BETONNEN DIJK- EN OEVERBEKLEDINGEN

PROVINCIE
NOORD-BRABANT
AFDELING WATER
no. 2201
code 4.7-206

Overdruk van een serie artikelen uit CEMENT 1986 nr. 2, 3, 6, 8, 10 en 11, alsmede uit 1987 nr. 2 en 3. Toegevoegd aan deze publikatie is het artikel over colloïdaalbeton.

Vereniging Nederlandse Cementindustrie

's-Hertogenbosch, juli 1987

BIDOC PROVINCIEHUIS N-BR.
3 2500 00048 2639
2104905

RECENTE ONTWIKKELINGEN IN BETONNEN DIJK- EN OEVERBEKLEDINGEN

Waterbouwkundige constructies als dijken, oevers, stroomgeleiders, golfbrekers (havendammen) e.d, zijn blootgesteld aan externe hydraulische belastingen door golven (veroorzaakt door wind en varende schepen), stromingen en bijzondere belastingen (zoals kruiend ijs en calamiteiten in de scheepvaart).
Omdat het basismateriaal van dit soort constructies bestaat uit klei, zand of (fijnere) steenachtige materialen, dienen ze te worden beschermd tegen erosie. De hoofdfunctie van een bekleding is dan ook erosiebestrijding. Een bekleding kan deze hoofdfunctie vervullen in combinatie met één of meer overgangslagen, het zgn. filter, om er voor te zorgen dat het basismateriaal bij het grensvlak met de bekledingsconstructie niet kan transporteren.
Voor deze filters worden meestal geotextielen al of niet in combinatie met fijnere steenmaterialen (bijv. grind) toegepast.
Zo'n filter kan ook worden gevormd door een laag breed gegradeerd steenmateriaal zoals mijnsteen of door een laag zandasfalt. Dit materiaal heeft namelijk dezelfde porositeit als het gebruikte zand.
Indien een kleilaag van goede kwaliteit aanwezig is kunnen aaneensluitende blokken direct op de klei worden gezet.

De gehele bekledingsconstructie moet een zodanige flexibiliteit hebben dat deze ongelijke zettingen kan volgen. Andere functies kunnen zijn reductie van golfoploop en of -overslag door het verhogen van de ruwheid of het creëren van waterberging, dan wel het aanbrengen van openingen in blokken, zodat een milieuvriendelijke oever ontstaat.
Ten slotte worden genoemd landschappelijke, recreatieve en onderhoudsaspecten. Dat hierbij een optimalisatie van aanleg- en onderhoudskosten moet worden nagestreefd spreekt vanzelf.

Van oudsher is voor bekledingen gebruik gemaakt van wier, rijshout, houten palen, natuursteen en in mindere mate gebakken steen. Veel later zijn de materialen beton en asfalt naar voren gekomen. Beton is als bekledingsmateriaal toegepast in de vorm van 'gezette' geprefabriceerde blokken en in het werk gemaakte platen.

Ir.Jhr.R.R.L. de Muralt was rond de eeuwwisseling onder meer pionier op het gebied van (trapvormige) plaatbekledingen, voorzien van een staalwapening, op de taluds van zeedijken.
Hoofdzakelijk op initiatief van de betonwarenindustrie zijn allerlei vormen van gezette betonblokken (boven de waterspiegel) ontwikkeld en als bekleding toegepast. Achterliggende gedachten waren:
- het vergroten van de stabiliteit door systemen waarbij de zijvlakken van blokken in of over elkaar grijpen;
- het reduceren van de golfoploop door obstakels op of verdiepingen in het bovenvlak;
- het mogelijk maken van doorgroei van planten.

Ook het toepassen van zware toeslagmaterialen (bijv. basaltsteenslag) in het beton past in dit kader.
Voorts werden mede door gespecialiseerde bedrijven zgn. betonblokkenmatten ontwikkeld. De betonblokken zijn in dit geval onderling verbonden door kabels of door een geotextiel ter grootte van de mat. Geotextielen zijn overigens ook van groot belang geworden op de samenstelling van filterconstructies voor gezette bekledingen.

Tot voor enkele decennia was het ontwerp van bekledingen gestoeld op ambachtelijke ervaring. Thans is, mede op grond van onderzoek met fysische modellen en in de natuur, het mogelijk geworden met behulp van rekenmodellen waaronder computermodellen, bekledingsconstructies meer verantwoord te dimensioneren. De Rijkswaterstaat en de TAW* met de laboratoria (Waterloopkunde en Grondmechanica) hebben hiertoe een significante bijdrage geleverd.
Tegelijkertijd hebben zich op initiatief van het bedrijfsleven interessante ontwikkelingen voorgedaan met betrekking tot gemechaniseerde fabricage en het aanbrengen van betonbekledingen, waarbij ook automatisering een rol speelt.

De recente ontwikkelingen zijn in een serie artikelen van de hand van terzake deskundigen in het tijdschrift *CEMENT* (1986 nrs. 2, 3, 6, 8, 10 en 11 en 1987 nrs. 2 en 3) gepubliceerd. De auteurs zijn er in geslaagd een gedegen overzicht te geven van de stand van de technologie van betonnen dijk- en oeverbekledingen. Gezien de hoge kwaliteit en blijvende waarde van deze informatie voor de komende jaren is het een goede gedachte van VNC deze serie artikelen in gebundelde vorm uit te brengen.

De hierboven genoemde waterbouwkundige technologie staat model in de wereld. Het is dus zaak de ontwikkeling van deze technologie met kracht voort te zetten. In de eerste plaats betreft het reeds aan de gang zijnde studies, te weten het verbeteren van de rekenmodellen, zodanig dat exacter gedimensioneerd kan worden en het probabilistisch ontwerpen van bekledingen mogelijk wordt.
Voorts verdient het aanbeveling studie te initiëren naar:
- geprefabriceerde en in het werk gemaakte plaatbekledingen. Dit type is na de toepassingen van De Muralt, in Nederland op de achtergrond geraakt;
- aansluitingen en stabiliteit van naden en buitenranden van beton blokkenmatten. Dit is primair een uitvoeringsprobleem;
- colloïdaalbeton voor het vastleggen door penetratie van at randóm aangebrachte natuursteen of toegepast als doorgaande laag. Poriën in colloïdaalbeton laten de doorgroei van planten toe, zodat een milieuvriendelijke oplossing voor bekledingen boven de waterspiegel kan worden verkregen;
- bekledingen bestaande uit gezette blokken, voorzien van relatief grote openingen loodrecht op het talud. Deze vereisen een zodanige filteropbouw dat de laag die aansluit op de blokken uit relatieve grove (natuur)steen bestaat. Het fysisch aspect van dit, in het buitenland toegepast type zeer open bekleding, is dat de energiedissipatie plaatsvindt in de bekledingslaag en een deel van de filterconstructie. Hierdoor wordt de golfoploop aanzienlijk gereduceerd, zodat bijv. de kruin van dijken lager kan worden ontworpen.

