigen lithologie, te weten:

- (a) 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.
- (b) Organische afzettingen: In de Westland-Formatie worden een tweetal veenlagen onderscheiden: het Basisveen en 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.

B5.2.3 Grondonderzoek

Â Voor een betrouwbare schatting van de sterkte van een dijk is het noodzakelijk de opbouw, de samenstelling en de eigenschappen van de grond in, onder en naast de dijk door middel van grondonderzoek vast te stellen. In principe is hierbij sprake van vaste gegevens die slechts éénmalig behoeven te worden vastgesteld. Indien opgeslagen in het beheerregister vormen zij een goed toegankelijk en essentieel gegeven in geval van toetsing op veiligheid dan wel het opnieuw verbeteren van de waterkering.

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

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

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

Het grondonderzoek zal dus gericht moeten zijn op:

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

Voor het onder (a) genoemde aspect komen onderzoeksmethoden in aanmerking, waarmee op snelle wijze een betrouwbaar en zo mogelijk een continu beeld wordt verkregen van het verloop in ligging en dikte van de verschillende grondlagen onder en in de dijk. Een zeer globaal beeld kan al worden verkregen door bestudering van geologische en bodemkundige kaarten.

Het grondonderzoek voor dijken dient, naast informatie over de grondopbouw, de samenstelling, de sterkte en de vervormingseigenschappen van de diverse grondlagen, in het bijzonder informatie te geven over:

- de aanwezigheid en de continuïteit van een afdekkend pakket en de ligging van het intreepunt in het watervoerend pakket buitendijs;
- de samenstelling en de doorlatendheid van de kern van de dijk en de erosiebestendigheid van eventuele afdekkingen;
- de aanwezigheid, de dikte en de volumieke massa van het afdekkend pakket aan de binnenzijde van de dijk en de grootte van de waterspanningen die onder maatgevende omstandigheden in het watervoerend pakket kunnen optreden.

In Nederland is een grondonderzoek aan de hand van sonderingen en boringen gebruikelijk. Vooraangaand daaraan kan niet-destructief onderzoek als geofysisch (geo-elektrisch of elektromagnetisch) onderzoek, zoals beschreven in *Bovenrivieren*, § 9.5.1, worden uitgevoerd. Deze aanpak heeft twee grote voordelen. In de eerste plaats wordt continu informatie verkregen, zodat het risico dat informatie wordt gemist veel kleiner is dan bij onderzoek waar puntinformatie wordt verkregen. Vooral kennis over aanwe-

zigheid van zandig opgevulde geulen is vaak van groot belang. In de tweede plaats kan op basis van een dergelijk onderzoek het vervolgonderzoek, bestaande uit sonderingen, handboringen en boringen, meer gericht worden uitgevoerd.

Â Geofysisch onderzoek

Dit niet destructieve onderzoek bestaat uit een globale verkenning van het lengteprofiel door elektrische weerstandsmeting van de grond (zie *Bovenriviervieren*, § 9.5.1). Deze metingen moeten in het tracé van de nieuwe dijk worden uitgevoerd in minstens twee lengteraaian: één langs de buitenteen en één langs de binnenteen. Bij voorkeur dient ook in een lengteraaian op 15 à 20 m afstand van de binnenteen gemeten te worden en zo mogelijk ook over de kruin van de bestaande dijk, als die in de nieuwe dijk wordt opgenomen. Uit deze metingen krijgt men een globale indruk van de verspreiding en variatie in dikte van een afdekkend slecht doorlatend pakket, van oppervlakkige zandlagen of van opduikingen van de zandondergrond. Opgemerkt wordt, dat bij toepassing van het bovengenoemde niet-destructieve onderzoek, in brakke of zoute omstandigheden rekening moet worden gehouden met de afname van de specifieke weerstand van het grondwater.

De grootte van de specifieke elektrische bodemweerstand hangt af van de geleidende eigenschappen van de drie samenstellende componenten van grond: gas, vloeistof en vaste stof, en van hun onderlinge verhouding. Van genoemde drie componenten heeft de gasvormige een oneindig hoge weerstand. De vaste component heeft doorgaans een zeer hoge weerstand, afhankelijk van aard van het gesteente of het sediment, dat bijvoorbeeld al dan niet ertshoudend kan zijn. De vloeibare component, het water, is doorgaans het meest geleidend; dat hangt nauw samen met het ionengehalte. Water met een hoog zoutgehalte is goed geleidend; zoet grondwater geleidt slecht.

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

Â Handboringen

Vaak is het van belang om vooral van de bovenste grondlagen gedetailleerde informatie in te winnen. Zo is de kwaliteit van de top-lagen van het dijk-talud vaak essentieel, evenals de aanwezigheid en de dikte van het afdekkende pakket in voor- en achterland. Met name in het achterland dient de volledige dikte van het afdekkende grondlagenpakket alsmede de grondlagenopbouw te worden vastgesteld. Dan kunnen twee tot drie handboringen per hectare of per 100 m¹ talud veel relevante informatie geven. Het is soms handig om al in een vroeg stadium enige handboringen uit te voeren, mede ter ondersteuning van de interpretatie van de geofysische metingen betreffende die grondlagen. Vervolgens kan dan een plan opgesteld worden voor sonderingen en boringen.

Â *Sonderingen*

Met sonderingen kan de dikte van het afdekkend pakket en de hoogte van de zandondergrond worden vastgesteld.

Bij de sonderingen dient ook de plaatselijke kleef bepaald te worden. Aanbevolen wordt daarbij de elektrische kleefmantelconus te gebruiken, waaruit een indruk kan worden verkregen van de opbouw en samenstelling van de grond. De sonderingen dienen tot een aantal meters door de onderkant van de niet of minder draagkrachtige laag te worden voortgezet om eventuele dieperliggende ingesloten klei- en veenlagen op te sporen. Over het algemeen zullen de ondieper gelegen lagen een belangrijker rol spelen in de grondmechanische beschouwingen dan de dieper gelegen formaties. Vanwege de verschillen in voorbelasting en in ontstaansgeschiedenis dient per dijkprofiel tenminste één sondering in de kruin en één aan de binnenzijde te worden gekozen. In het algemeen voldoet een interval tussen de te onderzoeken dijkprofielen variërend van 50 tot 150 m. Als de grondopbouw relatief weinig variatie vertoont kan men per 50 tot 150 m veelal volstaan met één sondering in de kruin, en per 300 tot 500 m met drie sonderingen in een dwarsprofiel.

Â *Boringen met ongeroerde monsters voor laboratoriumonderzoek*

Per één tot vier sonderingen dient één boring met ongeroerde monsternamen te worden uitgevoerd. Het vereiste aantal is afhankelijk van de mate, waarin de samenstelling van de grondslag uit voorkennis van grondonderzoek in de omgeving bekend is, en afhankelijk van de mate waarin variaties in die ondergrond worden verwacht. Als een ontwerp kritiek blijkt te zijn voor een bepaald faalmechanisme kunnen extra boringen nodig zijn om de lokale grondeigenschappen nauwkeuriger vast te stellen.

De hierboven aangegeven omvang van het onderzoek kan als optimaal worden beschouwd voor een gebied, waarvan de grondopbouw matig gecompliceerd is. De optimale omvang kan van gebied tot gebied sterk verschillen.

Als uit het onderzoek blijkt, dat ergens discontinuïteiten in de laagopbouw optreden, is veelal aanvullend veldonderzoek naar die discontinuïteiten nodig. Met name zal dit vaak nodig blijken in knelpuntsituaties, bijvoorbeeld waar de invloed van de dijkversterking op de bebouwde omgeving moet worden beoordeeld.

Indien bij het vooronderzoek niet voldoende informatie kon worden verkregen over het doorlaatvermogen van de zandondergrond (kD) en de weerstand voor verticale doorstroming van afdekkende slecht doorlatende lagen (c) kunnen put- en pomp- en infiltratieproeven worden uitgevoerd. Gezien de kosten zal het aantal van deze proeven beperkt moeten zijn (zie voor een beschrijving *Bovenrivieren*, § 9.5.5 en 9.5.6).

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

Â *Dichtheidsonderzoek*

Indien voor de zee- of meerdijk onderwatertaluds van zand aanwezig zijn, dient aandacht te worden besteed aan de kans op zettingsvloeiing. Als het

zand een losse pakking heeft dan kan bij veranderende schuifspanning, waardoor een herschikking van het korrelskelet optreedt, de zandmassa zich als een zware vloeistof gaan gedragen.

Het dichtheidsonderzoek in situ kan bestaan uit sonderingen, elektrische dichtheidsmetingen en boringen. De sonderingen geven door middel van de gemeten conusweerstand een globale indruk van de pakking (los, middel of vast) van het zand.

Door middel van elektrische dichtheidsmetingen kan de dichtheid (poriëngehalte) van het zand in situ meer exact worden vastgesteld.

De toegepaste meetmethode berust op het feit, dat de zandkorrels uit elektrisch niet-geleidend materiaal bestaan, terwijl het poriënwater wel elektrisch geleidend is. De eigenlijke meting geschiedt dan ook in twee fasen. In de eerste fase wordt de specifieke elektrische weerstand gemeten van het totale grondmassief - korrels en poriënwater - met behulp van de zogenaamde grondsonde. Deze grondsonde bestaat uit een speciale sondebuis, waarin de meetelementen elektrisch geïsoleerd zijn aangebracht. Tevens is de sonde voorzien van een conus en een kleefmantel, zodat tegelijkertijd de ook in dit geval waardevolle conusweerstand en plaatselijke kleef worden geregistreerd. De sonde wordt in de grond weggedrukt en elke 0,2 m wordt de specifieke elektrische weerstand afgelezen.

In de tweede fase van de meting wordt door middel van de zogenaamde watersonde de specifieke elektrische weerstand van het poriënwater bepaald. De watersonde bevat een meetcel die via een filter kan worden volgezogen met een kleine hoeveelheid poriënwater, waarna de specifieke elektrische weerstand van dit water wordt gemeten. Deze meting wordt op verschillende diepten uitgevoerd.

Het poriëngehalte kan worden afgeleid uit het quotiënt van de beide gemeten specifieke elektrische weerstanden. Een theoretische afleiding van het verband is praktisch niet mogelijk, daar een zandmassa bestaat uit korrels van verschillende grootte en vorm, die niet regelmatig gerangschikt zijn. De gevraagde betrekking wordt daarom in het laboratorium vastgesteld, in de vorm van een ijklijn, door middel van proeven op monsters uit het onderzochte zandpakket. Daartoe wordt in een uit isolerend materiaal vervaardigde cilinder een met water verzadigd zandmonster opgebouwd met een bekend poriëngehalte. Dan kan zowel de specifieke elektrische weerstand van het verzadigde zand als die van het poriënwater worden gemeten. Deze proef wordt bij verschillende poriëngehalten van een monster herhaald. Na ijkling van een aantal monsters uit het onderzochte gebied wordt een gemiddelde ijklijn vastgesteld.

Uit de boringen kunnen zandmonsters worden verkregen ter bepaling van de korrelverdeling, de maximum en minimum dichtheid en de droge en/of natte kritieke dichtheid (zie § B5.2.4). Voor de uitvoering van boringen en sonderingen wordt verwezen naar de Leidraad Bodemonderzoek in en nabij waterkeringen [27].

B5.2.4 Grondparameters

De meest voorkomende grondsoorten in Nederland zijn: zand, klei en veen, met een groot scala van onderlinge mengverhoudingen.

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

De grondeigenschappen kunnen tussen vrij ruime grenzen variëren.

Er zijn grote verschillen in:

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

Zand wordt gekenmerkt door een losse korrelstructuur, goede doorlatendheid en een relatief grote volumieke massa.

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

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

Tabel B5.2.1 geeft een globaal inzicht van enige grondeigenschappen. De gegeven waarden zijn slechts informatief bedoeld.

Voor de waterkerende functie van de dijk zijn eigenschappen als volumieke massa, schuifweerstand, samendrukbaarheid en doorlatendheid van dijk en ondergrond van belang.

Als de ondergrond uit zand bestaat, is kennis van de korrelverdeling van belang, onder andere in verband met onderzoek naar piping en onderzoek naar zettingsvloeiing.

Bij kans op zettingsvloeiing is van het zand tevens kennis nodig van maximum en minimum dichtheid alsmede de kritieke dichtheid.

Van klei, speciaal bekledingsklei, is het nodig de korrelverdeling en de Atterbergse grenzen (plasticiteitsindex) vast te stellen.

grondsoort	volumiek gewicht [kN/m ³]	wrijvingshoek [°]	cohesie [kN/m ²]	samen-drukkings-constante [-]	doorlatendheid [m/s]
zand	19 - 21	30 - 38	0	50 - 500	> 10 ⁻⁵
klei	16 - 19	20 - 30	1 - 10	10 - 50	10 ⁻⁸ - 10 ⁻⁶
veen	10 - 11	15 - 25	1 - 15	5 - 25	10 ⁻⁸ - 10 ⁻⁵

Tabel B5.2.1 Globale grondeigenschappen

De genoemde parameters zullen hierna worden besproken.

Â Volumieke massa

Bepaling van de volumieke massa van de verschillende grondlagen is van belang voor:

- stabiliteitsonderzoek - bepaling aandrijvende kracht door gewicht af-schuivende grondmoot en bepaling korrelspanning langs het schuifvlak;
- zettingsonderzoek - bepaling van de huidige terreinspanning;
- bepaling veiligheid binnendijkse grondslag tegen opdrijven.

Voor een beschrijving van de massa-volume bepaling wordt verwezen naar *Bovenrivieren*, § 9.6.1. De volumieke massa dient bij iedere boring van elke grondlaag te worden vastgesteld.

Â Schuifsterkte

De schuifsterkte van grond is van essentieel belang bij stabiliteitsonderzoek. De schuifsterkte wordt bepaald door de parameters c (cohesie) en φ (hoek van inwendige wrijving) van de grond. Voor een nadere beschouwing over de schuifsterkte wordt verwezen naar *Bovenrivieren*, § 8.3.1, en *Benedenrivieren*, § 7.2. In de laatste wordt tevens aandacht besteed aan de sterkte-eigenschappen in relatie tot de vervorming van grond. Deze relatie blijkt per grondsoort sterk te variëren. De maximale schuifsterkte van de grond wordt in vastere grondlagen bij een veel kleinere vervorming bereikt dan in relatief slappe lagen als klei en veen.

Met name tijdens de uitvoering kunnen onder invloed van het aangebrachte materiaal grote vervormingen optreden, zowel verticaal als horizontaal. In Nederland wordt de stabiliteit gewoonlijk berekend op basis van effectieve korrelspanningen en gedraineerde sterkte-eigenschappen.

Hierbij is tijdens de uitvoering kennis nodig van het consolidatiegedrag.

De gedraineerde schuifsterkteparameters c en φ kunnen worden bepaald met behulp van triaxiaalproeven of celproeven.

Voor een beschrijving van deze proeven wordt verwezen naar *Bovenrivieren*, § 9.6.3.1. Per grondlaag dient een aantal monsters te worden beproefd. Naarmate dit aantal groter is zal de maatgevende parameter in de stabiliteitsberekeningen (de karakteristieke waarde van de lokaal gemiddelde schuifsterkte) gunstiger worden. In de praktijk blijkt dat bij aantallen groter dan 8 tot 10 proeven niet veel winst meer wordt behaald. Bij het vaststellen van de omvang van het onderzoek dient hiermee rekening te worden gehouden.

Â Samendrukbaarheid

Bij de aanleg van een dijk dient rekening te worden gehouden met zettingen ten gevolge van de samendrukbaarheid van grond. In verband hiermee dient een overhoogte te worden aangebracht zodat de dijk na zetting tenslotte op de geplande hoogte komt te liggen.

Daarnaast is bekendheid van de zettingen van belang voor het vaststellen van de hoeveelheden grondverzet. De samendrukbaarheid van de grond wordt bepaald door de parameters (samendrukkingsconstanten) C_p , C_s ,

C_p' , C_s' .

C_p en C_p' zijn primaire samendrukkingsconstanten.

C_s en C_s' zijn secundaire samendrukkingsconstanten.

De constanten C_p en C_s kunnen worden gebruikt voor het spanningstraject tot de zogenaamde grensspanning en de constanten C_p' en C_s' voor het spanningsgebied boven de grensspanning. De grensspanning is de spanning waarop de grond reeds gedurende een lange periode is belast (is geconsolideerd).

Voor een nadere beschouwing van het samendrukkingsgedrag van grond wordt verwezen naar *Bovenrivieren*, § 8.3.2.

De samendrukkingsconstanten kunnen worden bepaald met behulp van samendrukkingsproeven. Voor een beschrijving van deze proeven wordt verwezen naar *Bovenrivieren*, § 9.6.4.

Per grondlaag dienen voor het verkrijgen van betrouwbare parameters 8 à 10 grondmonsters te worden beproefd. Naarmate de ondergrond minder klei- en veenlagen bevat en de zetting van het dijklichaam een ondergeschikt probleem is, kan met minder proeven worden volstaan.

Â Doorlatendheid

De doorlatendheid van grond wordt gekarakteriseerd door de parameter k . De doorlatendheid van de klei van de bekleding van de dijk of van het dijklichaam is van directe invloed op de kwaliteit van de dijk in zijn functie als waterkering.

De doorlatendheid van klei en veen in de ondergrond bepaalt mede het samendrukkingsgedrag (zie *Bovenrivieren*, § 8.3.2) van deze grond.

De doorlatendheid van deze lagen is van directe invloed op:

- de consolidatietijd, dus het zettingsverloop;
- de stabiliteit tijdens de uitvoering in verband met de aanpassing van de lagen (mate van consolidatie) aan de opgebrachte belasting;
- het uitvoeringstempo.

De doorlatendheid van zand van een watervoerende laag (pakket) is van belang bij onderzoek op piping, de potentiaalontwikkeling in het zand en daarmee voor de stabiliteit.

De doorlatendheid kan worden bepaald door middel van doorlatendheidsproeven. Voor een beschrijving van deze proeven wordt verwezen naar *Bovenrivieren*, § 9.6.2.

Het aantal doorlatendheidsproeven kan doorgaans beperkt blijven, zowel omdat aan de hand van samendrukkingsproeven bij klei en fractie-analyses in geval van zand schattingen mogelijk zijn, als omdat de lokale doorlatendheid niet altijd een even grote rol speelt als de doorlatendheid van een groter massief.

Â Granulaire analyse

De granulaire analyse dient voor het bepalen van de korrelgrootte en de korrelverdeling van de minerale, niet oplosbare delen (korrels) van een grondmonster. Deze kunnen worden weergegeven in een korrelverdelingsdiagram. De granulaire analyse levert geen grondparameter.

Aan de hand van de granulaire analyse kan een grondmonster worden geclassificeerd, terwijl tevens een indruk kan worden verkregen over de waterdoorlatendheid van het bedoelde monster.

Bij verdichtingswerkzaamheden kan een korrelverdeling een indicatie geven

in welke mate de grond is te verdichten.

Bij opspuitwerkzaamheden kan de mate van verwerkbaarheid worden bepaald.

Bij de eisen gesteld aan dijkbekleding moet de korrelverdeling van de grond (klei) aan bepaalde eisen voldoen.

De korrelverdeling van zand is van belang bij onderzoek naar piping en zettingsvloeiing.

Een volledige korrelanalyse bestaat uit de navolgende onderdelen:

- (a) voorbehandeling van het grondmonster;
- (b) natte scheiding van de gronddeeltjes groter en kleiner dan $16\text{ }\mu\text{m}$ (in cilinder van Atterberg) of $38\text{ }\mu\text{m}$;
- (c) droge zieving (de korrelgroottebepaling van deeltjes groter dan $38\text{ }\mu\text{m}$);
- (d) bezinkingsproef (de korrelgroottebepaling van 2 tot $38\text{ }\mu\text{m}$); in de Geotechniek worden alleen de korrelverdelingen gemaakt van de gronddeeltjes groter dan $2\text{ }\mu\text{m}$.

Â *Maximum en minimum dichtheid*

De maximum en de minimum dichtheid van zand zijn van belang bij zettingsvloeiingsonderzoek. Maximum/minimum dichtheidsbepalingen zijn in het algemeen laboratoriumbepalingen van referentiedichtheden. Ze worden meestal als toetssteen gebruikt voor in het terrein gemeten dichtheden van het betreffende zand.

Hoewel door de naamgeving gesuggereerd wordt, dat het daarbij gaat om pakkingen die, fysisch gezien, het meest los respectievelijk het meest dicht zijn, blijkt in de praktijk, dat in het terrein nog lossere of nog dichtere pakkingen kunnen worden aangetroffen.

Het gaat er bij de maximum/minimum dichtheidsbepalingen echter meer om een reproduceerbare referentie te bepalen in het gebied van de meest dichte respectievelijk meest losse pakking dan om fysische extremen te bereiken.

De grootte van beide referentiedichtheden is, behalve van de gekozen proefprocedure, sterk afhankelijk van de samenstelling van het materiaal. De maximum c.q. minimum dichtheid wordt dan ook beschouwd als een materiaaleigenschap. Daarbij dient echter wel steeds de gehanteerde proefprocedure vermeld te worden.

Bepaling van de maximum en de minimum dichtheid van een zand geschiedt meestal om de relatieve dichtheid van het aangetroffen zand te kunnen aangeven. Per definitie is daarbij de minimum dichtheid 0% en de maximum dichtheid 100% relatieve dichtheid.

De bepaling van de minimum dichtheid wordt in principe altijd toegepast in combinatie met de bepaling van de maximum dichtheid. Het aantal in de praktijk gebruikte minimum-dichtheidsbepalingen is zeer groot. Bijna elk land en zelfs bijna elk laboratorium heeft zijn eigen, al dan niet genormaliseerde werkmethode. In principe wordt steeds getracht om een zo luchtig mogelijk korrelskelet op te bouwen in een maatscilinder. Meestal wordt met droog zand gewerkt. Bij de meeste methoden wordt het zand daarbij met zo gering mogelijke valhoogte en/of via een dunne uitstroomopening gedeponeerd. Uit de verkregen gegevens volume monster, gewicht monster, en de soortelijke massa van het monstermateriaal kan het grootste poriën-

gehalte van het monster worden berekend en dus is de minimale dichtheid bekend.

De meeste maximum-dichtheidsbepalingen, die samen met een minimum-dichtheidsbepaling worden ingezet om de relatieve dichtheid vast te stellen, gaan uit van een volkomen droog monster, dat in een cilinder verdicht wordt door middel van trillingen. De trillingen worden uitgeoefend door de gevulde cilinder op een triltafel te plaatsen en/of door de cilinderwand met behulp van een vibrator aan te trillen. De trillingsfrequentie en -tijd zijn daarbij natuurlijk van belang, maar ook de afmetingen van de cilinder, de aanwezigheid van een bovenbelasting op het zand- of grindoppervlak, de wijze van vulling van de cilinder en dergelijke zijn van invloed op het eindresultaat. Het volume en het gewicht van het vastgepakte monster moet nu worden bepaald. Uit de verkregen gegevens en de soortelijke massa van het monstermateriaal kan het kleinste poriëngehalte van het monster worden berekend en dus is de maximale dichtheid bekend.

Alvorens de bovengenoemde bepalingen kunnen worden uitgevoerd dient het zandmonster als volgt te worden voorbereid: in het geval het te behandelen monster zout bevat, dient dit eerst te worden ontzout. Het (ontzoute) monster wordt in een droogstoof bij $105\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 5\text{ }^{\circ}\text{C}$ gedurende 24 uur gedroogd. Het gedroogde monster wordt in een mortelmenger met behulp van een rubberstop zorgvuldig gemengd en tevens worden de eventueel aanwezige kluitjes fijngemaakt.

Â Plasticiteitsindex

De plasticiteitsindex van klei is met name van belang voor de beoordeling van de geschiktheid als dijkbekledingsmateriaal. Ter vaststelling van de plasticiteitsindex dienen de Atterbergse grenzen (de vloeigrens en de uitrolgrens) te worden bepaald.

De vloeigrens is het watergehalte (%), dat de overgang aangeeft van de vloeibare naar de plastische fase van klei, en wordt op gestandaardiseerde wijze bepaald met behulp van het Casagrande apparaat of de Cone penetrometer.

De uitrolgrens is het watergehalte (%), waarbij een monster klei bij het uitrollen van 6 mm naar 3 mm (diameter) juist bij 3 mm breekt. De uitrolgrens geeft de overgang van de plastische naar de vaste fase van klei aan. De plasticiteitsindex (= vloeigrens - uitrolgrens) geeft in combinatie met het natuurlijk watergehalte een indicatie over de bruikbaarheid van de klei.

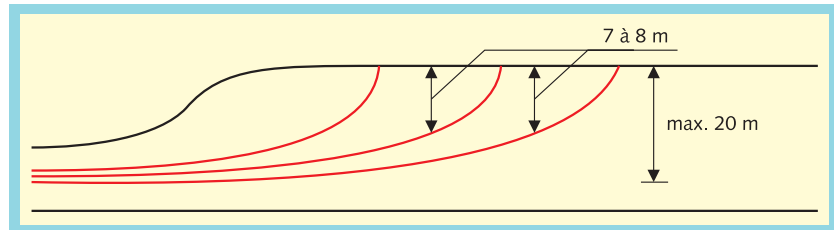
Â Kritieke dichtheid

Kritieke dichtheidsbepaling van zand is nodig als er kans is op het optreden van zettingsvloeiing en/of verweking.

Onderscheid kan worden gemaakt tussen de droge en de natte kritieke dichtheid; deze worden bepaald door middel van een droge respectievelijk een natte kritieke dichtheidsproef.

De droge kritieke dichtheidsproef wordt uitgevoerd op een droog zandmonster (watergehalte = 0). Tijdens de proef in een triaxiaal apparaat wordt de gemiddelde korrelspanning ($\hat{\sigma}_{gem}$) in het monster constant gehouden onder verhoging van de verticale spanning $\hat{\sigma}_v$ en verlaging van de horizontale spanning $\hat{\sigma}_h$. Daar het kritieke poriëngehalte enigszins spanningsafhankelijk is moet een zo goed mogelijke keuze gemaakt worden voor

$\uparrow_{gem}$. Veelal wordt genomen $\uparrow_{gem} = 50 \text{ kN/m}^2$, wat overeenkomt met de gemiddelde toestand in de ondergrond tot een diepte van 7 à 8 m. De keuze van deze $\uparrow_{gem}$ is gebaseerd op waarnemingen in de praktijk, waarbij de dikte van de zettingsvloeiingen gemiddeld 7 à 8 m bleken te zijn (figuur B5.2.2).



Figuur B5.2.2 Gemiddelde dikte zettingsvloeiing in de praktijk

De proef wordt herhaald bij 3 tot 5 verschillende poriëgehalten. De resultaten worden gepresenteerd als in figuur B5.2.3. Uit (A) is voor elke proef de maximale volumeverkleining (Q_{ol}) met waarde a af te lezen. Het droge kritieke poriëgehalte wordt gedefinieerd als het poriëgehalte waarbij nog net geen volumeverkleining optreedt. Bij (B) is deze Q_{ol} uitgezet tegen het poriëgehalte van het monster bij het begin van de proef. Daar waar een (gebogen) lijn door deze punten de verticaal snijdt, dus waar geen volumeverandering optreedt, wordt het droge kritieke poriëgehalte gevonden. Bij (C) staat de inwendige wrijvingshoek φ als een extra gegeven; deze wordt op de gebruikelijke wijze uit de resultaten van de triaxiaalproeven berekend. De afwijking van een punt ten opzichte van de andere punten zegt iets over de betrouwbaarheid van de proef. Voor de bepaling van de verwekingshoek α wordt als criterium de deviatorspanning gebruikt, waarbij nog net geen volumeverkleining optreedt en dus ook nog geen wateroverspanning.

$$\sin \alpha = \frac{(\uparrow_v - \uparrow_h)_0}{\uparrow_v + \uparrow_h}$$

waarin:

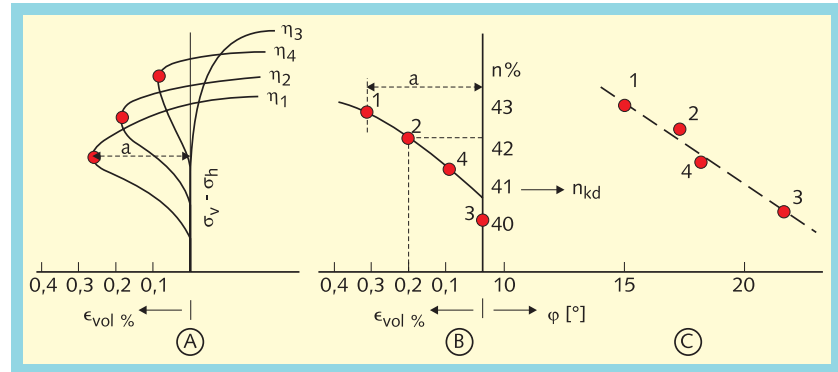
α = verwekingshoek

$(\uparrow_v - \uparrow_h)_0$ = deviatorspanning waarbij nog net geen volumeverkleining optreedt

$\uparrow_v + \uparrow_h$ = som van de verticale en horizontale korrelspanning.

De poriëgehalten van het monster moeten zo goed mogelijk overeenstemmen met de dichtheid in situ.

De natte kritieke dichtheidsproef wordt eveneens uitgevoerd in het triaxiaalapparaat. Bij deze proef wordt een volledig met water verzadigd zandmonster op krachtgestuurde en ongedraineerde wijze onderworpen aan een toenemende verschilspanning $\uparrow_v - \uparrow_h$ (deviatorspanning).



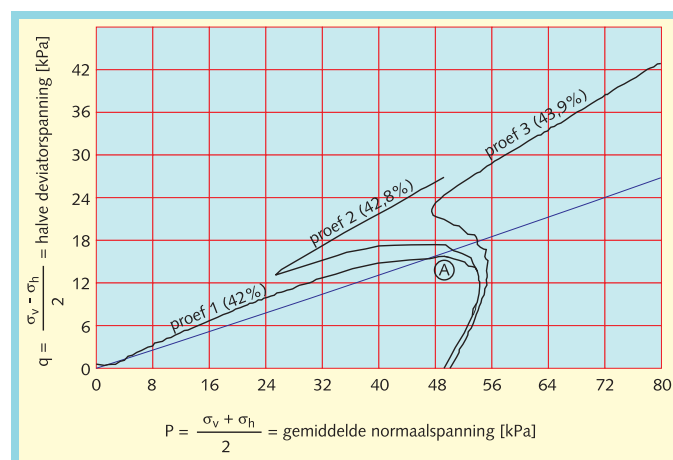
Figuur B5.2.3 Resultaten droge kritieke dichtheidsproef

Afhankelijk van het poriëngehalte kunnen voor het gedrag van de monsters de volgende gevallen worden onderscheiden:

- (a) er treedt geen wateroverspanning op;
- (b) er treedt in eerste instantie wateroverspanning op, die vervolgens afneemt en overgaat in wateronderspanning;
- (c) er treedt wateroverspanning op, gevolgd door zeer snel bezwijken van het monster;
- (d) er treedt wateroverspanning op, gevolgd door gedeeltelijk bezwijken van het monster.

De proef wordt herhaald bij een aantal verschillende poriëngehalten (pakkingen). Het natte kritieke poriëngehalte wordt gedefinieerd als dat poriëngehalte dat is gelegen tussen verweken en niet verweken van het monster tijdens bovengenoemde proef.

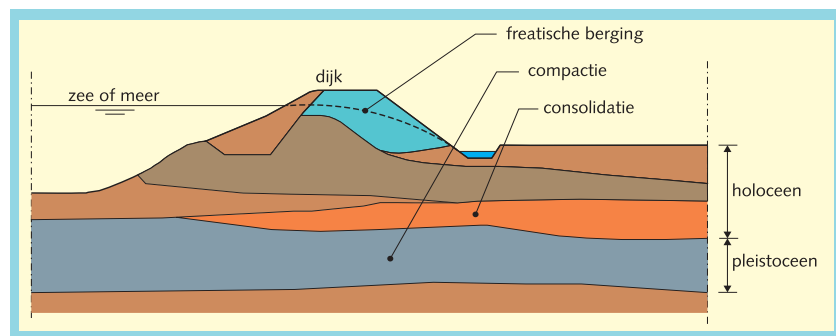
De proefresultaten worden gepresenteerd als weergegeven in figuur B5.2.4. Proef 1 is verweekt (geval c) wat blijkt uit het wegvallen van de korrelspanningen. De proeven 2 en 3 zijn volgens geval b verlopen. Het natte kritieke poriëngehalte is gelegen tussen dat van proef 1 en proef 2.



Figuur B5.2.4 Resultaten natte kritieke dichtheidsproef

B5.2.5 Waterspanningen

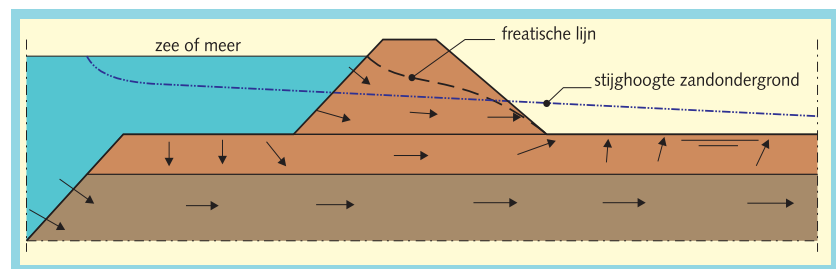
De stabiliteit van het dijklichaam is vooral afhankelijk van de waterspanningen en stijghoogten in en onder de dijk gedurende ontwerpbelastingen. De ontwerpbelasting voor een zee- of meerdijk is meestal een maatgevende hoogwaterstand op zee of op het meer. De hierbij optredende waterspanningen zijn afhankelijk van de optredende grondwaterstroming door de ondergrond, welke weer afhankelijk is van de geologische gelaagdheid, de doorlatendheid, het bergend vermogen en het consolidatieproces. In Nederland wordt de geologie gekenmerkt, door een relatief ondoorlatende en samendrukbare top laag (Holoceen) en eronder een relatief doorlatend en onsamendrukbare zandpakket (Pleistoceen): het Hollandse profiel (zie figuur B5.2.5), zoals ook beschreven in § B5.2.2. Soms zijn ook diepere watervoerende lagen van invloed op het stromingsbeeld.



Figuur B5.2.5 Het Hollandse profiel en bergingsmechanismen

De grondwaterstroming bij zee- en meerdijken kan dus globaal als volgt schematisch worden ingedeeld (zie figuur B5.2.6):

- een twee-dimensionale stroming in een verticaal vlak door het dijklichaam en de ondergrond;
- een min of meer verticale één-dimensionale stroming (inzijging buitendijks en kwel binnendijks) door de afdekkende lagen;
- een min of meer twee-dimensionale horizontale stroming van spanningswater in de zandondergrond.



Figuur B5.2.6 Grondwaterstroming

Â De volgende aspecten van de grondwaterstroming verdienen de aandacht:

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

Op het eerste aspect wordt hier nader ingegaan; voor de overige wordt verwezen naar *Bovenrivieren*, § 10.1.

Â Bij zeedijken zijn de randvoorwaarden - zeepeil en polderpeil - niet-stationair en is de stroming dus in principe niet-stationair. Als de reactie van het grondwaterstromingssysteem echter zo is, dat de waterspanningen zich praktisch direct aan een variatie in de randvoorwaarden aanpassen, noemt men de stroming wel quasi-stationair. In dat geval kan de stroming per tijdstip als stationair beschouwd worden. Quasi-stationaire stroming kan bij zeedijken wel voorkomen, zoals bij een langzaam stijgend zeewaterpeil, dat zich min of meer gelijktijdig in het goed doorlatende pleistocene zandpakket langs de zee manifesteert.

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

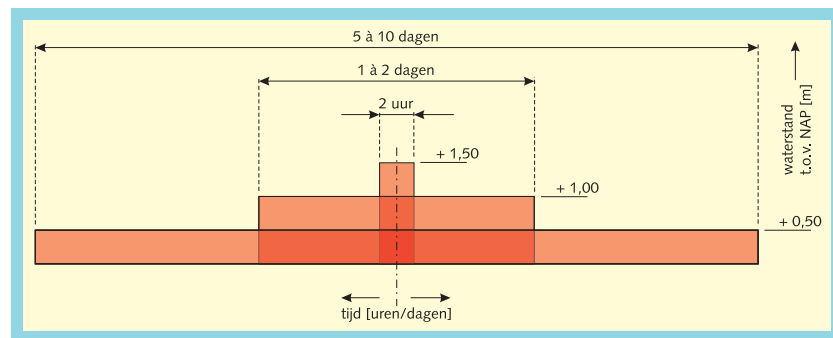
Er kan onderscheid gemaakt worden tussen freatische berging en elastische berging. Freatische berging treedt op als bij een stijgende, vrije grondwaterspiegel de holle ruimten in het korrelskelet van de grond met water gevuld raken. De kenmerkende parameter voor freatische berging is de porositeit n van de grond. Daar echter nooit alle poriën geheel met water worden gevuld, gebruikt men in dit verband een zogenaamde effectieve porositeit.

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

De grondwaterstroming bij meerdijken zal afhankelijk van de tijdsduur van hoge waterstanden en de grondlagenopbouw als stationair tot niet stationair zijn te beschouwen. Voor IJsselmeerdijken en Markermeerdijken is voor de maatgevende situaties vaak een schematisatie in blokgolven gebruikt; figuur B5.2.7 geeft hiervan een voorbeeld. De duur van de hoge meerpeilen (te berekenen met HYDRA_M) kan overigens veel langer uitvallen dan in deze figuur is aangegeven.

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

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



Figuur B5.2.7 Blokvolven

- *Rekenmodellen*

In de *Bovenrivieren*, § 10.2, worden een aantal rekenmodellen voor stationaire stroming besproken, en in *Benedenrivieren*, Bijlage 12, een rekenmodel voor niet-stationaire stroming. Bij gebruik van deze rekenmodellen is het voor het verkrijgen van betrouwbare uitkomsten nodig over goede gegevens te beschikken betreffende de geometrie van de dijk en van voor- en achterland de grondlagenopbouw voor, onder en achter de dijk alsmede kennis van de doorlatendheden. Dit zowel in dwarsrichting als langsrichting van de dijk.

Uitvoering van de rekenmodellen kan plaats vinden met behulp van stijghoogtemetingen door middel van waterspanningsmeters en peilbuizen.

- *Waterspanningsmetingen en peilbuiswaarnemingen*

Peilbuiswaarnemingen van stijghoogten in de zandondergrond en waterspanningsmetingen in slecht doorlatende grondlagen kunnen een belangrijke bron van informatie vormen bij het verkrijgen van inzicht in de grondwaterstroming bij dijken.

Peilbuizen zijn geschikt voor het meten van de stijghoogte in de zandondergrond. Voor het meten van de waterspanningen in minder doorlatende lagen (klei en veen) zijn speciale waterspanningsmeters beschikbaar.

Door middel van de peilbuizen en waterspanningsmeters kan inzicht worden verkregen betreffende de onder normale (gemiddelde) omstandigheden aanwezige freatische lijn in de dijk en de waterspanningen in de ondergrond.

Peilbuiswaarnemingen over een zekere periode, bijvoorbeeld een eb en vloed bij zeedijken, kunnen worden gebruikt voor rechtstreekse extrapolatie naar ontwerpomstandigheden. Dit is van belang, zowel voor het berekenen van de stabiliteit tegen afschuiven als voor de weerstand tegen piping. Bij de interpretatie van de peilbuiswaarnemingen moet rekening worden gehouden met de volgende invloeden:

- de invloed van het bereiken van een 'grenspotential' bij de 'hydraulische grondbreuk' ofwel het 'opdrijven' van een laag;
- de invloed van het onder water lopen van het voorland;
- de invloed van het wel of niet stationaire karakter van de veranderingen van de buitenwaterstand;
- de invloed van het veranderen van de geometrie in de toekomst (gaten graven in voorland, baggerwerkzaamheden e.d. buiten de eventuele beheerszone).

De eerste invloed wordt behandeld in *Benedenrivieren*, Bijlage 13 en de Appendices C-5 en C-6. De invloed van het al dan niet aanwezig zijn van voorland en het al dan niet aanwezig zijn van een sliblaag op de bodem en/of op het voorland wordt eveneens in die leidraad besproken in § 7.3.1.1 en Appendix C-7.

- *Stationaire waterstandssituaties en cyclische waterstandsfluctuaties*

In *Benedenrivieren* is beschreven hoe peilbuismetingen kunnen worden geïnterpreteerd voor stationaire situaties en voor cyclische waterstandsfluctuaties (getijde-effecten, 13-uurs-metingen). Voor de bepaling van de stationaire situatie (gemiddelde buitenwaterstand versus gemiddelde polderstand of gemiddelde potential en buitenwaterstand over een periode die relatief lang is ten opzichte van de hydrodynamische periode van het Holoceen) kan gebruik worden gemaakt van de methode overeenkomstig die in *Bovenrivieren*. Metingen worden gewoonlijk uitgevoerd aan de hand van tenminste twee peilbuizen, geplaatst in een raai loodrecht op de dijks. Door het uitvoeren van zogenaamde 13-uursmetingen en de peilbuiswaarnemingen als functie van de riverwaterstandsvariatie uit te zetten ontstaat een verband, waarin effecten veroorzaakt door damping vertraging en nadjaling zijn te herkennen. In *Benedenrivieren*, § 7.3.1 en Bijlage 12 of Appendix C, is uiteengezet hoe hieruit karakteristieke parameters, de lekfactoren, kunnen worden bepaald. Ook is aangegeven hoe extrapolatie van de gemeten waterstanden naar extreme waterstanden kan plaatsvinden. Als een hoogwaterstandsverloop een cyclisch gedrag vertoont, bijvoorbeeld een halve sinus, kan ook van de methode van de cyclische lekfactor (→) gebruik worden gemaakt. Ook superpositie van verschillende cyclische componenten (ieder met een specifieke frequentie) is mogelijk, maar er dient dan een schaalregel in de tijd te worden toegepast. Die schaalregel is gebaseerd op het feit, dat

→⁴ $M\emptyset$ (waarin $\emptyset$ = hoeksnelheid)

een materiaalconstante is, onafhankelijk van de tijd (frequentie). De maatgevende situatie kan vervolgens worden vastgesteld door, uitgaande van de maatgevende hoogwaterstand MHW en de duur ervan, met de berekende →-waarde de corresponderende stijghoogte te berekenen.

- *Niet-stationaire hoogwaterstanden*

In *Handreiking*, § 2.2.2, wordt gesteld dat de invloed van de niet-stationaire hoogwatergolven op bovenrivieren (c.q. hoogwaterstanden op zee) in *Bovenrivieren* en *Benedenrivieren* nog niet wordt behandeld.

In *Bovenrivieren*, § 10.3, worden twee manieren beschreven waarmee aan de hand van peilbuizen de respons op fluctuaties kan worden bepaald: extrapolatie uit topstanden en extrapolatie uit momentane standen.

Bij extrapolatie uit topstanden wordt een verband gezocht tussen de hoogste waterstanden en de corresponderende hoge waterstanden in de peilbuis. Omdat bij hoge waterstanden gegevens worden verzameld, kan aan de hand van de afwijkingen van een lineair verband tot de gemeten waterstanden vaak een indruk worden gevormd van de afwijking bij maatgevend hoogwater. Omdat geen rekening wordt gehouden met mogelijke verschillen in duur van de hoogwaters en van de componenten van de hoogwatergolf waarbij de metingen zijn uitgevoerd, is een dergelijke werkwijze in die gevallen waarin het niet-stationaire karakter van de grondwaterstroming overheerst, maar van beperkte betekenis.

Bij extrapolatie van momentane waterstanden naar extreme maatgevende waterstanden worden peilbuismetingen gedurende een hoogwatergolf van enige duur geïnterpreteerd. Het gaat hierbij om een periode van dagen. Door peilbuiswaarnemingen als functie van de waterstandsvariatie uit te zetten ontstaat een verband, waarin effecten veroorzaakt door demping, vertraging en na-ijling zijn te herkennen. In *Benedenrivieren*, § 7.3.1 en Bijlage 12 of Appendix C, is uiteengezet hoe hieruit de karakteristieke parameters, de lekfactoren, kunnen worden bepaald. Na-ijling wordt veroorzaakt door het steeds langzamer wegstromen van het tijdens hoog water geborgen water, freatisch en/of elastisch, na de periode van hoogwater. Bij getijdebeweging speelt na-ijling een ondergeschikte rol, maar bij langdurig hoogwater maakt dit de interpretatie van peilbuiswaarnemingen lastig.

De procedure, die is ontwikkeld voor het benedenrivierengebied, kan worden toegepast indien peilbuiswaarnemingen op verschillende lokaties in het dwarsprofiel gedurende de hele hoogwatergolfperiode zijn geregistreerd. Door het toepassen van het superpositiebeginsel in de tijd kan voor iedere vorm van de hoogwatergolf de reactie ter plaatse van peilbuisobservatiepunten worden nagebootst op basis van dezelfde analytische modellen, die bij de interpretatie van 13-uursmetingen zijn gehanteerd. Door successieve aanpassingen van de lekfactoren, doorlatendheid en laagafmetingen, kan proberenderwijs het gemeten peilbuisverloop in overeenstemming worden gebracht met het berekende verloop. Als dit over de gehele duur van de hoogwatergolf is gerealiseerd, zijn de gevonden parameterwaarden geïkt. De reactie van het grondwater kan dan worden vastgesteld met die waarden voor een extreem maatgevende hoogwatergolf. Voor deze aanpak is er de beschikking over een numeriek model (WATEX [P9], zie ook *Handreiking*, § 2.3), waarin op basis van analytische formules voor een aantal relevante dijkprofielen de superpositie in de tijd wordt geregeld, rekening houdend met demping, vertraging en na-ijling. Aldus kan rekening worden gehouden met de duur van hoogwater. Hiermee kan in sommige situaties een belangrijke winst worden bereikt. De achtergrond van deze methode wordt uiteengezet in *Handreiking*, Bijlage 2, Hoofdstuk 2.B.

Zoals reeds eerder vermeld spelen de ligging van de freatische lijn en de waterspanningen in dijk en ondergrond een belangrijke rol bij het onderzoek op stabiliteit.

Onderscheid kan worden gemaakt tussen:

1. het waterspanningsbeeld, dat ontstaat bij het optreden van de maat-

gevende hoogwaterstanden;

2. waterspanningen, die ontstaan ten gevolge van extreme neerslag;
3. waterspanningen, die ontstaan door ophogingswerkzaamheden in de uitvoeringsfase.

- *Waterspanningen ten gevolge van maatgevende hoogwaterstanden*

Voor het grondwaterstromingsbeeld kan onderscheid worden gemaakt tussen stationaire en niet stationaire grondwaterstroming. Indien de duur van de maatgevende hoogwaterstand lang is in verhouding tot de consolidatieperiode van de afdekkende lagen op de watervoerende zandlaag dient rekening te worden gehouden met stationaire grondwaterstroming en indien deze in verhouding kort is, kan met niet-stationaire grondwaterstroming rekening worden gehouden.

Bij zeedijken is de maatgevende hoogwaterstand het resultaat van getij en opwaaiing.

Bij meerdijken is de maatgevende hoogwaterstand het resultaat van een verhoogd meerpeil en opwaaiing.

- *Waterspanningen in het watervoerend pakket*

De waterspanningen in het watervoerend pakket bij maatgevende hoogwaterstanden op de zee of op het meer kunnen worden bepaald op een wijze zoals aangegeven in *Benedenrivieren*, § 7.3.1.1 door middel van grondwaterstromingsmodellen en/of door middel van peilbuiswaarnemingen. Bij zeedijken zal het grondwaterstromingsbeeld ten gevolge van het getij en van de stormvloed, afhankelijk van de tijdsduur, niet-stationair tot stationair zijn.

Indien het stormvloed aandeel niet-cyclisch is kan bij gebruik van peilbuiswaarnemingen het numeriek model WATEX [P9] worden toegepast.

Bij meerdijken zal het grondwaterstromingsbeeld ten gevolge van de hoge waterstand stationair zijn en ten gevolge van de stormvloed mogelijk niet-stationair tot stationair.

Daar het rekenen op basis van een niet-stationaire grondwaterstroming tot meer uitgekende ontwerpen leidt, dienen bij de metingen van de waterspanningen hoge eisen te worden gesteld aan de betrouwbaarheid en de representativiteit ervan.

Als bijzonder geval moet worden onderkend dat aan de landzijde van een waterkering de potentialen in het grensvlak tussen de watervoerende zandlaag en het afsluitende klei- en veenpakket zo groot kunnen worden, dat de opwaartse waterdruk gelijk wordt aan de neerwaartse druk, dat wil zeggen het gewicht van de grondlagen achter de dijk; men spreekt dan van opdrijven. De lengte loodrecht op de dijk, waarover dit verschijnsel optreedt is uiteraard sterk afhankelijk van de duur van het hoge water.

Bijlage 13 van *Benedenrivieren* geeft een analytische oplossing voor het berekenen van de lengte waarover opdrijven kan plaatsvinden. Naar numerieke berekeningen hebben aangetoond komt deze oplossing echter tot een te grote opdrijf lengte. Voor een eerste indruk evenwel is de analytische berekening een bruikbare methode.

- *Waterspanningen in het slappe-lagen pakket*

Voor de stabiliteit van een waterkering zijn ook de waterspanningen in het

afdekkende klei- en veenpakket van belang. In het algemeen worden deze waterspanningen bepaald door de ligging van de freatische lijn en door de potentiaal in het onderliggende zand. Het verloop is meestal niet hydrostaatisch, maar sluit aan bij de jaargemiddelde potentiaal in het zand. Variaties in de potentiaal in het zand leiden tot variaties in de waterspanningen aan de onderkant van de slappe lagen. Vanwege de dikte van het slappe-lagenpakket dat de watervoerende zandlaag afdekt, is de grondwaterstroming bij vrij kort durende belastingen tengevolge van hoogwatergolf en getij niet-stationair: de tijd die het stationaire regime nodig zou hebben om zich in te stellen hangt af van de hydrodynamische periode van het afdekkend pakket, en is meestal veel groter dan de duur van de hoogwaterstand onder maatgevende omstandigheden.

De hoogte, waarover de waterspanningsvariaties van betekenis zijn, heet de indringingslengte. Voor de stabiliteitsberekeningen mag men aannemen dat het waterspanningsverloop over deze indringingslengte lineair is. De grootte van de indringingslengte hangt af van de geohydrologische parameters en het verloop van de waterstand; ze kan worden bepaald met de formules gegeven in Bijlagen 12 en 13 van *Benedenrivieren*.

Ten behoeve van de berekening van de indringingslengte in het afdekkende klei- en veenpakket moet de consolidatiecoëfficiënt van dit pakket worden vastgesteld door laboratoriumonderzoek. Omdat het indringen van de potentiaal betekent dat de effectieve spanning afneemt, moet de consolidatiecoëfficiënt worden bepaald op basis van de ontlastingsstrap uit een samendrukkingsproef. Boven de indringingslengte blijven de waterspanningen in het semi-permeabele pakket onder en achter de dijk bij een relatief kort durende hoogwaterstand gelijk; dit is een gevolg van de geringe doorlatendheid en samendrukbaarheid van de ondergrond.

- *Waterspanningen ten gevolge van (extreme) neerslag*

Behalve de invloed van het ontwerppeil op de waterspanningen dient ook de invloed van extreme neerslag in een evenwichtsbeschouwing te worden betrokken. Door langdurige waterspanningsmetingen in de kruin en de teen van de dijk is het mogelijk inzicht te krijgen in het effect van neerslag. Door extrapolatie van het verband tussen de hoeveelheid neerslag en de stijging der waterspanning kunnen dan de effecten van extreme neerslag worden voorspeld. Naast waterspanningen dient dus ook de hoeveelheid neerslag in een bepaalde natte periode ter plaatse te worden gemeten.

Globaal zullen de volgende effecten optreden:

- de freatische lijn ter plaatse van de binnenkruinlijn en het binnentalud van de kleidijk stijgt met 0,5 à 1,0 m ten opzichte van de freatische lijn onder normale omstandigheden;
- het polderpeil stijgt tot aan de gemiddelde maaiveldhoogte ter plaatse van de laagste gedeelten van de polder; hierbij wordt verondersteld dat tevens de bemaling van de polder uitvalt;
- de invloed op de waterspanning van dieper gelegen lagen neemt af tot nul aan de onderkant van het slappe-lagenpakket.

Er wordt bij de evenwichtsbeschouwing van uitgegaan dat het optreden van het ontwerppeil en het tijdstip van de extreme neerslag niet samenval-
len.

Het effect van extreme neerslag is onderwerp van nadere studie.

- *Waterspanningen ten gevolge van ophogingen*

Ten gevolge van eerdere dijkverhogingen kunnen dikwijls nog initiële wateroverspanningen aanwezig zijn, die aangetoond kunnen worden met waterspanningsmeters. De sterkte van de dijk wordt daardoor verkleind.

Bij het aanbrengen van ophogingen voor dijk aanleg of dijkversterking verandert de sterkte in het klei/veenpakket in, onder en naast de dijk in eerste instantie nauwelijks. De belastingtoename wordt voornamelijk vertaald in wateroverspanningen. Maar ten gevolge van het consolidatieproces zullen de wateroverspanningen mettertijd afnemen, met als gevolg een toename van de effectieve spanningen ofwel de sterkte. Indien de initiële sterkte onvoldoende is om de totale aanvulling te dragen; dan is een gefaseerde uitvoering gewenst, zodat gebruik kan worden gemaakt van het geleidelijk toenemen van de effectieve spanningen in de ondergrond, en daarmee van de sterkte.

Voor het bepalen van het uitvoeringstempo, dat afhangt van de sterkte tijdens verschillende uitvoeringsstadia, moet de grootte van de wateroverspanningen en de consolidatiesnelheid worden berekend.

Is op basis van de geometrie en de grondeigenschappen te verwachten dat de schuifvervormingen beperkt zullen blijven, dan kan de toename van de waterspanningen worden voorspeld op grond van de elasticiteitstheorie. Zijn de schuifvervormingen daarentegen groot - te verwachten bij een lage stabiliteitsfactor -, dan zijn de wateroverspanningen groter dan op basis van de elasticiteitstheorie wordt voorspeld. Dit is een gevolg van de plasticiteit en de negatieve dilatantie. De grootte van de wateroverspanningen kan in dit geval worden voorspeld met behulp van een elementenmodel gebaseerd op een elasto-plastisch grondmodel.

Het consolidatieverloop kan globaal worden berekend met de eendimensionale consolidatietheorie van Terzaghi, zoals beschreven in *Bovenrivieren*, § 8.3.2. Verwacht men dat het consolidatieproces sterk wordt beïnvloed door tweedimensionale effecten, dan kan het consolidatieverloop worden berekend met een tweedimensionaal rekenmodel. Ten gevolge van kruipverschijnselen kan de voorspelde consolidatiesnelheid tegenvallen: de wateroverspanningen blijven hoog. Er zijn op dit moment echter nog geen rekenprogramma's beschikbaar die dit verschijnsel aankunnen.

De berekening van de consolidatieversnelling door middel van verticale drains is weergegeven in *Benedenrivieren*, Bijlage 14.

Indien de berekende wateroverspanningen kritisch zijn voor de stabiliteit tijdens de uitvoering van het werk, dan moeten ze tijdens de uitvoering worden gemeten. Aanbevolen wordt daarbij gebruik te maken van elektrische of Bourdon-waterspanningsmeters.

De werkelijke waterspanningen kunnen namelijk sterk afwijken van de voorspelde. Onzekerheden in de laagopbouw, het rekenmodel en de mate van nauwkeurigheid waarmee de waterdoorlatendheid kan worden bepaald zijn daarvan de voornaamste oorzaken. Het kan gewenst zijn de rekenresultaten gedurende de uitvoering bij te stellen, om te voorkomen dat de uitvoering onnodig lang duurt of dat er ongewenst risico's worden genomen. In § B5.5 wordt nader ingegaan op de uitvoeringsbegeleiding.

B5.3 Faalmechanismen

B5.3.1 Inleiding

Â De hoogte van de dijk is primair bepalend voor de grootte van het waterbezwaar door overloop en overslag. De hoogte wordt gewaarborgd door de kwaliteit van de dijk. De kwaliteit wordt bepaald door de verhouding van de sterkte met de maatgevende belastingen. Onvoldoende sterkte kan leiden tot het optreden van de volgende faalmechanismen (zie ook figuur 5.2.5 uit de leidraad):

- verticale en horizontale vervorming, en bodemdaling (§ B5.3.2);
- macrostabiliteit, inclusief horizontale afschuiving van het totale dijklichaam (§ B5.3.3);
- microstabiliteit (§ B5.3.4);
- stabiliteit bij overslag (§ B5.3.5);
- erosie kruin en binnentalud bij overslag (§ B5.3.6);
- stabiliteitsverlies door zandmeevoerende wellen (piping) (§ B5.3.7);
- stabiliteit vooroever (§ B5.3.8);
- aantasting van de kruin door aanvaring, drijvende voorwerpen en ijs (zie hiervoor § B2.3.9);
- stabiliteitsverlies door erosie van het buitentalud (behandeld in § B6);
- stabiliteitsverlies door erosie van de vooroever; dit mechanisme kan andere mechanismen inleiden, zoals piping bij erosie van afsluitende sliblagen, en falen doordat de hydraulische belasting toeneemt als gevolg van het wegvallen van het belastingreducerend effect van het voorland.

In deze paragrafen wordt een beschrijving van de mechanismen als zodanig gegeven, met, voor zover aan de orde, rekenmethodieken, formules en parameters.

Over de wijze, waarop de mechanismen het ontwerp daadwerkelijk beïnvloeden, wordt in § B5.4 gerapporteerd.

B5.3.2 Verticale en horizontale vervorming

Â Als gevolg van de aanleg of de verhoging van een waterkering treden twee soorten vervormingen op:

- verticale vervormingen, als gevolg van zetting van de ondergrond en klink van het ophoogmateriaal;
- horizontale vervormingen in, onder en naast de dijk; de vervormingen kunnen leiden tot belasting van constructies in en nabij de waterkering zoals leidingen en funderingen van gebouwen.

Â Horizontale deformaties spelen in het werkingsgebied van deze leidraad een wat minder belangrijke rol dan in het benedenrivierengebied waar de voorkomende klei- en veenpakketten in het algemeen slapper en dikker zijn. Bovendien komt minder bebouwing voor in de directe nabijheid van de waterkeringen. De berekening van de effecten van horizontale vervormingen wordt daarom niet behandeld in deze leidraad. Verwezen wordt naar *Bovenrivieren*, § 11.2, en *Benedenrivieren*, hoofdstukken 8 en 9.

Â Zetting kan als een faalmechanisme van de waterkering worden beschouwd als wordt bedacht, dat bij een te grote zetting van de kruin overlopen kan ontstaan of een grotere hoeveelheid overslag kan optreden dan waarop de sterkte van het binnentalud is gedimensioneerd.

Als men verwacht, dat de horizontale deformaties beperkt zullen blijven, wordt aanbevolen de zettingen te berekenen met de gecombineerde formule van Terzaghi en Buisman-Koppejan (*Bovenrivieren*, § 8.3.2). De benodigde samendrukkingsconstanten kunnen worden bepaald uit samendrukkingsproeven (*Bovenrivieren*, § 9.6.4). Voor wat betreft de keuze van de te hanteren ontwerpwaarden kan het volgende worden opgemerkt. De kruindaling van een dijkvak zal niet als gemiddelde bekend moeten zijn, maar als maximaal bedrag van een aantal punten, omdat geen enkel punt beneden de dijktafelhoogte mag dalen. Daarom zou in principe moeten worden gerekend met de karakteristieke waarden voor de samendrukkingscoëfficiënten, en de bijbehorende materiaalfactoren (zie *Benedenrivieren*, § 6.4.1).

Echter, daar het in situaties met een kritische stabiliteit gedurende de uitvoering, of met nabij gelegen bebouwing, ongewenst kan zijn om hoger dan noodzakelijk te ontwerpen, wordt voor die situaties een enigszins afwijkende methodiek aanbevolen. In die gevallen worden bij zettingsberekeningen in de ontwerpfase de rekenkundig bepaalde gemiddelde samendrukkingsconstanten opgevat als karakteristieke waarden. De materiaalfactoren ζ_{m1} en ζ_{m2} worden beide op 1,0 gesteld.

Voorwaarde hierbij is wel, dat de zettingen gedurende de uitvoeringsperiode worden geobserveerd door middel van zakbaken, zodat het mogelijk is de in de ontwerpfase berekende overhoogte gedurende de uitvoeringsfase bij te stellen.

Het dijkprofiel moet gedurende een onderhoudstermijn van 50 jaar in stand blijven (§ B3.2). Daar zetting een tijdsafhankelijk proces is, dienen de zettingsberekeningen daarop te worden afgestemd. De totale zetting wordt berekend, dat wil zeggen: de zetting die optreedt gedurende de hydrodynamische periode plus de seculaire zetting over een periode van 50 jaar. In de berekeningen moet het extra gewicht worden verdisconteerd van de overhoogte die nodig is om de voorspelde zetting te compenseren. Een deel van de zetting treedt reeds op tijdens de uitvoering. Afhankelijk van de duur van de consolidatie (de hydrodynamische periode) en de fase-ring van de uitvoering kan hier in de ontwerpfase een verwachting voor worden uitgesproken.

Geadviseerd wordt de consolidatie te berekenen volgens de eendimensionale consolidatie-theorie; die levert voor de praktijk veilige waarden op ten aanzien van de zettingen en wateroverspanningen onder een ophoging. Deze theorie is behandeld in *Bovenrivieren*, § 8.3.2.

Behalve in de zetting van de kruin is het ook van belang inzicht te hebben in de te verwachten zetting van andere punten in het dwarsprofiel van de dijk, denk bijvoorbeeld aan zetting van glooiing en bermen. Bij de aanleg van een nieuwe dijk op een maagdelijke vlakke ondergrond speelt het probleem, dat in ieder punt van het dwarsprofiel de belastingtoename op de ondergrond (en die bepaalt mede de zetting) anders is. Bij dijkverbetering is het probleem nog complexer, daar het nieuwe profiel naast en gedeelte-

lijk over het oude profiel wordt gelegd. Voor dat geval is in ieder punt van het dwarsprofiel behalve de belastingtoename ook de initiële spannings-toestand anders. In de berekeningen kan hiermee rekening worden gehouden door een nieuw dijklichaam of een ophoging op te vatten als een strookvormige belasting. Het oude dijklichaam wordt gezien als een strookvormige belasting die reeds lang aanwezig is. Op basis van de elasticiteits-theorie voor grond is een rekenkundige benadering van de belastingsprei-ding mogelijk. De tweedimensionale spreiding van een aantal geschemati-seerde belastinggevallen is te vinden in Bijlage 14 van *Bovenrivieren*.

De toename van de verticale spanningen, die wordt veroorzaakt door een dijklichaam van onregelmatige vorm, kan worden benaderd door superpo-sitie van de in deze bijlage genoemde schematiseringen.

Deze benadering maakt het mogelijk zettingen te berekenen in meer dan één punt van het dwarsprofiel van de dijk.

Naast de totale zetting van de kruin, is met name inzicht in de te verwach-ten restzetting van belang. Zeker bij een snelle uitvoeringstermijn kan deze restzetting groot zijn. Ongelijke restzetting in het dwarsprofiel van de glooiing zal in het algemeen zeer ongewenst zijn (denk bijvoorbeeld aan spleetbreedte en klemkracht tussen de harde elementen van de bekleding). In voorkomende gevallen kan, afhankelijk van de mogelijkheden, het toe-passen van verticale drainage (versnelling van het zettingproces) of het verlengen van de uitvoeringsperiode worden overwogen. Zelfs kan de tracékeuze door dit aspect worden beïnvloed. Een buitenwaartse verster-king met een geheel nieuwe glooiing is in dit verband problematischer dan een binnenwaartse versterking waarbij ter plaatse van de bestaande glooi-ing geen of nauwelijks zetting plaatsvindt.

De werkelijke zettingen kunnen afwijken van de berekende zettingen. Het is daarom zinvol de zettingen vanaf het aanbrengen van de ophogin-gen te blijven volgen met behulp van zakbaken. Het is dan gebruikelijk om kort voor het aanbrengen van de laatste ophoging de zetting opnieuw te voorspellen, maar nu aan de hand van de verkregen zakbaakgegevens. Een complicatie bij deze laatste voorspelling is het feit dat gedurende de uitvoering slechts een gedeelte van de totale zetting zal optreden. Afhan-kelijk van onder andere de doorlatendheid en de dikte van het samendruk-bare pakket, en van maatregelen als verticale drainage, zal dit gedeelte meer of minder groot zijn. Voor het geven van een juiste zettingsprognose zijn dus naast de zakbaakgegevens ook gegevens nodig over het verloop van de waterspanningen. In § B5.5.5 wordt nader ingegaan op deze uit-voeringsbegeleiding.

Â De te verwachten klink van vers aangebrachte grond is slechts bij bena-dering te bepalen. Voor de klink van klei wordt een waarde van 10% van de ophoging aanbevolen. Bij zorgvuldige uitvoering en verdichting kan deze waarde worden teruggebracht tot 5%. Bij toepassing van ongerijpte klei dienen veel hogere percentages te worden aangehouden. Overigens valt gebruik van niet volledig gerijpte klei sterk te worden ontraden, bijvoorbeeld in verband met ongewenste scheurvorming (zie verder het Technisch Rapport Eisen klei voor dijken [29]). Voor de klink van zandop-hogingen wordt dikwijls een waarde van 5% gehanteerd, maar bij een goede verdichting is deze klink verwaarloosbaar klein, zeker in vergelijking

met de zettingen van de ondergrond.

Indien het zand door middel van spuiten in het werk is gebracht (en niet meer wordt geroerd) kan van een klinkpercentage van enkele procenten worden uitgegaan.

Â Een bijzondere vorm van verticale vervorming is bodemdaling, bijvoorbeeld door wateronttrekking of winning van delfstoffen. Effecten hiervan kunnen dermate grote vormen aannemen, dat, mits dit is te voorzien, het noodzakelijk is deze dan mee te nemen bij de vaststelling van de aanleghoogte van het dijklichaam.

Een concreet geval is de bodemdaling in de Provincie Groningen. Hier vindt sinds 1963 aardgaswinning plaats, waarvan de invloed (in de vorm van bodemdaling) zich voordoet tot onder de zeedijk. Gebaseerd op de meest recente gasproductieverwachting voor het Groningerveld wordt voorzien, dat omstreeks het jaar 2050 de bodemdaling als gevolg van gaswinning in het centrum van het veld een waarde in de orde van 40 cm zal bereiken. Ter plaatse van de zeewering betekent dit bijvoorbeeld bij Delfzijl een zakking van circa 30 cm.

De prognoses worden per 5 jaar op grond van metingen geactualiseerd en openbaar gemaakt. De prognoses houden géén rekening met andere vormen van maaiveld daling. Indien bijvoorbeeld een polderpeil wordt verlaagd om de gevolgen van bodemdaling voor de drooglegging van landbouwgronden te compenseren, wordt met de extra daling, die daarvan het gevolg is, géén rekening gehouden. Hoewel meestal van geringe invloed wordt erop gewezen, dat de bodemdaling óók consequenties heeft voor de stabiliteit van het dijklichaam bij maatgevende omstandigheden.

B5.3.3 Macrostabiliteit

Â Macrostabiliteit is de stabiliteit tegen afschuiven van een grondlichaam of grote delen ervan langs rechte of gebogen glijvlakken. Of met andere woorden: het vermogen om belasting te weerstaan zonder functieverlies ten gevolge van te grote vervormingen.

Het vervormingscriterium speelt een rol door de stijfheidsverschillen tussen enerzijds het dijkmateriaal en de grondlagen daaronder en anderzijds de grondlagen achter de dijk. Deze stijfheidsverschillen variëren bij de zee- en meerdijken tussen gering en groot.

In *Bovenrivieren*, § 11.3, is beschreven hoe de macrostabiliteit van grondlichamen kan worden berekend aan de hand van een berekening gebaseerd op cirkelvormige glijvlakken en aan de hand van de eindig-elementenmethode. In de adviespraktijk wordt de methode gebaseerd op cirkelvormige glijvlakken veelvuldig toegepast.

Het voordeel van de eindig-elementenmethode is, dat de berekening zelf de zone aangeeft waar het potentiële glijvlak zich ontwikkelt, terwijl een vrij volledig inzicht verkregen wordt in de spanningen en vervormingen van het grondmassief.

Nadelen zijn de gecompliceerde berekening en het vele dure onderzoek vooraf. Bij de berekeningen moet bijzonder aandacht worden besteed aan de schematisatie van de grondopbouw, grondeigenschappen de water-

Het grote verschil met de cirkelvormige glijvlakberekeningen is, dat het horizontaal evenwicht wordt bekeken in plaats van het momenten-evenwicht. In figuur B5.3.1 kan hierbij het horizontaal evenwicht van de grondmoot BCPO worden beschouwd.



De stabiliteit van een potentieel glijvlak ABCD kan worden onderzocht door middel van een handberekening of door middel van een computerprogramma.

Bij een handberekening wordt het horizontaal evenwicht van de grondmoot BCPO bekeken. De aandrijvende krachten op het vlak BO zijn de aandrijvende kracht F_a door de actieve grondmoot ABONM en de waterdruk W_a .

De weerstandbiedende krachten zijn de schuifweerstand T langs het horizontale glijvlak BC, de kracht F_p van de passieve grondmoot CDP op vlak CP alsmede de waterdruk W_p op vlak CP.

Een maat voor de veiligheid tegen afschuiven wordt gevonden als

$$n = \frac{T + F_p + W_p}{F_a + W_a}$$

Bij een berekening met een computerprogramma voor niet cirkelvormige glijvlakken kan gebruik worden gemaakt van de methode Spencer. De evenwichtsfactor, welke bij deze methode wordt gevonden, is gedefinieerd als waarde waardoor de aanwezige cohesie en de $tg \forall$ moet worden gedeeld om nog juist horizontaal evenwicht te garanderen.

Bij onderzoek van de stabiliteit van de dijk in de eindfase dient zowel de stabiliteit van het binnentalud als de stabiliteit van het buitentalud te worden beschouwd. Voor de stabiliteit van het binnentalud is of de situatie bij maatgevend hoogwater of de situatie bij extreme neerslag bepalend. In B5.2.5 is aangegeven dat in principe het niet stationaire karakter van de grondwaterstroming in rekening kan worden gebracht. Hierbij kan als randvoorwaarde gebruik worden gemaakt van MHW en een stormduur t_s conform het gestelde in B2.2.8. Voor de stabiliteit van het buitentalud is een ongunstige combinatie van waterstand in de dijk met de waterstand voor de dijk maatgevend.

In *Bovenrivieren* en *Benedenrivieren* wordt gesteld dat deze situatie optreedt bij vallend water en een na-ijlend waterspanningsbeeld in de dijk. In *Benedenrivieren*, § 3.6.1, wordt voor het benedenrivierengebied aangegeven dat voor het stormvloedtaandeel het beste kan worden uitgegaan van de situatie na een val van één dag.

Bij zee- en meerdijken kan in plaats van een val van 24 uur worden uitgegaan van een val naar een niveau van GLW respectievelijk SP over een periode van de halve stormduur ($0,5 \cdot t_s$), zoals verwoord in B5.2.5; t_s varieert tussen 35 en 45 uur.

Bij het beschouwen van de binnenwaartse macrostabiliteit in de situatie van maatgevend hoogwater dient onderscheid te worden gemaakt tussen het geval dat afdekkende klei- en/of veenlagen op een zandondergrond door hoge potentialen in dat zand al dan niet worden opgedrukt.

Indien de veiligheid tegen opdrukken B 1,2 is berekend volgens *Benedenrivieren*, Bijlage 13A, kan de macrostabiliteit met een van de hiervoor besproken rekenmodellen, in het algemeen glijvlakberekeningsmethode Bishop, worden onderzocht.

Indien wel rekening moet worden gehouden met opdrukken (als de veiligheid $< 1,2$) dient onderscheid te worden gemaakt tussen opdrijven en opbarsten.

Bij opdrukken kan zich het geval voordoen, dat het gehele afdekkende pakket gaat drijven (opdrijven), dan wel het geval, dat de laag ten gevolge

van de overdruk kapot gaat (opbarsten). Hierna is aangegeven welke rekenmodellen in die gevallen tevens dienen te worden gehanteerd.

Â Stabiliteit bij opdrijven

In het achterland van veel dijken bevindt zich een relatief dun pakket klei- en of veenlagen rustend op een watervoerend zandpakket. Als dit zandpakket in contact staat met het buitenwater kan het slappe-lagenpakket bij hoge waterstanden gaan opdrijven (het gewicht van slappe lagen is gelijk aan de opwaartse waterdruk in het zandpakket). Hierdoor vermindert de horizontale weerstand tegen afschuiven (macrostabiliteit) van het dijklichaam. In *Benedenrivieren*, § 7.4.1 en Bijlage 15 (of Appendix C-5), is uiteengezet hoe deze stabiliteit in dat geval berekend kan worden met de 'drukstaafmethode'. Deze methode is sindsdien verbeterd. Deze verbetering is van invloed op de resultaten van de stabiliteitsberekeningen. De methode berust op een analyse door middel van glijvlakken in de actieve zone en een separate evenwichts- en vervormingsberekening in de passieve zone. Beide zones zijn gekoppeld via de zogenaamde interlamelkracht, zijnde het deel van de aandrijvende krachten dat niet door wrijving langs het glijvlak in de actieve zone kan worden opgenomen.

Aan de hand van de glijvlakanalyse wordt de grootte van de horizontale reactiekracht uit de passieve zone berekend, die nodig is om de afschuivende cirkelmoot in evenwicht te houden. Het verschil tussen de benodigde horizontale reactiekracht en de maximale reactiekracht die door het cirkelvormig deel van het glijvlak in de passieve zone kan worden opgenomen, moet worden opgebracht door schuifweerstand in een horizontaal vlak langs de onderzijde van de veen- of kleilaag. Naar het gedrag van de grondmoot in de passieve zone wordt de methode de drukstaafmethode genoemd.

- *Verbeterde drukstaafmethode:* In *Benedenrivieren* is de interlamelkracht geschematiseerd tot een horizontale kracht, overeenkomstig het gedachtengoed van Bishop. Bij de methode Bishop wordt alleen het uitwendig momentenevenwicht van een afschuivende grondmoot in beschouwing genomen. Spencer heeft de rekenmethode van Bishop uitgebreid tot een methode waarbij het uitwendig krachtevenwicht wordt beschouwd. Kenmerkend voor de methode Spencer is, dat ook niet-horizontale interlamelkrachten in rekening kunnen worden gebracht. Hoewel deze methode ook voor niet-cirkelvormige glijvlakken kan worden toegepast, wordt in de praktijk vaak uitgegaan van cirkeldelen. In *Handreiking* is aangegeven hoe van de methode Spencer bij berekening van de stabiliteit met opdrijven gebruik wordt gemaakt.

- *Actieve zone:* Voor de berekening van het cirkelvormige gedeelte van het glijvlak in de actieve zone wordt verondersteld dat aan de passieve zijde langs een fictieve glijcirkel met een onbekende cohesie c_u en een wrijvingshoek $\varphi = 0$ zou mogen worden gerekend. De fictieve cohesie wordt zodanig berekend dat aan het uitwendig momentenevenwicht wordt voldaan. Vervolgens worden alle interlamelkrachten tussen de lamellen in de actieve zone berekend. Verondersteld wordt dat deze interlamelkrachten alle onder dezelfde helling α verlopen. De veronderstelling dat de interla-

melkrachten niet horizontaal zijn houdt in dat ook schuifspanning wordt afgedragen van de afschuivende grondmoot in de actieve zone naar het achterland.

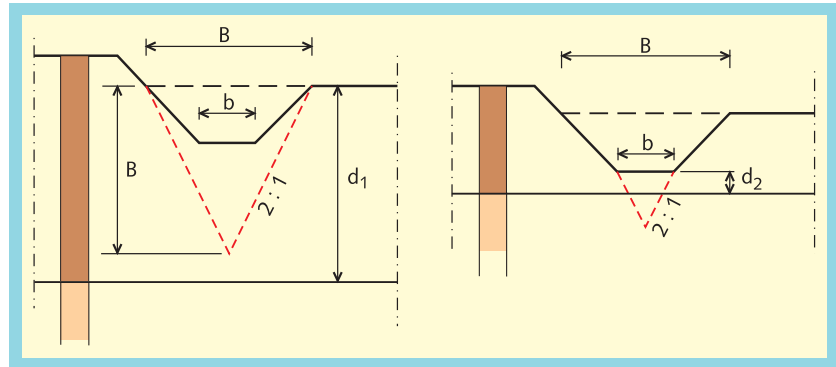
- *Horizontaal deel:* Hoewel de interlamelkrachten bij toepassing van de methode Spencer niet horizontaal zijn, blijkt de invloed van de niet-horizontale interlamelkracht op de berekening langs de watervoerende zandlaag klein. Een berekening gebaseerd op een horizontale evenwichtsbeschouwing, conform Bijlage 15 van *Benedenrivieren* blijkt een veilige benadering.
- *Passieve zone:* De beschouwing van het evenwicht van het cirkelvormige gedeelte in de passieve zone gebeurt analoog aan de berekening van de aandrijvende kracht. Hier wordt verondersteld dat aan de actieve zijde langs een fictieve glijcirkel met een onbekende cohesie c_u en een wrijvingshoek $\varphi = 0$ zou moeten worden gerekend. Berekend wordt een wrijvingshoek φ zodanig dat aan het inwendig krachtenevenwicht wordt voldaan. Opgemerkt dient te worden, dat glijvlakken zich niet alleen langs de bovenkant van de watervoerende zandlaag, maar ook in de opgedrukte lagen zelf kunnen ontwikkelen, afhankelijk van de mate waarin de extra stijghoogte tijdens hoge waterstanden doorgedrongen is in de kleilaag. De stabiliteit tegen afschuiven langs die glijvlakken kan in alle gevallen bepaald worden met (gedraineerde) Bishopberekeningen. Voor de berekening van de stabiliteit bij opdrijfcondities kan ook gebruik worden gemaakt van een elementenmethode. In *Handreiking*, Bijlage 2, § 2.D.3, worden enige aandachtspunten genoemd bij de toepassing van de elementenmethode.

Â Stabiliteit bij opbarsten

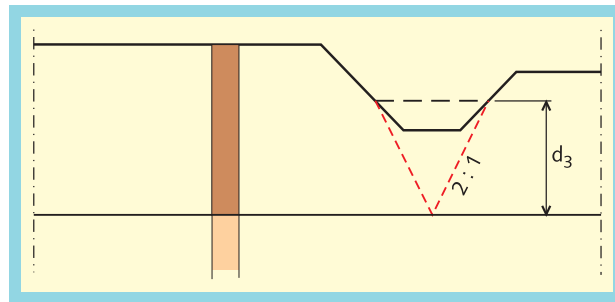
Bij opbarsten van de binnenwaarts aanwezige klei- en/of veenlagen kan er vanuit worden gegaan dat de sterkte van de opgebarsten laag ernstig is aangetast. Een normale Bishop analyse met $\varphi = 0$ en $c = 0$ in de opbarstzone is dan een goede benadering.

Indien in de stabiliteitszone plaatselijk een duidelijk minder dik afdekkend pakket aanwezig is, (bijvoorbeeld ter plaatse van een watergang) is in figuur B5.3.2a/b aangegeven in welke zone met opbarsten rekening moet worden gehouden. Er mag van worden uitgegaan dat dit plaatselijk opbarsten de potentiaal zodanig reduceert dat opdrijven van het achterliggende gebied niet meer kan optreden.

Indien een sloot aanwezig is, dan is gerekend met een gewichtsvermindering van de ondoorlatende laag onder de sloot met een spreiding van 2 : 1. Bij een laagdikte groter dan B wordt geen reductie meer toegepast (max. waterspanning = gewicht laag d_1). Bij een laagdikte onder de sloot $< b$ (= de slootbodembreedte), wordt gerekend met het gewicht van de ondoorlatende laag onder de slootbodem d_2 . Bij een laagdikte $< B$ en $> b$ onder de slootbodem is de maximale waterspanning tegen de onderkant van de ondoorlatende laag gelijk aan het gewicht van laag d_3 .



Figuur B5.3.2a Bepaling effectieve laagdikte voor opbarsten bij sloot



Figuur B5.3.2b Bepaling effectieve laagdikte voor opbarsten bij sloot

Â Stabiliteitsfactoren

Als de kans op overschrijding van de grenstoestand voor afschuiven voldoende klein dient te zijn, dan moet gelden:

$$\mathfrak{S} = \frac{S_d}{B_d} \geq 1$$

waarin:

S_d = sterkte

B_d = aandrijvend moment (kracht)

$\mathfrak{S}$ = stabiliteitsfactor

Bij het veel toegepaste rekenmodel volgens de glijvlakmethode Bishop wordt de stabiliteitsfactor gedefinieerd als de waarde waardoor de aanwezige schuifsterkteparameters c (cohesie) en $\tan \varphi$ (tangent van de hoek van inwendige wrijving) van de door het glijvlak doorsneden lagen gedeeld moeten worden voor het verkrijgen van een labiele evenwichtssituatie (evenwichtsfactor = 1,0).

Bij de drukstaafberekening wordt de stabiliteitsfactor $\mathfrak{S}$ drukstaaf als volgt gedefinieerd:

$$\mathfrak{S}_{\text{drukstaaf}} = \frac{F_p + F_s}{F_a}$$

waarin:

$\mathfrak{S}_{\text{drukstaaf}}$ = de berekende stabiliteitsfactor

F_a = aandrijvende kracht uit actieve glijvlak

F_s = weerstandbiedende kracht langs scheidingsvlak

F_p = weerstandbiedende kracht in achterland = einde drukstaaf

Bij de elementenmethode wordt in het algemeen geen stabiliteitsfactor berekend. Het elementenpakket PLAXIS [P10] beschikt over de mogelijkheid om een stabiliteitsfactor te bepalen. Deze mogelijkheid wordt aangeduid als 'c-phi reductie'.

Â Veiligheid tegen afschuiven

In *Bovenrivieren*, hoofdstuk 11, wordt voor stabiliteitsanalyses een semi-probabilistische methode aanbevolen. De stabiliteit van een dijklichaam tegen afschuiving wordt onderzocht door vergelijking van de ontwerpwaarden van belasting (B_d) en sterkte (S_d).