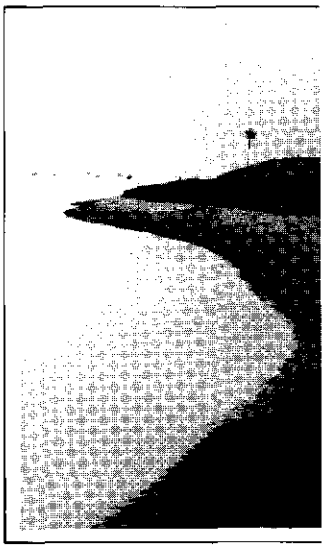
De omvangrijke toepassing van bekledingen in de waterbouwkunde, zowel in Nederland als het buitenland, maken een grote ontwikkelingsinspanning verantwoord. Vooral gelet op het kostenaspect zal het materiaal beton hierin een belangrijke rol vervullen.

prof.ir.J.F.Agema

---

* TAW = Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen. Zie ook de Leidraad Cementbetonnen Dijkbekledingen, een gezamenlijke uitgave van de TAW en de Stichting CUR (rapport 119) 1984.

BETONNEN DIJK- EN OEVERBEKLEDINGEN (I)



ONTWERPPRINCIPES EN REKEN-MODELLEN VOOR BEKLEDINGEN

ir.A.Burger en ir.J.H.Laboyrie, Waterloopkundig Laboratorium De Voorst
ir.A.Bezuijen, Laboratorium voor Grondmechanica, Delft

Allerwegen probeert men meer inzicht te verkrijgen in het ontwerpen en uitvoeren van betonnen bekledingen op oevers en dijken. De nodige studie en onderzoek daarnaar vinden plaats bij diverse instituten en instellingen. Een serie artikelen in *Cement* gaat het onderwerp in onderlinge samenhang nader uitdiepen. Daarbij gaat het zowel om ontwerp en uitvoering als de verschillende typen bekledingen.
Dit eerste artikel behandelt ontwerpaspecten die samenhangen met bekledingsconstructies opgebouwd uit zetsteen. Verder spelen constructieve problemen een rol die zich voordoen bij overgangsconstructies.
Uiteindelijk doel is te komen tot objectieve dimensioneringscriteria. In afwachting van deze algemeen toepasbare ontwerpregels kan met behulp van rekenmodellen en op basis van fysische modellen inzicht worden verkregen in de sterkte en belastingen.

Vanaf het begin van deze eeuw worden betonnen verdedigingen toegepast voor het versterken en beschermen van dijken. Zo'n verdediging beschermt - in samenhang met onderliggende lagen - het dijklichaam tegen erosie. Deze kan het gevolg zijn van belastingen door golfaanval en stromingen, maar er zijn ook bijzondere belastingen zoals kruiend ijs, uit de koers geraakte schepen, drijvend vuil, vandalisme, recreatie of chemische aantasting. De verdedigingsconstructies moeten ook bestand zijn tegen belastingen door zettingen en ontgrondingen van dijklichamen en ondergrond. Dijk- en oeververdedigingen kunnen bestaan uit stortsteen of gelegde bekledingsconstructies, asfaltbekledingen, natuurlijke verdedigingen of damplanken.

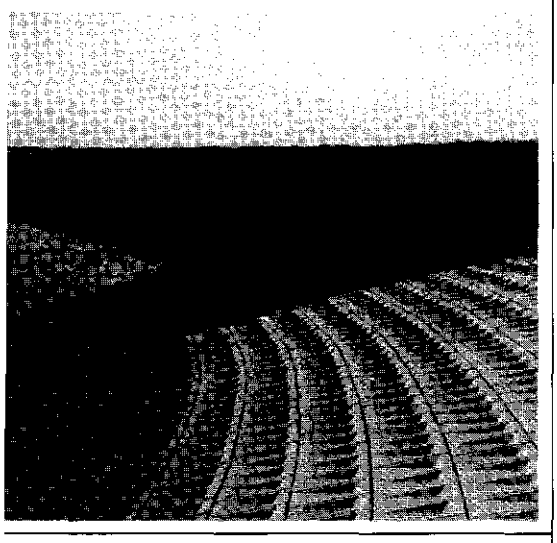
Dit artikel behandelt ontwerpaspecten met betrekking tot bekledingsconstructies die uit zetsteen bestaan. Bij het ontwerpen van overgangsconstructies tussen verschillende typen bekleding spelen constructieve detailproblemen een rol. Over de belastingen kan worden opgemerkt dat alleen de belastingen veroorzaakt door golven en stromingen, de zogenaamde hydraulische belastingen aan de orde komen.
Figuur 1 toont enkele kenmerkende geschematiseerde dwarsdoorsneden van een dijk met zetsteen bekleding.

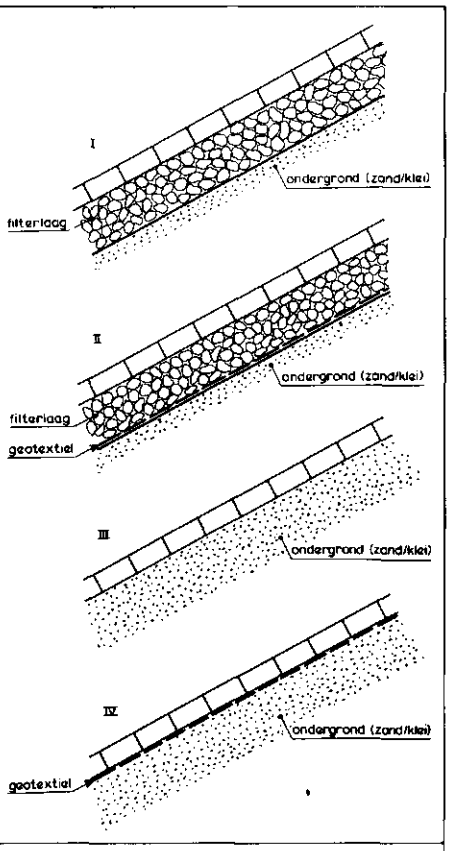
1. Inleiding en probleemstelling

Tot voor kort waren er voor betonnen dijkbekledingen geen objectieve dimensioneringscriteria beschikbaar. De keuze van tot op heden uitgevoerde dijkbekledingen (type en afmeting) berustte grotendeels op empirische grondslag. Dit heeft tot gevolg dat in situaties waar ervaring niet voorhanden was, wat vooral voor extreme belastingcondities het geval was, de vraag kan worden opgeworpen of het ontwerp in feite wel technisch en economisch verantwoord is. Aspecten met betrekking tot ontwerp, uitvoering, beheer en onderhoud zijn momenteel punten van studie.
De nieuwe ontwikkelingen op het gebied van belastingen en sterkte van betonnen dijkbekledingen staan vermeld in de verslagen van een fundamenteel onderzoek dat momenteel in opdracht van de Rijkswaterstaat door het Waterloopkundig Laboratorium en het Laboratorium voor Grondmechanica wordt uitgevoerd. Als gevolg van de complexiteit van de materie zijn eenvoudige algemeen hanteerbare rekenmodellen voor de stabiliteit van de bekleding nog steeds niet beschikbaar. Wel bieden de momenteel beschikbare ontwerpmethodieken een objectieve maatstaf bij beoordeling en onderlinge vergelijking van de stabiliteit van gezette bekledingen.