Wil de kans op overschrijding van de grenstoestand voor afschuiven voldoende klein zijn, dan moet gelden:

$$\mathfrak{S} = \frac{S_d}{B_d} \geq 1$$

In deze formule is $\mathfrak{S}$ de stabiliteitsfactor. Het aandrijvend moment B_d wordt berekend op basis van ontwerpwaarden voor belastingen en geometrieparameters en vermenigvuldigd met een gevoeligheidsfactor $\mathfrak{S}_g$ en met een schadefactor $\mathfrak{S}_h$. Het maximaal mobiliseerbare tegenwerkend moment S_d , wordt berekend op basis van karakteristieke waarden voor de over een glijvlak gemiddelde mobiliseerbare schuifsterkte - met een ondergrens van 5% - en gedeeld door de materiaalfactor $\mathfrak{S}_m$.

Een karakteristieke waarde voor een materiaaleigenschap is een op basis van statistische analyse vastgestelde waarde met een bepaalde onder- en overschrijdingskans en kan worden bepaald op een wijze als beschreven in *Bovenrivieren*, § 9.7.1. De materiaalfactor $\mathfrak{S}_m$ verdisconteert verschillen tussen beproevingsmethoden en onzekerheden ten aanzien van de Coulombse beschrijving van de schuifsterkte, en is afhankelijk van de grondsoort, de beproevingsmethode - triaxiaal of celproeven - en van de parameter in het Coulombse model (vergelijk *Bovenrivieren*, § 9.7.1).

In *Benedenrivieren* wordt in § 7.5.3 een tabel met materiaalfactoren aangegeven.

De gevoeligheidsfactor $\mathfrak{S}_g$ verdisconteert onder andere onzekerheden ten aanzien van het rekenmodel. In *Bovenrivieren* wordt aanbevolen om bij de methode Bishop $\mathfrak{S}_g = 1,0$ te kiezen. Bij de toepassing van de drukstaafmethode is de gevoeligheidsfactor afhankelijk van de opdrukveiligheid, namelijk:

$$\zeta_d = 1,0 - \frac{n_{\text{opdruk}} - 1,0}{0,2} \cdot 0,1$$

waarin:

n_{opdruk} = veiligheid tegen opdruk (opdrijven)

ζ_d = gevoeligheidsfactor

De gevoeligheidsfactor varieert bij dat rekenmodel aldus tussen:

$\zeta_d = 0,9$ bij een opdrukveiligheid $n = 1,2$

$\zeta_d = 1,0$ bij een opdrukveiligheid $n = 1,0$.

In *Handreiking*, Bijlage 2, § 2-D.4, wordt voor een rekenmodel volgens de elementenmethode $\zeta_d = 1,0$ aanbevolen.

De schadefactor ζ_d verdisconteert het in *Bovenrivieren* gekozen uitgangspunt voor de veiligheidsanalyse, namelijk dat bij waterstanden gelijk aan of lager dan het ontwerppeil de kans op falen door oorzaken als instabiliteit verwaarloosbaar klein dient te zijn. Bij de latere interpretatie van dit uitgangspunt is gesteld dat voor een dijkkring deze bijdrage ten hoogste gelijk mag zijn aan 1/10 keer de kans dat het ontwerppeil wordt overschreden. In *Benedenrivieren*, § 7.5.4.1, is de factor uitgewerkt als produkt van drie deelfactoren. Eén deelfactor geeft de invloed weer van de overschrijdingsfrequentie van het ontwerppeil, één de invloed van de eventuele correlatie van het optreden van de afschuiving met het optreden van hoog water en één de invloed van de dijkringlengte.

In principe is er momenteel geen aanleiding tot het herzien van deze schadefactor. Voor zee- en meerdijken zou voor het vaststellen van de vereiste waarde van de schadefactor de werkwijze volgens *Benedenrivieren* kunnen worden toegepast.

Bij het beoordelen van de binnenwaartse stabiliteit is een nuancering mogelijk in de te hanteren schadefactor, de zogenaamde differentiatie van de schadefactor bij afschuiven.

Â Differentiatie van de schadefactor bij afschuiven

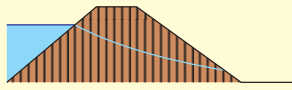
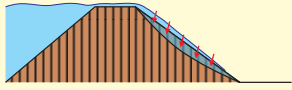
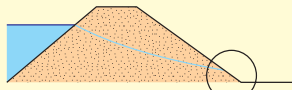
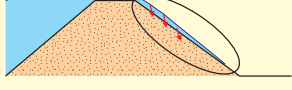
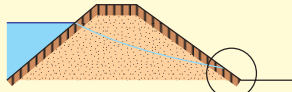
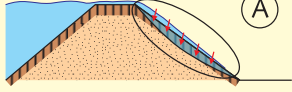
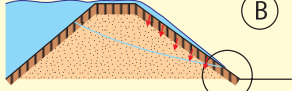
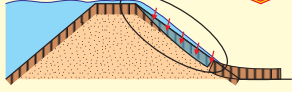
Niet iedere instabiliteit hoeft direct te leiden tot aantasting van het waterkerend vermogen van de dijk. Een nader oriënterend onderzoek heeft geleid tot een differentiatie van de schadefactor afhankelijk van de ligging van het intreepunt van het eventuele glijvlak. Een lagere factor wordt aanbevolen naarmate het ontstaan van het glijvlak het waterkerend vermogen minder direct in gevaar brengt.

Beschouwingen over de ligging van de afgeschoven moot grond en het ontstaan van eventuele nieuwe glijvlakken in het overblijvende grondlichaam, hebben geleid tot de indeling van het dijkprofiel in drie zones (de zogenaamde zonering) voor binnenwaarts gericht glijvlakken. Voor de buitenwaarts gerichte glijvlakken is géén zonering aangebracht omdat voor die glijvlakken al een lagere schadefactor geldt (het waterkerend vermogen wordt niet direct aangetast). Afhankelijk van de zone waarin het intreepunt van het glijvlak ligt, mag een lagere schadefactor worden toegepast, althans onder bepaalde, in *Handreiking*, Bijlage 2, hoofdstuk 2.H, genoemde voorwaarden. In die bijlagen zijn ook de zones gedefinieerd en is aangege-

ven hoe de grootte van de schadefactor bepaald kan worden. Daaruit blijkt bijvoorbeeld dat, als een factor 1,20 nodig is bij een glijvlak in zone 1, er een factor 1,12 toelaatbaar is in zone 2 en een factor 1,00 in zone 3. Indien de macrostabiliteit van een dijk onvoldoende verzekerd is, kan deze worden verbeterd door toepassing van flauwere taluds en/of toepassing van een berm.

B5.3.4 Microstabiliteit

Microstabiliteit betreft de stabiliteit van grondlagen van zeer beperkte dikte aan het oppervlak van het binnentalud onder invloed van door de dijk heen stromend grondwater. Bij microstabiliteit komt de bedreiging voor de stabiliteit van binnen: eventuele problemen worden veroorzaakt door een hoge freatische lijn in de dijk. Dit is anders dan de stabiliteit van het binnentalud onder invloed van golfoverslag; hier komt de bedreiging van buiten: door infiltrerend water ontstaat een verzadigde toplaag die vanwege het extra gewicht van het water af kan schuiven. Golfoverslag en microstabiliteit zijn daarom verschillende faalmechanismen en de modellering van beide fenomenen is wel deels vergelijkbaar maar niet hetzelfde. Om dit duidelijk te maken is figuur B5.3.3 gemaakt.

type dijk	microstabiliteit	stabiliteit bij overslag
kleidijk	 geen probleem	 infiltratie en afschuiven
zanddijk	 uitspoelen	 erosie binnentalud
zanddijk met kleiafdekking	 afdrukken/afschuiven	 infiltratie en afschuiven
		 infiltratie en micro-instabiliteit
		 afschuiven bovenste deel talud

Figuur B5.3.3 Vergelijking microstabiliteit en stabiliteit bij golfoverslag

Bij microstabiliteit wordt gelet op zeer plaatselijke instabiliteiten, welke echter ook een aanleiding tot bezwijken van de waterkering kunnen vormen. De term microstabiliteit duidt erop dat hier min of meer tot op het niveau van evenwicht van korrels wordt beoordeeld. Dit in tegenstelling tot de macrostabiliteit, waarbij het evenwicht van een dijklichaam of een groot gedeelte daarvan wordt bekeken. De term microstabiliteit duidt echter niet op een minder belangrijk facet van de waterkering. Ook micro-instabiliteit kan tot het bezwijken van een waterkering leiden.

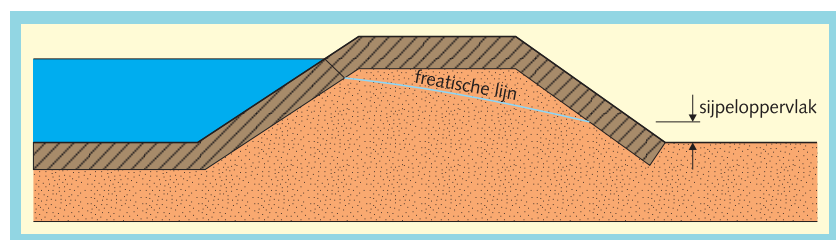
De micro-instabiliteiten welke optreden door grondwaterstroming door de dijk zijn:

- (a) afdrukken of afschuiven door waterdrukken in de kern van de dijk (zie figuur B5.3.4); dit kan optreden als een minder doorlatende toplaag op een doorlatende kern ligt, bijvoorbeeld een toplaag van klei op een kern van zand;
- (b) uitspoelen van gronddeeltjes uit het binnentalud door uittredend grondwater (zie figuur B5.3.5); dit kan optreden als de toplaag ongeveer even grote doorlatendheid heeft als de kern van de dijk, bijvoorbeeld een zandige toplaag op een zandkern.

(a1) *Afdrukken binnenbekleding*: Bij de beoordeling van deze bezwijkmogelijkheid dienen twee zaken tegen elkaar te worden afgewogen, te weten de druk in het grondwater tegen de binnentaludbekleding en daar tegenin werkend het gewicht van de binnentaludbekleding.

Bij het bepalen van de waterdrukken onder een taludbekleding komt het er in de gevolgde beschouwing op neer dat de te verwachten freatische lijn in de dijk wordt bepaald. Vervolgens wordt beneden het punt waar de freatische lijn de binnenbekleding raakt een hydrostatisch drukverloop verondersteld. Deze laatste aanname bevat enkele vereenvoudigingen, zoals het weglaten van stromingsdrukken, etc. Deze vereenvoudiging wordt relatief gezien, toelaatbaar geacht.

Indien we uitgaan van een initiële toestand waarbij buiten- en binnenwaterstand gelijk zijn kan het volgende model geschetst worden. Op een zeker tijdstip treedt een plotselinge, langdurige verhoging van de buitenwaterstand op. De positie van de freatische lijn in de dijk zal nu veranderen, omdat door de buitentaludbekleding en door de ondergrond water naar binnen dringt. Door snelheids- en geometrie-effecten zal de freatische lijn aan de buitentaludzijde het snelst stijgen. Vervolgens zet deze stijging zich door naar het binnentalud (zie figuur B5.3.4).



Figuur B5.3.4 Opdrukken en afschuiven binnenbekleding

Indien nu de freatische lijn onder het binnentalud zoveel stijgt dat zij boven het binnendijs maaiveld uitstijgt, kan de binnentaludbekleding worden afgedrukt. Hierbij wordt ervan uitgegaan dat door de binnentaludbekleding geen noemenswaardige grondwaterstroming plaatsvindt. Onder deze aanname zal de binnentaludbekleding worden opgedrukt indien de hydrostatische drukken in de dijk groter worden dan het gewicht van de bekleding. Na het opdrukken van de bekleding kan uitspoeling van onder de bekleding aanwezige gronddeeltjes plaatsvinden (zie ad b).

(a2) *Afschuiven binnenbekleding*: Als gevolg van de hoge binnenwaterstand ontstaat een waterdruk onder de minder doorlatende binnenbekleding. Hierdoor neemt de effectieve korrelspanning (gronddruk min de waterdruk) op het grensvlak tussen kern en binnenbekleding af, ook al is de waterdruk nog niet zo groot dat afdrukken van de binnenbekleding aan de orde is. Als gevolg van een verminderde effectieve korrelspanning kan minder schuifweerstand worden geleverd. De binnenbekleding heeft een gewichtscomponent evenwijdig aan het talud. Als de waterspanningen onder de binnenbekleding te hoog oplopen kan een afschuiving van de binnenbekleding het gevolg zijn.

(b) *Uitspoelen gronddeeltjes*: Het uitspoelen van gronddeeltjes bij dijken doet zich veelal voor aan de onderzijde van het binnentalud, en wel tijdens of kort na hoge buitenwaterstanden. In de praktijk treedt dit verschijnsel alleen op bij granulaire, ofwel niet-cohesieve materialen. Bij cohesieve materialen zullen eerder diepere afschuivingen (macro-instabiliteiten) ontstaan.

Het optreden van micro-instabiliteit behoeft niet onmiddellijk tot verlies van de waterkerende functie van de dijk te leiden. Het weggespoelde materiaal zal op enige afstand worden afgezet. De uitspoeling zal bovendien (althans theoretisch) beperkt blijven tot die zone waar niet aan het stabiliteitscriterium wordt voldaan.

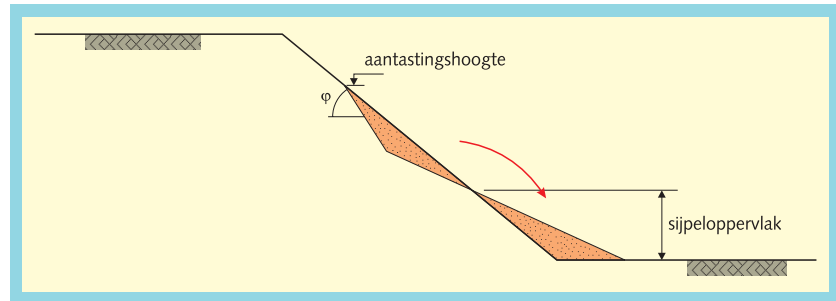
Falen van de waterkering ten gevolge van dit bezwijkmechanisme wordt geacht te zijn opgetreden als de erosie dusdanige vormen heeft aangenomen dat de binnenkruinlijn wordt aangetast.

Voor bovenwatertaluds kan een globale afschatting van het schadeprofiel worden gemaakt onder de volgende aannamen:

- het materiaal kan niet hoger dan het oorspronkelijk sijpeloppervlak uitspoelen;
- het weggevoerde materiaal wordt afgezet onder een evenwichtshelling van circa 1 : 5;
- het hoger gelegen materiaal kan wel bijzakken onder een helling van het natuurlijk talud; hierbij is een volume evenwicht noodzakelijk.

Als definitie van falen van de waterkering ten gevolge van micro-instabiliteit wordt aangenomen dat dit bereikt wordt wanneer de aantastingshoogte voortschrijdt tot voorbij de binnenkruinlijn (zie figuur B5.3.5).

In *Bovenrivieren*, § 11.4, is aangegeven hoe de microstabiliteit bij uittredend water uit het binnentalud kan worden gecontroleerd.

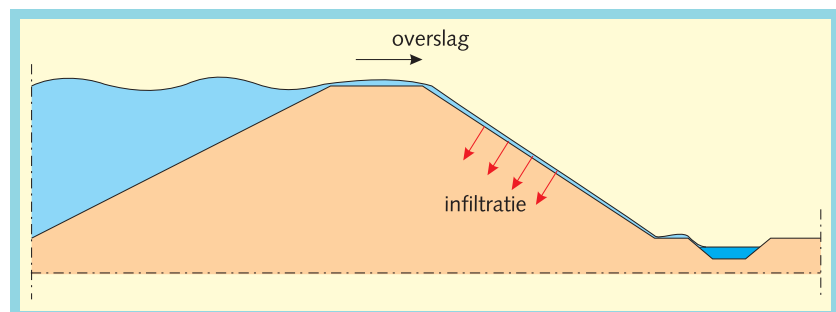


Figuur B5.3.5 Schadeprofiel

B5.3.5 Stabiliteit bij overslag

Â Overslag is in feite niets anders dan water dat bij een hoge waterstand ten gevolge van golven over de kruin van de dijk stroomt. Het stromende water kan erosie van het oppervlak van de dijk veroorzaken en kan ook in de dijk binnendringen: 'infiltreren'.

Infiltratie kan leiden tot afschuiven van het binnentalud. Door de infiltratie nemen de aanwezige korrelspanningen af en dus de te mobiliseren schuifspanning. De aandrijvende kracht daarentegen blijft gelijk of neemt toe (grond raakt meer verzadigd met water).



Figuur B5.3.6 Overslag en infiltratie

De mate van infiltratie is afhankelijk van de hoeveelheid overstromend water (het overslagdebiet), de gesommeerde tijdsduur van overslag en de doorlatendheid van de afdekkende kleilaag. De factor tijd is dus erg belangrijk.

In *Handreiking*, Bijlage 2, hoofdstuk 2E, wordt een beschrijving gegeven van de fysische mechanismen en wordt meer gedetailleerde informatie gegeven als ook randvoorwaarden.

Van grote invloed op de infiltratie ten gevolge van overslag als bezwijkmechanisme zijn het overslagdebiet, de tijdsduur van overslag, de sterkte en doorlatendheid van de afdekkende kleilaag, de helling van het binnentalud (steiler is ongunstiger) en de opbouw van de dijk.

Bij een overslagdebiet gelijk of kleiner dan 0,1 l/m/s mag worden aangenomen dat niet voldoende infiltratie kan optreden om een verhoogde waterspanning in een potentieel glijvlak te doen ontstaan.

Bij toepassing van taluds, die steiler dan 1 : 3 zijn, bestaat gevaar op instabiliteit ten gevolge van infiltratie door overslag.

Â Bij de opbouw van de dijk kunnen twee karakteristieke situaties worden onderscheiden:

- (1) de dijk bestaat uit een kleikern, afgedekt met een laag doorgroeide klei;
- (2) de dijk heeft een zandige kern, afgedekt met een kleiige laag.

(1) *Kleikern*: De klei aan het oppervlak is veel doorlatender dan de klei in de kern. Scheurtjes en wortelkanalen creëren een voor klei vrij hoge doorlatendheid van de orde van 10^{-5} tot 10^{-4} m/s. Bij overslag infiltreert water juist het sterkst in de toplaag, waardoor de waterspanning oploopt. De korrelspanning neemt hierdoor uiteindelijk zoveel af, dat een glijvlak kan ontstaan op de grens van de toplaag en kern op een diepte van orde 1 m onder het maaiveld. Bij een steil talud schuift de toplaag af.

(2) *Zandige kern*: Ook bij een dijk met een zandige kern kan infiltratie de oorzaak van het bezwijken door overslag zijn. De doorlatendheid van de toplaag is sterk anisotroop. Door scheurtjes en begroeiing is de doorlatendheid van de toplaag vaak maar weinig minder dan die van de kern. In de richting loodrecht op het talud is de doorlatendheidswaarde veel groter dan die in de richting langs het talud. Door deze anisotropie stroomt er relatief weinig water door de toplaag evenwijdig aan het talud, het meeste zakt de zandige kern in. Als de kern niet is gedraineerd en verzadigd raakt met water, kan aan de teen een overdruk onder de toplaag ontstaan. Deze kan de toplaag oplichten, waarna de toplaag langs het talud naar beneden schuift. Er treedt een glijvlak op in de directe nabijheid van het scheidingsvlak tussen de kern en de kleiige toplaag.

In feite kan hier sprake zijn van een combinatie van twee mechanismen: opdrukken van de kleilaag door een hoge freatische lijn in de dijk (microstabiliteit) gevolgd door afschuiven van de gehele binnenbekleding.

Â Voor de dimensionering zijn er verschillende technieken beschikbaar: analytische en numerieke methoden. Als analytische methode kan voor een homogeen oneindig lang talud de methode van Joustra en Edelman worden gebruikt, die wordt beschreven in *Handreiking*, § 2.5.1. Deze methode levert een tamelijk conservatief resultaat op. De eenvoudigste numerieke methode is een glijvlakberekening met de methode van Bishop (*Bovenriven*, § 11.3.1) voorafgegaan door een grondwaterstromingsberekening. Het glijvlak is cirkelvormig. Aangenomen kan worden dat het freatisch vlak samenvalt met het talud en dat de stijghoogte constant is langs lijnen loodrecht op het talud. Bij een zandige kern zal de stijghoogteverdeling veelal veel gunstiger zijn.

Met behulp van eindige-elementenmethoden kan het grondgedrag nog beter worden gemodelleerd, omdat de vorm van het glijvlak niet à priori vastligt zoals bij de methode van Bishop.

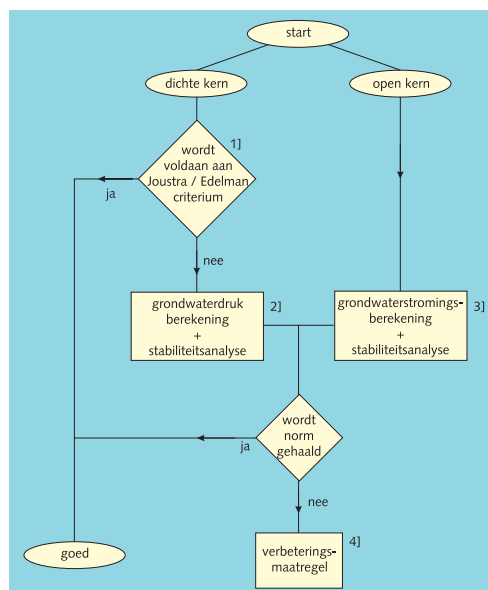
Bij het daadwerkelijk ontwerpen kan volgens het schema in figuur B5.3.7 te werk worden gegaan. Voor het geval van een relatief ondoorlatende toplaag (een kleibekleding op een zandkern) is van belang in hoeverre zich

in de kern waterdrukken kunnen opbouwen. Voor dit geval is het debiet en de duur van de overslagperiode een randvoorwaarde in de berekening van grote invloed. Een en ander betekent dat de ontwerpberekeningen en eventuele oplossingen wat kunnen afwijken van het geval 'klei op klei':

- (1) Toets de helling van het binnentalud aan de analytische oplossing van Joustra en Edelman. Bij een inhomogene (gelaagde) opbouw van het talud worden de eigenschappen van de laag gekozen, die de laagste hoek / opleveren. Bij een aanwijsbare aanwezigheid van cohesie mag hiermee ook rekening worden gehouden. Voor de dikte van de afschuivende laag (d) wordt bij een kleidijk de dikte van de gestructureerde top laag (veelal circa 1 m) genomen. Het is niet juist de wrijvings-eigenschappen van de kleikern representatief te stellen voor deze gestructureerde klei.
- (2) Voer een twee dimensionale stabiliteitsanalyse uit, voorafgegaan door een grondwaterstromingsberekening. De stabiliteitsanalyse kan uitgevoerd worden volgens de methode van Bishop of met een eindig-elementenprogramma. In het laatste geval wordt geen enkele beperking opgelegd aan de vorm en de ligging van het glijvlak en moet uit die vorm en uit de grootte van de deformaties worden bepaald of de taludhelling toelaatbaar is.

In alle gevallen moet worden aangenomen dat het talud volledig verzadigd is en dat het freatisch vlak samenvalt met het talud. Berekeningen, die uitgaande van de onverzadigde toestand van de klei en rekening houdend met een afstroming over het oppervlak van het talud, een beter beeld kunnen geven zijn momenteel nog niet operationeel.

- (3) Hoewel ook voor de dijk met een doorlatende kern een toets aan het Joustra/Edelman criterium zou kunnen plaatsvinden, verdient het geen aanbeveling dit te doen. Zowel door infiltratie als door grondwaterstroming door het buitentalud zou eerst de zandige kern moeten vollopen



Figuur B5.3.7 Schema analyse stabiliteit bij infiltratie

alvorens er sprake zou kunnen zijn van een verzadiging van de top laag van het binnentalud. Aangenomen kan worden dat, voordat de kern volledig is gevuld, door een vermindering van korrelspanning tussen bekledingslaag en kern nabij de binnenteeën, dan wel afdrukken van die bekledingslaag, bezwijken zal optreden.

- (4) Pas het ontwerp aan. Er zijn nu twee of drie mogelijkheden. De eerste is het talud flauwer te maken. De tweede is om de hoogte van kruin van de dijk te vergroten om het overslag debiet te verminderen. Een derde mogelijkheid doet zich voor als er sprake is van een dijk met een zandkern. Dan kan de freatische lijn soms laag worden gehouden door middel van een drainageconstructie. Deze drainageconstructie is daarmee dan wel een essentieel onderdeel van de waterkering geworden en daarmee een aandachtspunt bij het beheer en onderhoud. Er moet immers zekerheid bestaan dat de constructie steeds functioneert. LNC-voorwaarden kunnen ook andere oplossingen (bijzondere constructies) nodig maken.

In bovenstaande aanpak wordt steeds uitgegaan van een vrij eenduidige opbouw, of kleibekleding op zandkern of kleibekleding op kleikern. Er komen zeker situaties voor waar heterogeniteit een belangrijke rol kan spelen. Plaatselijk kunnen zich dan andersoortige mechanismen voordoen. Een voorbeeld hiervan is het volgende geval.

Bij een dijk met een dunne afdekkende kleilaag op een vrij ondoorlatende zandkern infiltreert water met name aan de bovenkant van het binnentalud. Er ontstaat na verzadiging een grondwaterstroming op de overgang van de afdekkende laag en de kern. Door een plaatselijk zwakke plek in de bekleding lager op het talud zoekt het water een uitweg en neemt zanddeeltjes mee (interne erosie). De bekleding onderspoelt en bezwijkt. In dit verband kan geconstateerd worden dat gaten van graverij door konijnen en mollen een risico vormen.

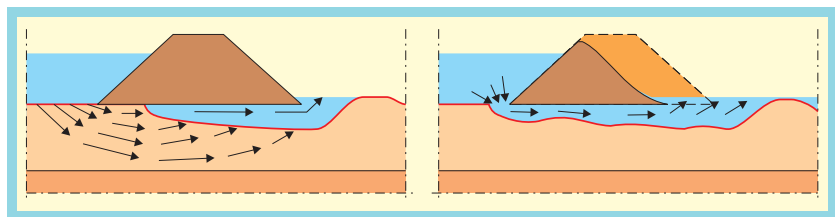
B5.3.6 Erosie binnentalud door overslag

Â Erosie aan het binnentalud van dijken wordt voornamelijk veroorzaakt door water, dat over de kruin heen is gestroomd. Dat water is afkomstig van golfoverslag of -overloop. De combinatie van een hoge waterstand en golfoploop op het buitentalud kan overslag opleveren. Vanwege het onregelmatige karakter van golven moet bij overslag worden gedacht aan een verschijnsel, dat alleen onder extreme omstandigheden optreedt. Bij een hoog overslagdebet kan er erosie van het binnentalud optreden door langs- of afstromend water. De erosie blijkt een functie te zijn van het overslagdebet, de taludhelling, de grondsoort waarmee het talud bedekt is en de kwaliteit van de begroeiing. Een en ander wordt uitgewerkt in § B6.2.

B5.3.7 Piping

Â Zandmeevoerende wellen binnenwaarts zijn bij zee- en meerdijken een bekend verschijnsel dat vooral optreedt bij hoge buitenwaterstanden. Deze

wellen zijn te beschrijven als een geconcentreerde uitstroming van grondwater, waarbij de snelheid van het opwellende water zo groot is dat er gronddeeltjes worden meegevoerd. Door terugschrijdende erosie kunnen in de grond holten en gangen ontstaan. Het fenomeen wordt ook vaak met 'piping' aangeduid, omdat iedere zandmeevoerende wel het benedenstroomse einde is van een 'pipe'. De grondwaterstroming kan zich daarop concentreren, waardoor het proces in stand blijft of versterkt wordt (fig. B5.3.8). Dit zal zich hoofdzakelijk voordoen in niet-cohesieve gronden, met name in fijn, uniform verdeeld zand.



Figuur B5.3.8 Piping

Het gevaar van zandmeevoerende wellen is, dat zand wordt afgevoerd van onder de dijk, die daardoor ondermijnd wordt. Uiteindelijk kan zelfs verzakking en doorbraak van de dijk optreden. Onder welke omstandigheden een wel zich explosief zal ontwikkelen is niet goed te voorspellen. Verschillende fasen bij het ontstaan van piping zijn toegelicht in het Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen (TRZW) [11]. Het optreden van deze interne erosie is aan de binnenzijde van de dijk zichtbaar doordat in sloten of op het maaiveld met het opwellende kwelwater zand wordt meegevoerd.

Â De lokale grondopbouw en grondeigenschappen zijn van groot belang, maar die zijn in detail vaak niet of slechts bij benadering vast te stellen. Voorzichtigheid ten aanzien van dit verschijnsel is dus geboden. Het verdient daarom aanbeveling de dijk zo te ontwerpen dat er in het binnentalud, noch in het binnendijks maaiveld tot op voldoende afstand van de dijk, grote uittreeverhangen of grote uitstroomsnelheden van het kwelwater kunnen optreden.

De meest recente kennis op dit gebied is bijeengebracht in TRZW [11].

Â Uit onderzoek is gebleken dat niet alleen de kwelweglengte en de doorlatendheid van het zand van belang zijn, maar ook de dikte van het watervoerende pakket: hoe dunner, des te kleiner is het risico van piping. Bovendien is in 1988 (Sellmeijer) door modelonderzoek aangetoond, dat het bestaan van zandmeevoerende wellen op zich nog niet tot falen van de dijk hoeft te leiden. Bij een bepaalde buitenwaterstand begint een wel aan het eind van een heel korte 'pipe'. Bij iets hogere waterstanden ontstaat een nieuw evenwicht waarbij een iets langere pipe hoort. Pas bij een veel hogere waterstand blijft de pipelengte groeien en is geen evenwicht meer mogelijk. Uit hetzelfde onderzoek is verder gebleken dat de pipinggevoeligheid van nog meer parameters afhangt dan de reeds genoemde korreldiameter en dikte van het zandvoerende pakket. Ondermeer de

uniformiteit van het zand is van belang.

Een en ander heeft geresulteerd in een nieuwe richtlijn voor controle op het mechanisme piping bij dijken (zie TRZW [11]). De kern van de nieuwe richtlijn wordt gevormd door de formule van Sellmeijer voor het maximaal toelaatbare stabiele verval over de dijk. Belangrijke variabelen in de formule zijn:

- de kwelweglengte;
- de dikte van de zandlaag waarin piping kan optreden;
- de doorlatendheid van het zand van die laag;
- de representatieve afmeting van de grootste korrels;
- de lengte van het verticale gedeelte van de kwelweg aan de binnenzijde van de dijk, gevormd door de dikte van de eventuele afdekkende klei- of veenlaag (die op kan barsten) en/of een kwelscherm.

Het rekenmodel volgens Sellmeijer is geldig voor geïdealiseerde geometrie en parameters van de watervoerende zandlaag, dat wil zeggen een laag met homogene doorlatendheidseigenschappen en een constante dikte die zich uitstrekt tot ver voorbij het uittreepunt. In werkelijkheid komen echter vaak afwijkende geometrieën voor, terwijl de zandafzettingen allerm minst homogeen zijn. Het model is echter toch toepasbaar mits de doorlaatbaarheid van de zandlaag in het model gelijk genomen wordt aan die van het pakket in werkelijkheid. Onder de 'doorlatendheid' wordt het quotiënt van debiet en verval verstaan.

Â De doorlatendheid kan enerzijds bepaald worden door het verloop van de laagdikte van elke watervoerende laag vast te stellen en door van een groot aantal zandmonsters de doorlatendheid te bepalen met behulp van laboratoriumproeven. Dat laatste kan worden gedaan met doorlatendheidproeven, maar ook met formules op basis van de korrelverdeling en het poriëngehalte (zie [11]).

De doorlatendheid van het hele pakket kan anderzijds bepaald worden met in situ methoden. Gezien de variatie in de aard van de afzettingsprocessen en bijgevolg in de afmetingen van de deeltjes die de doorlatendheid van de ondergrond bepalen, is het aan te bevelen ook daarvan zo mogelijk gebruik te maken. De meest voor de hand liggende in situ methode is die gebaseerd op peilbuiswaarnemingen, zoals is besproken in § B5.2.5. Die methode wordt vooral gebruikt indien de waterstand en de responsie-metingen een substantiële tijdsafhankelijke (niet-stationaire) component bevatten. Door deze metingen te vergelijken met berekeningen kan echter ook veel worden geleerd van de doorlatendheid onder stationaire omstandigheden. Er is echter wel een behoorlijk verval over de kering nodig om voldoende betrouwbare metingen te krijgen.

Â Peilbuiswaarnemingen kunnen in principe ook gebruikt worden voor een schatting van de plaats van het intreepunt ofwel de effectieve lengte van het voorland, en daarmee de kwelweglengte. Ook dat is echter alleen mogelijk, indien tijdens de meting een substantieel verval over de waterkering aanwezig is.

Overigens moet bij de bepaling van de lengte van het voorland worden nagegaan of gewaarborgd is dat de bestaande situatie in de toekomst niet

in ongunstige zin wordt gewijzigd. Er moeten dus beheersmaatregelen worden genomen met betrekking tot bijvoorbeeld baggeren of afgraven of eroderen van de buitendijkse deklaag (op het voorland, of in de onderwateroever).

Meer informatie over de pipinganalyse is te vinden in TRZW [11].

Â Bij controle op piping kunnen twee situaties worden onderscheiden:

- (a) binnenwaarts is op de watervoerende zandlaag geen afdekkende laag aanwezig of een dunne kleilaag welke wordt doorsneden door bijvoorbeeld een teensloot;
- (b) binnenwaarts is op de watervoerende laag een afdekkende laag aanwezig bestaande uit klei- en/of veen.

(a) Bij een watervoerende laag aan de oppervlakte:

Er zijn twee mogelijkheden:

- 1. De stroming door de watervoerende zandlaag ter plaatse van de uittreelocatie is verticaal. In dit geval moet aan het heave-criterium worden voldaan (de verticale gradiënt moet kleiner zijn dan de kritieke; zie TRZW [11]). Als hier niet aan wordt voldaan, dan leidt dit tot een ontwerpaanpassing, tenzij heave (een drijfzandsituatie) bij een hoge buitenwaterstand acceptabel is. In dat geval moet met de rekenregels van Bligh of van Sellmeijer nog worden nagegaan of die heave-situatie niet kan leiden tot echte piping.
- 2. De stroming door de watervoerende laag ter plaatse van de uittreelocatie is (overwegend) horizontaal.
In deze situatie is alleen pipingcontrole mogelijk met de rekenregels van Bligh of van Sellmeijer.

(b) Bij aanwezigheid van een afdekkende laag op de watervoerende laag:

Bij een afdekkende klei/veenlaag vindt normaliter alleen controle op opbarsten plaats en niet daarna nog eens op heave (verticale gradiënt):

- 1. Onder grondbreuk wordt in deze situatie verstaan: een opdruk- of opbarstveiligheid $< 1,2$. Bij grondbreuk is er kans op piping.
- 2. Bepaling van de binnenwaartse veiligheid tegen opdrukken volgens *Benedenrivieren*, Bijlage 13A, of de veiligheid tegen opbarsten bij aanwezigheid van een sloot volgens § B5.3.3. Hiertoe dient eerst de te verwachten potentiaal in de watervoerende laag bij maatgevend hoogwater te worden bepaald met een grondwaterstromingsmodel of door extrapolatie van peilbuiswaarnemingen.
Als de opdrukveiligheid of de opbarstveiligheid $\geq 1,2$ is, dan is er geen kans op piping, dus einde controle. Bij een veiligheid tegen opdrukken of opbarsten $< 1,2$ doorgaan met controlepunt 3.
- 3. Eerst de regels van Bligh (eventueel van Sellmeijer) toepassen. Als de kwellingte voldoende is, dan einde controle. Bij onvoldoende kwellingte doorgaan met controlepunt 4.
- 4. De benodigde kwellingte volgens de regels van Bligh creëren door middel van een pipingberm (of door buitenwaartse verplaatsing intredepunt). Als optimalisatie van deze gedimensioneerde berm wenselijk is, kan gebruik worden gemaakt van de rekenregel van Sellmeijer.

B5.3.8 Stabiliteit vooroever

Â Bij zee- en meerdijken welke, met al dan niet een aanwezige vooroever van beperkte breedte zijn gelegen langs een onderwatertalud, dient rekening te worden gehouden met het optreden van instabiliteit van deze vooroever hetgeen van invloed kan zijn op de stabiliteit van de dijk en dus op het waterkerend vermogen.

Bij het mogelijk optreden van instabiliteit kan onderscheid worden gemaakt tussen instabiliteit door afschuiving of door zettingsvloeiing.

Â Afschuiving

Afschuiving kan optreden bij een vooroever welke is opgebouwd uit samenhangende grond als klei en veen en/of al dan niet zettingsvloeiingsgevoelig zand.

De afschuiving kan optreden ten gevolge van een versteiling van het talud door erosie en/of een verzwarend van de vooroever door sedimentatie.

De stabiliteit van de vooroever tegen afschuiving langs cirkelvormige of rechte glijvlakken kan worden onderzocht op een wijze zoals beschreven in § B5.3.3 Macrostabiliteit.

Indien onder het voorland een laag van beperkte dikte met relatief slechte sterkte-eigenschappen, cohesie en hoek van inwendige wrijving, voorkomt, dient aandacht te worden besteed aan mogelijke afschuiving langs een recht glijvlak. Dit is met name het geval indien genoemde laag onder een aflopende helling naar het onderwater talud is gelegen.

Â Zettingsvloeiing

Bij zee- en meerdijken met of zonder vooroever van beperkte breedte, langs een onderwatertalud in zand moet rekening worden gehouden met het bezwijkmechanisme zettingsvloeiing. Zettingsvloeiing is een mechanisme waarbij een met water verzadigde massa zand zeer grote verplaatsingen ondergaat ('vloeit') als gevolg van verweking. Verweking van zand met een losse pakking is het gevolg van een schuifspanningstoename waarbij door een herschikking van het korrelskelet (waardoor volumeverkleining) een zodanige verhoging van de water- en (lucht)spanning in de poriën ontstaat, dat de contactdruk tussen de korrels onderling belangrijk wordt verminderd en de zandmassa zich als een zware vloeistof gaat gedragen.

De pakking van zand kan variëren van los (een vrij labiele korrelstapeling met grote holtes tussen de korrels) tot vast (een stabiele korrelstapeling met een relatief klein poriënvolume).

Ten gevolge van schuifspanningstoename zullen de zandkorrels zich herschikken, het korrelskelet zal vervormen. Ten gevolge hiervan zal ook het volume veranderen. De volumeverandering van zand als gevolg van alleen schuifspanning wordt dilatantie genoemd.

Kenmerkend voor losgepakt zand is dat de volumeverandering door schuifspanning een volumeverkleining is (verdichting) en bij vastgepakt zand een volumevergroting (de korrels willen bij het vervormen over elkaar en uit elkaar gaan).

Bij losgepakt zand onder water zijn de poriën volledig gevuld met water. Water is zeer stijf evenals de zandkorrels. Bij schuifspanningstoename kan

de volumeverkleining dus niet direct optreden. Het water moet eerst uit de poriën verdwijnen. Hiertoe is nodig een verhoogde druk in het poriënwater en daarenboven tijd. De verhoogde druk of wateroverspanning nodig voor het wegstromen is een direct gevolg van de neiging tot verdichten van het losgepakt zand. De aanwezige normaalspanning op het korrelskelet wordt hierbij in meer of mindere mate overgedragen op het poriënwater. De korrelnormaalspanning neemt dus af. Indien de volumeverkleining (verdichting) groot is kan de wateroverspanning zo groot worden dat de korrelspanning volledig verdwijnt en dit wordt verweking genoemd.

Een zettingsvloeiing is geen afschuiving. Er is een duidelijk verschil tussen een zettingsvloeiing en een afschuiving, hoewel er zich tussen beide verschijnselen een grijs gebied bevindt.

Grondmechanisch gezien ontstaat een zettingsvloeiing door wateroverspanning in de grond (zand) dus door verweking, terwijl een afschuiving het gevolg is van overschrijding van de schuifweerstand van de grond. Een afschuiving kan wel de inleiding zijn tot het ontstaan van een zettingsvloeiing.

Indien de uiterlijke kenmerken van een afschuiving en een zettingsvloeiing naast elkaar worden gezet geeft dit het volgende beeld.

De kenmerken van een afschuiving zijn:

- een beginhelling van $\pm 1 : 2$;
- een eindhelling van $1 : 3$ tot $1 : 5$.

Een zettingsvloeiing geeft het volgende beeld te zien:

- een beginhelling van ongeveer $1 : 3$ over een hoogte van circa 5 m;
- een eindhelling tussen $1 : 15$ en $1 : 20$.

De aanleiding tot schuifspanningstoename in het zand kan zijn:

- versteiling onderwatertalud door erosie;
- het aanbrengen van een ophoging of bovenbelasting;
- trillingen als gevolg van bijvoorbeeld heien, trillen, explosies en aardbevingen;
- golfbelasting tijdens bijvoorbeeld een (zware) storm; deze belasting veroorzaakt spanningswijzigingen en korrelskeletdeformaties in de bodem (golfindringingsproces) die eventueel zodanig ongunstig zijn dat er een vloeiing kan ontstaan.

Indien controle op het bezwijkmechanisme zettingsvloeiing, gezien de aanwezige geometrie nodig is, moet worden nagegaan in welke mate het in situ aanwezige zand gevoelig is voor verweking.

Sonderingen en eventueel korrelverdelingen uit boringen geven een eerste globale indruk betreffende de pakking (los, middelmatig, vast) en de gradatie van het zand, en daarmee een globale indruk over de zettingsvloeiingsgevoeligheid.

Voor een nauwkeuriger indruk van de zettingsvloeiingsgevoeligheid kan een dichtheidsonderzoek bestaande uit sonderingen, elektrische dichtheidsmetingen (zie § B5.2.3) en boringen worden uitgevoerd. Van zandmonsters uit de boringen kan de korrelverdeling, de maximum- en minimum dichtheid, de droge- en/of natte kritieke dichtheid (zie § B5.2.4) alsmede ijkwaarden voor de elektrische dichtheidsmetingen worden bepaald.

Door middel van de elektrische dichtheidsmeting in combinatie met de ijkwaarden kan het poriëngehalte van het in situ aanwezige zand worden vastgesteld.

Door het in situ poriëngehalte te vergelijken met de maximum en minimum dichtheid kan een indruk worden verkregen van de relatieve dichtheid van het aanwezige zand.

Onder de relatieve dichtheid n_r wordt verstaan het verhoudingsgetal dat wordt verkregen door het verschil tussen het maximum en het aanwezige poriëngehalte te delen door het verschil tussen het maximum en minimum poriëngehalte.

$$n_r = \frac{n_{\max} - n}{n_{\max} - n_{\min}}$$

Hieruit blijkt dat de relatieve dichtheid kan variëren tussen 0 voor de meest losse pakking en 1 voor de meest vaste pakking. Het gebied tussen deze uiterste waarden kan in drie gelijke delen worden onderverdeeld, waarin de relatieve dichtheid als volgt wordt geclassificeerd:

$0 < n_r < 0,33$ losgepakt

$0,33 < n_r < 0,67$ middelmatig gepakt

$0,67 < n_r < 1$ vastgepakt

In het buitenland wordt in plaats van het poriëngehalte n veelal het begrip poriëngegetal e gebruikt. Hiervoor geldt $e = n/(1 - n)$. Onder de relatieve dichtheid wordt dan verstaan:

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$$

Het verband tussen n_r en D_r kan als volgt worden uitgedrukt:

$$D_r = \frac{1 - n_{\min}}{1 - n} \cdot n_r \text{ of } n_r = \frac{1 - e_{\min}}{1 - n} \cdot D_r$$

De relatieve dichtheid van het zand geeft een indruk betreffende de zettingsvloeiingsgevoeligheid. Naarmate het losgepakter is zal het meer zettingsvloeiingsgevoelig zijn.

Door vergelijking van de in situ dichtheid met de droge en natte kritieke dichtheid wordt een indruk verkregen betreffende de verwekingsgevoeligheid van het zand. Het poriëngehalte behorende bij de natte kritieke dichtheid kan als een bovengrens worden beschouwd en dat behorende bij de droge kritieke dichtheid als een ondergrens. De volgende criteria kunnen worden gesteld:

- indien het in situ poriëngehalte groter is dan dat van de natte kritieke dichtheid dan is het zand zeker verwekingsgevoelig;
 - indien het in situ poriëngehalte kleiner is dan dat van de droge kritieke dichtheid dan is het zand niet verwekingsgevoelig;
 - indien het in situ poriëngehalte tussen die van de droge en natte kritieke dichtheid is gelegen dan is het zand mogelijk verwekingsgevoelig.
- Naarmate het dichter bij de droge dichtheid is gelegen is het minder en

naarmate het dichter bij de natte kritieke dichtheid is gelegen is het meer verwekingsgevoelig.

Uit droge kritieke dichtheidsproeven blijkt dat hoe losgepakter het zand is hoe groter de volumeverkleining bij toenemende schuifspanning is dus grotere wateroverspanning en dus meer kans op verweking.

Indien de droge kritieke dichtheid als criterium voor het al dan niet zettingsvloeiingsgevoelig zijn van zand wordt aangehouden kan dit als een veilige aanname worden aangemerkt.

In de loop van de tijd zijn vanuit de empirie en de laboratoriummetingen de volgende drie optredingscriteria ontstaan:

- het poriëngehalte van het zand in situ moet groter zijn dan dat van de droge kritieke dichtheid;
- er moet sprake zijn van een minimale taludsteilheid (bijvoorbeeld 1 : 3) over een minimale hoogte van 4 à 5 m;
- er moet een zogenaamd inleidend mechanisme zijn welke aanleiding is tot schuifspanningstoename en daarmee samenhangende volumeverandering; de mogelijke inleidende mechanismen zijn hiervoor genoemd.

Aan genoemde criteria moet worden voldaan wil een zettingsvloeiing kunnen optreden. Fijn zand is zettingsvloeiingsgevoeliger dan grover zand.

Naarmate het zand grover is wordt het doorlatender en is de mogelijkheid om voldoende wateroverspanning op te bouwen om te kunnen verweken geringer.

B5.4 Opbouw en dimensionering dwarsprofiel

B5.4.1 Opbouw van een dijklichaam

Â In *Bovenrivieren* staat hierover onder andere; 'Met het oog op de waterdichtheid en een goede drainage van het dijklichaam moet als stelregel gelden, dat de dijk aan de waterkerende zijde zo ondoorlatend mogelijk moet zijn, terwijl het dijklichaam naar binnen toe meer doorlatend dient te worden'. Dit principe geldt ook voor meerdijken. Voor zeedijken, met een korte duur van de hoge waterstand, geldt het als een voorkeursprincipe; als dit bezwaren oproept (bijvoorbeeld uit LNC overwegingen, beschikbaarheid van klei, kosten) dan komen ook andere oplossingen in aanmerking.

De dijk moet dus (voor zeedijken bij voorkeur) zodanig worden ontworpen dat het water zoveel mogelijk wordt tegengehouden en het toch nog doorstromende water zo goed mogelijk wordt afgevoerd.

Een dijklichaam geheel opgebouwd uit klei laat géén water door en is daarmee een uitstekende constructie.

Â Geconstateerd kan worden dat van oudsher er naar werd gestreefd kleidijken te maken. Echter in veel gebieden was (goede) klei niet altijd beschikbaar zodat concessies moesten worden gedaan. Het dijklichaam werd van zand gemaakt, met op de taluds een bekleding van klei. Deze kleibekleding had als functie het voorkomen van erosie en aan de buitenzijde te-

vens het voorkomen dat water in het dijklichaam dringt. In het verleden en met name in de periode vóór het verschijnen van *Bovenrivieren* en *Benedenrivieren* bestonden ten aanzien van de kwaliteitseisen van de bekledingsklei wel de nodige verschillen in inzicht.

Â Bij de aanleg van een geheel nieuwe dijk zijn de mogelijkheden voor een goede opbouw meestal optimaal. Dit is bij verbetering van een bestaand dijklichaam niet altijd het geval.

Bij dijkversterking zal de keuze van het te gebruiken materiaal op bovenstaande filosofie moeten worden afgestemd. Als er vanwege beschikbaarheid en kosten van materiaal concessies moeten worden gedaan dan dienen deze concessies binnen de functionele eisen van de constructie(onderdelen) acceptabel te zijn.

Een buitenwaartse versterking van een bestaande kleidijk zal bij voorkeur in klei worden uitgevoerd. Als de versterking in zand plaatsvindt afgedekt met een kleibekleding zal afhankelijk van de waterdichtheid van die kleibekleding een meer of minder hoge freatische lijn in de zandkern tot ontwikkeling komen. Onder andere voor de binnenwaartse macrostabiliteit bij maatgevende omstandigheden is dit ongunstig. Een dergelijke constructie is in feite alleen acceptabel als er door de oude kleidijk drainagemogelijkheden worden aangebracht.

Een binnenwaartse versterking zal in het algemeen in zand worden uitgevoerd (even doorlatend of meer doorlatend dan de bestaande dijk).

De keuze of binnendijs dan wel buitendijs wordt verzwaaard hangt af van vele factoren (zeker ook van LNC-waarden). Een (technische) overweging vanuit kosten oogpunt is de aanwezigheid van een harde bekleding op de bestaande dijk. Zeker bij beperkte verzwaringen zal dan binnenwaarts de voorkeur genieten om zodoende de glooiing in tact te kunnen laten.

Een probleem, waarbij traditioneel niet werd stilgestaan, is het feit dat een in aanleg heel dichte kleibekleding op een zandkern gevoelig is voor uitdroging (een en ander afhankelijk van samenstelling, dikte, taludhelling, oriëntatie, etc.). Door uitdroging ontstaat er een zodanige structuur in de klei dat er sprake is van minder goede ondoorlatendheid en minder goede erosiebestendigheid. Een minder goede ondoorlatendheid heeft zoals eerder genoemd als consequentie dat de freatische lijn in de zandkern hoger wordt. Dit zou ofwel in de stabiliteitsbeschouwing als randvoorwaarde kunnen worden meegenomen of wel kunnen worden voorkomen door adequate drainage. Beter zou zijn om vanuit een oogpunt van gewenste ondoorlatendheid de kleibekleding op het buitentalud dikker te kiezen dan de gebruikelijke 0,8 à 1,0 m. Te denken valt hierbij aan een dikte van 2,0 m. Daarnaast vraagt nog het volgende de aandacht:

- Van een uitgedroogde kleibekleding kan nauwelijks weerstand tegen erosie worden verwacht. Dit betekent dat als de gras- of harde bekleding faalt de onderliggende klei geen garantie biedt dat de kwetsbare zandkern niet bloot komt te liggen. Ook dit aspect pleit voor een herbezinning op de dikte van de kleibekleding.

Voor de opbouw van eventuele bermten achter de dijk wordt verwezen naar § B5.4.2.

Â Bij de opbouw van het dijklichaam zal zeker ook aandacht besteed moeten worden aan de samenstelling van de zate (de terreinstrook waar de dijk met de onderkant op rust).

Indien deze zate bestaat uit een zandlaag, die in contact staat met het buitenwater, zal, indien de kern van de dijk uit zand bestaat, een hoge buitenwaterstand zich vrijwel direct in de kern manifesteren; dit is uiteraard met het oog op stabiliteit en soms ook vanwege piping in de meeste gevallen ongewenst. In gevallen, waarbij wordt overwogen het dijklichaam op een open zate te bouwen, zal door middel van grondwaterstromingsberekeningen inzicht moeten worden verkregen hoe de ontwikkeling van waterspanningen in de kern zal zijn. Daarmee moet bij de beoordeling van de aspecten macrostabiliteit, microstabiliteit en piping rekening worden gehouden. Eventueel zal moeten worden besloten de zandige zate af te dekken door een kleilaag.

Voor de eisen die aan de klei bij dijkverbetering moeten worden gesteld wordt verwezen naar het Technisch Rapport Eisen klei voor dijken [29]. Daarin worden drie kwaliteitscategorieën onderscheiden. Aanbevolen wordt voor het buitentalud en kruin categorie 1 klei toe te passen. Voor de eisen die aan de klei op het binnentalud worden gesteld, wordt verwezen naar § B5.3.6.

B5.4.2 Dimensionering

Â In deze § worden grondmechanische dimensioneringsaspecten behandeld, waar nodig aangevuld met erosie-aspecten. Achtereenvolgens komen aan de orde:

- voorland en vooroever;
- buitentalud en buitenbermen;
- binnentalud;
- binnenberm.

Â Voorland en vooroever

Het voorland en de vooroever zijn in een groot aantal gevallen van wezenlijk belang voor de veiligheid van de waterkering. Zo zal instabiliteit (afschuiving) van de vooroever een aanleiding kunnen zijn voor instabiliteit van het buitentalud. Een zettingsvloeiing in de vooroever kan een bedreiging zijn voor de standzekerheid van het gehele dijklichaam.

Minder bekend maar van groot belang is dat de onaantastbaarheid voor veranderingen, die invloed zouden kunnen hebben op de dijk, van vooral het voorland vaak een uitgangspunt is van de grondmechanische ontwerpberekeningen. De grondwaterstroming en in het verlengde daarvan de binnenwaartse stabiliteit bij MHW kan sterk afhangen van de hydrologische weerstand van het voorland. Bij de beoordeling van het pipingmechanisme is de ligging van het zogenaamde intredepunt van groot belang. In zijn algemeenheid kan worden gezegd dat de aanwezigheid van een breed, dicht voorland van grote waarde kan zijn voor de veiligheid van de waterkering. Dit betekent dat:

- In de ontwerpfase vaak onderzoek nodig is van dit voorland. Dit onderzoek zal vanwege de locatie vaak relatief kostbaar zijn, echter het kan

voorkomen dat door te conservatieve uitgangspunten in de ontwerpberoe-
keningen een overgedimensioneerd en te duur ontwerp wordt ge-
maakt.

- Als in het ontwerp rekening wordt gehouden met gunstige aspecten van dit voorland, de integriteit daarvan moet zijn gegarandeerd. Dit stelt eisen aan het beheer en de zone waarover dit wordt uitgeoefend.

Afgezien van bovenstaande overwegingen kan er nog een reden zijn om de vooroever zorgvuldig te beheren. Dat is namelijk het geval als de vooroever zettingsvloeiingsgevoelig is (§ B5.3.8).

Â *Buitentalud en buitenbermen*

Aan het buitentalud moeten de nodige eisen worden gesteld; onder andere dient de macrostabiliteit van het buitentalud onder maatgevende omstandigheden verzekerd te zijn. Deze maatgevende omstandigheden doen zich voor als na een periode van hoog water de buitenwaterstand (snel) zakt. Afhankelijk van de duur van de hoge buitenwaterstand kan meer of minder water in het dijklichaam dringen en kunnen de waterspanningen daar meer of minder hoog worden. Naarmate de waterspanningen in het dijklichaam hoger zijn opgelopen ontstaat bij een snelle val van het buitenwater een ongunstiger toestand.

Zowel de opbouw (materiaalkeuze) van het dijklichaam is hierbij van belang als de helling van het buitentalud. Over de opbouw is in hoofdstuk B5.4.1 het nodige opgemerkt. Met betrekking tot de helling is op grond van alleen stabiliteit géén voor de hand liggende keuze te maken, temeer daar een wat steilere helling in combinatie met een steunberm bij de teen of een tussenberm ook een voldoende stabiele constructie kan opleveren. In het algemeen zal de helling van het buitentalud bij zee- en meerdijken niet in eerste instantie worden bepaald door macrostabiliteit. Beter is eerst op grond van andere overwegingen een taludhelling vast te stellen, en daarna na te gaan of de macrostabiliteit gegarandeerd is, dan wel of er een aanpassing in het ontwerp nodig is (zie hoofdstuk B4).

Â *Binnentalud*

De helling van het binnentalud van zeedijken werd in het verleden, met name in Zeeland, vaak steil gehouden, evenals bij rivierdijken. De kwel die als gevolg van langdurige hoge buitenwaterstanden in het rivierengebied aanleiding was tot de keuze van wat flauwere binnentaluds speelt langs de kust met z'n kort durende hoge waterstanden een minder belangrijke rol. Binnentaludhellingen van 1 : 2 kwamen voor 1953 regelmatig voor. In Zeeland waren zelfs overwegend hellingen van 1 : 1,5 gebruikelijk. Zeker voor op het noorden georiënteerde taluds werd 1 : 1,5 in verband met de kwaliteit van de grasmat als een ondergrens gezien en waren de ervaringen vaak slecht. Na 1953 werd bij dijkverbetering vrij algemeen gestreefd naar hellingen van 1 : 3, zeker als een binnenwaartse versterking werd aangebracht met een betrekkelijk dunne kleibekleding op een zandkern. Dit streven is nog steeds van toepassing.

Uit de maatschappelijke ontwikkelingen van de laatste jaren is duidelijk geworden dat flauwe taluds, met name bij rivierdijken, echter om andere dan civieltechnische redenen niet de voorkeur genieten. Bij zee- en meerdijken

kan in bijzondere situaties een steile helling van het binnentalud vanuit landschappelijke overwegingen ook wel eens aantrekkelijk zijn, zowel bij het zo mogelijk handhaven van de bestaande situatie als bij het creëren van een nieuwe situatie, bijvoorbeeld bij voormalige Zuiderzeedijken en scheidings- en compartimenteringsdijken. Zo'n helling is echter alleen aanvaardbaar als aan de volgende voorwaarden is voldaan :

- macrostabiliteit van grondlichaam;
- microstabiliteit onderaan binnentalud;
- weerstand tegen erosie van binnentalud bij overslag;
- stabiliteit tegen afschuiven van binnentalud bij overslag;
- uitvoerbaarheid van beheer en onderhoud.

(-) Macrostabiliteit van grondlichaam

Voor de bepaling van de macrostabiliteit wordt verwezen naar § B5.3.3 van dit rapport.

Als de macrostabiliteit van het dijklichaam onvoldoende is, kan hieraan ofwel door middel van een flauwer talud ofwel door een binnenberm tegemoet worden gekomen. Uiteraard is een combinatie van beide maatregelen mogelijk. In de praktijk zou uit overwegingen van LNC-aard een voorkeur voor een bepaalde keuze kunnen blijken. Eveneens is het mogelijk een grondverbetering toe te passen. Indien zeer slappe lagen verantwoordelijk zijn voor een grote zetting (en overhoogte) en/of veel ruimtebeslag door bermen, kan worden overwogen de slappe lagen te verwijderen en te vervangen door zand (zie ook B4).

(-) Microstabiliteit onderaan binnentalud

Micro-instabiliteit (zie § B5.3.4) ten gevolge van uittredend water is een verschijnsel, dat zich voordoet als zich een hoge freatische lijn in de dijk kern kan instellen. De freatische lijn kan stijgen als er veel water via het buitentalud de dijk kern binnen kan dringen. Dit hangt in hoge mate af van de opbouw en de doorlatendheid van het buitentalud en de dijk kern. Ook de duur van de hoogwaterstand speelt een belangrijke rol. Bij zeedijken is de duur van de hoogwaterstand beperkt en zijn de waterkeringen vaak zo breed, dat er onvoldoende tijd is om een hoge freatische lijn in de dijk kern te kunnen ontwikkelen. Bij meerdijken is de microstabiliteit echter zeker een aandachtspunt.

Er zijn verschillende manieren om de microstabiliteit te verbeteren. Soms kan een uittredende freatische lijn worden 'opgevangen' in een toch op grond van macrostabiliteit benodigde berm. Ter hoogte van de uittredende freatische lijn kan een taludverflauwing naar 1 : 5 worden aangebracht om uitspoelen van materiaal te voorkomen. Ook met drainage kan worden voorkomen dat de freatische lijn op het binnentalud uit kan treden. Aan de binnenzijde is tenslotte het aanbrengen van een dikkere kleilaag een mogelijkheid, zodat geen opdrukken of afschuiven op kan treden.

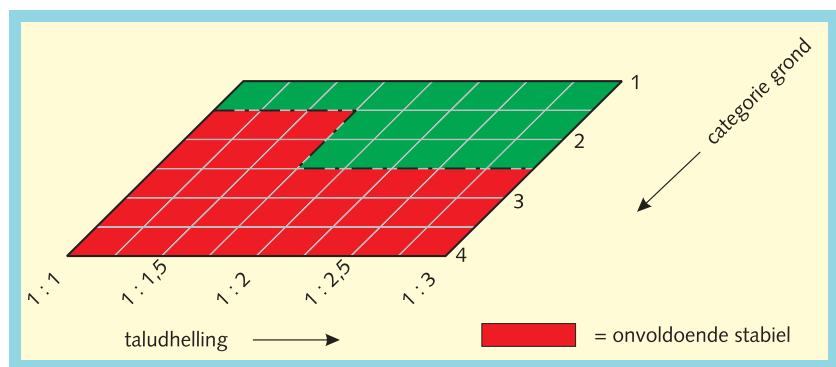
Aan de buitenzijde van de waterkering is ingrijpen in de waterhuishouding wellicht mogelijk, bijvoorbeeld door een minder doorlatende bekleding aan te brengen.

(-) Afschuiven binnentalud bij overslag

Een beschrijving van het mechanisme is gegeven in § B5.3.5. Hieruit blijkt

dat voor het geval dat de top laag doorlatender is dan de kern het overslagdebiet als zodanig niet zo zeer van belang is maar veel meer het al dan niet verzadigd raken van de top laag ten gevolge van die overslag. Indien het overslagdebiet kleiner is dan 0,1 l/m/s behoeft met overslag géén rekening te worden gehouden omdat volledige verzadiging niet waarschijnlijk wordt geacht. Bij grotere debieten is het uitgangspunt in eerste instantie dat verzadiging optreedt.

Aan *Handreiking* is een globale indicatie ontleend over de veiligheid tegen afschuiven. In figuur B5.4.1 is door middel van een arcering aangegeven waar op grond van afschattende berekeningen moet worden verwacht dat (gegeven volledige verzadiging) afschuiven zal optreden. Let wel, het gaat hier uitdrukkelijk om een indicatie.



Figuur B5.4.1 Indicatie oppervlakkig afschuiven

Als de top laag minder doorlatend is als de kern, bijvoorbeeld bij een top laag van klei op een kern van zand, dan kan door infiltrerend water bij de teen onder de binnenbekleding een hogere freatische lijn ontstaan, die een opwaartse druk over de top laag veroorzaakt. Bij het beoordelen van afschuiven van het binnentalud onder invloed van overslag moet in dat geval rekening worden gehouden met deze extra kracht op de binnenbekleding. Aanbevolen wordt in die gevallen een grondwaterstromingsberekening te maken om de freatische lijn in de dijk te kunnen bepalen. De duur van het infiltreren van water is hierbij van belang voor de totale hoeveelheid water, die via het binnentalud kan infiltreren. Als de hoogte van de freatische lijn eenmaal is bepaald moet ook worden gecontroleerd of er geen combinatie van twee bezwijkmechanismen kan ontstaan: eerst ontstaat in het onderste deel van het binnentalud micro-instabiliteit, waarna vervolgens afschuiven van het bovenste deel van de bekleding op het binnentalud plaatsvindt. Als dit fenomeen van een gecombineerd bezwijkmechanisme een bedreiging kan vormen, kunnen dezelfde maatregelen worden getroffen die nu onder microstabiliteit staan genoemd.

Heterogeniteit van de dijk maakt dat enige terughoudendheid bij de acceptatie van overslag op z'n plaats is. Meer debiet accepteren betekent namelijk dat met een lagere kruinhoogte wordt ontworpen. Een lagere kruinhoogte betekent dat de periode waarin de overslag optreedt langer zal zijn en de kans op volledige verzadiging groter. Het mechanisme stabiliteit bij overslag vormt momenteel overigens nog onderwerp van studie.

(-) *Erosie binnentalud bij overslag*

Voor de behandeling van de erosie van het binnentalud bij overslag wordt verwezen naar § B6.2.

(-) *Dagelijks beheer*

Ook het dagelijks beheer kan voorwaarden aan de helling van het talud opleggen (zie *Handreiking*). Vooral het onderhouden van de grasmat op de kruin en de taluds moet mogelijk zijn. Dit is essentieel, omdat van het onderhoud de kwaliteit van de grasmat afhangt en daarmee de erosiebestendigheid van het talud.

De kruin en de taluds moeten daarom goed toegankelijk zijn om het gras te kunnen maaien en het maaisel af te voeren. Zo nodig moeten er maatregelen worden getroffen om de toegankelijkheid te verbeteren.

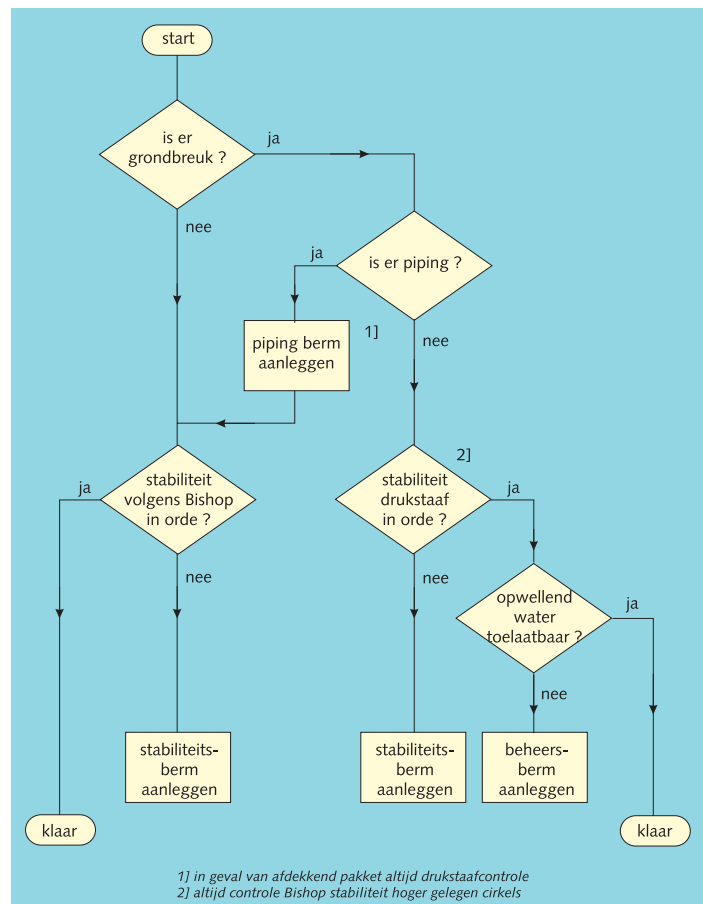
Aangepast agrarisch beheer is mogelijk tot taludhellingen van 1 : 2, maar vergt bijzonder materieel en extra zorg. Voor agrarisch beheer (beweiding, rendabele grasopbrengst) zijn hellingen van 1 : 3 of flauwer noodzakelijk. Bij steilere hellingen is niet meer met het gebruikelijke bedrijfsmatige materieel te hooien en lijdt de grasmat te zeer onder vertrapping en vorming van looprichels.

Â *Binnenberm*

De (constructieve) noodzaak om een binnenberm aan te leggen kan volgen uit een beschouwing van de macrostabiliteit van het dijklichaam en/of een beschouwing van het pipingmechanisme.

Echter, los van de noodzaak van een eventuele stabiliteits- op pipingberm is aan de binnenzijde een berm nodig. Die berm met bij voorkeur een hoogte van 1 m boven GHW is van belang voor bereikbaarheid van en transport langs het dijklichaam in geval van dijkbewaking, calamiteiten en inundatie. De breedte is dan ook zodanig dat een weg met een breedte van minimaal 3 m erop kan worden aangelegd. Een dergelijke berm is ook van waarde voor beheer en onderhoud, bijvoorbeeld als het binnentalud zodanig steil is dat maaien en afvoeren van het gras op normale wijze niet mogelijk is. Bij hoge dijken is het dan noodzakelijk om behalve vanaf de kruin ook vanaf de binnenkant van de dijk te kunnen werken. De aanwezigheid van de verharde berm is hierbij dus zeker zinvol. Ook indien geen binnenberm wordt aangelegd is een vrije strook grond naast de binnenteen van belang. Veelal zal immers achter de binnenteen een sloot voor kwelwater nodig zijn. In verband met onderhoud is het ongewenst als het dijk-talud zonder onderbreking 'doorloopt' in het sloottalud.

Wat ook de motivatie voor de aanleg van de binnenberm moge wezen, het is noodzakelijk dat duidelijk is met welk oogmerk de berm werd/wordt ontworpen. Met het aangepaste, aan *Handreiking* ontleende, schema in figuur B5.4.2 is de noodzaak van aanleg van een binnenberm te bepalen. Het uitgangspunt van het schema is, dat in een eerder stadium de gewenste helling van het binnentalud is vastgesteld op basis van overwegingen als LNC-aspecten en beheer. Tevens is vastgesteld, dat, gegeven het gekozen overslagdebiet in combinatie met de kwaliteit van de grond en de begroeiing, de gewenste helling acceptabel is. Tenslotte wordt verondersteld dat bewust is gekozen voor het al dan niet aanleggen van een berm uit een



Figuur B5.4.2 Beslisschema aanleg binnenberm

oogpunt van transport/vluchtmogelijkheid.

Een belangrijk gegeven bij de beslissing over de noodzaak van een binnenberm is het wel of niet optreden van grondbreuk.

Zoals uit het schema blijkt heeft uit constructief oogpunt het mogelijk optreden van grondbreuk op zich niet een reden te zijn tot de aanleg van een berm. Dat is pas nodig als tenminste één van de volgende situaties kan optreden:

- onaanvaardbare piping met zandmeevoerende wellen;
- onvoldoende macrostabiliteit van de dijk.

Ook als noch piping noch macrostabiliteit een probleem vormt zal grondbreuk achter de waterkering veelal tot opwellend grondwater leiden, hetgeen vanuit het oogpunt van beheer maar ook in geval van dijkbewaking bezwaarlijk kan zijn.

Uit het beslisschema volgt dat een aantal berekeningen moeten worden uitgevoerd:

- Onder grondbreuk wordt in dit verband verstaan: een opdrukveiligheid $< 1,2$ of een uittreeverhang $B 0,5$. Het wel of niet optreden van een voor grondbreuk kritiek verhang kan worden berekend op de wijze zo-

als aangegeven in § B5.3.3.

- Het uittreeverhang achter de waterkering kan met behulp van een grondwaterstromingsprogramma worden berekend.
- Gegeven het optreden van groundbreuk, kan het mogelijk optreden van piping in eerste instantie worden afgeschat met de regels van Bligh. Als volgens die regels piping kan optreden en optimalisatie van de zo gedimensioneerde pipingberm wenselijk is, kan gebruik worden gemaakt van de nieuwe rekenregel voor piping zoals besproken in § B5.3.7.
- De macrostabiliteit van het grondlichaam dient te worden geverifieerd op de wijze aangegeven in § B5.3.3. Indien de stabiliteit moet worden berekend onder opdrijfcondities wordt verwezen naar de daar gegeven aanvulling. Er wordt op gewezen dat ook onder opdrijfcondities na dimensionering van de berm een controle van de cirkelvormige Bishop stabiliteit van hoger gelegen glijcirkels noodzakelijk is.

Â Dimensionering en materiaalkeuze binnenberm

Zoals hiervoor is uiteengezet dienen de afmetingen van bermen in eerste instantie te worden gebaseerd op de resultaten van stabiliteits- of piping-berekeningen. In algemene zin kan met betrekking tot dit onderwerp het volgende worden gezegd:

- (-) *Stabiliteitsberm*: Stabiliteitsbermen kunnen met inachtnaam van de gewenste veiligheid worden geoptimaliseerd in de breedte/dikte verhouding, afhankelijk van de omstandigheden (vaak de beschikbare ruimte). Als opdrijven aan de orde is, is een brede berm het meest effectief. De dikte wordt bij voorkeur zodanig gekozen dat een opdrijfveiligheid van 1,2 ontstaat, de benodigde breedte is dan direct afhankelijk van de vereiste veiligheid voor macrostabiliteit.
Als ophoogmateriaal voor de berm wordt bij voorkeur zand gekozen, vanwege de gewenste goede drainagecapaciteit van de berm. Uit praktische overwegingen zal zo'n berm altijd worden afgedekt door een laag teelaarde. Toepassing van een berm uit klei opgebouwd kan ook, maar er dient rekening mee te worden gehouden dat dit aanleiding kan zijn tot een verhoging van de freatische lijn in de kern van de dijk. Zeker bij smalle bermen is vanwege erosiegevaar en verstuiwing het aanbrengen van een kleibekleding op het zand van de berm gewenst. In dat geval dient wel te worden gezorgd voor een goede drainageconstructie. Bij zeedijken met een grote hoeveelheid overslag verdient het aspect van erosie van de berm ook zeker aandacht.
- (-) *Pipingberm*: Bij de dimensionering van een pipingberm dient onderscheid te worden gemaakt tussen gevallen waarbij achter de dijk een afdekkende laag aanwezig is op de watervoerende zandlaag en gevallen waarbij de watervoerende laag tot aan het maaiveld reikt.
- (-) *In geval van een afdekkende laag*: De dikte van de berm wordt zodanig gekozen dat een opdrukveiligheid B 1,2 wordt bereikt. De breedte volgt rechtstreeks uit de pipinganalyse. Optimalisatie volgens het TRZW [11] behoort tot de mogelijkheid. Voor de keuze van het materiaal en verdere opbouw van de berm wordt verwezen naar hetgeen onder 'stabiliteitsberm' is opgemerkt.
- (-) *In geval van geen afdekkende laag*: Bij de aanleg van een berm op een zandondergrond direct achter de binnenteen van een kleidijk is het uit-

treeverhang maximaal op de overgang van de teen van de kleidijk op het zand. De grondwaterstand krijgt de gelegenheid in de zandberm te stijgen, het verhang zal in de beschikbare hoogte van de berm verminderen. Bij voldoende hoogte van de berm wordt het verhang tot aanvaardbare proporties teruggebracht. In principe zou dus een smalle zandberm voldoende zijn om piping te voorkomen. Aanbevolen wordt de dikte van die berm zodanig te kiezen dat voldaan kan worden aan het criterium $i_{kr} \leq 0.5$. In principe kan in deze situatie geen piping meer optreden. Wel dient het talud van de berm zodanig flauw te worden gekozen dat de microstabiliteit is verzekerd. Eveneens dient de verhouding van de watervoerende laag en van het bermmateriaal aan de filtereisen te voldoen. De keuze voor een dergelijke korte berm is alleen verantwoord als er zekerheid bestaat dat de watervoerende zandlaag aan het oppervlak geen inhomogeniteiten (lees ondoorlatende zones) bevat. Uiteraard gelden ook hier de eerder gemaakte opmerkingen over erosie en verstuving van de berm.

B5.5 Uitvoering

B5.5.1 Inleiding

Naast beoordeling van een dijkversterkingsontwerp voor de volledig geconsolideerde 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 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 ophogingsslagen 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 de ophoging gegenereerde en slechts langzaam uitdempende wateroverspanningen in de ondergrond. De kans op instabiliteit wordt sterk beïnvloed door het tempo waarin de ophogingsslagen worden aangebracht.

Behalve het tempo waarin wordt opgehoogd heeft ook de wijze van ophogen (droog of spuiten) invloed op de stabiliteit.

B5.5.2 Grondverzet

In de uitvoeringsfase van dijkversterkingsprojecten is het grondverzet een belangrijk aspect. Grondverzet kan worden gedefinieerd als: alle activiteiten op het gebied van ontgraving, aanvoeren, transport, aanbrengen en verdichten van grond.

In deze § zal met name worden ingegaan op de grondmechanische aspecten van het grondverzet. Dat wil zeggen dat aandacht wordt geschonken aan het aanbrengen/verdichten, voor ontgraving en transport wordt verwezen naar de diverse handboeken op dat gebied.

Â *Ophogen in den droge*

Bij deze werkmethode wordt het materiaal, zowel zand als klei, direct zo goed mogelijk onder profiel in het werk gereden, bijvoorbeeld met vrachtwagens of dumptrucks.

Zand, mits met het juiste vochtgehalte, laat zich relatief gemakkelijk verwerken.

Door het materiaal met een bulldozer in dunne lagen uit te spreiden en het transport versporend te laten plaatsvinden wordt tijdens het inbrengen de vereiste dichtheid van de kern bereikt.

De toegepaste laagdikte daartoe dient niet groter te zijn dan 0,4 m.

Aan het Technisch Rapport Eisen klei voor dijken [29] is voor de verwerking en verdichting van klei, zowel in de kern als in de bekleding, het volgende ontleend:

Klei, die aangevoerd wordt ter verwerking in een dijk, bestaat uit losse brokken en kluiten, waarvan de afmetingen afhankelijk zijn van de samenstelling, de vochttoestand en de wijze van winning. De bedoeling van verdichten is om deze brokken in elkaar te verwerken op een zodanige wijze dat de grote poriën en holten tussen de brokken worden dichtgedrukt.

Om een optimale verdichting te verkrijgen moet de klei worden aangebracht in lagen van maximaal 0,40 m dikte, die ieder afzonderlijk door een bulldozer worden verdicht.

Door tegen een helling op rijdend de klei te verdichten ontstaat een grotere zwaartekrachtcomponent, waardoor een effectievere verdichting optreedt. Verdichten met een machine op banden geeft een te hoge contactdruk direct onder de band, tenzij met zeer lage bandenspanning wordt gewerkt. Bij verwerking met de bak van een hydraulische kraan wordt onvoldoende verdichting verkregen. Klei mag niet in bevroren toestand worden verwerkt. De reden hiervoor is dat een goede verdichting dan niet mogelijk is. Na verdichting moet de droge dichtheid tenminste 97% van de proctor-dichtheid (éénpuntsproctorproef) bij het aanwezige watergehalte bedragen. Door te sterk verdichten kan plaatvorming, versmering en verkneding optreden. Dit veroorzaakt een verlies aan stevigheid van de klei en de doorworteling verloopt zeer moeizaam en langzaam. Om die reden dient de klei die over het gemaakte werk wordt aangevoerd, versporend te worden uitgereden. De klei dient zodanig te worden verwerkt dat door neerslag geen plassen op de klei kunnen blijven staan. De kleilagen dienen daartoe afwaterend worden aangebracht.

Â *Hydraulisch verwerken*

Bij het aanleggen of verbeteren van zeedijken is het hydraulisch verwerken van zand in het algemeen een aantrekkelijke methode. Vanwege hinder en eventuele schadelijke gevolgen voor de omgeving wordt soms afgezien van deze mogelijkheid. Echter bij versterken van zeedijken, vaak in weinig bebouwde gebieden gelegen, kan, mede gelet op de veelal grote benodigde hoeveelheden, zeker als sprake is van slecht begaanbaar terrein, nat aanbrengen nog steeds de voorkeur verdienen. Meestal wordt gespoten in een bovenwaterstort, tussen de bestaande dijk en een perskade. Bij het spuiten boven water worden in het algemeen hoge verdichtingsgraden bereikt. Soms, bij diepere oevers, wordt gespoten in een onderwaterstort. Indien niet opgesloten tussen kaden vloeit het zand onder relatief flauwe

hellingen uit. Bij deze werkwijze ontstaan er losse (verwekingsgevoelige) pakkingen.

Bij niet al te grote waterdiepte wordt soms eerst tot boven laagwater een vloer van grof materiaal (bijvoorbeeld mijnsteen) gelegd of wordt een kade van dat materiaal opgeworpen. Veelal wordt deze kade later als een open teenconstructie in het dijkprofiel opgenomen. De nadelen van de constructie zijn in § B5.4.3 verwoord.

Bij het spuiten in een bovenwaterstort zijn vanuit grondmechanisch oogpunt een aantal punten anders dan bij het ophogen in den droge.

In de eerste plaats ligt het tempo van werken bijna altijd veel hoger. In de tweede plaats is de aanwezigheid van het water in de ophoging een complicatie. Daar hierover in de literatuur weinig is terug te vinden lijkt het zinvol de verschillende fasen stap voor stap te bekijken.

Het werk zal beginnen met het opwerpen van een (klei)perskade (dat wil zeggen als het een binnendijkse verzwarende kade betreft). Over de afmetingen van deze kade het volgende; de hoogte wordt meestal 0,5 m hoger dan het later te spuiten stort genomen. De inhoud der kade is vaak zodanig dat zoveel klei wordt verwerkt als later nodig is om het binnenloop te bekleden, waarbij men rekening houdt met de hoeveelheid klei die later nog vrijkomt uit de te maken berm-sloot.

Hoewel uit grondmechanische overwegingen minder gunstig wordt de kleikade meestal aangelegd met een vrij steil talud van bijvoorbeeld 1 : 1,5.

Uit berekeningen blijkt van tijd tot tijd wel dat een dergelijk talud eigenlijk wat flauwer zou moeten worden opgezet. Dit doet zich met name voor op terreinen waarvan de bovengrond een laag volumegewicht heeft, en de grondwaterspiegel zich dicht onder het maaiveld bevindt, hetgeen betekent weinig korrelspanning en dus weinig schuifweerstand. Veelal wordt de kade aangelegd van grond die aan de binnenzijde van het stort wordt ontgraven. Het is in die gevallen raadzaam direct naast de kade bijvoorbeeld een strook gelijk aan de breedte van het talud van de kade te laten zitten.

Overigens wordt in verband met een zo gunstig mogelijke kleibalans vaak ook de klei van het binnentalud gegraven en tijdelijk (in de perskade) opgeslagen. Verder is het vaak noodzakelijk aan de buitenzijde van het stort een sloot te graven om het zakwater (uit het later op te spuiten zand) op te vangen. De afstand tussen sloot en perskade dient eveneens niet minder te worden genomen dan de lengte van het talud van de kade. Bij de plaatsbepaling van de kaden dient men er zoveel mogelijk rekening mee te houden dat greppels en sloten voldoende ver van de kade verwijderd blijven. Dit geldt ook voor loodrecht op de kade staande sloten. Het is raadzaam deze over enige lengte te dempen.