2. Ontwerpeisen en typering van de bekledingen

Een dijkbekleding moet worden gedimensioneerd op hydraulische belastingen, belastingen door zettingen en ont-





1 Dwarsdoorsneden van enkele steenzettingen op dijken

grondingen alsmede andere belastingen indien die maatgevend zouden zijn. Dit artikel behandelt alleen de eerstgenoemde belastingen. Verder dienen de totale kosten van aanleg en onderhoud geoptimaliseerd te worden. Als bescherming tegen erosie en het uitgangspunt dat de constructie op technisch en economisch verantwoorde wijze gedimensioneerd moet zijn, zonder dat de veiligheid van de constructie in gevaar komt, kunnen de volgende ontwerpeisen worden geformuleerd.

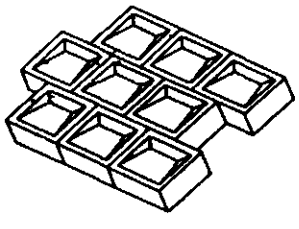
Omtrent de sterkte kan worden gesteld dat de bekleding bestand moet zijn tegen de externe belastingen van golven en stromingen en de interne belastingen zoals wateroverdrukken en grondwaterstromingen. De zetsteen bekleding moet in combinatie met de onderlagen zand- en slibdicht zijn. Daarnaast dienen toplaag en onderlaag stabiel te zijn. Andere belastingen met betrekking tot de sterkte kunnen bijvoorbeeld optreden tijdens het transport en aanleg van de materialen.
Wat de flexibiliteit betreft, moeten de zetsteen bekleding en onderlagen de optredende zettingen en ontgrondingen kunnen volgen. Soms hangen bijzondere eisen samen met beperkende maatregelen die nodig zijn vanwege reductie van golfoploop en golfoverslag, het gebruik, onderhoudswegen, landschappelijke eisen en recreatiemogelijkheden.

Onderhoudseisen en duurzaamheidseisen dienen in relatie met economische aspecten bekeken te worden.

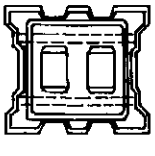
Er bestaat een grote verscheidenheid aan typen bekledingen. Figuur 2 geeft een overzicht van enkele toegepaste typen.

Het aanleggen en onderhouden van betonnen bekledingen is een kostbare aangelegenheid. Om de kosten te kunnen optimaliseren zijn goed onderbouwde ontwerpen nodig, waarin zowel aanleg als onderhoud zijn gekwantificeerd. Een ontwerp dat aan deze eisen voldoet moet probabilistisch worden uitgevoerd, omdat alleen dan onzekerheden in de invoerparameters bij het ontwerp worden betrokken. In dat geval kan de totale, gedurende de levensduur optredende schade worden bepaald, op basis waarvan de onderhoudskosten mede berekend kunnen worden. Naast deze probabilistische aanpak is het ook mogelijk om een deterministisch ontwerp te maken, waarbij een bepaalde situatie als maatgevende belasting wordt gesteld.
In dit artikel wordt de deterministische aanpak, die aan de probabilistische aanpak ten grondslag ligt, nader uitgewerkt. In het lopende fundamentele onderzoek is ook een verdere uitwerking van de probabilistische ontwerpmethode voorzien.

Bij het ontwerp van een constructie worden belasting en sterkte met elkaar vergeleken voor de maatgevend gestelde belastingsituatie. Over de belastingen kunnen de volgende vragen worden gesteld:
- wat zijn de van belang zijnde typen externe belastingen;
- hoe variëren deze *belastingen* in ruimte en tijd;
- in welke mate versterken of verzwakken verschillende belastingen elkaar;

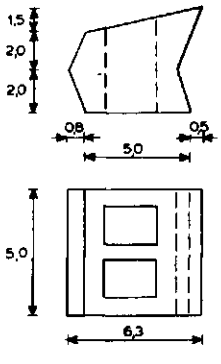


losse blokken





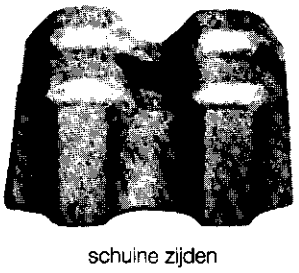
armoflex blokken



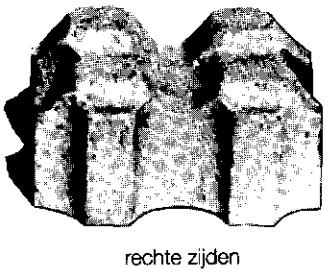
Svee blok
(maten in cm)

2 Enkele typen zetsteen

Gobi-blokken



schuine zijden



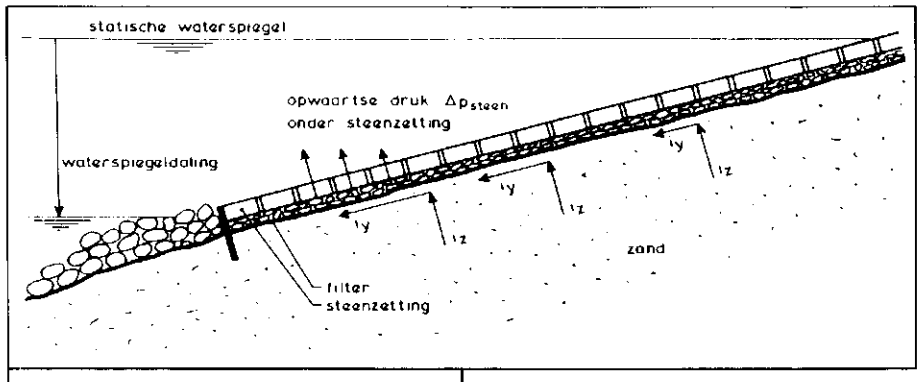
rechte zijden

- op welke manier worden de belastingrandvoorwaarden vastgesteld, met behulp van metingen of berekeningen;
- zijn normen en/of criteria met betrekking tot de keuze van maatgevende belastingen aanwezig.

De *sterkte* van de constructie wordt in hoofdzaaak bepaald door de materialen waar toplaag en onderlaag uit zijn opgebouwd. Figuur 3 geeft een geschematiseerde doorsnede van een dijk met zetsteen bekleding. Sterkte-aspecten die van belang zijn kunnen aan de hand van deze figuur worden nagegaan. Door een belasting zullen de elementen willen verplaatsen. Om dit te voorkomen zijn maatregelen nodig die dit tegengaan (stabiliteit). De mate waarin elementen willen verplaatsen wordt bepaald door de optredende drukverschillen die afhankelijk zijn van de effectieve doorlatendheid van de gehele constructie. Dit laatste aspect is een samenspel tussen toplaag en onderlaag, waarop naderhand wordt ingegaan.

Over de sterkte kunnen de volgende vragen worden gesteld:
- kan beton worden toegepast (druksterkte, poriëngehalte/wateropname, duurzaamheid) in relatie tot het type bekleding (open of gesloten) en de plaats van aanleg (onder of boven water);
- wat is het verband tussen de externe belasting en de resulterende belasting op een element in relatie met de toplaag- en filterconstructie;
- wat is er bekend over de externe stabiliteit van de dijkbekleding, hierbij kan worden gedacht aan uitspoeling van het onderliggende materiaal door spleten en aan afschuiving;
- wat is er bekend over de interne stabiliteit van het dijklichaam met betrekking tot onder meer erosie, verweking en piping;
- op welke wijze werken de elementen uit de toplaag samen bij het weerstand bieden tegen verplaatsen en wat is de resulterende sterkte (interlocking)

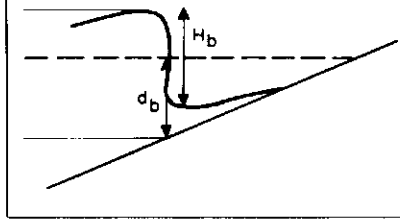
De belastingen die op een dijkbekleding werken zullen over het algemeen voortvloeien uit korte en lange golven of een combinatie daarvan. Deze golven kunnen nog worden onderscheiden in:
1. laagfrequente waterspiegelveranderingen zoals hoogwatergolven, getijgolven, opwaaiingsverhangen en seiches;
2. windgolven en deining;
3. scheepsgolven in vaarwegen (meestal scheve golfaanval).