Tenslotte, maar niet het minst belangrijk, moet men ervoor zorgen dat de omstandigheden voor de kade zelf in een later stadium niet slechter worden. In die zin is het veelal noodzakelijk de kade af te dekken met folie alvorens met het spuiten wordt begonnen. Zeker als dit spuiten plaatsvindt kort na de aanleg van de kade moet verweking (en erosie door het spuiten) van deze kade worden voorkomen. De ondergrond is immers nog slechts voor een klein gedeelte aangepast aan de belasting van de kade, de schuifweerstand tegen afglijden moet in zo'n geval mede door de kade zelf worden geleverd, indien deze verweekt valt de korrelspanning en dus de schuif-

weerstand voor een groot gedeelte weg.

Het aanbrengen van de eerste slag blijkt vaak niet zo veel problemen op te leveren. Het blijkt namelijk, dat de maatgevende glijcirkel voor de perskade alleen, en voor een perskade met daarachter een gespoten zandlichaam, vaak ongeveer dezelfde is. Als dus de perskade blijft staan dan kan de eerste slag gespoten worden. Dit geldt met name als de perskade breed is. De maatgevende cirkel treedt namelijk óók in als het gespoten zand achter de kade ligt, vaak net achter de kruin van de kade. Het aandrijvend moment neemt daarom bijna niet toe, terwijl het tegenwerkend moment wel wat beter geworden zal zijn. Immers, er zit tussen het maken van de kade en het spuiten altijd wel enige tijd, zodat de aanpassing van de ondergrond aan de belasting van de kade in ieder geval verbeterd is. Hierbij moet wel duidelijk worden gesteld dat de kade met folie moet zijn afgedekt. Indien ervan wordt uitgegaan, dat dit niet het geval is, en dat zich in de kade een verhanglijn zal instellen, dan wordt de ligging van de maatgevende cirkel anders en de veiligheid tegen evenwichtsverlies veel ongunstiger.

Voor de hoogte van de perskade, en daarmee samenhangend van de eerste slag, is grondmechanisch gezien niet een algemene regel te geven, omdat het aantal variabelen heel groot kan zijn.

Een soms aangegrepen mogelijkheid om bij een geringe hoogte van de perskade toch een grote hoeveelheid zand in het eerste stort te spuiten is naar de bestaande dijk toe hoger opwerken van het stort. De mogelijkheden hiertoe zijn overigens beperkt. Afhankelijk van de mogelijke dikte van het eerste stort is het al of niet nodig een tweede laag te spuiten. Bij de berekening naar het evenwicht onder het spuiten van het tweede stort zijn ondermeer van belang:

- de slagdikte van het tweede stort;
- de afstand van de op te zetten zandkade achter de kleikade; de minimaal gebruikelijke 3 m zal vaak te gering blijken.

Bij alle gegevens, die voor de berekeningen vereist zijn, blijkt één vraag vaak moeilijk te beantwoorden, namelijk hoe stelt zich in het stort de waterstand in. Er is in ieder geval bij het op hoogte komen van het stort een ogenblik waarop van een totaal verzadigd zandlichaam sprake is. De inwendige schuifspanningen in dit lichaam zijn derhalve relatief gering. Toepassing van folie op de zandkaden is weliswaar zinvol om verweken van de kaden zelf te voorkomen maar van weinig invloed op de totale stabiliteit. Een belangrijk facet van de hoge waterstand in het stort moeten worden gezocht in de ondergrond. De hoge waterstand beïnvloedt theoretisch gezien niet de duur van de hydrodynamische periode, maar is toch van groot belang. Immers, door een langdurig hoge waterstand in het stort is aan het einde van de hydrodynamische periode (dus bij 100% aanpassing) nog steeds een waterspanning in de slappe lagen aanwezig, die hoger is dan de oorspronkelijke.

De werkelijk aanwezige korrelspanning op dit moment (de korrelspanning moet uiteindelijk voor evenwicht zorgen) is dan niet overeenkomstig, maar kleiner dan de bij dit aanpassingspercentage behorende korrelspanning volgens een normale glijvlakberekening.

Indien vanwege de beperkte beschikbare tijd het tempo zodanig wordt gekozen, dat evenwicht (op grond van een berekening) nog juist verzekerd

is, en de ontwatering van het stort minder goed is dan in deze berekening werd verondersteld, dan zal dit derhalve tot afschuivingen moeten leiden. Het is duidelijk dat in kritische gevallen de ontwatering van het stort alle aandacht behoeft. Het spuitwater dient zo spoedig mogelijk te worden afgelaten. Ook een drainage van het eerste stort levert zeker een bijdrage in de uiteindelijke stabiliteit.

Het gevolg van dit alles is dat het in deze gevallen vaak niet zinvol is het modernste materieel (met zeer grote productie per uur) in te zetten.

B5.5.3 Berekeningsmethode uitvoeringsfase

Â De algemene gang van zaken bij het bepalen van het uitvoeringstempo is als volgt. (Zie ook *Bovenrivieren*):

- a. Berekend wordt bij welk consolidatiepercentage de geplande totale ophoging een voldoende hoge evenwichtsfactor heeft.
- b. Nadat de hydrodynamische periode is berekend (dit is 100% consolidatie) kan worden vastgesteld hoe lang moet worden gewerkt om de totale ophoging te realiseren.
- c. Als de onder (b) berekende periode te lang blijkt te zijn wordt nagegaan wat het effect is van verticale drainage.
- d. Binnen de gevonden totale uitvoeringsduur wordt nagegaan hoe de verschillende fasen in de tijd zo effectief mogelijk verdeeld kunnen worden.

(a) In de praktijk betekent dit dat bij een aantal consolidatiepercentages (bijvoorbeeld 30-60 en 90%) de evenwichtsfactor van de totale ophoging wordt berekend.

Door interpolatie naar de vereiste evenwichtsfactor wordt het benodigde consolidatiepercentage gevonden (bijvoorbeeld 50%).

(b) Uit de in diverse grondmechanisch handboeken voorkomende grafieken kan worden afgeleid in welk gedeelte van de hydrodynamische periode het benodigde consolidatiepercentage wordt bereikt (bijvoorbeeld 50% aanpassing wordt bereikt in 10% van de duur van de hydrodynamische periode). Bij de berekeningen moet in het geval van dijkverbeteringen worden bedacht, dat per jaar maar een beperkte periode voor het uitvoeren van werken beschikbaar is, namelijk van medio maart tot medio oktober. Voorkomen moet worden, dat in het eerste uitvoeringsjaar slechts een beperkte tijd voor het echte ophogen beschikbaar is. In de praktijk blijken altijd enige maanden nodig voor voorbereidende werkzaamheden. Deze dienen bij voorkeur vóór medio maart te worden uitgevoerd. In het laatste uitvoeringsjaar moet ook ruimte zijn gereserveerd voor het maken van gloopingsconstructies, het eventueel aanbrengen van een wegdek en dergelijke. Bij buitenwaartse versterking van zeedijken, zeker als die in zand worden uitgevoerd zal bijna altijd worden geëist dat het werk in één seizoen gereed is. Voor het stormseizoen begint dient een verdedigd dijklichaam aanwezig te zijn. Deze eis kan consequenties hebben (zie ad c).

(c) Kan het werk volgens berekening niet in de vereiste periode worden

gerealiseerd dan worden in het algemeen verticale drains toegepast, waarbij indien nodig een kleinere h.o.h. -afstand wordt geaccepteerd dan volgens het gebruikelijke stramien. Voor de berekening van het effect van verticale drainages is inzicht nodig in de horizontale k-waarde. Zowel zandpalen als kunststofdrains vinden toepassing, hoewel tegenwoordig de zandpalen steeds minder vaak worden toegepast. In uitzonderingsgevallen wordt het ontwerp op grond van de uitvoeringsstabiliteit gewijzigd. Wijzigingen in het ontwerp kunnen inhouden het maken van hogere of bredere bermen (bij binnenwaartse versterkingen) of het toepassen van lichter ophoogmateriaal.

Soms kan een aantrekkelijke oplossing zijn het werken met een deelbestek, waarbij vooruitlopend op het definitieve werk een voorbelasting in de tijd wordt aangebracht.

(d) Op basis van klassieke glijvlakberekeningen wordt vastgesteld welk aanpassingspercentage vereist is om de diverse fasen van het werk te maken met inachtnaam van de vereiste veiligheid. Vervolgens kan het gevonden aanpassingspercentage worden vertaald in uitvoeringsduur respectievelijk wachttijden. De berekende aanpassingen worden meestal als gemiddelde waarden over het gehele pakket ingevoerd; beter is, en dat gebeurt in gevallen waarbij optimalisering nodig is, de aanpassing als functie van de afstand tot de doorlatende randen in te voeren (isochronen).

B5.5.4 Veiligheid tijdens de uitvoering

Â Voor aan te houden veiligheden ten aanzien van de stabiliteit tijdens uitvoeringssituaties dient onderscheid te worden gemaakt tussen de aan te houden veiligheid in verband met de waterkerende functie van de dijk en de aan te houden veiligheid in verband met het voorkomen van afschuivingen, die alleen reparatieschade tot gevolg hebben.

Bij de eerste is gebiedsbescherming in het geding en dient het veiligheids-criterium zoveel mogelijk aan te sluiten bij de gebiedsbeschermingsnorm voor het achterland.

Bij de laatste gaat het om een economische afweging. Hoe groter de vereiste veiligheid tegen afschuiven, hoe groter de kosten van de uitvoering. Echter bij minder veilige en dus goedkopere uitvoering is het reparatierisico (kans op instabiliteit vermenigvuldigd met kosten van reparatie) groter. In een optimale situatie is de som van uitvoeringskosten en reparatierisico minimaal. Uit onderzoek is gebleken, dat zo'n economisch optimum bij relatief grote instabiliteitskansen wordt bereikt, namelijk in de orde van 10^{-2} tot $3 \cdot 10^{-2}$. Deze kansen liggen ordes hoger dan toelaatbare instabiliteitskansen, die aansluiten op de gebiedsbeschermingsnormen (10^{-5} tot 10^{-6} per jaar).

Bij het beoordelen van de stabiliteit gedurende een geplande uitvoeringssituatie moet daarom worden nagegaan in hoeverre kritieke glijvlakken of glijcirkels het waterkerend vermogen van de (oude) dijk aantasten. Als regel wordt gesteld, dat glijvlakken of glijcirkels, die eventueel na een secundaire afschuiving, de kruin aantasten en daarmee het waterkerend vermogen, moeten voldoen aan het strenge stabiliteitscriterium (zie hierna bij cri-

teria stabiliteitsfactor), rekening houdend met de voor de veiligheid in de uitvoeringsperiode maatgevende waterstand. Glijvlakken of glijcirkels, die niet het waterkerend vermogen aantasten, kunnen met een milder criterium worden beoordeeld.

De situatie kan zich voordoen, dat glijvlakken of glijcirkels weliswaar het waterkerend vermogen aantasten, maar dat het vrijwel uitgesloten is dat op dat vermogen aanspraak wordt gemaakt gedurende de uitvoering. Dit doet zich bijvoorbeeld voor bij zo hoog en breed voorland, dat het vrijwel uitgesloten is dat gedurende het uitvoeringsseizoen het voorland onder water komt. Ook dan kan worden afgeweken van het strenge stabiliteitscriterium, mits bij het eventueel optreden van een afschuiving de tijd tot het eind van het uitvoeringsseizoen voldoende is voor afdoende (nood)reparaties. Als regel moet hier minimaal een maand voor worden uitgetrokken.

Â Opspuiten of droog inrijden

Voor de stabiliteitsbeoordeling tijdens een uitvoeringssituatie is het van belang de optredende water(over)spanningen in het (oude en nieuwe) dijklichaam en de ondergrond goed, of in elk geval veilig, in te schatten. De mate van onzekerheid met betrekking tot waterspanningsontwikkeling is sterk afhankelijk van de wijze van aanbrengen van nieuw dijkmateriaal: opspuiten of droog inrijden.

Bij droog inrijden is de generatie van wateroverspanningen in de ondergrond betrekkelijk goed voorspelbaar. Moeilijker is het om de mate van dissipatie van wateroverspanningen als functie van de tijd na aanbrengen van een ophogingsslag vast te stellen. Om die reden wordt een aanzienlijke veiligheidsmarge gehanteerd ten aanzien van de consolidatiecoëfficiënt waarmee bij het ontwerp van het uitvoeringstraject mag worden gerekend. Afhankelijk van of de waterspanningsontwikkeling wordt gemonitord, wordt een partiële veiligheidsfactor op de consolidatiecoëfficiënt van 1,5 of 1,25 gehanteerd (conform *Benedenrivieren*). Daarbij wordt ervan uitgegaan dat bij monitoring van waterspanningen tijdens de uitvoering direct geëigende maatregelen worden genomen als zich onverwachte ongunstige ontwikkelingen met betrekking tot de waterspanningen voordoen.

Bij opspuiten is de ontwikkeling van waterspanningen in de ondergrond en dijklichaam aanzienlijk ongunstiger en onzekerder, doordat:

- het tempo van werken dikwijls veel hoger ligt dan bij droog inrijden,
- het stort verzadigd is en daardoor vanuit het stort water binnendringt in het (oude) dijklichaam en de perskaden, zeker wanneer de afdekken- de kleilaag van de oude dijk wordt gebruikt voor de perskade, en
- de werkwijze minder flexibel is dan bij inrijden, waardoor de mogelijkheid om effectief in te grijpen bij onverwachte waterspanningsontwikkelingen kleiner is.

Bij de stabiliteitscontroles ten behoeve van het ontwerpen van het uitvoeringstraject moet terdege rekening worden gehouden met indringing van stortwater in de oude dijk en perskaden. Bij de berekening van de verwachte consolidatie van de ondergrond moet gewerkt worden met een veilige schatting van de consolidatie-eigenschappen (partiële veiligheidsfactor 1,5) in combinatie met voorzichtige aannamen met betrekking tot de ontwatering van het stort.

Â *Randvoorwaarden met betrekking tot de buitenwaterstand*

Wanneer de buitenwaterstand een rol speelt in de stabiliteitsanalyse moet worden uitgegaan van veilige schattingen hiervoor.

Als een hoge buitenwaterstand een rol speelt bij de stabiliteit, dan moet worden gerekend met een extreme waterstand, gebaseerd op de hoogwaterstatistiek voor de zomerperiode, met een overschrijdingskans gelijk aan de voor het gebied vigerende MHW-overschrijdingsfrequentie.

Â *Criteria stabiliteitsfactor*

Evenals voor de beoordeling van de veiligheid in de eindsituatie wordt voor de analyse van de kritieke uitvoeringssituaties gewerkt volgens de semi-probabilistische methodiek, die is opgesteld in *Benedenrivieren*. Dat wil dus zeggen dat gebruik wordt gemaakt van karakteristieke schattingen van grondparameters, partiële veiligheidsfactoren (materiaalfactoren conform *Bovenrivieren* en *Benedenrivieren*) en schadefactoren. Bij de berekening van water(over)spanningen worden de in deze paragraaf genoemde partiële veiligheidsfactoren op de consolidatiecoëfficiënten gebruikt.

Als eis geldt, dat de schadefactor voor glijcirkels of glijvlakken, die het waterkerend vermogen van de (oude) dijk aantasten en waarbij daadwerkelijk aanspraak wordt gemaakt op dit vermogen (zie eerder in deze paragraaf), minimaal 1,0 moet zijn.

Voor glijcirkels of glijvlakken, die niet het waterkerend vermogen aantasten, kan de eis met betrekking tot de schadefactor milder zijn. In dit geval wordt een schadefactorcriterium van minimaal 0,9 aanbevolen.

Â *Toekomstige ontwikkelingen in de veiligheidsbenadering*

De bovengenoemde eisen met betrekking tot uitvoeringsveiligheden zijn gebaseerd op praktische inzichten en ervaringen. Voor een deel waren die al verwoord in *Benedenrivieren*. De verdere uitwerking zal worden gericht op een probabilistisch veiligheidsconcept voor waterkeringen, om te beginnen op de permanente, in veiligheidsopzicht beoogde situatie van de kering (statisch veiligheidsconcept). De ontwikkeling van een 'dynamisch veiligheidsconcept', waarbij de overgangssituatie tijdens de aanleg-/verbeteringswerkzaamheden mee in beschouwing wordt genomen, zal daarna ter hand worden genomen.

B5.5.5 Uitvoeringsbegeleiding

Â Vaak wordt in het grondmechanisch rapport de aanbeveling gedaan de werkzaamheden te begeleiden met metingen van de waterspanningen in de ondergrond en het volgen van het zettingsgedrag. Aan het rapport Construeren met grond [30] is ontleend, dat ondanks het feit dat de betrouwbaarheid van ontwerpberekeningen, vooral dankzij verbeteringen van laboratoriumtechnieken en rekentechnieken groter is geworden, er een aantal redenen is waarom 'meten tijdens de uitvoering' zeer gewenst en soms zelfs onontbeerlijk is.

- Heterogeniteit in de ondergrond en afwijkingen van de samendrukkings- en/of doorlatendheidseigenschappen ten opzichte van in de be-

rekeningen gebruikte gemiddelde waarden zijn in principe door middel van het vooronderzoek op te sporen. Hiertoe zal echter in het algemeen de op basis van de prijs-kwaliteitverhouding bepaalde onderlinge afstand van de onderzoekpunten te groot zijn. Indien tijdens de uitvoering het meetnet van zakbaken, waterspanningsmeters en dergelijke voldoende dicht is, ontstaat het gewenste inzicht alsnog.

- In de praktijk blijkt dat, ondanks uitgebreid en goed grondonderzoek het consolidatiegedrag kan afwijken van de verwachting. Tevens is bekend dat het consolidatiegedrag van grote invloed is op de stabiliteit. Door uitvoering van metingen en een juiste interpretatie van die metingen kan een goed inzicht worden verkregen in de werkelijke, actuele toestand van de ondergrond tijdens de uitvoering.
- Indien tijdens de uitvoering wordt gemeten mag in de ontwerpfasen met minder grote veiligheidsfactoren worden gewerkt ten aanzien van de consolidatie.

Â *Stabiliteitsbewaking*

Door tijdens het werk de waterspanningen onder of nabij de ophoging te meten kan worden gecontroleerd of het proces van consolidatie overeenkomstig de verwachting loopt. De verwachtingswaarde wordt echter meestal niet rechtstreeks gebruikt. De begeleiding tijdens de uitvoering is er in hoofdzaak op gericht na te gaan of de werkelijke wateroverspanning beneden de voor iedere fase geldende maximaal toelaatbare wateroverspanning blijft.

Door goede bewaking kan het tempo van ophogen worden bijgestuurd. Het aantal lokaties waar de ondergrond anders kan reageren dan verwacht, is overigens veel groter dan het aantal lokaties waarop redelijkerwijs waterspanningsmeters kunnen worden geplaatst. Men moet dus goed nadenken over de keuze van de te bewaken lokaties. Op de gekozen lokaties worden de waterspanningsmeters in principe in of iets buiten de teen van het talud of de berm geplaatst, dus buiten de ophoging, zodat ze de werkzaamheden niet bemoeilijken.

Stabiliteitsbewaking bij spuitwerk is gecompliceerder dan bij een ophoging in den droge. Bij een ophoging in den droge zijn de slagen minder dik en is ingrijpen op ieder moment mogelijk. Bij het spuiten van dikke lagen kan de belastingtoename nabij de waterspanningsmeters zo snel zijn dat zonder een zeer intensieve bewaking tijdig ingrijpen niet mogelijk is.

Â *Herziene zettingsprognose*

Een ander belangrijk punt van de begeleidingswerkzaamheden is de prognose van de restzetting, met andere woorden: het aangeven welke overhoogte bij oplevering moet worden aangebracht opdat de dijk kruin gedurende de komende onderhoudstermijn niet onder de dijktafelhoogte zakt. In de praktijk zullen daartoe op strategisch gekozen plaatsen bij het begin van het werk zakbaken worden geplaatst. De zettingen van de zakbaken worden regelmatig gemeten. Op grond van de meetresultaten kan via extrapolatie worden berekend hoe groot de werkelijke zetting zal worden. Door tijdens het werk deze prognose te maken kan indien nodig de benodigde hoeveelheid materiaal (meestal zand) worden bijgesteld. Door kort voor het opbrengen van de laatste ophogingsslag de prognose te maken

kan zo goed mogelijk de opleveringshoogte worden vastgesteld. Hoewel van het grootste belang, is de juiste hoogte van de kruin niet de enige randvoorwaarde voor het opleveringsprofiel. Het zal immers duidelijk zijn dat het op te leveren profiel zowel in dwars- als in lengterichting goed moet ogen. Nog een complicerende factor: bij toepassing van zand in de kern en de klei als afdeklaag wordt ernaar gestreefd de overhoogte zoveel mogelijk in het goedkope zand aan te brengen, en niet in de klei. Dit betekent dat reeds bij het profileren van het zand - onderin de ophoging is dat soms reeds vrij vroeg - een goede prognose van de zettingen bekend moet zijn. Zo niet, dan moet ofwel aangebracht zand weer worden verwijderd, ofwel het tekort aan overhoogte in klei worden aangebracht. Het zal duidelijk zijn dat een goed samenspel tussen directie en grondmechanisch adviseur onontbeerlijk is.

Ook voor de zettingsprognose geldt dat bij spuitwerk minder nauwkeurig voorspeld kan worden. Vanwege het hoge tempo zal het zettingsproces in het algemeen ten tijde van de prognose minder goed op gang gekomen zijn. Bovendien komt de configuratie van het dwarsprofiel direct na het spuiten slecht overeen met het uiteindelijk te realiseren dwarsprofiel. Van belang voor de prognose is nog dat inzicht bestaat in de waterstand in het stort. Hiertoe wordt de wand van de zakbaken aan de onderzijde van perforaties voorzien zodat ze tevens als open peilbuis kunnen fungeren.

Â *Kwaliteitsborging materiaal*

Vermeld zij nog, dat de begeleiding van de uitvoering ook het keuren omvat van de aangevoerde materialen, zoals zand, klei en mijnsteen. Ten aanzien van al deze materialen zijn in overleg tussen directie en grondmechanisch adviseur in het bestek eisen opgenomen, zoveel mogelijk afgestemd op de specifieke eisen vanuit de te maken constructie. Keuring vindt plaats op materiaal direct uit de winput of voor de wal, zoals dat heet.

Op het werk zal dan moeten worden nagegaan of de in het ontwerp aangehouden materiaaleigenschappen ook worden gerealiseerd. Naarmate er scherper is gedimensioneerd, zal de behoefte daaraan groter zijn. Controle op de verdichting van zand is mogelijk met proctorproeven, een penetrometer of een handsondeerapparaat, waarmee de indringingsweerstand van de grond wordt gemeten. Bij een weerstand van 1,5 MN/m² of meer over de bovenste laag van 0,4 m dikte kan van een redelijk goede verdichting worden gesproken.

Controle op de verdichting van kleigrond kan geschieden aan de hand van een eenpuntsproctorproef, waarin bij het aanwezig vochtgehalte W van de klei de volumieke massa bij proctorverdichting wordt bepaald. Het meetresultaat in deze proef, in relatie tot in de directe omgeving van het proefvak te bepalen volumieke massa's, geeft een indruk van de bereikte verdichting. Visuele beoordeling op de aanwezigheid van holle ruimten is vooral van belang als er grote kleibrokken worden aangevoerd en verwerkt. Middels het graven van een smalle verticale sleuf krijgt men hierin een goed inzicht. De aangebrachte klei dient steekproefsgewijs op samenstelling te worden gecontroleerd.

Bij alle hier genoemde controlemetingen verdient het in ieder geval aanbeveling de interpretatie ervan te laten begeleiden door een grondmechanisch deskundige, om dreigende calamiteiten tijdig te onderkennen.

B6 BEKLEDINGEN

B6.1 Inleiding

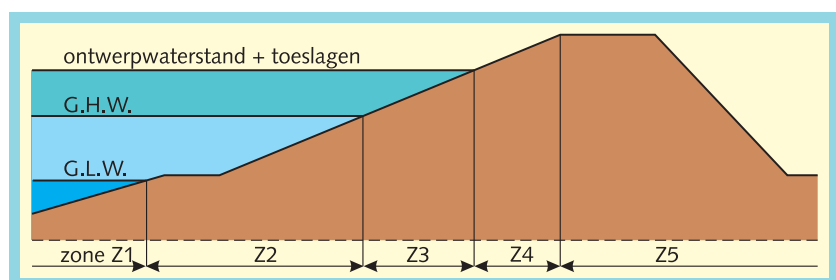
Â Dit hoofdstuk dient ter ondersteuning van § 5.4.2 over de *voorselectie* en het *onderzoek naar effecten* (inclusief dimensionering) van dijkbekledingen.

(1) Voorselectie

Bij zee- en estuariadijken zijn door de getijdewerking vijf zones te onderscheiden (zie figuur B6.1.1 uit Cementbetonnen plaatbekledingen op dijken en oevers [31]):

- Zone Z1 bevindt zich voortdurend onder water. De belasting wordt voornamelijk veroorzaakt door golven en stromend water, al dan niet gecombineerd met drijfvuil.
- Zone Z2 (de tijzone) bevindt zich tussen het gemiddeld laag- en gemiddeld hoog water. De belasting wordt veroorzaakt door dagelijkse golf-aanval en door stromend water. Na stormvloed kunnen in geval van een dichte bekleding wateroverdrukken onder de bekleding ontstaan. Ook kan aantasting optreden door zee-organismen, zoals zeepokken en algen.
- Zone Z3 ligt tussen het gemiddeld hoogwater en de maatgevende hoogwaterstand. De tijdens stormen optredende grotere golven veroorzaken de belasting. Ook hier kunnen waterdrukken optreden.
- Zone Z4 ligt boven de maatgevende hoogwaterstand. Deze zone wordt onder stormomstandigheden belast door stromend water van op- en aflopende golven.
- Zone Z5 bestaat uit de kruin en het binnentalud. Belasting door overslaand water hangt af van de kruinhoogte.

Bij zone Z5 en het bovenste deel van Z4 kan men meestal met een bekleding van gras op klei volstaan. Vaak wordt op het grensvlak van zone 1 en 2 een laagwater- of kreukelberm aangelegd en op het grensvlak van zone 3 en 4 de stormvloedberm. Bij dijken met een hoog voorland vervallen de zones 1 en 2.



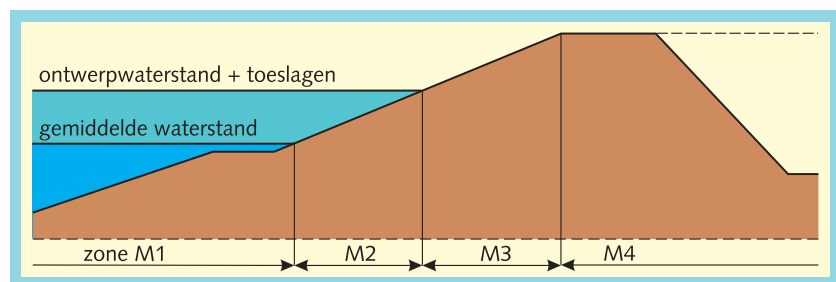
Figuur B6.1.1 Zones bij zee- en estuariadijken

De waterstand varieert bij meerdijken minder dan bij zee- en estuariadijken omdat er geen getij is. Er kan een verschil zijn in zomer- en winterpeil, en onder stormomstandigheden wordt de waterstand, afhankelijk van de grootte van het meer en de windrichting, verhoogd of verlaagd. Meestal

echter grijpen de dagelijks terugkerende belastingen op ongeveer hetzelfde niveau aan. De volgende zones worden onderscheiden (zie figuur B6.1.2, uit Cementbetonnen plaatbekledingen op dijken en oevers [31]):

- Zone M1 bevindt zich permanent onder water en wordt belast door golven en stroming.
- Zone M2 bevindt zich tussen de gemiddelde waterstand en het maatgevende hoogwater en wordt onder stormomstandigheden belast door golfaanval en stroming.
- Zone M3 bevindt zich boven de maatgevende hoogwaterstand en wordt onder stormomstandigheden belast door op- en afstromend water ten gevolge van de golfwerking.
- Zone M4 bestaat uit de kruin en het binnentalud. Afhankelijk van de kruinhoogte is de belasting door overslaand water van meer of minder belang.

In de meeste gevallen kan in zone M3 en M4 worden volstaan met een grasbekleding op klei.



Figuur B6.1.2 Zones bij meerdijken

De bekledingstypen en materiaalsoorten uit § 5.4 zijn als volgt te groeperen:

- GRAS
 - 20 Gezaaid gras
 - 21 Grasvelden en graszaad/velden in kunststofmatten
- LOSGESTORTE MATERIALEN
 - 22 Bestorting van grof grind en andere granulaire materialen
 - 25 Breuksteen (stortsteen)
- VERPAKTE BEKLEDINGEN
 - 23 Grove granulaire materialen c.q. breuksteen verpakt in gaas van metaal of kunststof
 - 24 Fijne granulaire materialen c.q. zand/grind verpakt in geotextiel
- GEZETTE BEKLEDINGEN EN BLOKKENMATTEN
 - 10 Betonblokken met afgeschuinde hoeken of gaten erin
 - 11 Betonblokken zonder openingen
 - 12 Open blokkenmatten met of zonder geotextiel als drager, afgestrooid met granulaire materiaal
 - 13 Blokkenmatten zonder openingen met of zonder geotextiel als drager
 - 17 Betonnen doorgroeistenen
 - 19 Breuksteen, gepenetreerd met cementbeton of colloïdaal beton

-
- (patroonpenetratie)
 - 26 Gezette basalt (eventueel ingegoten met cementbeton)
 - 27 Gezette polygoonvormige betonzuilen
 - 28 Gezette natuursteen
 - PLAATBEKLEDINGEN
 - 14 Betonplaten van cementbeton of gesloten colloïdaal beton
 - 15 Colloïdaal beton (open structuur)
 - 16 Betonplaten (prefab)
 - 18 Breuksteen, gepenetreerd met cementbeton of colloïdaal beton (vol en zat)
 - ASFALTBEKLEDINGEN
 - 1 Asfaltbeton
 - 2 Mastiek
 - 3 Dicht steenasfalt
 - 4 Open geprefabriceerde steenasfaltmatten (eventueel) met wapening, op een geotextiel als drager
 - 5 Open steenasfalt
 - 6 Zandasfalt
 - 7 Breuksteen, gepenetreerd met asfalt (vol en zat)
 - 8 Baksteen/betonsteen/basalt, gepenetreerd met asfalt (vol en zat)
 - 9 Breuksteen, gepenetreerd met asfalt (patroonpenetratie)
 - OVERIGE BEKLEDINGEN EN MATERIALEN
 - 29 Overige bekledingstypen en materiaalsoorten:
 - Levend riet, biezten, elzen, wilgen, ...
 - Zachthout en hardhout
 - Natuurlijke vezels: rietmat, kokosmat en jutemat
 - Zand, klei en grind
 - Alternatieve klei
 - Baggerspecie
 - Flugsand
 - Silex
 - Zink- en kraagstukken
 - Slakken: staal, fosfor, avi
 - Gips
 - Mijnssteen
 - Bodemas en vliegas
 - Puinggranulaten
 - Kunstmatige granulaten/geëxpandeerde kleikorrels
 - Zandcementblokken
 - Verduurzaamd staal
 - Hergebruikt kunststof
 - Hergebruikt asfalt
 - Geosynthetica:
 - geotextielen: vliezen, lichte en zware weefsels
 - structuurmatten
 - geogrids, drainageschermen en composiete structuurmatten
 - geomembranen

De nummering van de materialen komt overeen met die in deel II van de Leidraad Keuzemethodiek dijk- en oeverbekledingen [7]; daar zijn voor de

bekledingstypen 1 tot en met 28 de kenmerken en de toepassingsmogelijkheden per zone genoemd.

De overige bekledingsoorten (type 29) en aanvullende informatie over de eigenschappen van de typen 1 tot en met 28 in waterbouwkundige, milieutechnische en ecologische zin, zijn behandeld in de bijlage Oeverbeschermingsmaterialen bij het handboek Natuurvriendelijke oevers [19], in Toepassing van alternatieve materialen in de waterbouw [32], in Geokunststoffen in de civiele techniek [33], in Cementbetonnen plaatbekledingen op dijken en oevers [31], in Handboek voor dimensionering van gezette taludbekledingen [34], en in het Technisch Rapport Inspectiemethoden Asfaltbekleding [35].

(2) Onderzoek naar de effecten

Het onderzoek naar effecten wordt behandeld in de Leidraad Afwegingsmethodiek Dijk- en Oeverbekledingen (voorlopig als eerste aanzet de Afwegingsmethodiek renovatie-alternatieven blokkenbekledingen Zeeland [15]).

In figuur B6.1.3 staan de aandachtspunten voor de dimensionering van de verschillende groepen bekledingstypen.

De dimensionering van de bekledingen is achtereenvolgens behandeld in de paragrafen:

- B6.2 Gras
- B6.3 Losgestorte materialen
- B6.4 Verpakte bekledingen
- B6.5 Gezette bekledingen en blokkenmatten
- B6.6 Plaatbekledingen
- B6.7 Asfaltbekledingen
- B6.8 Overige bekledingen en materialen

Een speciaal aspect, de reststerkte van toplaag, filter en kleilaag na een (gedeeltelijk) bezwijken van de toplaag, is behandeld in § B6.9.

De overgangs- en teenconstructies staan in § B6.10.

In dit Basisrapport wordt in de genoemde paragrafen voor de bekledingen een eenvoudige dimensioneringsregel gegeven, geschikt voor een eerste globale ontwerp. Voor de daaropvolgende gedetailleerde dimensionering moet voor elk type gebruik worden gemaakt van de genoemde literatuur. Tevens wordt de eerste benadering van het ontwerp van enkele bijpassende filters gegeven.

Grondmechanische aspecten zijn reeds behandeld in hoofdstuk B5.

Voor golfaanval op harde bekledingen (inclusief asfalt) geldt voor de bekledingselementen in de toplaag, uitgaande van een (zo goed als) statisch evenwicht, globaal de volgende algemene vergelijking voor sterkte en belasting (zie Coastal Protection [36] en Dikes and Revetments [40]):

toplaag	bezwijkmechanismen	maatgevende hydraulische belasting	sterkte
gras klei	- erosie - vervorming	- max. stroomsnelheid en -duur - golfklap	- cohesie - graswortels - kwaliteit gras / klei
los gestorte materialen	- begin van beweging - materiaaltransport - profielvervorming	- snelheidsveld stroom en/of golven - grondwaterstroming	- gewicht / diameter - wrijving - doorlatendheid - dynamische stabiliteit
verpakte bekledingen	- begin van beweging vulmateriaal - vervorming - aantasting / verwerking draden en/of weefsel - randeffecten	- max. stroomsnelheid - golfklap - vandalisme	- gewicht / dikte - draden en/of weefsel - doorlatendheid incl. onderlagen
gezette bekledingen; blokkenmatten	- oplichten - vervorming - afschuiving - opsluitingen / overgangen	- overdruk - golfklap	- dikte / gewicht - wrijving / inklemming - doorlatendheid incl. onderlagen en geotextiel - kabels / pennen
plaat-bekledingen	- oplichten - breuk - afschuiving - overgangen - veroudering	- overdruk - golfklap	- dikte / gewicht - mechanische sterkte
asfalt-bekledingen	- erosie - vervorming - opdrijven - afschuiven - veroudering	- overdruk - golfklap	- dikte / gewicht - mechanische sterkte - doorlatendheid
overige	diverse	diverse	diverse

Figuur B6.1.3 Overzicht bekledingssystemen en dimensioneringsaandachtspunten

Sterkte B Belasting

$$O_m D B \exists_u^{-1} \forall^1 (\cos \alpha)^{-1} H_s \epsilon_p^b$$

waarin:

O_m = relatieve dichtheid van het bekledingselement = $(\epsilon_s - \epsilon_w) \epsilon_w^{-1}$ [-]

ϵ_s = dichtheid van het bekledingselement [kg/m³]

ϵ_w = dichtheid van het water [kg/m³]

D = kenmerkende afmeting van het bekledingselement [m]

$\exists_u$ = relatieve stabiliteitsfactor = 1 voor stortsteen
= B 1 voor andere bekledingen [-]

$\forall$ = relatieve stabiliteitsfactor voor begin van beweging bij $\epsilon_p = 1$
= 2,25 = referentiewaarde [-]

α = hellingshoek van het talud [°]

H_s = significante golfhoogte aan de teen van de dijk [m]

ϵ_p = brekerindex = $(H_s/L_{op})^{-0,5} \tan \alpha$ [-]; zie figuur B6.1.4.

= A 3; voor waarden B 3 mag de waarde 3 worden ingevuld

L_{op} = kenmerkende golflengte op diep water = $gT_p^2/2\theta$ [m]

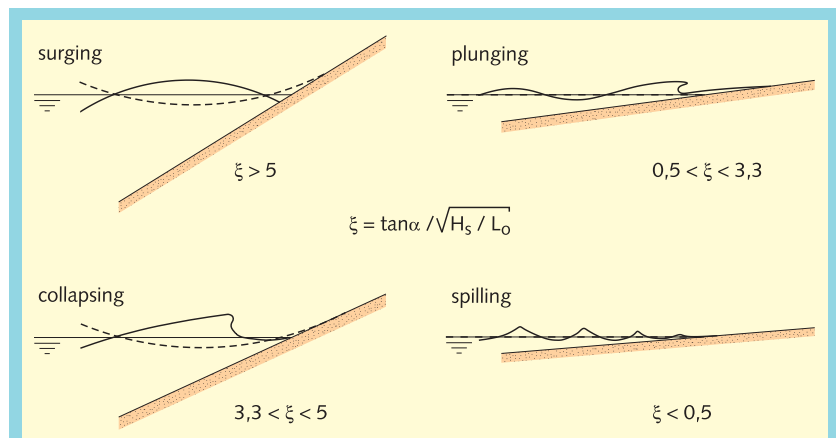
T_p = golfperiode behorende bij de top van het energiedichtheids-spectrum van de golven [s]

g = versnelling van de zwaartekracht [m/s²]

b = exponent, gerelateerd aan het interactieproces tussen golven en bekledingstype
(ruwheid, porositeit, permeabiliteit enz.)
= 0,5 voor ruwe en poreuze bekledingen zoals stortsteen
= 1 voor gladde en dichte bekledingen
= ongeveer 2/3 voor open blokken, blokkenmatten, enz.

In de literatuur is bovengenoemde formule vaak weergegeven in de vorm:

$$H_s (O_m D)^{-1} A \exists_u \forall (\cos \alpha)^{-1} \epsilon_p^b$$



Figuur B6.1.4 Brekertype en -index

Gezette dijkbekledingen kunnen worden gezien als een overgangsvorm tussen dijkbekledingen van elementen, die geen onderling verband hebben (zoals breuksteen) en de monoliete bekledingen (zoals asfalt en platen van cementbeton). Kenmerkend voor breuksteen is dat elk individueel element

in het algemeen weinig steun ontleent aan de elementen in de directe omgeving, in tegenstelling tot een monoliete bekleding die als één geheel werkt. De individuele elementen (stenen) in een gezette bekleding zijn in een hecht en vlak verband geplaatst; dit verzekert enerzijds dat de uitwendige belastingen, zoals golven en stroming, weinig vat kunnen krijgen op de stenen, en anderzijds geven de stenen elkaar steun, zonder dat de flexibiliteit ten aanzien van het volgen van lokale oneffenheden of zakkingen van de ondergrond verloren gaat.

B6.2 Gras

Â Voorzover de dijkthaluds niet van harde materialen (zoals steen en asfaltbeton) zijn voorzien, worden zij verdedigd door de grasmat. Deze bevindt zich normaliter in de golfoploopzone, op de kruin, op het binnenbe-
loop en op de binnenberm. De grasmat in de top laag en doorwortelend tot in de daaronder gelegen kleilaag vormt de verdediging van het dijkthalud. Behalve sterkte-eisen vanuit de hydraulische belasting spelen ook wensen in de LNC-sfeer en landbouwkundige sfeer (verdroging en wijze van onderhoud). Deze zaken zijn eerder in de leidraad aan de orde gesteld.

Â Op plaatsen met enkele honderden meters breed voorland van voldoende hoogte, waarbij de maatgevende golfhoogte $H_s < 1 \text{ à } 2 \text{ m}$, kan een geheel met gras beklede (een zogenaamde 'groene') dijk worden gebouwd en gehandhaafd. De hoogte van het voorland moet minstens 0,50 m boven gemiddeld hoog water (GHW) zijn om nog verzekerd te kunnen zijn van voldoende (sterke) grasgroei; zoutminnende vegetatie zoals schor-/kwelderbegroeiing kan soms een zode vormen, die niet goed bestand is tegen golfaanval.

Het dijkprofiel is op de daarvoor geschikte lokaties in de loop der eeuwen tot stand gebracht met de daar toen voor de hand liggende praktische bouwwijze; dit is het conventionele type. Voorbeelden zijn de Waddenzee-dijken van Friesland, Duitsland en Denemarken. Tegenwoordig kan om esthetische en ecologische redenen voor een groene dijk worden gekozen. Een groene dijk is in het algemeen lager (en breder) dan een dijk met een harde bekleding, omdat het buitentalud flauwer verloopt, hetgeen de golfoploop reduceert. De aanleg kan goedkoper zijn (als voldoende goede klei in de buurt beschikbaar is). Het onderhoud van de grasmat vergt specifieke zorg: het voorkomen of beperken van schapenpaadjes, trekkersporen, molengaten, drijf hout en ander aanspoelsel.

Â Voor het dimensioneren van een grasmat gelden de volgende uitgangspunten:

- de graszode begint op het peil van ongeveer $\text{GHW} + 1 \text{ m}$;
- de helling van het buitentalud is circa $1 : 3$ of flauwer, afhankelijk van de mate van golfaanval; de dikte van de kleilaag is (inclusief de 0,1 m dikke top laag) in de golfaanvalzone $> 1,5 \text{ m}$, elders $> 0,8 \text{ m}$;
- het binnentalud bij voorkeur niet steiler dan $1 : 3$ nemen; de dikte van de kleilaag is $> 0,6 \text{ m}$;
- de kruinbreedte is $> 2 \text{ à } 3 \text{ m}$, met een kleilaagdikte van $> 0,8 \text{ m}$.

Voornoemde laagdikten gelden bij een H_s van > circa 1,5 m. Bij lagere golven kan met dunnere lagen worden volstaan.

Â In katern 8 van de Leidraad Toetsen op Veiligheid [3] en in het Technisch Rapport Erosiebestendigheid van grasland als dijkbekleding [10] staat achtergrondinformatie over de kenmerken en het gedrag van een bekleding van gras op klei.

Informatie over de afschuivingsstabiliteit staat in hoofdstuk B5. Voor het dimensioneren op erosiebestendigheid zijn de volgende aspecten van belang:

- Het type dagelijks beheer dat zal worden gevoerd.
- De eisen, die aan de klei worden gesteld.
- De toelaatbare hydraulische belasting.
- De aanloopfase in de sterkte-ontwikkeling gedurende de eerste 4 jaar.

(a) Type dagelijks beheer

De sterkte van de grasmat wordt bepaald door de kwaliteit van de zode en in mindere mate de kleikwaliteit. De zodedichtheid en de worteldichtheid worden direct beïnvloed door het graslandbeheer. Het beheer is gericht op een in waterstaatkundig opzicht voldoende gesloten en voldoende diep doorwortelde grasmat. Op basis van vegetatieonderzoek zijn de beheervormen met de resulterende kwaliteit van de zode gespecificeerd in figuur B6.2.1. Een zandige toplaag levert na vier jaar een stabielere grasmat op bij waterstaatkundig beheer, dan een grasmat op klei.

toegepast type graslandbeheer	enkele kenmerken van de zodedichtheid		resulterende kwaliteit van de zode
	bedekking [%]	doorworteling [-]	
hooien zonder bemesting (A)	> 70	veel dikke en dunne wortels in laag 0 - 0,15 m	goed
beweidings (B) bemesting max. 70 kg N/ha of 7 - 8 * maaien zonder bemesting (gazonbeheer)	> 85	veel dunne wortels in laag 0 - 0,08 m	matig
beweidings (C) bemesting > 70 kg N/ha; herbiciden	> 85	weinig dunne wortels in laag 0 - 0,05 m	slecht
hooien (D) met bemesting; of maaien zonder afvoer	< 60	enkele dikke wortels in laag 0 - 0,15 m	slecht

kg N = massa nitraat

A, B, C en D zijn beheersclassificaties voor de kwaliteit van de grasmat:

- (A) hoort bij waterstaatkundig of natuurtechnisch beheer.
- (B) hoort bij aangepast (extensief) agrarisch beheer.
- (C) hoort bij intensief agrarisch beheer of bij regelmatig en intensief belopen.
- (D) hoort bij maaien zonder afvoer of slecht onderhoud.

Figuur B6.2.1 Beheertypen en kwaliteit zode

Hierbij zijn de hoogte van de mestgift en de mate van onderhoud (maai- en afvoerregiem) cruciaal. De figuur geeft samenvattende informatie over de kwaliteit van de grasmatten als functie van de beheervorm.

(b) *Eisen aan de klei*

De klei moet aan de volgende eisen voldoen:

- Categorie 1 en 2 (zie [10]) zijn vereist voor de golfklapzone als $4 \cdot H_s \cdot \tan\beta > 0,7$ m.
- Voor zeer lage belastingen ($4 \cdot H_s \cdot \tan\beta < 0,2$ m en $q < 0,1$ l/m/s) worden bij bestaande grasmatten geen eisen aan de 'klei' gesteld.
- In de overige gevallen geldt een maximum zandgehalte van 50%.

In het voorgaande is:

H_s = significante golfhoogte aan de teen van de dijk [m]

$\tan\beta$ = taludhelling [-]

q = oploop-/overslagdebiet [l/m/s]

(c) *Hydraulische belasting*

Als referentieschade (acceptabele schade) van de zode geldt 0,05 m erosie-diepte; daarbij is een groot deel van het wortelnet nog intact.

Van deze referentie zijn de toelaatbare belastingen afgeleid voor de drie kwaliteiten grasmatten. Achtereenvolgens komen aan de orde het type belasting, de belastingduur en de toelaatbare grootte van de belasting.

Type belasting: Stroming langs de dijk is in de Nederlandse situatie voor erosie in de regel niet maatgevend voor zee- en meerdijken. De maatgevende belasting wordt veroorzaakt door de golfaanval: in de 'klapzone' door klappen van brekende golven, in de 'oploopzone' daarboven, op de kruin en het binnenbeloop door stromend water.

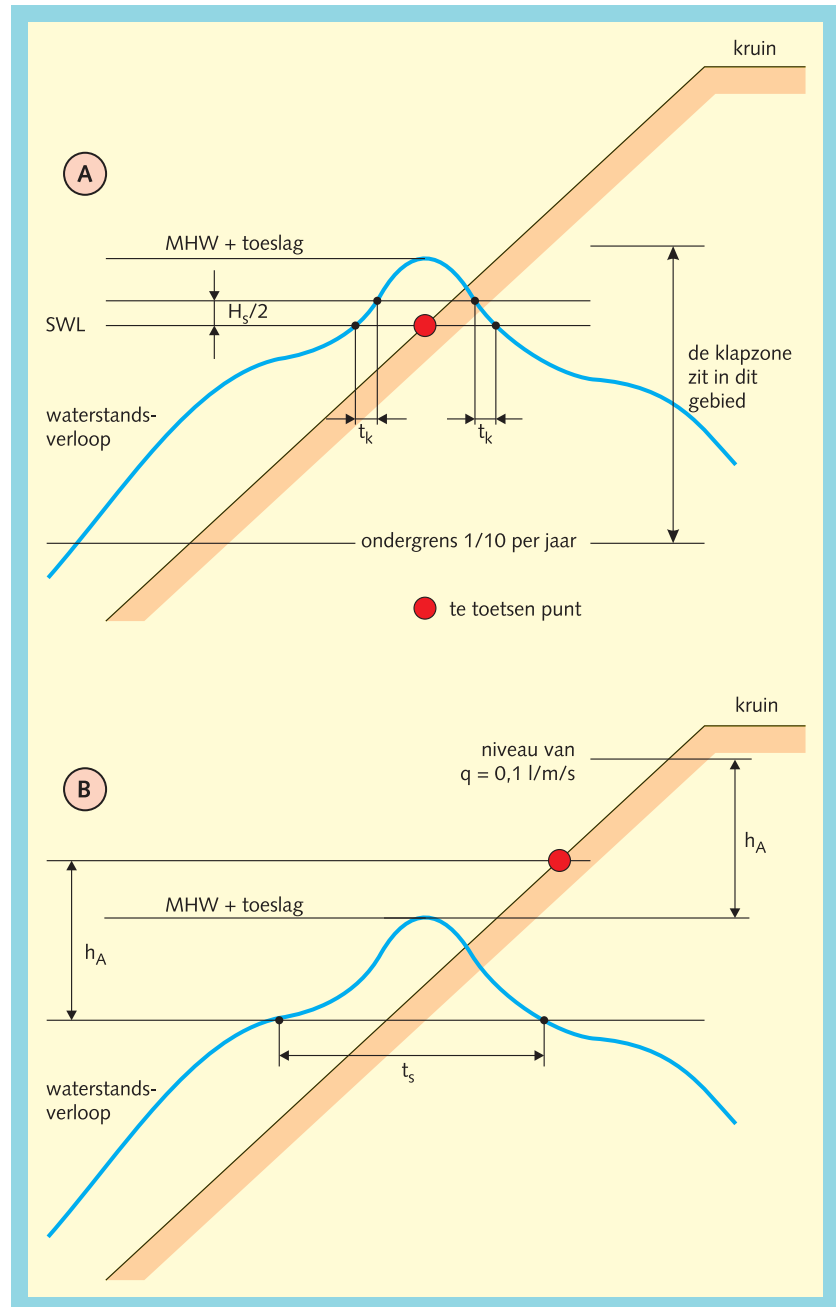
Bij een talud flauwer dan 1 : 5 worden de brekende golven gedempt door de nog aanwezige waterlaag van de golfte rugloop.

Bij het bepalen van de hoogte van de golfoploop en/of de grootte van de golfoverslag wordt de daarbij in rekening te brengen reductiefactor voor een grasmatten bepaald met de formule:

$$\begin{aligned} S_{\text{gras}} &= 1,15 H_s^{0,5} [-] \\ S_{\text{gras,max}} &= 1,0 \end{aligned}$$

Tijdsduur belasting: In figuur B6.2.2 is voor een tweetal voorbeelden getoond hoe de in rekening te brengen tijdsduur van de belasting is te bepalen voor een tweetal punten op het buitentalud in de verschillende belastingzones ligt:

- De tijdsduur t_k van de ligging in de klapzone is gelijk aan de duur van de waterstandsstijging en de waterstandsval van $0,5H_s$ m boven het beschouwde punt.
- De tijdsduur t_s , waarbij het beschouwde punt op het buitentalud in de oploop/orbitaalzone ligt, is gelijk aan de duur van die waterstandsstijging en de waterstandsval over een schijfhoogte gelijk aan het



Figuur B6.2.2 Zones en duur belastingen

hoogteverschil tussen MHW + toeslag en het niveau op h_A beneden het beschouwde punt; h_A is in waarde gelijk aan het hoogteverschil tussen MHW + toeslag en het niveau behorende bij een fictief overslagdebiet q ter grootte van $0,1 \text{ l/m/s}$.

De tijdsduur t_s voor de punten op de kruin en het binnentalud wordt gelijk genomen aan de tijdsduur t_s , die geldt voor de buitenkruinlijn. In hoofdstuk

B2 staat informatie over het in rekening te brengen waterstandsverloop.

Toelaatbare belasting in de klapzone: In de klapzone wordt alleen ontworpen op golfklappen; de belastingen van het beschouwde punt in de oploopfase en tengevolge van de orbitaalbeweging worden geacht hierin te zijn verdisconteerd en afzonderlijk niet maatgevend te zijn. Voor een kortdurende belasting geldt (zie figuur B6.2.3):

$$a \cdot H_s \cdot \tan(\alpha) < \text{circa } 1 \text{ [m]}$$

waarin bij:

- goede grasmatten: $a = 4$ [-]
- matige grasmatten: $a = 4M$ [-]

De in rekening te brengen hoek α voor het buitentalud is voor de klapzone de gemiddelde hoek van het buitentalud over het gedeelte tussen SWL en $SWL - 1,5 \cdot H_s$.

hellende lijnen volgens

$$t_{kmax} = d \cdot [3600 \cdot \gamma \cdot C_E \cdot (4 \cdot H_s \cdot \tan \alpha)^2]^{-1} \text{ [uur]}$$

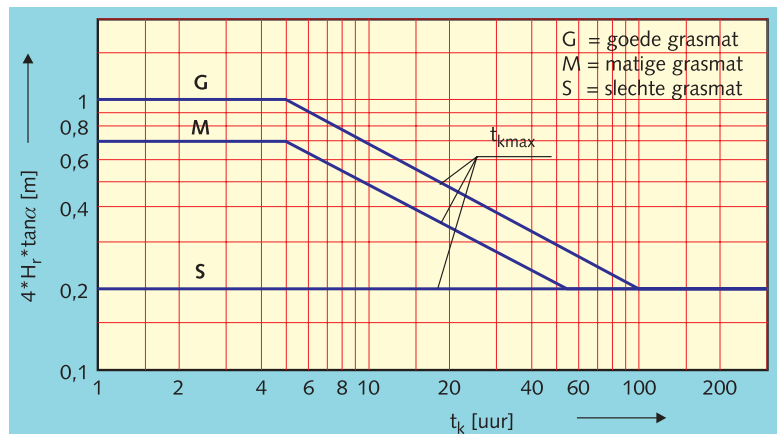
met: d = referentie erosiediepte = 0,05 m
 C_E = graserosiecoëfficiënt [$m^{-1}s^{-1}$]
 γ = veiligheidscoëfficiënt = 2 [-]

graszode C_E [$10^{-6} m^{-1}s^{-1}$]	
kwalificatie	score 'g'*)
- goed	1,5
- matig	3,0

*) C_E is gemiddelde verwachtingswaarde

de in te voeren golfhoogte $H_r = \delta \cdot H_s$
 $\delta = 0,5 \cdot H_s^{-0,25} \cdot T_p^{0,5}$ (H_s [m], T_p [s])

minimaal vereiste kleikwaliteit:
 categorie 1 of 2 als $4 \cdot H_s \cdot \tan \alpha > 0,7$ m
 categorie 3 met max. 50% zand als $4 \cdot H_s \cdot \tan \alpha > 0,2$ m
 geen eisen als $4 \cdot H_s \cdot \tan \alpha < 0,2$ m



Figuur B6.2.3 Maximaal toelaatbare golfhoogte in klapzone

Voor een langdurende belasting is gebruik gemaakt van de betrekkingen uit [10].

Een en ander levert de lijnen voor de toelaatbare belastingduur t_{kmax} in figuur B6.2.3.

In de hiervoor genoemde relaties ontbreekt de invloed van de golfperiode. Aangenomen wordt, dat de gegeven relaties in grote lijnen gelden voor:

$$T_p = 4H_s^{0,5} \text{ [s]} \quad (H_s \text{ in te vullen in m})$$

De relatie met andere golfperioden is te leggen via de energieflex in een golftrein, wat (op diep water) een evenredigheid met $T \cdot H^2$ inhoudt. De invloed van demping door plunging in een waterlaag bij flauwe taluds zit al in bovengenoemde $\tan(\alpha)$. Een grotere golfperiode is dan te verdisconteren door $T \cdot H^2$ constant te houden, wat resulteert in een lagere toelaatbare golfhoogte, dus een hogere in figuur B6.2.3 in te voeren golfhoogte. Bij

een kleinere golfperiode mag de in te voeren golfhoogte worden verlaagd. De in te voeren golfhoogte H_r voor het beschouwde punt wordt dan:

$$H_r = \phi H_s$$

waarin:

$$\phi = 0,5 \cdot H_s^{-0,25} \cdot T_p^{0,5} \quad (H_s \text{ in [m] en } T_p \text{ in [s]})$$

De voor het beschouwde punt geldende belastingduur t_k moet kleiner zijn dan t_{kmax} volgens figuur B6.2.3.

Toelaatbare belasting in de overige zones: Aan die gedeelten van buitentalud, kruin en binnenbeloop waarvoor geldt dat $q < 0,1 \text{ l/m/s}$ worden vanuit de gewenste erosiebestendigheid boven de algemene eisen, die gesteld worden uit het oogpunt van goed beheer, geen bijzondere eisen aan de grasmat gesteld. In de overige gevallen is de relatie tussen de kwaliteit van de grasmat, de tijdsduur van de belasting en het debiet (vertaald in een rekenwaarde voor de stroomsnelheid) gegeven in figuur B6.2.4).

De rekenwaarde van de snelheid wordt bepaald met:

$$v_r = m_1 \cdot H_s / T_p \cdot (0,085 - H_s / L_o) \cdot (1 - z / z_q)^{0,5} \cdot \tan(\alpha) \quad [\text{m/s}]$$

waarin:

v_r = de rekensnelheid, in te voeren in figuur B6.2.4; deze bedraagt circa de helft van de maximum stroomsnelheid in de oploopzone, die bij 2% van de inkomende golven wordt overschreden

$m_1 = 700 [-]$

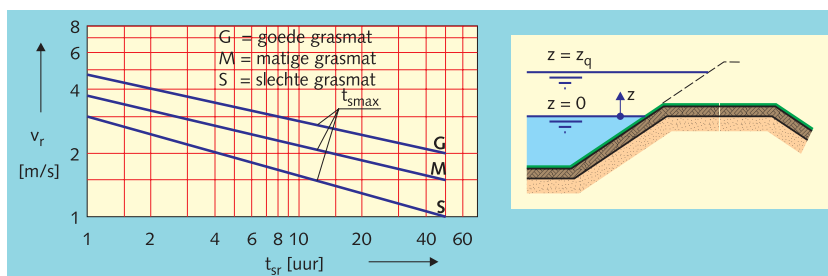
z = niveau op buitentalud ten opzichte van de stilwaterlijn [m]

z_q = golfploopniveau, behorende bij een debiet van $q = 0,1 \text{ l/m/s}$ op een oneindig lang talud met een helling gelijk aan het buitentalud [m]

(deze formule geldt voor $H_s / L_o < 0,07$; grotere steilheden zullen waarschijnlijk voor de te ontwerpen situaties niet voorkomen)

De rekensnelheid voor kruin en binnentalud wordt gelijk genomen aan de berekende snelheid op de buitenkruinlijn.

De t_s voor de punten, die liggen boven de klapzone kan voor de perioden met 'droogstaan' worden gereduceerd.



minimaal vereiste kleikwaliteit:
categorie 3 met max. 50% zand als $q > 0,1 \text{ l/m/s}$
geen eisen als $q < 0,1 \text{ l/m/s}$

Figuur B6.2.4 Maximaal toelaatbare belasting in de oploop- en overslagzone

De in figuur B6.2.4 in te voeren rekenwaarde t_{sr} wordt:

$$t_{sr} = m_2 \cdot t_s \text{ [uur]}$$

waarin:

$$m_2 = 1 - z/z_q \text{ [-]}$$

De rekenwaarde t_{sr} voor kruin en binnentalud wordt gelijk genomen aan de berekende waarde op de buitenkruinlijn. Als ontwerprichting geldt:

$$t_{sr} < t_{smax}$$

(d) Sterkte-ontwikkeling

Met betrekking tot de aanloophase in de ontwikkeling van de sterkte gedurende de eerste 4 jaar zijn de volgende aspecten van belang:

- In geval van erosiebestendige klei, categorie 1:
De eerste jaren zorgt deze klei in samenhang met de steeds sterker wordende grasmat voor voldoende sterkte; de klei is dan nog niet gestructureerd; in de gestructureerde fase heeft de grasmat zijn maximale sterkte bereikt.
- In de overige gevallen:
De eerste 4 jaar is extra bewaking nodig met daarnaast eventueel nog aanvullende maatregelen zoals afdekking van het talud.

Â Bij graszoden in kunststofmatten mag geen rekening worden gehouden met een verhoogde weerstand tegen belasting door golven. Toepassing hiervan is daarom voor zee- en meerdijken niet zinvol.

B6.3 Losgestorte materialen

Â Toplaag

- **Breuksteen** kan onder en boven water worden aangebracht. De gemiddelde laagdikte moet ongeveer $2 \cdot D$ bedragen. Als eerste benadering voor de keuze van het steengewicht in de toplaag bij breuksteen geldt:

$$Q_m D B \exists_u^{-1} \forall^1 (\cos \alpha)^{-1} H_s \leftarrow_p^b \text{ of } H_s (Q_m D)^{-1} A \exists_u \forall (\cos \alpha) \leftarrow_p^b$$

waarin:

$$D = \text{steendiameter} = (M_{50} / \leftarrow_p^b)^{1/3} \text{ [m]}$$

M_{50} = steenmassa, waarvoor geldt dat 50% van de stenen een grotere massa heeft [kg]

$\exists_u$ = 1,0 voor stortsteen, bestaande uit 2 lagen, als er enkele stenen (1 à 3 over een taludbreedte van D m) mogen bewegen
= 1,3 als enige verplaatsing van stenen toelaatbaar is (maximaal toelaatbare schade)

$$\forall = 2,25$$

$$b = 0,5$$

Regels voor een gedetailleerde dimensionering van een toplaag van breuksteen staan in Dikes and Revetments [40] en CUR Rapport 169 [43]. De handelssorteringen zijn medebepalend voor de uiteindelijke keuze. Hierbij kan het rekenprogramma BREAKWAT [P11] een goed hulpmiddel zijn.

- Bij grind is alleen een toestand van dynamisch evenwicht haalbaar. Dit materiaal is daarom in het algemeen minder geschikt als toplaag in de bekleding van de hier beschouwde dijkprofielen. De dimensionering van een grindlaag moet plaats vinden volgens de ontwerpregels voor grindstranden [37], [42] en [43]. Ook hierbij kan BREAKWAT dienen om evenwichtsprofielen te berekenen.
- De dimensionering van zand(dijken) staat in de Leidraad Zandige Kust [8].

Â Onderlaag

De onderlaag vormt de overgang van de toplaag op de ondergrond van zand of klei, en bestaat uit een granulair filter en/of een geotextiel. Granulaire filters bestaan uit één of meer lagen fijner materiaal dan de toplaag. Het verschil in korreldiameter voor opvolgende lagen moet zodanig zijn dat de ene laag niet in de andere migreert tengevolge van waterstroming door de lagen. Dit wordt bereikt bij:

$$D_{15}(t)/D_{85}(o) < 4 \text{ à } 5, \text{ met } t = \text{toplaag}, o = \text{onderlaag}$$

en voor de overgang van filter op zand:

$$D_{15}(o)/D_{50}(z) < 5, \text{ met } z = \text{zand}$$

Bij toepassing van breuksteen direct op geotextiel (vaak een lussendoek, versterkt met een roosterwerk van wiepen) op zand geldt:

$$O_{90}/D_{90}(z) < 1, \text{ met } O_{90} = \text{de karakteristieke porie-afmeting van een geotextiel, gelijk aan de gemiddelde korreldiameter van een denkbeeldige zandfractie, waarvan de zeefrest in en op het geotextiel 90\% (gewicht) is}$$

Voor geotextielen direct op klei geldt:

$$O_{90}/D_{90z} < 1 \text{ en } O_{90} < 100 \mu\text{m}$$

De toepassing van geotextielen wordt behandeld in Geokunststoffen in de civiele techniek [33]. Bij taluds moet worden gelet op gevaar voor afschuiving.

B6.4 Verpakte bekledingen

Â De verpakte bekledingen zijn naar de grofheid van het vulmateriaal te verdelen in:

- Grove granulaire materialen of breuksteen verpakt in gaas van metaal of kunststof (gabions of schanskorven en steenmatrassen).
- Fijne granulaire materialen (zand, grind en zandcement) verpakt in geotextiel).

Â Toplaag

- Voor schanskorven en steenmatrassen geldt als eerste benadering voor de keuze van de diameter van het vulmateriaal en de dikte van de matras:

$$O_m D B \exists_u^{-1} \forall^1 (\cos /)^{-1} H_s \leftarrow_p^b \text{ en } d B 1,8 D > 0,15 \text{ m}$$

waarin:

$$D = \text{steendiameter} = (M_{50} / \leftarrow_p^b)^{1/3} \text{ [m]}$$

$$d = \text{dikte matras of schanskorf [m]}$$

$$M_{50} = \text{steenmassa, waarvoor geldt dat 50\% van de stenen een grotere massa heeft [kg]}$$

$$\exists_u = 2,5$$

$$\forall = 2,25$$

$$b = 0,5$$

$$H_s < 2 \text{ m}$$

Als $H_s > 1 \text{ m}$ dan moet een onderlaag van ongeveer 0,2 m dik, bestaande uit fijner materiaal worden ingebouwd.

- Aan zee roest metaalgaas snel weg; daar is een zware coating van het gaas en een vulling met 'ronde' stenen nodig. Dit type bekledingen is dus minder geschikt voor toepassing op zeedijken. Voor zee- en meerdijken zijn fijne granulaire materialen, verpakt in geotextiel, vanwege de kwetsbaarheid niet geschikt.

Â Onderlaag

De onderlaag bestaat uit een geotextiel op zand of klei (zie § B6.3).

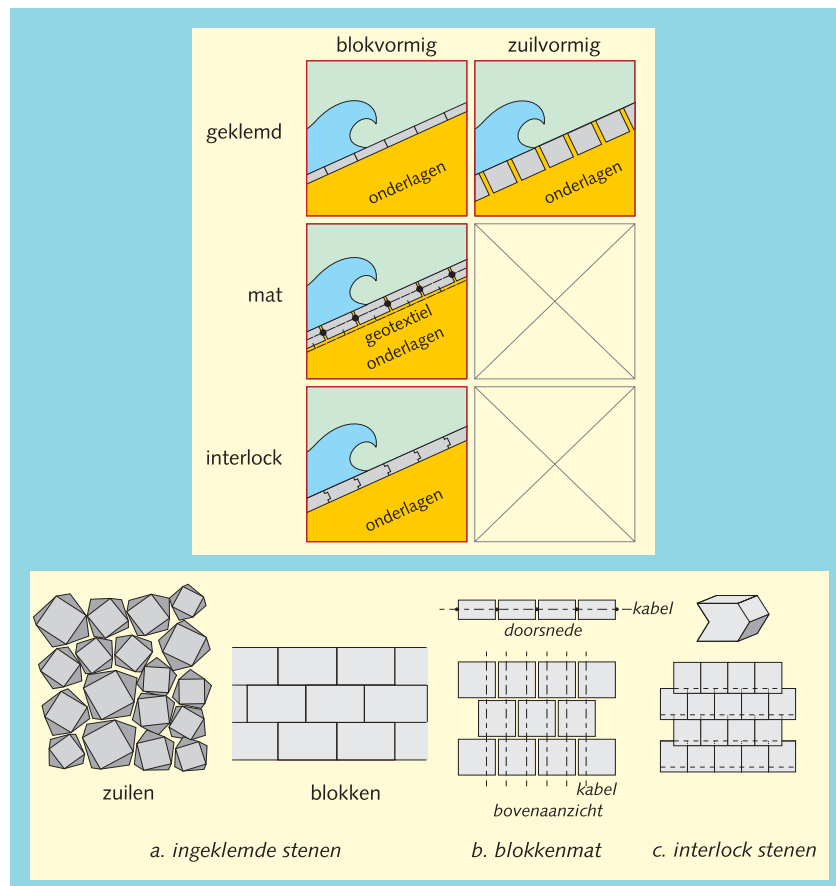
B6.5 Gezette bekledingen en blokkenmatten

Â Gezette bekledingen en blokkenmatten bestaan uit elementen met een oppervlakte kleiner dan ongeveer 1 m². Ze worden onderverdeeld in (zie ook figuur B6.5.1):

- Ingeklemden stenen: in verband geplaatste natuursteen en geprefabriceerde steen met een blok- of zuilvorm. Ondanks het feit, dat de meeste stenen van dit type ingeklemd liggen, wordt gedimensioneerd op de enkele stenen die los liggen.
- Blokkenmat: geprefabriceerde stenen, die onderling door kabels of een

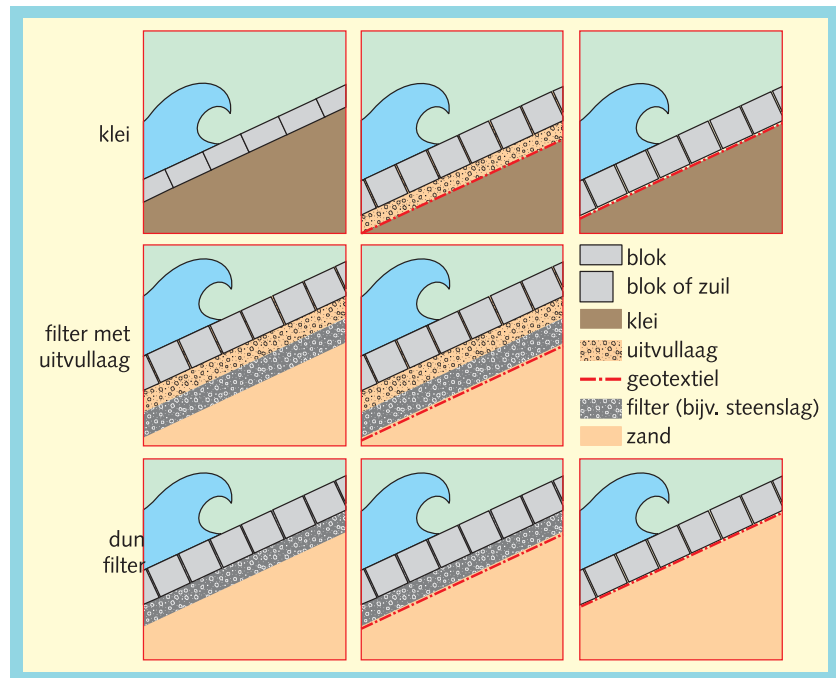
geotextiel zijn verbonden tot een mat.

- Interlock stenen: geprefabriceerde stenen die door hun vorm in elkaar haken, waardoor individuele stenen moeilijker uit de zetting kunnen worden gelicht.



Figuur B6.5.1 Typen gezette bekledingen

Voor de stabiliteit van de bekleding is de wijze van opbouw van de onderlaag van groot belang. In figuur B6.5.2 staan een aantal mogelijke oplossingen. Als een geotextiel direct onder de zetting wordt toegepast dan moet dit worden gezien als een onderdeel van de top laag. Het belangrijkste bezwijkmechanisme van een gezette bekleding is (zie figuur B6.1.5) het oplichten van een steen door het ontstaan van drukverschillen vlak voor en tijdens een golfklap. Dit drukverschil kan worden verkleind door de top laag doorlatend te maken. Blokkenmatten zijn van zichzelf al redelijk doorlatend; ingeklemde stenen en interlockblokken kunnen worden voorzien van gaten. Het is van belang de doorlatendheid van de onderlaag af te stemmen op de doorlatendheid van de top laag. Bij het ontwerp moet echter ook rekening worden gehouden met een veranderende doorlatendheid als gevolg van vegetatie, aanzanding of dichtslibbing. Gezette steen kan niet beneden het niveau van laagwater worden toegepast; bij blokkenmatten kan dit wel.



Figuur B6.5.2 Typen onderlagen bij gezette bekledingen

Â Dimensionering toplaag

Een eerste benadering voor het bepalen van de dikte van gezette blokken en blokkenmatten kan worden gemaakt met behulp van de eerder gegeven basisvergelijking:

$$Q_m D B \Xi_u^{-1} \forall^1 (\cos /)^{-1} H_s \leftarrow \frac{b}{p}$$

met:

D = blokdikte [m]

Ξ_u = 1,0 voor onregelmatig gevormde natuursteen op granulair filter

= 1,3 voor regelmatig gevormde natuursteen op granulair filter

= 1,5 voor basalt op granulair filter

= 1,5 voor ingeklemde betonblokken op geotextiel op zand, mits $H_s < 1,5$ m

= 1,5 voor ingeklemde betonblokken op granulair filter

= 1,5 voor blokken, bevestigd aan geotextiel op granulair filter

= 1,5 voor breuksteen, gepenetreerd met cementbeton, patroonpenetratie 60%

= 2,0 voor ingeklemde blokken op geotextiel op klei

= 2,0 voor open (>10%) ingeklemde blokken op granulair filter

= 2,0 voor blokkenmatten (met kabels) op granulair filter

= 2,5 voor gegroute blokkenmatten op granulair filter

= 2,5 voor interlock stenen op granulair filter

$\forall$ = 2,25 [-]

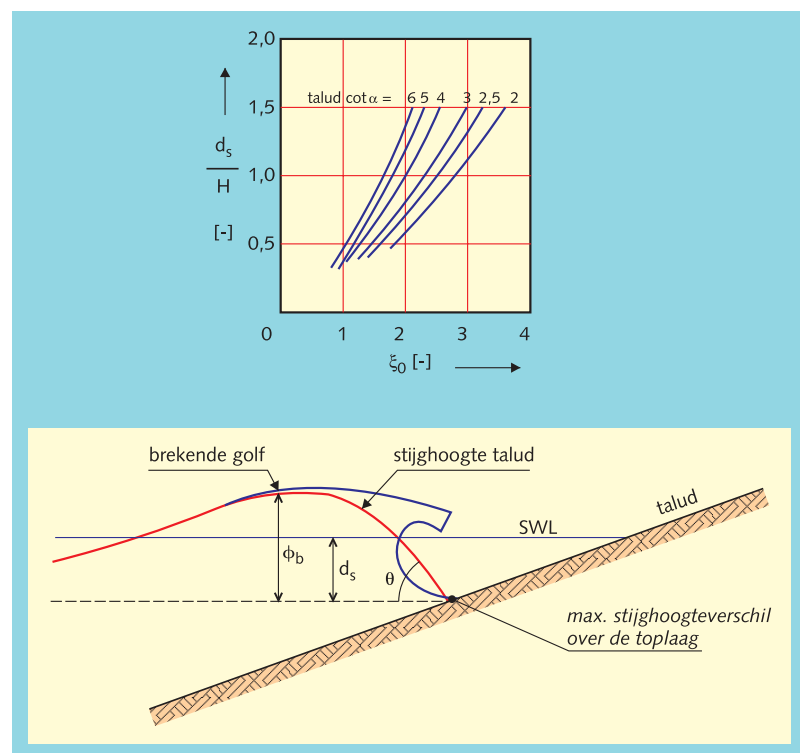
b = 0,5 voor ruwe en poreuze bekledingen zoals onregelmatig

- gevormde natuursteen
 = 1 voor gladde en dichte bekledingen
 = ongeveer 2/3 voor open blokken en blokkenmatten

Als minimale blokdikte voor losse blokken geldt om praktische redenen 0,10 m, en voor blokkenmatten 0,08 m.

Ruwe bekledingen vergen speciale aandacht als product van breedte en hoogte van de oneffenheden > 20% van het product van steenbreedte en steendikte is.

Met behulp van de globale methode uit het Handboek voor dimensionering van gezette taludbekledingen [34] kan de volgende stap in het dimensioneringstraject voor stenen en blokkenmatten worden gezet. Deze stap moet worden gevolgd door het toepassen van de daar beschreven analytische methode; daarbij komen ook de overige belastingtypen aan de orde en het gebruik van inwasmaterialen en penetratiemortels. Te gebruiken rekenprogramma's zijn ANAMOS [P1] en STEENZET [P2].



Figuur B6.5.3 Niveau d_s waar het maximale stijghoogteverschil over de toplaag optreedt

Â Dimensionering onderlaag

De onderlaag moet, om goed te kunnen functioneren, globaal aan de volgende eisen voldoen:

- voldoende dik zijn om lokale afschuivingen ten gevolge van golfaanval te voorkomen,
- een doorlatendheid bezitten die optimaal is afgestemd op de doorla-

tendheid van de toplaag,

- goed verdicht zijn,
- van het juiste materiaal met de goede korrelgrootte en -gradering, en
- in de tijzone bestand zijn tegen enige golfaanval; als het filter is aangebracht kan de toplaag vaak pas na het aankomende hoogwater worden geplaatst.

Bij het toepassen van een geotextiel als laagscheiding zijn de sterkte en de juiste grootte van de openingen (maaswijdte) van groot belang.

De materiaalkeuze en de dimensionering zijn voor stenen, blokkenmatten en geotextielen uitgewerkt in het Handboek voor dimensionering van gezette taludbekledingen [34]. Daar zijn ook de gebonden filters en penetratiemortels behandeld. Zie voor geotextielen ook Geokunststoffen in de civiele techniek [33]. Hier wordt volstaan met het geven van een formule waarmee een eerste schatting van de uit stabiliteitsoverwegingen benodigde totale dikte van toplaag en filter kan worden gemaakt. Deze formule geldt alleen voor een filter op zand. Voor een filter op klei geldt geen minimale afmeting.

$$O_m D + b B d_s - 1,4(1 - 1,2 \tan') * (T_p k)^{0,5} * (\epsilon_w g W_c)^{-0,5}$$

waarin:

O_m = relatieve dichtheid van het bekledingselement = $(\epsilon_s - \epsilon_w) \epsilon_w^{-1}$ [-]

ϵ_s = dichtheid van het bekledingselement [kg/m³]

ϵ_w = dichtheid van het water [kg/m³]

D = kenmerkende afmeting van het bekledingselement [m]

b = dikte filterlaag, loodrecht op het talud gemeten [m]

d_s = stijghoogte parameter (zie figuur B6.5.3)

$\prime$ = hellingshoek van het talud [°]

T_p = golfperiode behorende bij de top van het energiedichtheids spectrum van de golven [s]

g = versnelling van de zwaartekracht [m/s²]

k = doorlatendheid van het zand [m/s] (zie figuur B6.5.4)

W_c = compressibiliteit van het poriënwater met lucht [m²/N]

Voor deze eerste benadering geldt tevens: $\epsilon_w g W_c = 10^{-2} \text{ m}^{-1}$

korrelgrootte D _{n50} [mm]	doorlatendheid k [mm/s]
0,1	0,06
0,15	0,14
0,2	0,24
0,3	0,54
0,4	1,0

Figuur B6.5.4 Indicatieve waarden voor de doorlatendheid van zand indien er nauwelijks slib voorkomt

Â Dimensionering kruin en binnentalud

Is de kruinhoogte zo laag dat een grasmat geen voldoende sterkte biedt, dan moeten de kruin en het binnentalud van de dijk worden verdedigd

met harde materialen. Als wordt gekozen voor een steenzetting, dan moet deze volgens het Handboek voor dimensionering van gezette dijkbekledingen [34] voldoen aan:

$$z_{2\%} - h_c < 3 \cdot Q_m \cdot D$$

waarin:

$z_{2\%}$ = golfploophoogte die door 2% van de inkomende golven wordt overschreden, gerekend ten opzichte van de stilwaterlijn [m]

h_c = kruinhoogte ten opzichte van de stilwaterlijn [m]

Deze formule is geldig zolang $z_{2\%} - h_c < H_s$ (met: H_s = significante golfhoogte aan de teen van het talud). Als hier niet aan wordt voldaan, is modelonderzoek noodzakelijk.

De belasting door overstromen is slechts in uitzonderlijke gevallen voorzien. Voor dit soort specifieke gevallen wordt verwezen naar Dikes and revetments [40].

B6.6 Plaatbekledingen

Plaatbekledingen zijn in het werk gestorte elementen met een geringe dikte in verhouding tot de lengte en de breedte, die hun stabiliteit ontleen aan het gegeven dat momenten en dwarskrachten inwendig kunnen worden overgedragen (belastingspreiding). Platen hebben een oppervlakte van doorgaans 1 m². Ze worden onderverdeeld in:

- Open plaatbekledingen: gestorte homogene plaat van open colloïdaal beton.
- Dichte plaatbekledingen:
 - a. homogene plaat van normaal beton, geprefabriceerd of in het werk gestort;
 - b. vol en zat gepenetreerde breuksteen met colloïdaal beton.

Colloïdaal beton kan ook onder water worden gestort.

Dimensionering toplaag

Een eerste benadering voor het bepalen van de dikte van plaatbekledingen kan worden gemaakt met behulp van de eerder gegeven basisvergelijking:

$$Q_m D \geq B \exists_u^{-1} \forall^1 (\cos \alpha)^{-1} H_s \leq \frac{b}{p}$$

waarin:

D = blokdikte [m]

$\exists_u = 3,0$

$\forall = 2,25$ [-]

$b = 1$

Als minimale dikte geldt om praktische redenen 0,10 m.

Met behulp van Cementbetonnen plaatbekledingen op dijken en oevers

[31] kan de volgende stap in het dimensioneringstraject voor plaatbekledingen worden gezet.

Â Dimensionering onderlaag

Zie voor de dimensionering van de onderlaag de tekst in § B6.5 met een verwijzing naar Cementbetonnen plaatbekledingen op dijken en oevers [31].

B6.7 Asfaltbekledingen

Â Asfaltbekledingen omvatten de volgende typen: Asfaltbeton, mastiek, dicht steenasfalt, open geprefabriceerde steenasfaltmatten (eventueel) met wapening, op een geotextiel als drager, open steenasfalt, zandasfalt (eigenlijk alleen in onderlaag), breuksteen (gepenetreerd met asfalt, vol en zat), baksteen/betonsteen/basalt (gepenetreerd met asfalt, vol en zat). Asfaltbekledingen bestaan uit een bovenlaag en soms uit één of meerdere onderlagen. De volgende onderlagen komen, apart of in combinatie, voor: loskorrelige materialen (zoals mijnsteen, grind en steenslag), klei, keileem, zandasfalt en geotextiel.

In veel constructies wordt de bovenlaag echter direct op het kernmateriaal zand aangelegd. Er is dan geen sprake van een onderlaag.

De dimensionering van asfaltbekledingen is behandeld in de Leidraad voor de toepassing van asfalt in de waterbouw [35].

Voor een eerste benadering geeft figuur B6.7.1 voor een vijftal typen de benodigde laagdikten.