3 Optredende drukken en verhangen bij een steenzetting

Instabiliteit van een zetsteen bekleding wordt veroorzaakt door de werking van de korte wind- en scheepsgolven, terwijl de plaats van de instabiliteit op het talud door de lange golven van de (laagfrequente) waterspiegelveranderingen wordt bepaald.
Voordat de golven de teen van een dijk bereiken kunnen deze nog een vervorming ondergaan die wordt veroorzaakt door bodemgeometrie en andere plaatselijke omstandigheden. Dit kunnen zijn refractie, diffractie, stroming en bodemwrijving, welke vervormingen voornamelijk een rol spelen bij zeedijken.
Golfbreking speelt op zeedijken een grote rol. Een hooggelegen vooroever zal de golfaanval ter plaatse van de dijk in meer of mindere mate reduceren. De maximale diepte d_b waarbij golven breken staat theoretisch in vaste verhouding met de brekerhoogte $H_b = 0{,}78\ d_b$. Onder de diepte d_b wordt verstaan de verticale afstand van bodem tot golfdal, dat bij dit type golven bij het niveau van stil water zou worden gevonden (*fig. 4*).

4 Fenomeen golfbreking



Bij zeedijken waar veelal onregelmatige golven de belasting veroorzaken, wordt vaak gebruik gemaakt van:

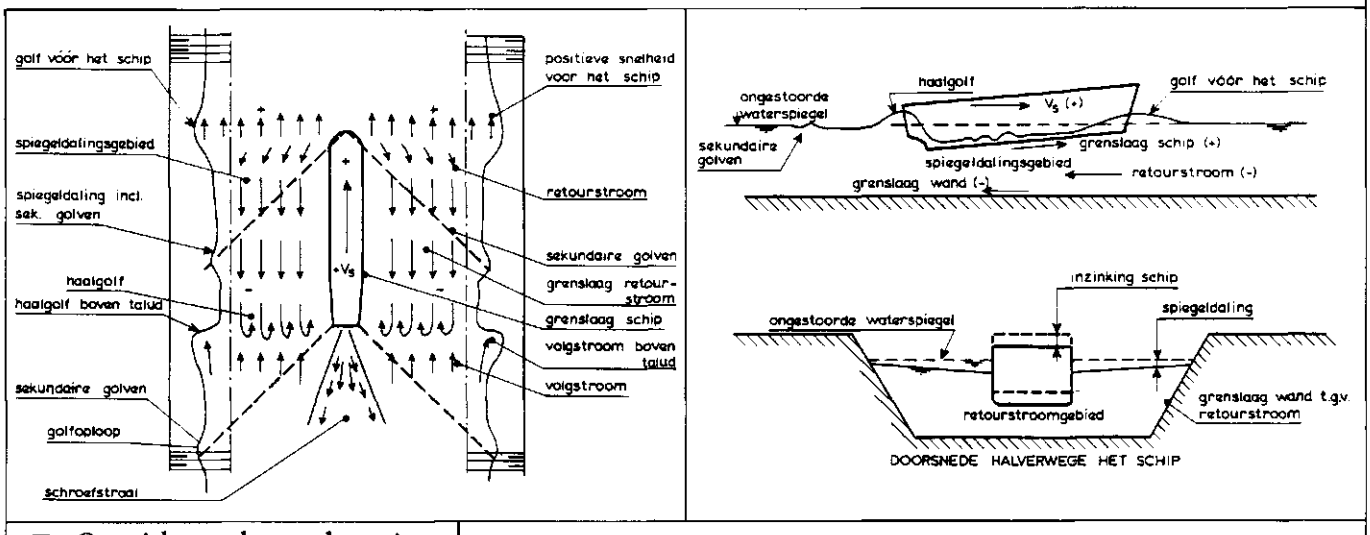
$(H_s)_{max} = 0{,}5\ d_b$

$(H_s)_{max}$ is de maximale significante golfhoogte na breken en d_b de verticale afstand van de bodem tot het niveau van stil water. Hoewel de processen in feite aanmerkelijk gecompliceerder zijn, kan globaal worden gesteld dat bij een hooggelegen vooroever alleen de lagere golven worden doorgelaten en de hogere golven door breken worden afgezwakt.

De overheersende windrichting en de geografische plaats bepalen naast de eerder genoemde verschijnselen de grootte van golven bij zeedijken. Bij het bepalen van de resulterende maatgevende golfhoogten zal deskundig advies op dat gebied vereist zijn. Ter illustratie volgen hier enkele gegevens voor het ontwerp van een dijk aan de Oosterschelde.
Voor de golfhoogte kon een waarde van $H_s = 1{,}5$ m worden aangehouden. Een ander ontwerpgegeven is de golfsteilheid. Hier kan een waarde van $H/L = 0{,}05$ bereikt worden, die representatief is voor de relatief steile golven die tijdens een storm optreden.

De scheepsgeïnduceerde waterbeweging kan worden opgedeeld in drie hoofdcomponenten: de schroefstraal, de primaire waterbeweging en de secundaire waterbeweging (*fig. 5*). De primaire waterbeweging bestaat uit waterspiegeldaling, frontgolf en haalgolf en





5 Overzicht van de waterbeweging rond een schip in een kanaal

retour- of volgstroom. De secundaire waterbeweging bestaat uit transversale en divergerende golven.
Een in beton uitgevoerde dijkbekleding kent als belangrijkste belastingen door scheepvaart:
- haalgolfaanval en waterspiegeldaling;
- belastingen door secundaire golven.

Beide worden kort toegelicht.

De achterste begrenzing van de door een varend schip opgewekte spiegeldalingkuil wordt gedefinieerd als de haalgolf. Deze haalgolfaanval manifesteert zich bij het bovenste gedeelte van het talud. De golf loopt evenwijdig aan de vaarwegas met het schip mee. Van belang zijnde grootheden zijn de spiegeldaling aan het begin van de haalgolf boven het talud en het maximale verhang van het front van de haalgolf boven het talud (*fig. 5*).

Tijdens prototypeproeven in het Hartelkanaal bleek de haalgolf veroorzaakt door een zesbaksduweenheid varend op korte afstand van de oever, een hoogte van ca. 1 m te bereiken.