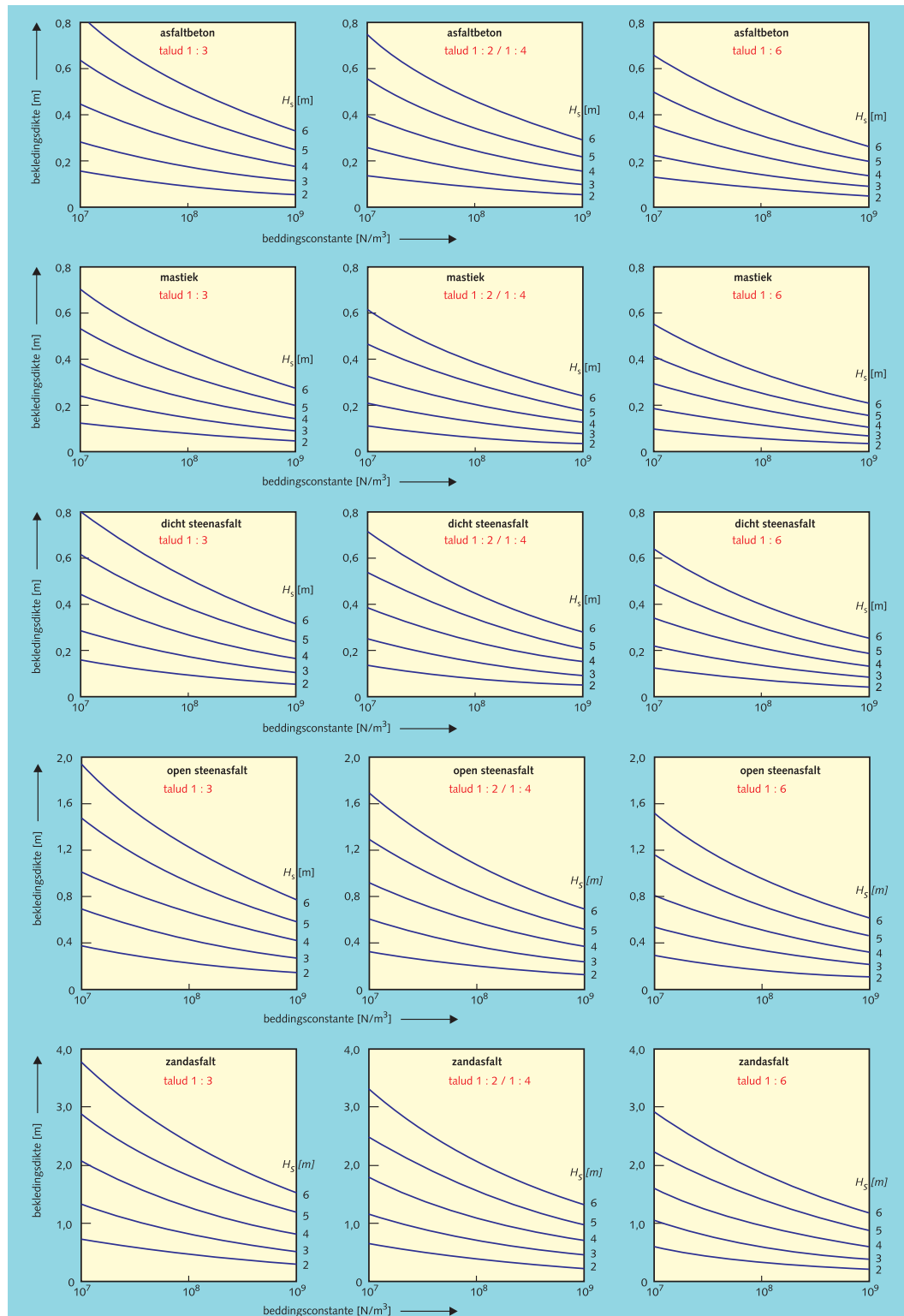
In het nog te verschijnen Technisch Rapport Inspectiemethoden Asfaltbekledingen en de Leidraad Toetsen op Veiligheid [3] staan recentere dimensioneringsfiguren, die in het algemeen iets kleinere laagdikten geven.

B6.8 Overige bekledingen en materialen

De cluster 'overige bekledingen' uit § 5.6.1 omvat een veelheid van reguliere en alternatieve materialen, die kunnen worden toegepast in dijkken, perskaden, hulpkaden, filterconstructies en vooroevers. In het rapport Oeverbeschermingsmaterialen [19] en het rapport Toepassing van alternatieve materialen in de waterbouw [32] staat informatie over de constructieve, materiaalkundige, markttechnische, uitvoerings-, beheer-, milieu- en ecologische aspecten en over toepassingsgebied en relevante bepalingen.

B6.9 Reststerkte van filter en kleilaag

Â Bij dimensionering van de bekleding op de hydraulische belasting, die behoort bij de wettelijke norm, mag de beheerder rekenen op een in principe schadevrij bestaan van de bekleding en bestaat het onderhoud uit het vaste onderhoud.



Figuur B6.7.1 Benodigde laagdikte voor een asfaltbekleding

Bij relatief licht aangevallen bekledingen (als voor de ontwerpbelasting geldt dat H_s kleiner is dan ongeveer 1,5 m) kan ook een spoor worden gekozen, waarbij wordt uitgegaan van dimensionering van de toplaag op een lagere hydraulische belasting dan die behoort bij de wettelijke norm, in combinatie met een in rekening brengen van de reststerkte van filter en kleilaag. In totaal wordt hiermee dan toch aan de sterkte, behorende bij de wettelijke norm, voldaan.

Voorwaarde hierbij is, dat de totale weerstand van filter en kleilaag groot genoeg moet zijn om na opgetreden schade aan de toplaag de waterkering de ontwerpstorm te doen overleven.

De keuze van de gereduceerde ontwerpbelasting voor de toplaag volgt uit een optimalisatie van de gemiddelde acceptabele schade (bedrag aan variabel onderhoud) per jaar. Deze zal als regel geen hogere frequentie van voorkomen hebben dan circa 0,02.

De volgende kenmerkende grootheden zijn van belang:

- de maatgevende stormduur t_s [s];
- de positie van de bekleding ten opzichte van het gemiddeld hoogwaterniveau GHW [m];
- de significante golfhoogte, behorende bij de ontwerpbelasting, H_s [m];
- de piekperiode behorende bij de ontwerpbelasting, T_p [s];
- de hoek van golfinval ϵ [°];
- de dikte van de filterlaag b [m];
- de steendiameter in de filterlaag D_f [m];
- de dikte van de kleilaag d [m];
- de erosiebestendigheid van de klei;
- de dikte en samenstelling van de toplaag D_t [m].

Â De methode van 'dimensioneren met reststerkte' is nog in ontwikkeling. Voorshands geldt de volgende conservatieve benadering, die overigens met specialistische hulp verder kan worden verfijnd:

1. Bepaal de maatgevende stormduur t_s .
2. Bepaal de reststerkte van de filterlaag t_{rf} .
3. Als de reststerkte van de filterlaag onvoldoende is, bepaal dan vervolgens de benodigde gecombineerde reststerkte van filter en kleilaag en de daaruit resulterende reststerkte van de kleilaag t_{rk} .
4. Dimensioneer de toplaag.

De reststerkte wordt gemeten als de tijdsduur tussen initiële schade aan de toplaag en het bloot komen van de dijk kern.

Dimensioneren met reststerkte mag niet worden toegepast op/bij de kruin.

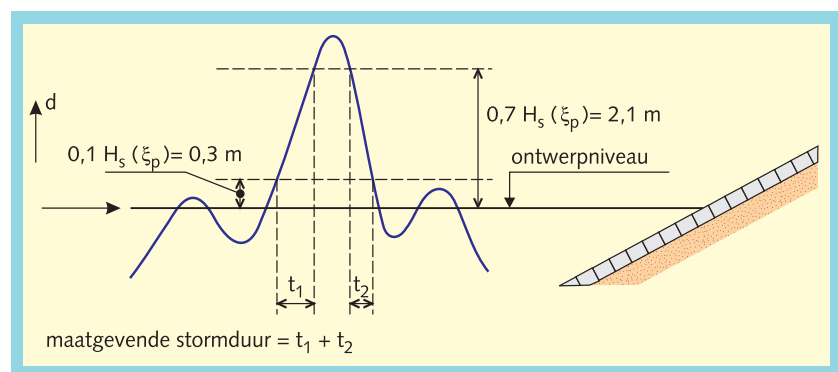
Ad 1. Bepaal de maatgevende stormduur t_s

Het bepalen van de maatgevende stormduur t_s gebeurt als volgt:

- Bekijk het waterstandsverloop tijdens de ontwerpstorm als functie van de tijd.
- Bepaal vervolgens voor het te ontwerpen niveau van de bekledingsconstructie:

- > Bij loodrechte golfaanval ($\leq$ kleiner dan 20°):
de tijdsduur waarvoor geldt dat $0,1 \cdot H_s \cdot \zeta_p < d < 0,7 \cdot H_s \cdot \zeta_p$
met d = waterstand boven het te ontwerpen niveau.
en L_{op} = de golflengte op diep water, berekend met $L_{op} = gT_p^2/2\pi$
- > Bij scheve golfaanval ($\geq$ groter dan 20°):
de tijdsduur waarvoor geldt dat $0,3 \cdot H_s \cdot \zeta_p < d < 0,5 \cdot H_s \cdot \zeta_p$

Figuur B6.9.1 geeft een voorbeeld voor $H_s = 1,5$ m en $\zeta_p = 2$ bij loodrechte golfaanval.



Figuur B6.9.1 Voorbeeld bepalen maatgevende stormduur t_s

Ad 2. Bepaal de reststerkte van de filterlaag t_{rf}

De reststerkte van een filterlaag t_{rf} mag alleen in rekening worden gebracht als een zekere minimum laagdikte (b) aanwezig is en de golfhoogte beneden een bepaalde waarde blijft.

$t_{rf} = 0$ als één van de volgende voorwaarden geldt:

- voor loodrechte golfaanval $b < 0,1 + 0,023 \cdot [H_s L_{op}]^{0,5}$ [m];
- voor scheve golfaanval $b < 0,1 + 0,038 \cdot [H_s L_{op}]^{0,5}$ [m];
- $H_s / O_m D_f > 10 \cdot \zeta_p^{-0,67}$,

met $D_f = (M_{50} / \zeta_p)^{1/3}$ [m]

en M_{50} = steenmassa, waarvoor geldt dat 50% van de stenen een grotere massa heeft [kg].

In de overige gevallen geldt:

$$t_{rf} = 57000 \cdot T_p \cdot \exp[-0,51 \cdot (H_s L_{op})^{0,5}] \text{ [s]}$$

Voor $t_{rf} > t_s$ is de reststerkte van de beschouwde bekleding reeds groot genoeg. In het andere geval moet nog naar de reststerkte van de kleilaag worden gekeken.

Ad 3. Bepaal de benodigde gecombineerde reststerkte van filter- en kleilaag, en de daaruit resulterende reststerkte van de kleilaag t_{rk}

Als de maatgevende golfhoogte $H_s > 2,0$ m is, dan mag geen reststerkte

van een onderliggende kleilaag in rekening worden gebracht.

In het andere geval wordt de reststerkte t_{rk} als volgt bepaald:

- In geval de dijk een voldoende hoge kleikern (aan de buitenzijde van het dijk profiel) bezit krijgt t_{rk} een waarde van > 24 uur.
- Is deze kern niet aanwezig en wordt de reststerkte van filter en kleilaag in combinatie beschouwd, dan komt de reststerkte, die door de kleilaag moet worden geleverd, daarmee op $t_{rk} > t_s - t_{rf}$.

In tabel B6.9.1 staat de relatie tussen de reststerkte van een kleilaag, de laagdikte, de maatgevende golfhoogte, het niveau van de bekleding en de erosie categorie van de klei.

positie t.o.v. gemiddeld hoogwaterniveau (GHW)		beneden 1 m + GHW				boven 1 m + GHW			
erosie categorie	H_s [m]	0,2	0,5	1,0	1,5	0,2	0,5	1,0	1,5
weinig	< 0,4 m dik	0	0	0	0	0	0	0	0
	0,7 m dik	2	1,5	1,5	1	2	1,5	1,5	1
	1,0 m dik	3,5	3	3	2	3,5	3	3	2
	1,2 m dik	5	4,5	4,5	3	5	4,5	4,5	3
goed + matig	< 0,4 m dik	0	0	0	0	0	0	0	0
	0,7 m dik	4	3	2	1,5	3,5	2,5	1,5	1
	1,0 m dik	7,5	6	4	3	6,5	5	3	2
	1,2 m dik	11	9	6	4,5	9,5	7,5	4,5	3

De tabel geeft de reststerkte t_{rk} in uren.
Voor niet genoemde waarden van H_s en laagdikte interpoleren.

Tabel B6.9.1 Reststerkte van een kleilaag

De dikte van de kleilaag wordt haaks op het talud gemeten. Omdat deze leidraad ook wordt gebruikt ten behoeve van variabel onderhoud en plaatselijk verbeteringswerk zijn in de tabel ook kleinere laagdikten van de kleilaag opgenomen dan regel is voor nieuw werk.

Met betrekking tot de erosiebestendigheid van de klei wordt onderscheid gemaakt in de categorieën 'goed of matig' en 'weinig':

- 'goed of matig' als $I_p > 18\%$ én $Z_k < 40\%$ én kalkgehalte $< 25\%$
- 'weinig' in alle overige gevallen of als de kleikwaliteit onbekend is.

Hierin is:

I_p = plasticiteitsindex [%]

Z_k = zandgehalte = massapercentage korrels $> 63 \mu\text{m}$ [%]

Als $t_{rk} > t_s - t_{rf}$, dan is de reststerkte van de beschouwde kleilaag goed. Zo niet, dan mag niet op de reststerkte van de kleilaag worden vertrouwd.

Â Ad 4 Dimensioneer de toplaag

Is de aanwezige (totale) reststerkte goed, dimensioneer dan de toplaag met behulp van de voorgaande paragrafen op een door de beheerder, op basis van een bedrijfseconomische optimalisatie, nader te bepalen gereduceerde ontwerpbelasting (zie begin van deze §). Is de aanwezige reststerkte onvoldoende, dan is geen reductie van de toplaag mogelijk.

B6.10 Overgangs- en teenconstructies

Â Als aanvulling op en toelichting bij § 5.4.3 worden hierna de volgende aspecten van overgangs- en teenconstructies belicht:

- de schadeontwikkeling bij de verschillende typen,
- de eisen, die aan overgangsconstructies worden gesteld, en
- een overzicht van berekeningsmethoden.

Â *Schadeontwikkeling als gevolg van overgangsconstructies*

Overgangsconstructies zijn complex qua vormgeving en daarmee vaak kwetsbaarder dan de aansluitende bekledingen. Schade aan beklede taluds begint dan ook vaak bij overgangsconstructies. Deze schade vormt vervolgens de inleiding tot meestal omvangrijke schade aan de aansluitende bekledingen.

Door discontinuïteit in de filter- of onderlaag kan extra overdruk ontstaan (zie A en C in figuur B6.10.1), maar anderzijds kan de toevoer van water en daardoor ook de overdruk ter plaatse van aansluitende taludverdedigingen juist worden beperkt (B).

Ook kan de verminderde inklemming bij de overgang het uitlichten van een bekledingselement bevorderen (C).

De schadeontwikkeling verloopt bij de typen (1), (2) en (3) op de volgende wijze:

- *Type (1)*

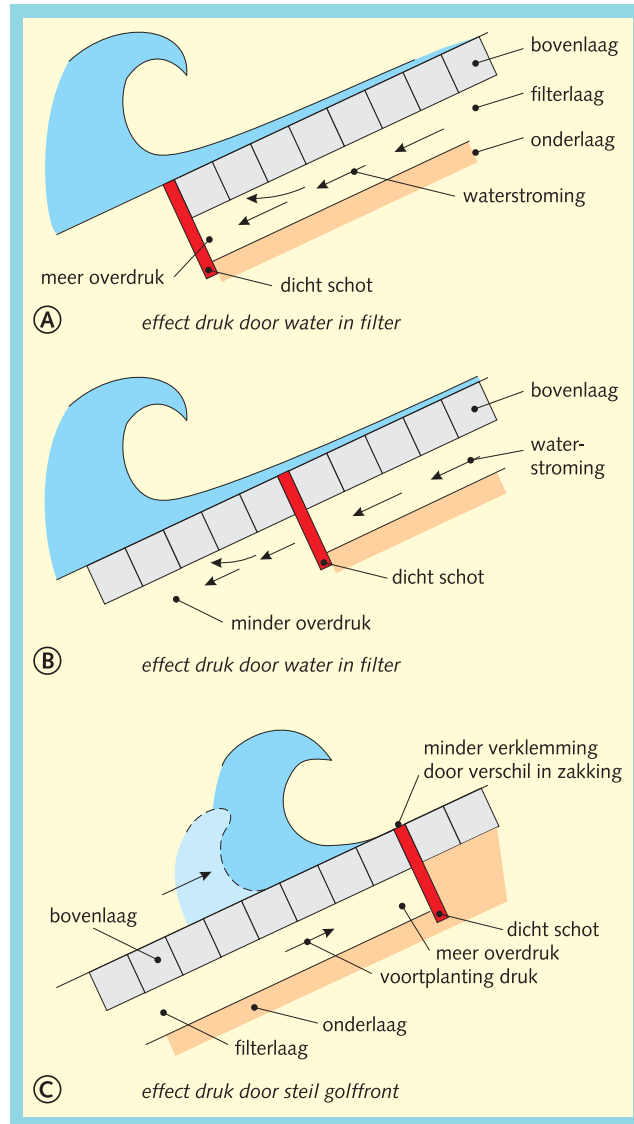
Bij een overgangsconstructie met een naad, die doorloopt tot in de filterlaag en/of de ondergrond (zie figuur B6.10.2), kan concentratie van waterstroming en een lokaal groter verhang ontstaan. Daardoor neemt de kans op erosie van de filterlaag en ondergrond toe. In een situatie, als hiervoor geschetst in figuur B6.10.1 (C), speelt dit nog meer omdat de klemwerking juist beneden een betonband vaak minder is. Hierdoor zijn de naden vaak wijder en kan onderliggend materiaal daardoor gemakkelijker eroderen. Bovendien kan door de grotere wijde van de naden meer water naar het filter of de onderlagen stromen, hetgeen tot nog meer erosie kan leiden. Hierdoor zal de bekleding plaatselijk gaan verzakken en vormt daarmee de inleiding tot schade.

Het erosiemechanisme kan zich ook voordoen langs palen die door een filter/onderlaag en bekleding steken.

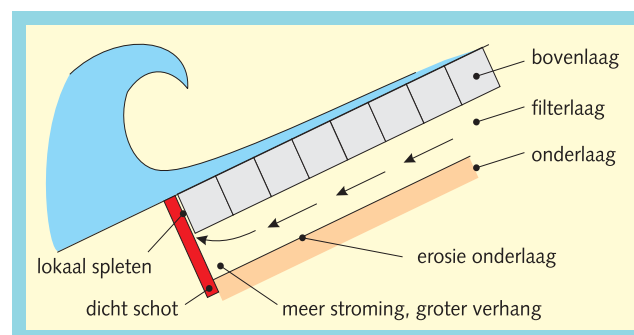
Niet alleen overgangen in de bekleding maar ook die in de onderlagen kunnen de inleiding tot schade zijn. Bij een constructie zoals aangegeven in figuur B6.10.3 kan bijvoorbeeld bij het niet voldoen aan de filterregels, migratie optreden van klei en zand in de filterlaag.

Overigens leidt, door de vaak voorkomende wisselende gradering van granulair materiaal als filter het aansluiten van klei en fijne zanden op dit filter bijna altijd tot migratie van klei en fijne zanden; meestal is dan ook een geotextiel toegepast.

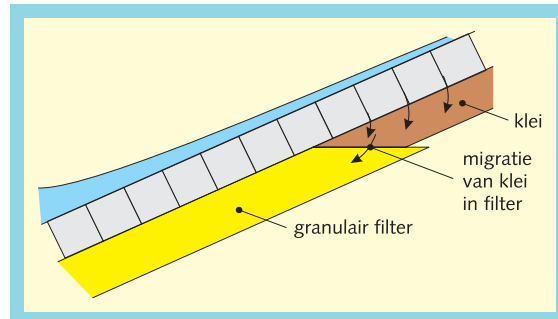
Interne migratie in filters en onderlagen kan ook plaatsvinden als materialen zijn toegepast met een brede gradering. De fijne fractie verdwijnt dan in de grove fractie, waardoor de bekleding eveneens wordt ondermijnd.



Figuur B6.10.1 Uitlichten steen door golfbeweging



Figuur B6.10.2 Erosie filterlaag en ondergrond

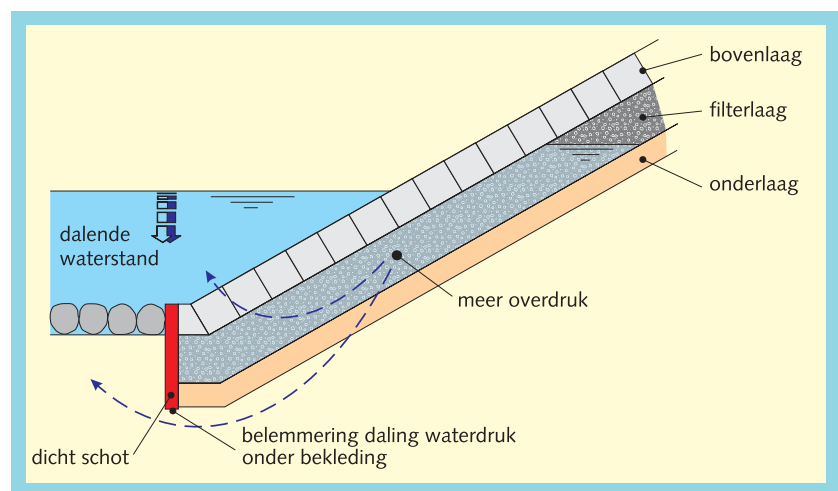


Figuur B6.10.3 Migratie van klei in filter

- Type (2)

Bij een te lichte teenconstructie bestaat het gevaar dat deze wordt weggedrukt, waardoor de bekleding gaat zakken en brede naden ontstaan tussen de bekledingselementen. Hierdoor vermindert de klemwerking tussen de elementen onderling.

In bekledingen van asfaltbeton kunnen als gevolg van een verplaatsing van de teenconstructie scheuren en zelfs naden ontstaan, waardoor onderliggend materiaal (veelal zand) kan eroderen en de bekleding gaat verzakken. Er moet overigens op worden gerekend dat palen, schotten of damwanden voor teenconstructies tijdens de uitvoering altijd iets voorover komen. Er kan pas na enige vervorming sprake zijn van het opnemen van krachten. Schotten, damwanden en betonbanden vormen overigens ook tot in de onderlagen en basis doorlopende naden en blokkeren bovendien het wegvloeien van waterdrukken (zie figuur B6.10.4).



Figuur B6.10.4 Invloed teenschot op overdruk

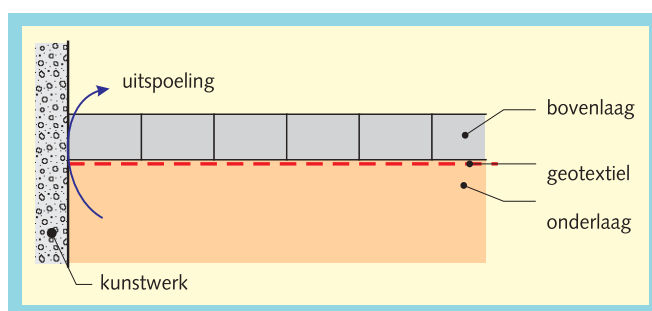
Bij de overgang van een teenconstructie naar een vooroever kan schade ontstaan als gevolg van erosie door golfaanval of stroming langs de teen van de dijk. Bij hoog gelegen beweidbare voorlanden kan de erosieschade worden ingeleid door vertrappingen langs de teen door het beweidsingsvee.

Bij teenconstructies, bestaande uit een rij perkoenpalen, kan schade aan de taludbekleding ontstaan door het verdwijnen van filter/onderlaagmateriaal van de bekleding tussen de palen door.

- *Type (3)*

De aansluiting van een taludbekleding aan kunstwerken of onderdelen ervan vormt een verticale kerf in de taludbekleding.

Zonder speciale maatregelen ontstaat dan ook altijd een doorlopende naad langs deze kunstwerken, waarlangs materiaal uit de ondergrond kan wegspoelen (zie figuur B6.10.5).



Figuur B6.10.5 Aansluiting aan kunstwerk

Bij aansluitingen op kunstwerken moet worden voorkomen dat deze een aangrijpingspunt kunnen bieden aan golven en stroom.

Voorbeelden van overgangs- en teenconstructies en de wijze van ontwerpen zijn behandeld in het Handboek voor dimensionering van gezette taludbekledingen [34] en in het rapport Overgangsconstructies in dijkbekledingen [38].

Â *Eisen*

Bij het ontwerpen zijn de volgende eisen en aandachtspunten van belang:

- De overgangsconstructie moet minimaal even sterk zijn als de aansluitende bekledingen en even goed in staat zijn het onderliggende dijklichaam te beschermen.
- De waterdoorlatendheid van de toplaag van de overgangsconstructie moet minstens zo groot zijn als de meest doorlatende van de aansluitende toplagen. Die van het filter moet maximaal zo groot zijn als de minst doorlatende.
- Als er sprake is van verschillende onderlagen moet aandacht worden besteed aan mogelijk materiaaltransport van de ene laag naar de andere of vanuit de onderlagen in de filterlagen.
- Bij overgangsconstructies mag er geen materiaal van filter of onderlagen door de bekleding uitspoelen. Dit probleem kan ontstaan als doorgaande naden (bijvoorbeeld langs palen of banden) tot in filter of onderlagen doorlopen.
- Bij een overgang in zowel bekleding als onderlaag heeft het voordelen dat de overgangen verspringend zijn uitgevoerd (geen doorgaande naad loodrecht op het talud).

-
- De overgangsconstructie moet even flexibel zijn als de aansluitende bekledingen, zodat die de lokale zettingen eenvoudig kan volgen zonder dat holten ontstaan.
 - De duurzaamheid van de overgang moet minstens zo groot zijn als van de aansluitende bekledingen.
 - Gezien de ervaring dat overgangsconstructies vaak de oorzaak zijn van initiële schade, kan als additionele eis worden genoemd dat de constructie voldoende reststerkte moet hebben als er een beschadiging is opgetreden.
 - Teenconstructies moeten voldoende sterk zijn om het afschuiven van de bekleding te beletten. De afschuifkracht kan men ook laten opnemen door een aansluitende bestorting of bekleding in plaats van constructies bestaande uit palen met schotten of betonbanden, gesloten paalrijen of damwanden.
 - Teenconstructies moeten de taludbekleding beschermen bij afname van voorland, vooroever of strand.
 - In voorkomende gevallen moet het toestromend water uit het dijklichaam kunnen worden afgevoerd.
 - Tussen MHW en $MHW - 2 \cdot H_s$ mogen bij voorkeur geen overgangsconstructies voorkomen; als de bekleding aansluit op een grastalud moet deze minstens tot $MHW + 0,5 \cdot H_s$ (met een minimum van 0,5 m) zijn opgetrokken.
 - Het ontwerp moet zodanig zijn dat ontgravingsgleuven die nodig zijn voor de aanleg, na aanvulling voldoende zijn te verdichten. Dit verdichten is vaak erg lastig omdat bij machinale verdichting het risico bestaat dat de onderliggende bekleding wordt weggedrukt.
 - Te brede en/of te diepe ontgravingen moeten vermeden worden. Dit leidt tot de eis dat een nauwkeurige maatvoering bij de uitvoering van groot belang is.
 - Te penetreren spleten/naden moeten niet te smal zijn (minstens ca. 2 cm) om een goede vulling te kunnen realiseren.
 - Bij asfaltpenetraties moeten alle constructie-onderdelen hittebestendig zijn. De meeste geotextielen zijn dat bijvoorbeeld niet.
 - Bij voorkeur een teenconstructie op een zodanige plaats aanbrengen dat uitvoering in den droge mogelijk is.
 - Penetraties met asfalt- en cementmortel langs de overgangsconstructies moeten zo snel mogelijk na aanleg (of het herzetten) worden aangebracht om te voorkomen, dat de spleten/naden worden gevuld met slib, zand, steentjes e.d.
 - Voor een goede uitvoering is het belangrijk aandacht te besteden aan de bouwvolgorde, waardoor tijdelijk ongunstige belastingsituaties worden voorkomen. Bijvoorbeeld de taludbekleding aansluitend aan de teenconstructie moet pas worden aangebracht als de teenconstructie voldoende steun heeft.
 - Vanwege de hydraulische belastingen is het aan te bevelen om op de plaatsen waar dat mogelijk is de overgang van glooiing naar overgangsconstructie geleidelijk te laten verlopen. Dit geldt onder meer voor de aansluiting op de teenconstructie en de overgang van het talud naar een eventuele tussenberm.
 - Het ontwerp van de overgangsconstructie wordt sterk bepaald door de

aanliggende constructies. Zo zal de ene bekledingsconstructie grotere eisen stellen aan de maatvastheid (een strakke lijn) dan de andere constructie.

- Er moet voor worden gewaakt dat een overgangsconstructie niet te 'gekunsteld' wordt. Door bijvoorbeeld de onderlaag van de aansluitende bekledingen uit te voeren met hetzelfde materiaal en deze laag ter plaatse van de overgangsconstructie niet te onderbreken door schotten, damwanden of min of meer dichte gesloten paalrijen kan overdruk worden voorkomen.

Â *Berekeningsmethoden overgangsconstructies.*

Over het algemeen kan de stabiliteit van overgangsconstructies moeilijk theoretisch worden vastgesteld. Slechts voor de dichte horizontale overgangsconstructies kan beperkt worden gebruik gemaakt van twee geautomatiseerde gereedschappen: ANAMOS [P1] en STEENZET/+[P2]. Daarom berust het ontwerp veelal op praktische kennis en inzicht.

Voor het berekenen van de belasting van een overgangsconstructie is een aantal analytische methoden bekend. Daarbij gaat het altijd om een horizontale overgangsconstructie met een ondoorlatend filter. Door de vele mogelijke combinaties van overgangsconstructies en golfrandvoorwaarden zijn echter numerieke methoden meer geschikt. In principe is de belasting op elk type overgangsconstructie met een numerieke methode te berekenen. De praktijk is echter vaak lastiger, omdat deze berekeningen alleen mogelijk zijn als golfaanval, doorlatendheden aan beide kanten van de overgang, doorlatendheid van de overgang en de dikte van verschillende materialen bekend zijn.

De stand van zaken ten aanzien van de mogelijkheden voor een analytisch/empirische benadering staat in het rapport Overgangsconstructies in dijkbekledingen [38].

B7 AANSLUITINGSCONSTRUCTIES

B7.1 Algemeen

Â Onder een aansluitingsconstructie wordt het gehele dwars- en lengte-profiel van een dijk verstaan, in zijn afwijkende vorm, bij de aansluiting met kunstwerken, duinen en hoge gronden. Een dergelijke aansluiting is te beschouwen als een grootschalige overgangsconstructie, die een soepele overgang van een dijkprofiel naar duin, hoge gronden of kunstwerk mogelijk moet maken.

Door de afwijkende vorm van de aansluiting kunnen, o.a. door turbulentie, lokaal grotere hydraulische belastingen optreden, waardoor ook de morfologische effecten groter zijn dan normaal en ter plaatse van de overgang van een dijk naar een duin een versnelde afslag kan plaatsvinden.

Algemene informatie over aansluitingsconstructies staat in hoofdstuk 5.5.

In de volgende paragrafen wordt het ontwerp behandeld van aansluitingen van dijk op duin (B7.2) en van dijk op hoge gronden (B7.3).

B7.2 Aansluiting dijk op duin

De hierna gegeven methode moet worden beschouwd als een eerste benadering voor een schetsontwerp van de aansluiting van een dijk op een duin. Het verdient aanbeveling het definitieve ontwerp in overleg met een specialist op het gebied van morfologie te maken.

Achtereenvolgens komen aan de orde:

- hoe zou een aansluiting er uit kunnen zien;
- welk effect heeft een aansluiting op het morfologisch gedrag;
- een eenvoudige berekening als voorbeeld;
- uitbreiding naar andere typen.

(a) hoe zou een aansluiting er uit kunnen zien

In figuur B7.2.1 is schematisch aangegeven hoe een aansluiting van een duin op een dijk er uit zou kunnen zien (er zijn dus meer mogelijkheden, zie ad. (d)). De 'harde' dijk wordt landwaarts afgebogen in de duin tot achter de afslaglijn.

In figuur B7.2.2 is hiervan een voorbeeld getoond, in de buurt van Cadzand (Tienhonderdpolder), zoals dat gerealiseerd is na een duinverzwaring in 1990. Aan de dijk is een zogenaamd versterf gemaakt, waarbij het hart van de dijkconstructie tot ongeveer 35 m landwaarts is verplaatst, achter de afslagzone van het aansluitende duin.

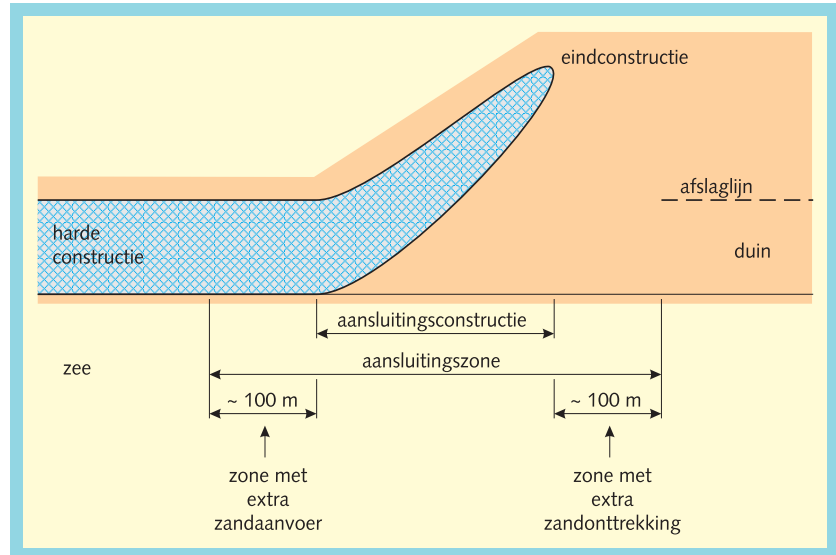
(b) welk effect heeft een aansluiting op het morfologisch gedrag

Bij het ontwerp van een aansluitingsconstructie moet het te verwachten gedrag van de zandbeweging onder normale (jaarlijkse variaties) en extreme (ontwerpcondities conform de normstelling in de Wet op de waterkering) omstandigheden worden beschouwd. De 'harde' elementen zullen verstorend werken op de balans van dwarstransport (loodrecht op de kust) en langstransport (langs de kust) van het zand.

De mate van hardheid van de waterkering c.q. aansluitingsconstructie *Figuur*

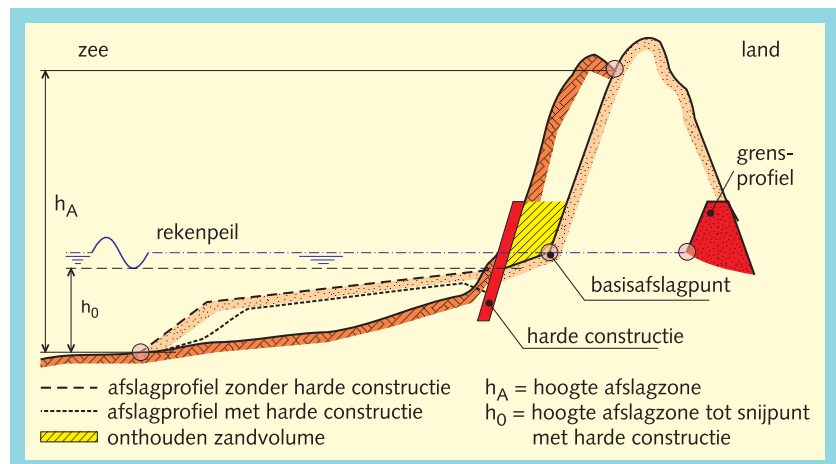


Figuur B7.2.2 Aansluiting dijk op duin Tienhonderdpolder tijdens uitvoering



B7.2.1 Schema aansluiting dijk op duin, met begrippen

komt tot uitdrukking in de mate waarin de ongestoorde vervorming van het dwarsprofiel wordt belemmerd door de aanwezigheid van het hardere element. Deze beïnvloeding is maximaal bij een dijkachtige constructie; bij een lage duinvoetverdediging of een verborgen kering is deze beïnvloeding geringer. In lengterichting is dus sprake van een discontinuïteit in het profiel. In figuur B7.2.3 wordt de werking van een harde constructie in het afslagprofiel geïllustreerd. Door een harde constructie wordt ten opzichte van het onverdedigde duin aan de zandbalans een volume zand onthouden en



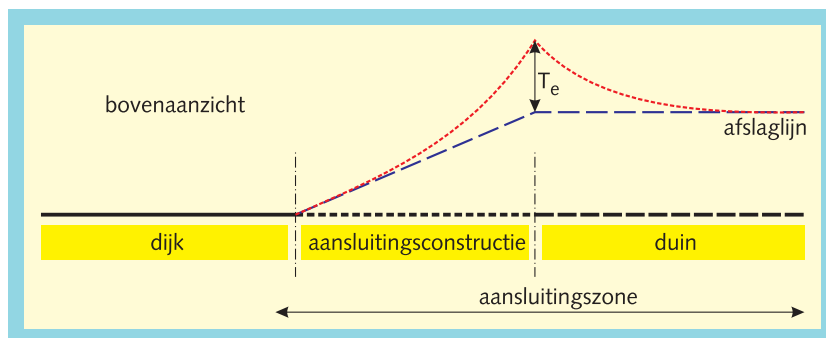
Figuur B7.2.3 Onthouden zandvolume bij een harde constructie (duinvoetverdediging)

ontstaat tevens een ontgrondingskuil. De natuur compenseert dit met zijdelingse uitwisseling van zand door in hetzelfde profiel en/of ernaast extra materiaal af te laten slaan, waarmee het 'grens-profiel' van de duinkering dus eerder in gevaar komt. Dit grens-profiel mag onder ontwerpcondities

niet worden aangetast; de wijze van bepalen van de afslag van een duinwaterkering en het grensprofiel staat in de Leidraad Zandige Kust [8]. Bij de vaststelling van het onthouden volume is natuurlijk ook de stabiliteit van de belemmerende constructie van belang. Dit geldt zowel voor de interne stabiliteit (afbrokkeling e.d.) als voor de globale stabiliteit (omvallen, ondergraving).

Bij een aansluitingsconstructie is dus in principe altijd sprake van een in langsrichting variërende ingreep in het dwarstransportproces. Vanaf de duinzijde richting harde constructie zal in langsrichting in toenemende mate sprake zijn van een onthouding van afslagzand.

Bij het onverdedigd duin vormt zich tijdens de maatgevende storm een afslagprofiel, waarbij de vooroever wordt opgehoogd met afgeslagen duinzand. Indien in een naastliggende doorsnede als gevolg van het harde element, de vooroever niet of niet volledig wordt aangevuld tot een vergelijkbaar niveau, zal zand zich verplaatsen van het onverdedigd duin (zandaanbod) naar het verdedigde deel (zandvraag) zodat de vooroever voor de harde constructie (deels) wordt aangevuld. Deze uitwisseling zal lokaal leiden tot een extra teruggang (met een maximum van T_e) in de doorsneden die het zand aanbieden (zie figuur B7.2.4). Deze teruggang moet in het dwarsprofiel kunnen worden opgevangen.

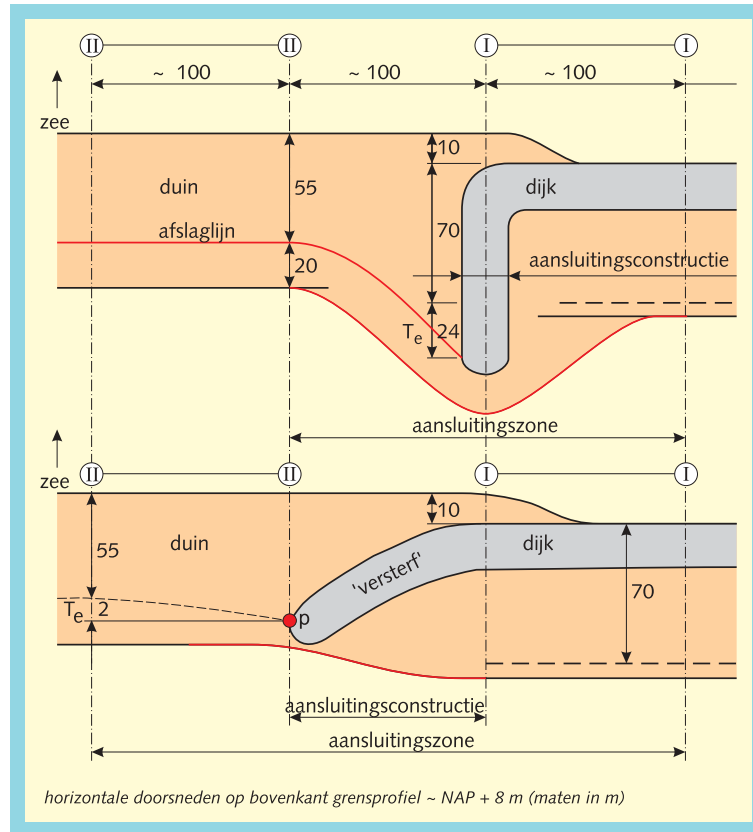


Figuur B7.2.4 Extra afslag tengevolge van zijdelingse herverdeling

De zone waarover deze processen van zandvraag en -aanbod zich afspelen wordt de aansluitingszone genoemd. Deze wordt begrensd door doorsneden die niet wezenlijk meer worden beïnvloed door een discontinuïteit in de lengterichting, dus een zuiver dijkprofiel, een zuiver verdedigd duinprofiel of een zuiver onverdedigd duinprofiel. Deze doorsneden zijn over het algemeen te vinden vanaf orde 100 m aan weerszijde van de aansluiting (zie figuur B7.2.1).