Secundaire scheepsgolven zijn te onderscheiden in divergerende en transversale golven. De interferentiepieken van beide hebben een voorplantingsrichting onder een hoek van ca. 19° met de scheepsas op onbeperkt diep water en zijn van meer belang dan de samenstellende divergerende en transversale golven. Foto 6a toont een voorbeeld van de waterbeweging zoals een varend schip die veroorzaakt.
Recent modelonderzoek in het Waterloopkundig Laboratorium heeft tot relaties geleid waarmee de golfhoogte van interferentiepieken is te voorspellen. Tevens is hierbij met behulp van de bestaande golflengtetheorie op diep water een relatie opgesteld voor de golfhoogte van interferentiepieken.
Bij prototypeproeven in het Hartelkanaal (*foto 6b*) zijn bij de passage van een onderzoekingsvaartuig interferentiepieken met een hoogte van ca. 0,70 m opgetreden. De tot op heden verkregen inzichten met betrekking tot de scheepsgeïnduceerde waterbeweging zijn vervat in het rekenmodel SHIWA.

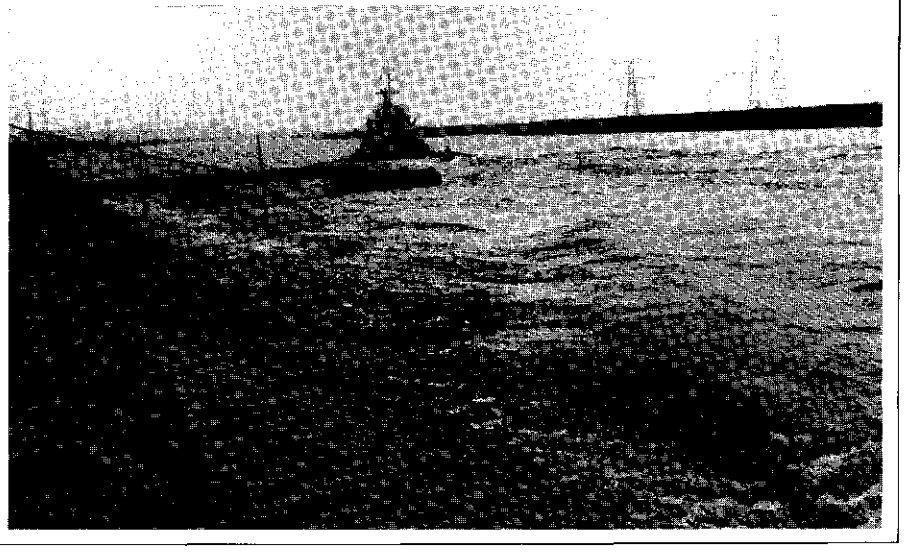
Hiervoor is kort ingegaan op de ontstaanswijze van de verschillende belastingen met betrekking tot golven. Wanneer deze golven de dijk bereiken treedt er een aantal verschijnselen op waarbij de golf vervormt en golfenergie wordt omgezet. De belangrijkste verschijnselen zijn golfbreking, golfoploop, golfterugloop en golfreflectie.
Bij het breken van golven op een dijktalud kunnen, afhankelijk van de golfsteilheid en de taludhelling, verschillende brekervormen worden onderscheiden. Als karakteristieke parameter voor eerdergenoemde processen wordt de brekerparameter ξ gebruikt, die als volgt is gedefinieerd:

$$\xi = \frac{\operatorname{tg}\alpha}{\sqrt{H/L_o}}$$

α = hoek van het talud ten opzichte van horizontaal vlak;
H = golfhoogte;
L_o = golflengte op diep water.

6 Waterbeweging rondom een varend schip (model) en bij praktijkmetingen in het Hartelkanaal





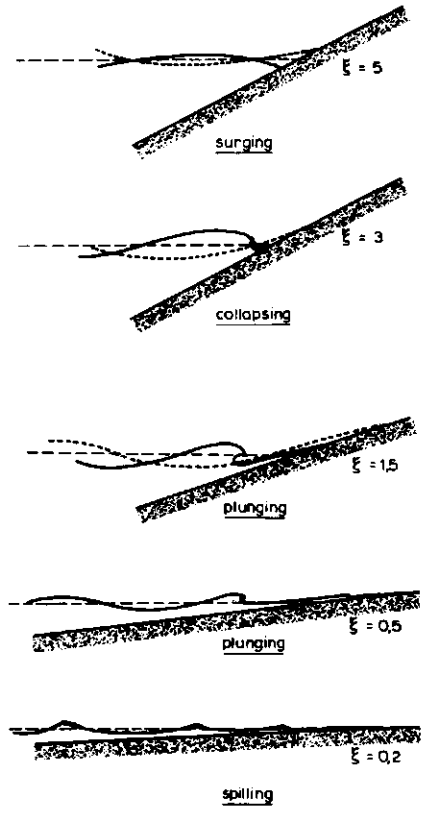
Aan de hand van ξ zijn verschillende brekers te onderscheiden (*fig. 7*). In het overzicht zijn ze bij toenemende taludhelling (glad talud) bijeengebracht.

	ξ < 1	spilling
1 <	ξ < 2,5	plunging
2,5 <	ξ < 3,2	plunging-collapsing
3,2 <	ξ < 3,4	collapsing-surging
3,4 <	ξ	surging

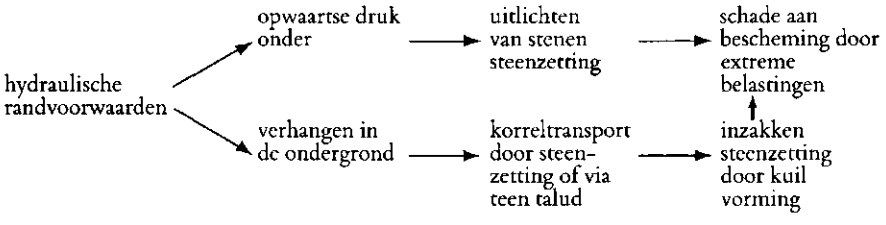
Voor de stabiliteit van een dijkbekleding zijn plungings- en collapsing-brekers het gevaarlijkst.

3. Bezwijkmechanismen

Op een bekledingsconstructie kunnen zowel een externe (golfkrachten) als een interne (drukvoortplanting in de ondergrond) belasting werken. De resulterende belasting is een combinatie van beide. In onderstaand schema is aangegeven hoe de verschillende belastingen samenwerken.

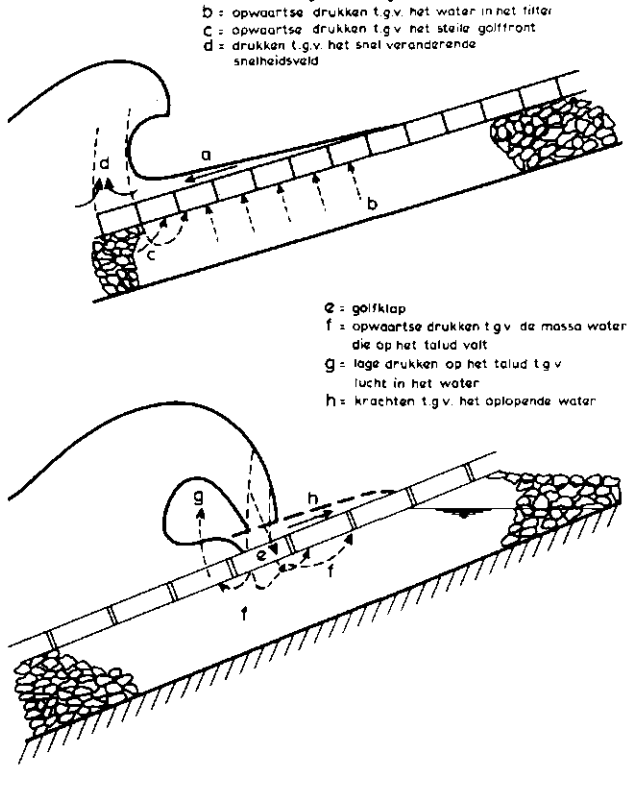


7 Verschillende typen brekers



In figuur 3 zijn de maatgevende richtingen van de optredende verhangen aangegeven.
De belastingen door golfaanval bestaan uit drukken op het talud en drukken onder de dijkbekleding. Onderzoek heeft geleid tot de volgende kwalitatieve beschrijving van optredende mechanismen.

Wanneer de golfoploop zijn maximum waarde heeft bereikt, begint het water op het talud terug te stromen door de zwaartekracht. In de fase dat het water terugstroomt neemt de druk op het talud af. Dit terugstromende water kan krachten op de bekleding uitoefenen waardoor de bekledingselementen los raken (mechanisme a, *fig. 8*). Het water in de filterlaag kan het op het talud afstromende water niet onmiddellijk volgen, waardoor de drukken tegen de onderzijde van de bekleding groter worden dan die tegen de bovenzijde (mechanisme b). Een volgende golf die het talud nadert zal de drukken op het talud ter plaatse van de golf opvoeren. De hoge drukken op het talud planten zich voort in de met water verzadigde filterlaag onder de bekleding, naar de plaats waar de drukken op het talud laag zijn, dus vlak voor het front van de golf. De druk op het talud is voor het front laag. De resulterende verschildrukken willen een element uit de bekleding drukken (mechanisme c). Tijdens het naderen van de golf kunnen grote veranderingen in het snelheidsveld ontstaan, doordat de aankomende golf en het terugstromende water van de voorafgaande golf elkaar ontmoeten (mechanisme d). De parameter ξ bepaalt of de golven zullen breken, waardoor golfkappen op de bekleding worden veroorzaakt. Het toe- en afnemen van de drukken op het talud tijdens de golfklap heeft een periode met ordegrootte van 0,1 sec. Deze drukken op het talud kunnen zich voortplanten onder de taludbekleding (mechanisme e).
In de volgende fase valt de brekende golf op het talud, waardoor daar hoge drukken ontstaan. Juist boven de plaats waar de golf neervalt is de druk op het talud laag. Ook beneden de plaats waar de golf neervalt is de druk op het talud relatief laag door luchtinsluiting in de brekende golf. De grote drukgradiënten resulteren in drukverschillen over de zetsteen die een blok uit de bekleding kunnen drukken (mechanisme f). De golftong van een brekende golf op het talud sluit een hoeveelheid lucht in waardoor ter plaatse een relatief lage druk aanwezig is. Dit veroorzaakt verschildrukken die



8 Schademechanismen

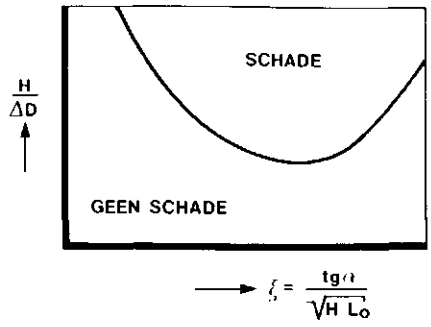


een blok er uit kunnen drukken (mechanisme g). Van belang hierbij is ook dat de druk op het talud op dit moment juist erg groot is, zoals in figuur 8 bij mechanisme f is getoond. In deze fase nemen de drukken op het talud toe. De oplopende golf kan krachten op de dijkbekleding uitoefenen (mechanisme h).
Uit onderzoek is gebleken dat de mechanismen b en c de belangrijkste zijn bij relatief ondoorlatende taluds (Haringmanblokken) en mechanisme f bij open bekleding (Armorflex).

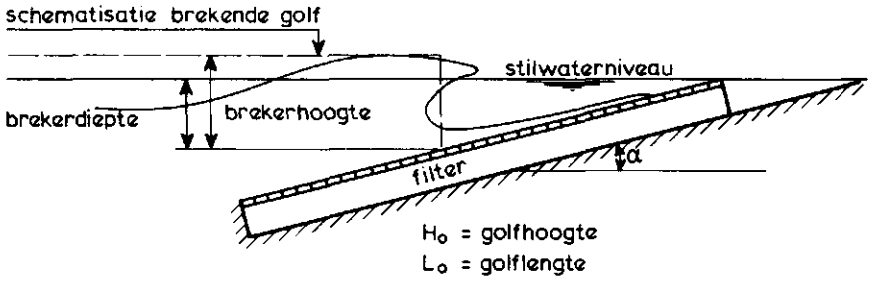
4. Belastingmodellen

Om tot toepasbare resultaten te komen ten aanzien van het ontwerp van een dijkbekleding zijn verschillende manieren voorhanden.
Allereerst de zogenaamde Black Box-benadering. Hierbij wordt van een te onderzoeken constructie een model gebouwd en bestudeerd bij in prototype voorkomende belastingen. Deze proeven worden in de Deltagoot van het Waterloopkundig Laboratorium en het Lab. voor Grondmechanica uitgevoerd (*foto 9*) met modellen op ware grootte. Het gedrag van de constructie wordt onder verschillende omstandigheden geobserveerd. Nagegaan wordt bij welke belasting schade aan de constructie optreedt. Op deze wijze zijn grafieken samen te stellen waarin gebieden zijn te onderscheiden waar 'schade' en 'geen schade' optreedt (*fig. 10*). In deze grafiek is $H/\Delta D$ uitgezet tegen ξ waarbij H de golfhoogte, Δ de relatieve massadichtheid en D de dikte van de dijkbekleding is. ξ is de reeds genoemde golfbrekingsparameter.
Met behulp van dergelijke grafieken wordt inzicht verkregen in het probleem. Een nadeel is dat voor elke constructie een aparte grafiek gemaakt zou moeten worden.
Een geheel andere benadering van het probleem is op basis van een schematisering van de brekende golf een analytische oplossing te bepalen. Hiertoe wordt voor relatief dichte constructies het maatgevende moment, namelijk vlak voor de golfklap, geschematiseerd (zie de streeplijn in fig. 11). Met de nodige vereenvoudigingen voor de stromingen door en onder de steenzetting kan nu een analytische oplossing worden gegeven voor de maximale druk (P_{max}) onder de steenzetting (*fig. 12*).