(c) een eenvoudige voorbeeldberekening

Als voorbeeld dient een soortgelijke aansluiting als is getoond in figuur B7.2.2. In figuur B7.2.5 zijn twee mogelijke oplossingen gegeven. Bij oplossing (A) is sprake van een abrupte aansluiting, bij oplossing (B) van een geleidelijke overgang. Bij de geleidelijke overgang is er sprake van een zogenaamd versterf, waarbij het hart van de dijkconstructie in de aansluitingszone gaande in de richting van het constructie-einde geleidelijk land-



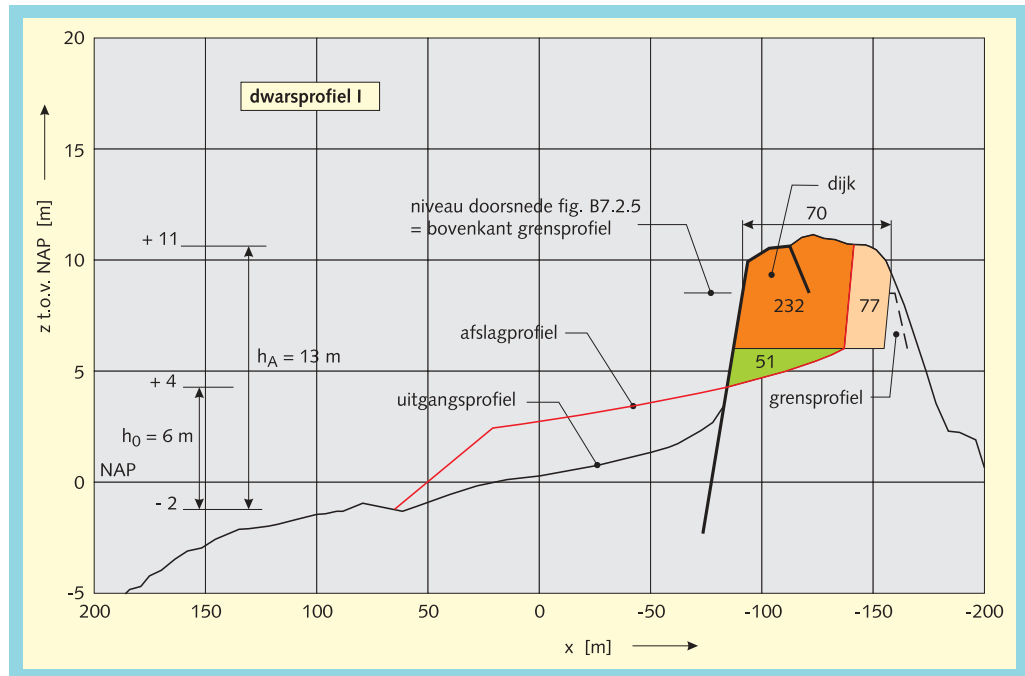
Figuur B7.2.5 Oplossingsvarianten voorbeeld aansluitingsconstructie.

waarts wordt verplaatst. De voor het ontwerp van deze aansluitingsconstructie te gebruiken karakteristieke dwarsprofielen zijn profiel (I) voor de dijk en profiel (II) voor het duin.

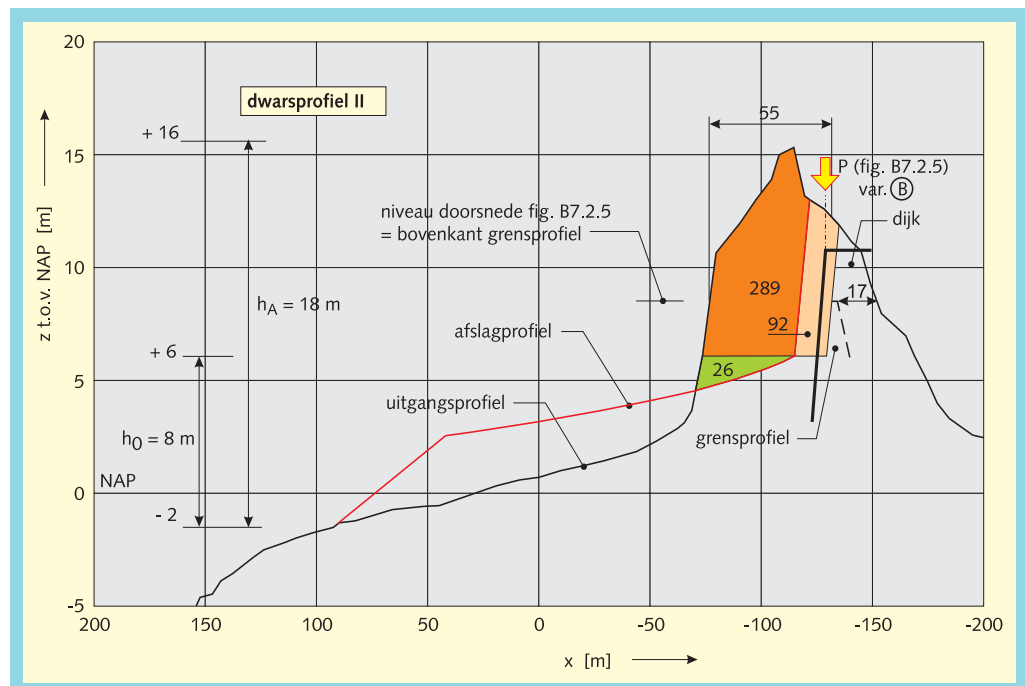
Ten aanzien van het aanwezige bodemmateriaal is uitgegaan van $D = 202 \mu\text{m}$ als rekenwaarde. Voor de hydraulische condities geldt een rekenpeil van $h = \text{NAP} + 6,05 \text{ m}$, een significante golfhoogte van $H_s = 4,8 \text{ m}$ bij $T_p = 8 \text{ s}$. Er is geen sprake van een gradiënt in het langtransport.

Bij het (voorlopige) ontwerp wordt gebruik gemaakt van standaard-afslagberekeningen, zoals die zijn voorgeschreven in de Leidraad Zandige Kust [8]. De resultaten voor het met een dijkconstructie verdedigde duin (profiel (I)) zijn gegeven in figuur B7.2.6a. De grote afslag ($232 \text{ m}^3/\text{m}$ boven rekenpeil en $77 \text{ m}^3/\text{m}$ toeslag) laat zien dat deze doorsnede als duin slechts marginaal veilig zou zijn. Het fungerende grensprofiel bevindt zich slechts op 2 m van de achterzijde van het duin. Omdat er sprake is van een dijk, en dus van een volledig verdedigd duin, kan geen afslag plaatsvinden, wat betekent dat er sprake is van een maximale totale afslagonthouding A_{ont} van $(232 + 77 + 51 =) 360 \text{ m}^3/\text{m}$ (dit als som van de afslag boven en onder rekenpeil en de toeslag).

Voor variant (A) betekent dit een extra teruggang T_e , die te berekenen is met:



Figuur B7.2.6a Afslag dwarsprofiel I



Figuur B7.2.6b Afslag dwarsprofiel II

$$T_e = A_{ont} * [(h_A h_0)^{0.5} + h_0]^{-1} \text{ m}$$

waarin:

h_A = hoogte van de afslagzone in [m] en

h_0 = hoogte van de afslagzone tot het snijpunt met de
harde constructie [m]

(zie de figuren B7.2.3, B7.2.5 en B7.2.6; de formule en de berekeningen komen uit Toetsing aansluitingsconstructies [46]).

Dit levert $T_e = 360 * [(13 * 6)^{0.5} + 6]^{-1} = 24 \text{ m}$. Deze afstand moet naast de abrupte beëindiging via de (haaks omgebogen) dijk kunnen worden opgevangen, wat een forse ingreep betekent.

Bij variant (B) is sprake van een 'versterf'. A_{ont} verloopt van de $360 \text{ m}^3/\text{m}$ in dwarsprofiel I naar ongeveer $25 \text{ m}^3/\text{m}$ in dwarsprofiel II.

Dit levert direct naast dwarsprofiel II $T_e = 25 * [(18 * 8)^{0.5} + 8]^{-1} = 2 \text{ m}$. Een beëindiging van het versterf iets achter het grensprofiel is dus voldoende.

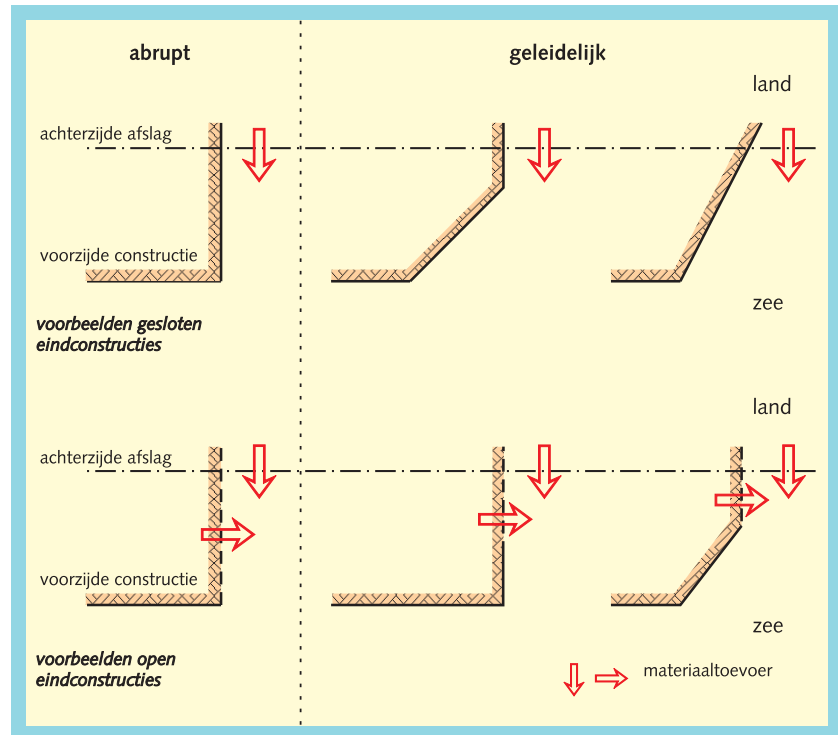
(d) uitbreiding naar andere typen

De aansluitingen kunnen worden uitgevoerd met een open of met een gesloten beëindiging. Bij een gesloten beëindiging reikt de constructie tot achter de afslagzone van het duin. Bij een open beëindiging zal de constructie bij de maatgevende afslag worden achterspoeld. Daarnaast kan er sprake zijn van een abrupte beëindiging of een geleidelijke overgang, bijvoorbeeld in de vorm van een versterf in de hoogte van de constructie (zie Hoofdstuk 5.5, figuur 5.5.1 en figuur B7.2.7).

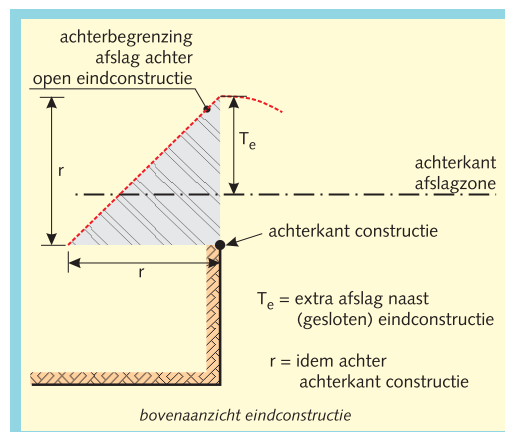
In het geval van een open eindconstructie zal (extra) afslag naast de constructie aanleiding kunnen geven tot verlies van materiaal van achter de eindconstructie. In principe zal deze uitwisseling van materiaal resulteren in een verminderde extra achteruitgang (T_e) naast de constructie. Als veilige benadering kan daarom de maximale optredende achteruitgang naast de constructie (dus zonder toelevering van materiaal) als bovengrens worden aangehouden. Bepalend voor de grootte van de toelevering van materiaal is de horizontale afstand tussen het over een afstand T_e verschoven afslagpunt en de achterkant van de eindconstructie. Deze maat is in figuur B7.2.8 aangegeven met (r). Voor de lengte van deze achtergraving (in langsrichting) kan dezelfde r -waarde worden aangehouden, waarbij de extra achteruitgang over deze zone lineair wordt afgebouwd.

De teen van de aansluitconstructie moet dieper worden gelegd dan die van de te verwachten ontgrondingskuil. Indien dit om praktische redenen of anderszins niet mogelijk is dan kan een gedeelte worden uitgevoerd als horizontale, flexibele asfaltslab.

Bij gedeelten van een aansluitingsconstructie, die bestaan uit een duinvoetverdediging moet ook rekening worden gehouden met een (geringe) ontgrondingskuil achter de bovenrand van de duinvoetverdediging. Deze bovenrand zal versterking behoeven. Dit kan door bijvoorbeeld de bekleding over een lengte tot beneden de te verwachten ontgrondingskuil naar beneden om te 'buigen'. Andere mogelijkheden zijn een horizontale flexibele strook van bitumineuze materialen of een geotextiel geballast met breuksteen.



Figuur B7.2.7 Varianten open en gesloten eindconstructies.



Figuur B7.2.8 Extra afslag bij een open eindconstructie

B7.3 Aansluiting dijk op hoge gronden

Â Hoge gronden, anders dan duinen, waarop zeedijken aansluiten komen in Nederland niet voor. Langs het IJsselmeer vindt men voormalige zeedijken, thans meerdijken, die aansluiten op hoge gronden. In Friesland worden deze hoge gronden 'kliffen' genoemd.

In principe gelden voor de aansluiting van een dijk op hoge gronden dezelfde regels als voor de overgang van een dijk naar een duin. Een verschil hierbij kan de samenstelling van de hoge gronden zijn, vaak bestaand uit goed erosiebestendig materiaal.

Hoge gronden als hier bedoeld zijn in het algemeen particulier eigendom. Om eventuele schade bij de aansluiting van de dijk op de hoge gronden te kunnen herstellen moet de keurgrens voldoende ruim worden gevestigd.

BIJLAGE I

BEGRIPPEN

AANLEGHOOGTE

Hoogte van de (onderdelen van de) dijk, onmiddellijk na het gereedkomen (de oplevering) hiervan.

AFSCHUIVING

Het verplaatsen van een deel van een grondlichaam door overschrijding van het evenwichtsdraagvermogen.

BEDDINGSCONSTANTE

Een evenredigheidscoëfficiënt tussen de door de grondslag geleverde tegendruk en de zakking van een oppervlak onder een verticale belasting (een veerconstante die de stijfheid van de ondergrond uitdrukt).

BEHEER

Het geheel van activiteiten dat noodzakelijk is om te waarborgen dat de functies van de waterkering blijven voldoen aan de daarvoor vastgestelde, eventueel tijdsafhankelijke eisen en normen.

BEHEERDER

In deze leidraad: De overheid waarbij de waterkering in beheer is.

BEHEERREGISTER of TECHNISCH BEHEERREGISTER

Documentatie, waarin de voor het behoud van het waterkerend vermogen kenmerkende gegevens van de constructie en de feitelijke toestand van de primaire waterkering nader zijn omschreven.

BEOORDELINGSPROFIEL

Een denkbeeldig minimum profiel van gedefinieerde afmetingen dat binnen het werkelijk aanwezige profiel moet passen. Dit profiel mag in het algemeen niet door niet-waterkerende objecten worden doorsneden en moet de garantie bieden dat schade aan de waterkering, ten gevolge van aanwezigheid van het object, niet onmiddellijk tot falen van de waterkering leidt.

BESCHERMINGSZONE

In de keur aangegeven zone ter weerszijden van de (juridische) waterkering.

BEZWIJKEN

Het optreden van ontoelaatbaar grote vervormingen van een constructie, zodanig dat de samenhang van de constructie verloren gaat.

BUI-OSCILLATIES

Onregelmatige schommelingen van de waterspiegel met wisselende periode, die vooral bij zware storm optreden.

BUISTOOT

Afzonderlijk optredende vrij kort durende waterspiegelverheffing ten gevolge van een zware bui.

BUITENWATER

Het oppervlaktewater waarvan de waterstand direct invloed ondergaat bij hoge stormvloed, bij hoog opperwater van een van de grote rivieren, bij hoog water van het IJsselmeer of bij een combinatie daarvan.

COHESIE

Wederzijdse aantrekking tussen de fijne gronddeeltjes van sommige grondsoorten, waardoor deze bij elkaar worden gehouden tot een vaste massa zonder externe krachten.

CONSOLIDATIE

Het uitpersen van water uit de poriën van het korrelskelet van slecht doorlatende samendrukbare grond onder invloed van belastingverhoging ten gevolge waarvan een volumeverkleining zal optreden.

CONSOLIDATIECOEFFICIENT

Een bij benadering constante grootte, die bepalend is voor het verloop van het consolidatieproces; de grootte ervan wordt bepaald door doorlatendheid en samendrukbaarheid van de grond en het volumegewicht van het water.

DIJKRINGGEBIED

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

Dit keringstelsel bestaat uit primaire keringen en hoge gronden.

DIJKTAFELHOOGTE

De minimaal vereiste kruinhoogte.

FALEN

Het niet (meer) voldoen aan vastgestelde functionele criteria.

GRENSPROFIEL

Het profiel, dat na duinafslag tijdens ontwerpomstandigheden nog minimaal als waterkering aanwezig dient te zijn.

HOGE GRONDEN

Deze zijn op de dijkkringgebiedenkaart aangegeven als de NAP + 1 m lijn bij bedreiging vanaf het IJsselmeer, de NAP + 2 m lijn bij bedreiging vanaf zee of, indien hoger langs de rivieren, als de hoogtelijn overeenkomend met de maatgevende hoogwaterstand (MHW).

HOOGWATERSTIJGING

Relatieve stijging van de gemiddelde hoogwaterstand (inclusief de NAP-daling).

HYDRODYNAMISCHE PERIODE

De tijd, die nodig is om, vanaf het aanbrengen van een belasting, de wateroverspanning te laten afnemen tot deze (vrijwel) geheel is verdwenen.

INUNDATIE

Het via een waterkering binnendringen van water in een dijkkring in een zodanige hoeveelheid dat het gebied de functie(s) waarvoor het is ingericht niet meer kan vervullen.

INUNDATIENORM

De wettelijke veiligheidsnorm aangegeven als de gemiddelde kans (per jaar) op een overstroming door het bezwijken van een primaire waterkering.

INVLOEDSZONE

De tot de waterkering behorende gronden, die daadwerkelijk bijdragen aan het waarborgen van de stabiliteit, zowel aan de binnen- als aan de buitenzijde van de waterkering.

KEUR

Verordening met strafbepaling van een waterschap.

KEURGEBIED

Gebied waarop de keur van toepassing is.

KRITIEKE DICHTHEID

De grenswaarde van de dichtheid van zand tussen losse en vaste pakking.

KWEL

Het uittreden van grondwater onder invloed van grotere stijghoogte buiten het beschouwde gebied.

LEGGER

Documentatie, waarin is omschreven waaraan de primaire waterkering moet voldoen naar richting, vorm, afmeting en constructie, en waarin de juridische (keur)begrenzingsen worden weergegeven.

LUTUM

Korrelfractie bestaande uit minerale deeltjes kleiner dan 0,002 mm.

MAATGEVENDE HOOGWATERSTAND (MHW xxxx, waarin xxxx is het jaar van vaststelling)

Ontwerppeil/maatgevende hoogwaterstand, behorende bij de in de Wet op de waterkering gegeven gebiedsfrequentie; deze waterstand is opgenomen in het randvoorwaardenboek.

MEERDIJK

Een primaire waterkering, gelegen langs in het algemeen grote wateren, anders dan rivieren, zonder getijdewerking.

NAP-DALING

De daling van het NAP-vlak als gevolg van onderlinge bewegingen in de aardkorst. Wegens het ontbreken van een meetbaar referentiepunt (middelpunt van de aarde) is deze daling niet te kwantificeren en kan alleen in combinatie met de zeespiegelstijging worden gekwantificeerd.

NORMAAL ONDERHOUD

De beheerder zorgt door het tijdig uitvoeren van vast en variabel onderhoud, dat het kwaliteitsniveau van de onderdelen van de kering boven het vastgestelde minimum blijft.

ONTWERPPEIL

Soms gebruikt als synoniem voor MHW (minder eenduidige term; aanbevolen wordt uitsluitend MHW te gebruiken).

OVERBELASTING

Overbelasting treedt op als het geldende overslagcriterium wordt overschreden.

OVERHOOGTE

De extra aan te brengen hoeveelheid grond, met als doel om na zetting van de ondergrond en de klink van het dijklichaam het gewenste profiel te bereiken.

OVERSTROMING

Inundatie.

OVERZICHTSKAART

Documentatie, waarop de ligging van de primaire waterkering staat aangegeven.

PLASTICITEITSINDEX

Versil in vochtgehalte van cohesieve grond tussen de vloeigrens (overgang van vloeibare in plastische toestand) en de uitrolgrens (overgang van plastische in halfvaste toestand).

PORIENGEHALTE

Het percentage van het volume van de grond, dat door poriën wordt ingenomen.

PRIMAIRE WATERKERING

Een waterkering, die beveiliging biedt tegen overstroming doordat deze ofwel behoort tot het stelsel dat een dijkkringgebied - al dan niet met hoge gronden - omsluit, ofwel vóór een dijkkringgebied is gelegen.

PROFIEL VAN VRIJE RUIMTE

Vrij te houden ruimte voor het blijvend kunnen realiseren van de waterkerende functie van een kering.

SCHEIDINGSDIJK

Primaire waterkering, die niet bestemd is tot directe kering van het buitenwater en niet langs oppervlaktewater is gelegen, maar deel uitmaakt van een dijkkringgebied als gemeenschappelijke scheiding tussen twee aangrenzende dijkkringgebieden.

SEICHE

Resonantieverschijnsel in bekkens (o.a. havens) ten gevolge van laag frequente variaties van de buitenwaterstand. Verschijnsel wordt ook wel havenslingering genoemd.

VERWEKING

Verlies aan samenhang van het korrelskelet als gevolg van toename van de waterspanning (in de poriën).

WAAKHOOGTE

De actuele hoogte van een kruin van een waterkering boven een optredende waterstand of het ontwerppeil.

WATERKERINGEN

Kunstmatige hoogten en die (gedeelten van) natuurlijke hoogten of hooggelegen gronden, met inbegrip van daarin of daaraan aangebrachte werken, die een waterkerende- of mede een waterkerende functie hebben, en die als zodanig in de legger zijn aangegeven.

WATERSpanNING

De druk in het poriënwater.

WATERSTANDSNORM

De wettelijke veiligheidsnorm aangegeven als gemiddelde overschrijdingskans - per jaar - van de hoogste hoogwaterstand waarop de tot directe kering van het buitenwater bestemde primaire waterkering moet zijn berekend, mede gelet op overige het waterkerend vermogen bepalende factoren.

ZEEDIJK

Een primaire waterkering van de categorie 1, die zout water keert.

ZEESPIEGELSTIJGING

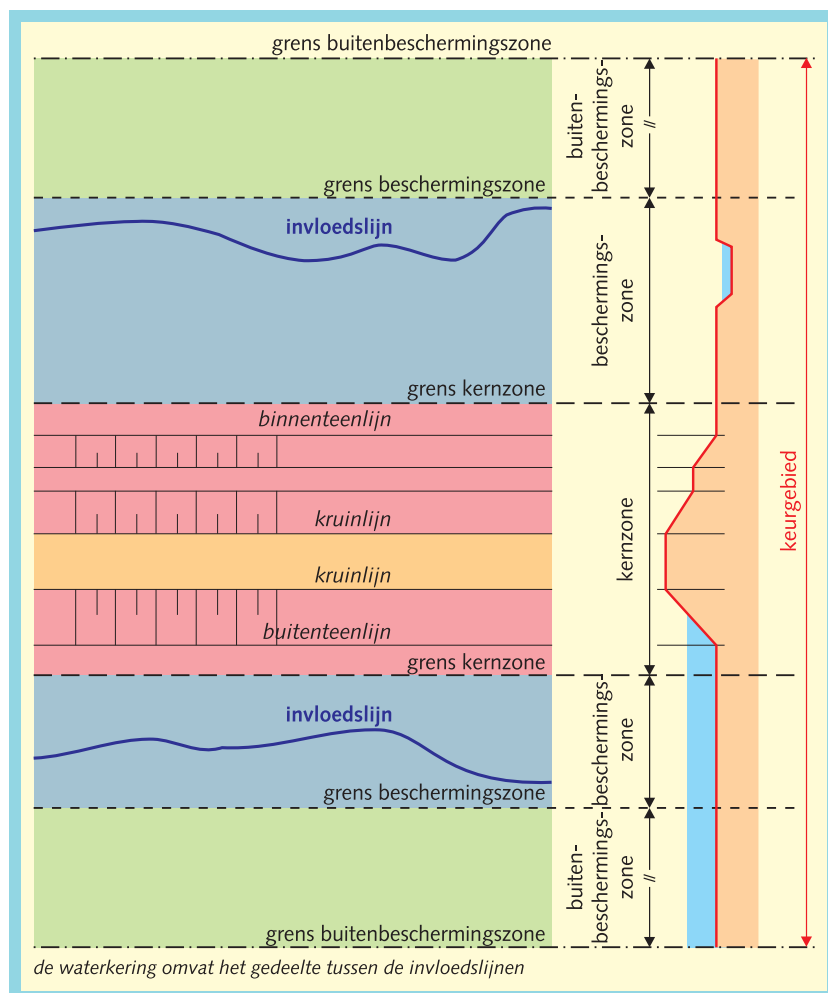
Mondiale stijging van het gemiddeld zeeniveau. De lokale zeespiegelstijging is inbegrepen in de hoogwaterstijging.

ZETTING

Volumeverkleining van grond, hoofdzakelijk ten gevolge van een bovenbelasting, de eigen massa en/of uittreden van water.

ZETTINGSVLOEIING

Een verzadigde zandmassa gedraagt zich als een vloeistof als gevolg van het wegvallen van de korrelspanning.



Figuur 1 Benamingen van karakteristieke punten van het dwarsprofiel van een dijk, zoals gebruikt in de keur

BIJLAGE II

SYMBOLLEN

Symbol	Dimensie	Omschrijving
A_{ont}	m^3/m	Onthouden zandvolume per m
b	m	Dikte filterlaag
b	m	Exponent, gerelateerd aan het interactieproces tussen golven en bekledingstype (ruwheid, porositeit, permeabiliteit enz.)
b	m	Bodembreedte binnendijksloot
B	m	Breedte berm
B	m	Maximale buistoot
B	m	Breedteparameter binnendijksloot
B	div.	Belastingparameter
c	s	De weerstand van een homogene, slecht doorlatende laag tegen een verticale stroming = $d/k(v)$
c	Pa	Cohesie grond
C_E	$m^{-1}s^{-1}$	Graserosiecoëfficiënt
C_p, C_p^{-1}	-	Primaire samendrukkingsconstante
C_s, C_s^{-1}	-	Secundaire samendrukkingsconstante
d	m	Laagdikteparameter
d	m	Referentie-erosiediepte
d	m	Dikte matras/gabion
d_s	m	Stijghoogteparameter
D	m	Dikte watervoerend pakket
D	m	Kenmerkende afmeting bekledingselement
D_r	-	Relatieve dichtheid = $\frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$
D_x	m	Korrel/steendiameter, die door x gewichtsprocenten wordt onderschreden

e	-	Poriëngetal
F	N	Algemene aanduiding voor kracht
g	ms^{-2}	Versnelling zwaartekracht
GGA	m	Gemiddelde getij-amplitude
GHW	m	Gemiddeld hoogwater
GLW	m	Gemiddeld laagwater
GWS	m	Gemiddelde waterstand
h	m	Waterdiepte ter plaatse van de teen van de dijk
h_A	m	Hoogte afslagzone duin
h_c	m	Kruinhoogte boven stilwaterlijn
h_0	m	Hoogte afslagzone duin tot snijpunt met harde constructie
h_{op}	m	Stormopzet
h_q	m	Oploophoogte behorende bij $q = 0,1 \text{ l/m/s}$
OH	m	Aandeel buistoot in de maximale waakhogte
H	m	Golfhoogte
H_s	m	Significante golfhoogte aan de teen van de dijk (wordt door 13,6% van de golven overschreden)
i_{kr}	-	Kritiek verhang
I_p	%	Plasticiteitsindex klei
k	ms^{-1}	Doorlatendheid
kD	m^2s^{-1}	Doorlaatvermogen (transmissiviteit) van een watervoerend pakket
k_h	ms^{-1}	Horizontale doorlatendheid grondlaag
k_v	ms^{-1}	Verticale doorlatendheid grondlaag
L_{op}	m	Diepwatergolfenlengte behorend bij T_p

M_x	kg	Steenmassa waarvoor geldt dat x% van de stenen een grotere massa heeft
MHW_{xxxx}	m	Maatgevend hoog water, vastgesteld in het jaar $xxxx$
MKH	m	Maatgevende kruinhoogte
n	-	Veiligheidsfactor
n	%	Poriëngehalte
n_r	-	Relatieve dichtheid = $\frac{n_{max} - n}{n_{max} - n_{min}}$
O_{90}	m	Karakteristieke maaswijdte geotextiel, gelijk aan de gemiddelde korreldiameter van een denkbeeldige zandfractie, waarvan de zeefrest in en op het geotextiel 90% (gewicht) is
q	$m^3/m/s$	Overslagdebiet per m
q_t	$m^3/m/s$	Toelaatbaar overslagdebiet per m
r	m	Extra afslag achter achterkant constructie
S_{0p}	-	H_s/L_{op}
SP	m	Streefpeil
S	div.	Sterkteparameter
SWL	-	Stilwaterlijn
t_k	uur	Tijdsduur ligging in klapzone
t_{rf}	uur	Reststerkte filterlaag
t_{rk}	uur	Reststerkte kleilaag
t_s	uur	Maatgevende stormduur
t_{sr}	uur	Rekenwaarde belastingduur
T	s	Golfperiode
T	N	Schuifweerstand
T_e	m	Extra teruggang afslaglijn tengevolge van onthouden zandvolume

T_p	s	Golfperiode behorend bij de top van het energie-dichtheidsspectrum
$z_{x\%}$	m	Golfoploophoogte boven SWL, die door x% van de inkomende golven wordt overschreden
z_q	m	Golfoploophoogte behorende bij $q = 0,1$ l/m/s
Z_k	%	Zandgehalte = massapercentage korrels $> 63 \mu\text{m}$
v_r	m/s	Rekensnelheid waterbeweging op talud
W	N	Waterdruk
W_c	m^2/N	Compressibiliteit poriënwater met lucht
$/$	°	Verwekingshoek
$/$	°	Hoek buitentalud met horizontaal
ϵ	°	Hoek binnentalud met horizontaal
ϵ	°	Hoek tussen de golfrichting en de normaal op de kering
S	-	Stabiliteitsfactor
S	-	Reductiefactor golfoploop/-overslag
S_d	-	Veiligheidsfactor verbandhoudend met het gebruikte rekenmodel (gevoeligheidsfactor)
S_m	-	Veiligheidsfactor verbandhoudend met materiaalparameters
S_n	-	Veiligheidsfactor verbandhoudend met schade
ϕ	m	Indringingslengte
ϕ	-	Correctiefactor rekenwaarde golfhoogte
$\uparrow_{\text{gem}}$	Nm^{-2}	Gemiddelde korrelspanning
$\uparrow_h$	Nm^{-2}	Horizontale korrelspanning
$\uparrow_v$	Nm^{-2}	Verticale korrelspanning
O_m	-	Relatieve dichtheid
$\overleftarrow{\leftarrow}$	kg/m^3	Volumieke massa bekledingselementen

$\overleftarrow{w}$	kg/m ³	Volumieke massa water
∇	°	Hoek van inwendige wrijving
∇	-	Relatieve stabiliteitsfactor voor begin van beweging bij $\overleftarrow{p} = 1$
$\exists_u$	-	Relatieve stabiliteitsfactor
$\odot_{vol}$	%	Maximale volumeverkleining
$\overleftarrow{p}$	-	Brekerparameter = $S(op)^{-0.5} \tan \nabla$
$\rightarrow \otimes$	m	Lekfactor voor cyclische waterstand
$\emptyset$	rad/s	Hoekfrequentie sinusvormige hoogwatergolf

1. WET OP DE WATERKERING (Wwk)
(Algemene regels ter verzekering van de beveiliging door waterkeringen tegen overstromingen door het buitenwater en regeling van enkele daarmee verband houdende aangelegenheden)
Staatsblad 1996, 8
SDU, Den Haag, 1996
+
Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde
Dijkringgebieden
Toelichting op de bijlagen I en II bij de Wet op de waterkering
Delft, 1996
2. TAW
Grondslagen voor Waterkeren
Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde, Delft 1998
3. TAW
Leidraad Toetsen op Veiligheid
Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde, Delft 1999
4. TAW
Leidraad Waterkerende kunstwerken en bijzondere constructies (groene versie)
+
Basisrapport (groene versie)
Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde, 1996
5. TAW
Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken; deel 1 - bovenrivierengebied
SDU, Den Haag, 1985
+
Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken; deel 2- benedenrivierengebied
Uitgeverij Waltman, Delft, 1989
6. TAW
Handreiking constructief ontwerpen
Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde, april 1994
7. TAW, VNC, VBW-ASFALT
Leidraad keuzemethodiek dijk- en oeverbekledingen
Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde, Delft 1988
8. TAW
Leidraad Zandige Kust (groene versie)
+
Basisrapport Zandige Kust (groene versie)
Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde, Delft 1995

9. TAW
Technisch Rapport Golfoploop en golfoverslag bij dijken
Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde, Delft 2000
10. TAW
Technisch Rapport Erosiebestendigheid van grasland als dijkbekleding
Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde, Delft 1998
11. TAW
Technisch Rapport Zandmeevoerende wellen
Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde, Delft 1999
12. TAW
Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies
Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde, Delft 2000
13. Ministerie van V&W, Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat
Technische Commissie Randvoorwaarden
Hydraulische randvoorwaarden voor primaire waterkeringen voor de periode 1995-2000.
Dienst Weg- en Waterbouwkunde, Delft, 1996
14. Ministerie van V&W, Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat
Hoofdkantoor van de Waterstaat
Beheersplan voor de Rijkswateren
Programma voor het beheer in de periode 1997 tot en met 2000
SDU, Den Haag, 1998
15. Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde
Afwegingsmethodiek renovatie-alternatieven blokkenbekledingen
Zeeland
Delft, (Concept), 1996
16. Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde
Windmolens langs autosnelwegen en op de waterkeringen Houtribdijk en Afsluitdijk
Nota W-DWW-93-264
Delft, 1993
17. Rijkswaterstaat, Rijksinstituut voor Kust en Zee
Zomerrandvoorwaarden
Nota RIKZ-IT.95.180X
Den Haag, 1998

-
18. Rijkswaterstaat, Rijksinstituut voor Kust en Zee
Natuurvriendelijke waterkeringen langs de Westerschelde
Handreiking voor integraal beheer
Nota RIKZ-95.054, Middelburg, 1995
+
Natuurvriendelijke waterkeringen langs de Oosterschelde
Handreiking voor integraal beheer
Nota RIKZ-95.006, Middelburg, 1995
 19. CUR
Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde
Handboek voor Natuurvriendelijke Oevers
+
Oeverbeschermingsmaterialen
Publikatie 200 t/m 205, Gouda, 1999
 20. CUR
Methode voor de periodieke sterktebeoordeling van dijken
CUR-Rapport 91-3, met bijlagen, Gouda, 1991
 21. CROW
Standaard RAW Bepalingen 1995
Ede, 1995
 22. Waterloopkundig Laboratorium
Golfoverslag en krachten op verticale waterkeringsconstructies
Rapport H2014 in opdracht van Rijkswaterstaat,
Dienst Weg- en Waterbouwkunde
Delft, 1998
+
MAST III / PROVERBS
Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters
MAS3-CT95-0041 Final Report Volume I
Balkema, Rotterdam, 1999
 23. Driemaandelijks bericht van de Deltawerken
Nummer 122, november 1987
 24. Rijkswaterstaat, Rijksinstituut voor Integraal Zoetwaterbeheer en
Afvalwaterbehandeling
Hydraulische randvoorwaarden IJsselmeer en Markermeer
Lelystad, 1999
 25. NEN 6702
TGB 1990; Belastingen en vervormingen
NNI, 1991
 26. Ministeries van V&W en VROM
Bouwstoffenbesluit bodem- en oppervlaktewaterbescherming
(Besluit van 23 november 1995, houdende regels met betrekking tot

- het op of in de bodem brengen van bouwstoffen)
Staatsblad 1995, 567
SDU, Den Haag, 1995
27. TAW
Leidraad bij bodemonderzoek in en nabij waterkeringen
Uitgeverij Waltman, Delft, 1988
28. Deltacommissie
Rapport deel 1, 4 en 6.
SDU, Den Haag, 1960
29. TAW
Technisch rapport Eisen klei voor dijken.
Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde, 1994
30. CUR
Construeren met grond
Grondconstructies op en in sterk samendrukbare en weinig draagkrachtige ondergrond
CUR-publicatie 172, Gouda 1992
31. CUR
Cementbetonnen plaatbekledingen op dijken en oevers
CUR-publicatie 156, Gouda, 1992
32. CUR
Toepassing van alternatieve materialen in de waterbouw
CUR-Rapport 89-1, Gouda, 1989
33. CUR, NGO
Geokunststoffen in de civiele techniek
CUR-uitgave 151, Gouda, 1995
34. TAW, CUR.
Handboek voor dimensionering van gezette dijkbekledingen.
CUR, commissie C74; Gouda 1991
+ aanvullingen uit later onderzoek:
- Klein Breteler, M.
Open taludbekledingen; deel D, vernieuwd black-box model.
Waterloopkundig Laboratorium, verslag A2.94.26, 1994
- Wouters, J.
Reststerkte van dijkbekledingen
Deel III, Stabiliteit van steenzetting en klei-onderlaag
Waterloopkundig Laboratorium en Grondmechanica Delft, verslag A2.93.27, 1993
35. TAW
Leidraad voor de toepassing van asfalt in de waterbouw
SDU, Den Haag, 1984

-
36. Coastal Protection
Proceedings of the Short Course on Coastal Protection
Delft University of Technology/30 June-1 July 1990
A.A. Balkema, Rotterdam, 1990
 37. Van Hijum, E, en K.W. Pilarczyk
Equilibrium profile and longshore transport of coarse material under
regular and irregular wave attack
Waterloopkundig Laboratorium, publicatie 274, 1982
 38. TAW-A
De Rijke, W.G., Klein Breteler, M., Stoutjesdijk, T.P., Philipse, L.A.
Overgangsconstructies in dijkbekledingen
Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde, 1992
 39. Dekker, J., Stamm, D., Calle, E., en Holswilder
Aanleg en verbetering van Zee- en meerdijken
Grondmechanische aspecten
+
Uitvoeringsstabiliteit
Grondmechanica Delft, 1996
 40. Dikes and Revetments.
Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde
A.A.Balkema, Rotterdam, 1998
 41. Heijer, F. den.
Globale indicatie van het waterstandsverloop onder maatgevende om-
standigheden.
Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde, 1996
 42. Van der Meer, J.W.
Conceptual design of rubble mound breakwaters
Waterloopkundig Laboratorium, publicatie 483, Delft, 1993
 43. CUR
Manual on the use of Rock in Hydraulic Engineering
CUR-publikatie 169, Gouda, 1995
 44. Boltje, W.G.
De Hondsbossche Zeewering onder beheer van 'Noordhollands Noor-
derkwartier'
Land en Water, 1970
 45. Van der Meer, J.W.
Toelaatbare golfoverslag bij grasdijken
Waterloopkundig Laboratorium, Rapport H1765, 1995
 46. Steetzel, H.J.
Toetsing aansluitingsconstructies
Waterloopkundig Laboratorium, Delft, 1995

PROGRAMMATUUR

- P1. ANAMOS
- P2. STEENZET/+
- P3. DUROSTA
- P4. HYDRA_M
- P5. SWAN
- P6. HISWA
- P7. PHAROS
- P8. DIFFRAC
- P9. WATEX
- P10. PLAXIS
- P11. BREAKWAT

Informatie over de bovenstaande programma's is te verkrijgen bij de Dienst Weg- en Waterbouwkunde van de Rijkswaterstaat te Delft, telefoon 015-2518450.

De Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW) werd door de Minister van Verkeer en Waterstaat ingesteld.

De commissie adviseert de Minister omtrent alle technisch-wetenschappelijke aspecten die van belang kunnen zijn voor een doelmatige constructie en het onderhoud van waterkeringen, dan wel voor de veiligheid van door waterkeringen beschermde gebieden.

Met vragen omtrent het werk van de TAW kan men zich wenden tot het werkorgaan van de commissie, ondergebracht bij de Dienst Weg- en Waterbouwkunde (DWW) van de Rijkswaterstaat.

Postbus 5044,
2600 GA Delft,
Tel. (015) 251 84 36
Fax (015) 251 85 68