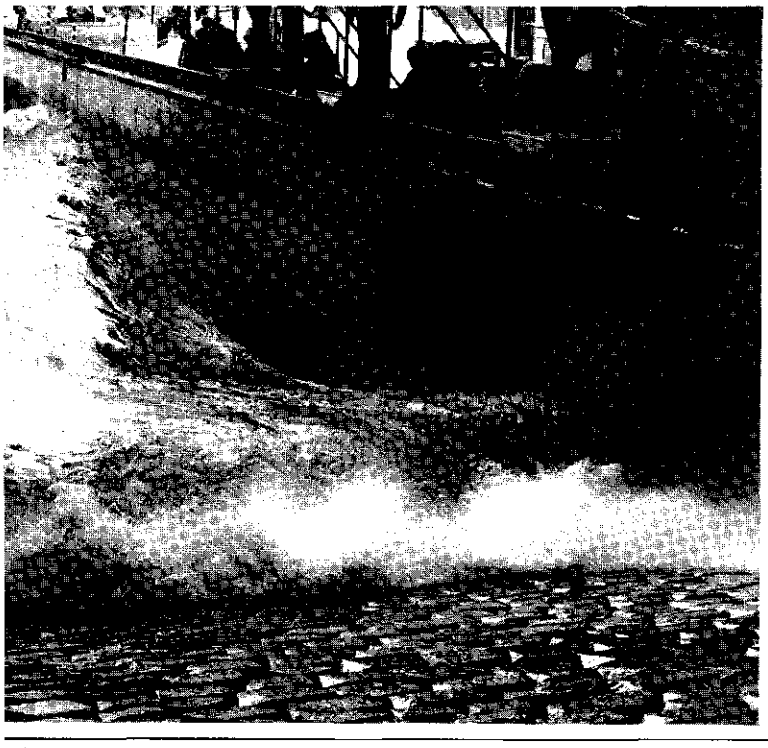
10 Grafiek met grens tussen schade en geen schade



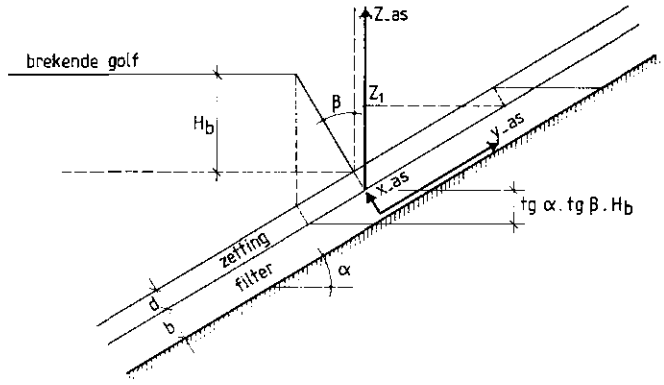
11 Schematiseren van de hydraulische randvoorwaarden



9 Deltagoot van het Waterloopkundig Laboratorium

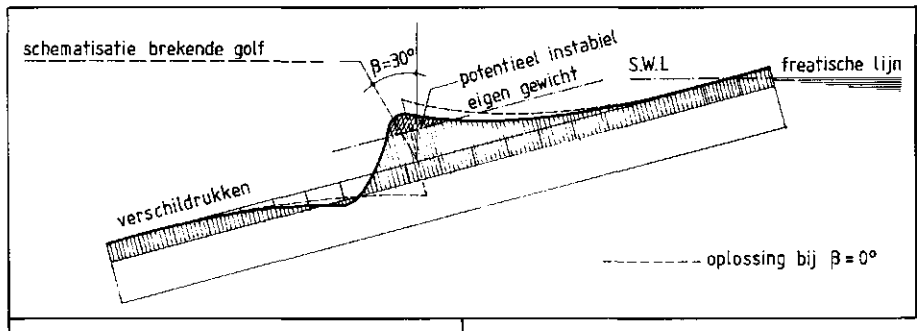


12 Analytische oplossing voor het bepalen van de maximale druk onder een steenzetting

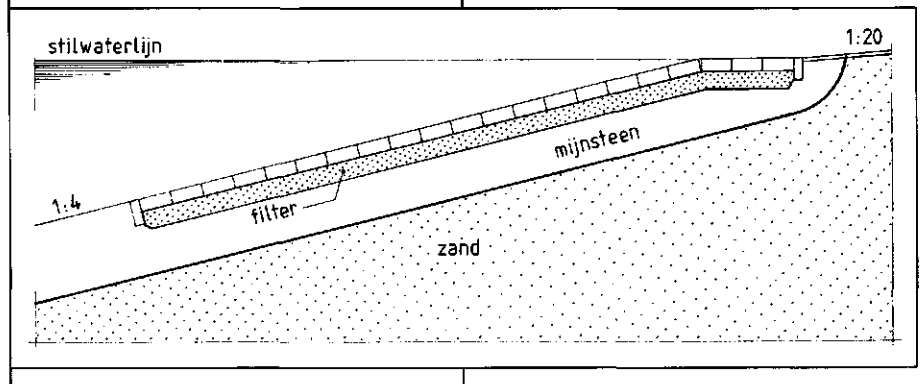


$$P_{max} = \left\{ \left[\frac{\lambda}{2 tg\alpha \cdot tg\beta} \left(-e^{\left(\frac{tg\alpha \cdot tg\beta \cdot H_b}{\lambda} \right)} + 1 \right) + \frac{\lambda}{2} \right] \left[-e^{\left(\frac{-2Z_1}{\lambda} \right)} + 1 \right] + d \cdot \cos\alpha \right\} \rho_w g$$

hierin is:
- P_{max} = maximale druk onder steenzetting
- d = dikte steenzetting
- b = dikte filter
- k = doorlatendheid filter
- k' = doorlatendheid steenzetting
- Z = ligging freatische lijn
- H_b = brekerhoogte
- α = taludhelling
- β = hoek die het geschematiseerde front met verticaal maakt
- ρ_w = soortelijke massa water
- g = versnelling van de zwaartekracht
- λ = $\sin\alpha\sqrt{k/k'}\,bd$ (= leklengte)



13 Voorbeeld van het verloop van verschildrukken over een steenzetting bij een brekende golf



14 Dwarsdoorsnede van een dijk met steenzetting op een filter op mijnsteen

Indien voor H_b de waarde nul wordt ingevuld, wordt de oplossing voor een waterspiegeldaling door bijvoorbeeld een langsvarend schip verkregen. De resultaten geven een statische situatie weer. Figuur 13 geeft een voorbeeld van het verloop van de verschildruk over een talud op het moment dat de golf breekt. Te zien is dat de optredende (omhoog gerichte) druk groter is dan de (omlaag gerichte) druk door het eigen gewicht van een element. Dit aspect wordt nog nader behandeld.
Met dezelfde aannamen en randvoorwaarden kunnen ook de verhangen in een constructie worden bepaald. Hierop wordt niet verder ingegaan.

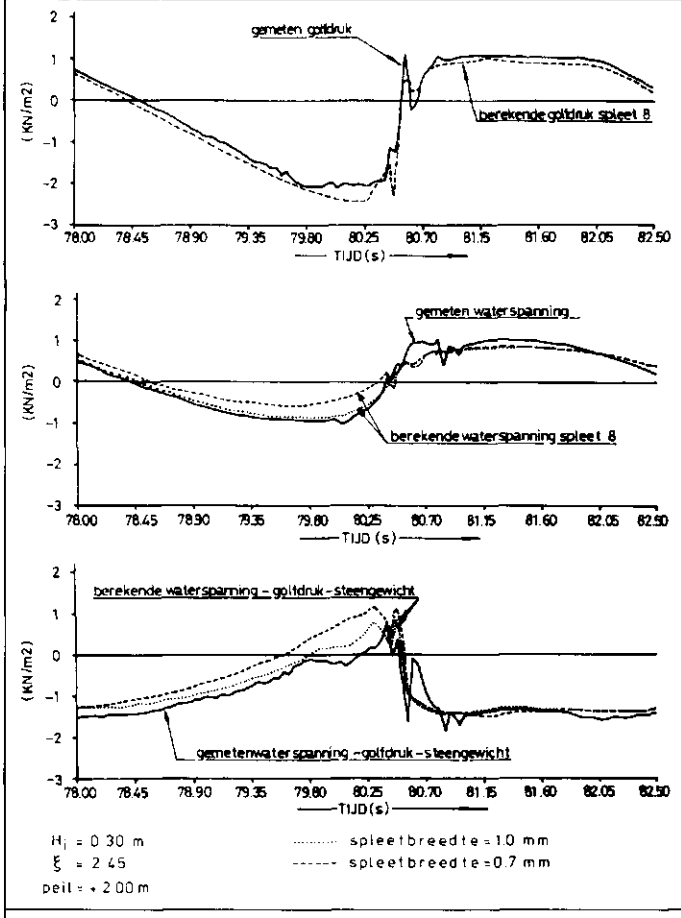
Een nadeel van deze eenvoudige analytische oplossing is dat alle stromingsprocessen noodzakelijkerwijs sterk geschematiseerd moeten worden om een analytische oplossing mogelijk te maken. Daarom heeft het Laboratorium voor Grondmechanica een mathematisch model ontwikkeld (STEENZET) dat nader wordt toegelicht. Het rekenmodel (STEENZET) berekent de drukken onder de steenzetting bij een bepaalde geometrie van de constructie. De invoer bestaat uit drukken op de bekleding die worden verkregen uit metingen of een eenvoudige schematisering daarvan. Omtrent de druk op het talud kan worden opgemerkt dat er hard wordt gewerkt aan een numerieke modellering van de golfbelasting (BEACH). Bij de totstandkoming van het rekenmodel STEENZET is gebruik gemaakt van modelonderzoek in de Deltagoot.
Ter illustratie worden hier enkele resultaten van het Oesterdam-onderzoek in de Deltagoot gegeven. De constructie bestaat uit een steenzetting op een grindlaag op mijnsteen (*fig. 14*). Bij het meten wordt op verschillende plaatsen de druk op en onder de steenzetting bepaald. Uit figuur 5 blijkt dat de met het rekenmodel berekende drukken in deze situatie goed overeenkomen met de gemeten drukken.

In het voorgaande zijn methoden gegeven om met een gegeven golfaanval de optredende belasting en de sterkte van een constructie te bepalen. De sterkte is in relatie met de belasting in hoge mate afhankelijk van de geometrie van de constructie en de toegepaste materialen. Op de voor de sterkte van belang zijnde parameters wordt nader ingegaan.

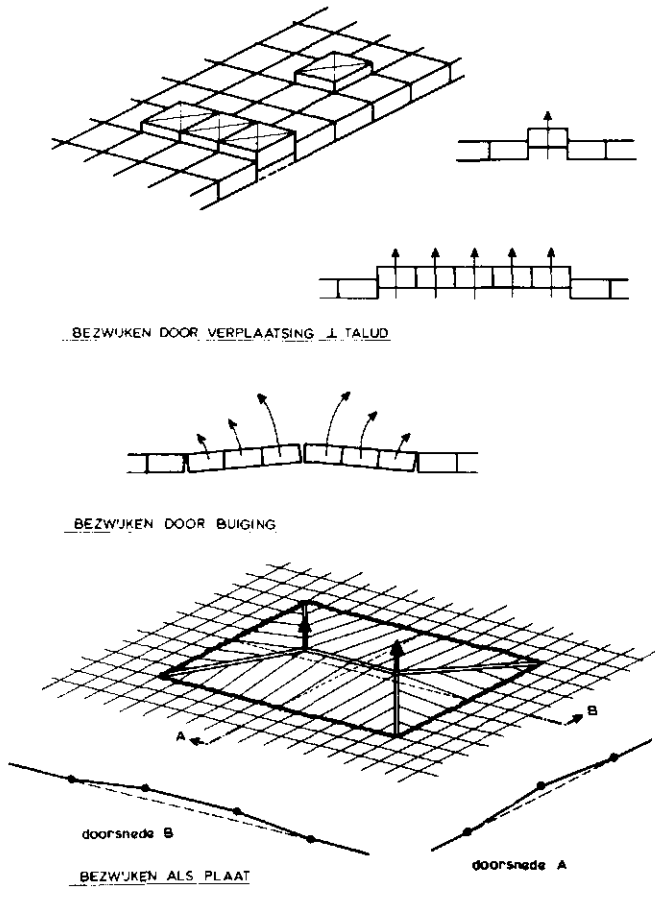
5. Aspecten die van invloed zijn op de sterkte

Aan de hand van de gegeven relaties voor de sterkte en uitgevoerd modelonderzoek, is na te gaan wat de invloed is van variatie van verschillende parameters. De volgende zaken zijn van belang.
De optredende stromingen door steenzetting en daaronder liggend filter zijn onder meer afhankelijk van de doorlatendheid van deze lagen en de dikte van en de openingen in de steenzetting. Dit komt tot uiting in de leklengte λ ($= \sin\alpha\sqrt{k/k'' \cdot bd}$) (zie ook punt 4).
Door wijzigingen aan de constructie is de grootte van de leklengte en daarmee de overdruk onder de toplaag te beïnvloeden. Vooral bij een waterspiegeldaling blijkt dat de leklengte λ een aanzienlijke invloed heeft op de druk onder de steenzetting. Ook met het rekenmodel STEENZET kan de invloed van de dikte van de zetsteen in relatie met de effectieve doorlatendheid worden nagegaan. Als voorbeeld wordt figuur 16 gegeven, waaruit blijkt dat de verschildrukken afnemen als $k \cdot b$ afneemt.
Zowel bij de analytische oplossingsmethode als het rekenmodel STEENZET blijkt dat de resulterende verschildrukken regelmatig het eigen gewicht van de blokken overschrijden. Praktijkwaarnemingen bevestigen dit. De wrijving en/of klemming tussen de blokken is er de oorzaak van dat ze blijven liggen (*fig. 17*). Enkele aspecten hiervan zijn reeds te kwantificeren; er blijven echter ook nog vragen. Verhogen van het eigen gewicht (grotere dikte) en vergroten van de inklemming door onderlinge verbindingen (interlock of haakweerstand) en het inwassen van de spleten met granulair materiaal verhogen de sterkte.
Een bepaalde vormgeving van elementen kan, naast een verhoging van de inklemming de ruwheid van het talud verhogen waardoor de golfoploop enigszins afneemt. Bij dit laatste speelt ook de taludhelling een rol die daarnaast van belang is voor de golfbreekhoogte en golfbreekdiepte.

Een belangrijk grondmechanisch aspect als dat van afschuiving is eveneens afhankelijk van de taludhelling. Gezien het kader van dit artikel wordt daar verder niet op ingegaan.
Aangetoond is dat de doorlatendheid van de constructie van belang is voor de optredende verschildrukken (*zie fig. 16*).
De doorlatendheid van de toplaag is onder meer afhankelijk van de onderlagen, dat zijn de lagen die de overgang vormen tussen het harde gedeelte van de constructie en de vaak uit zand opgebouwde kern van de dijk. De functie van deze lagen is dan ook het voorkomen van erosie en uitspoeling van dit zandlichaam.
De onderlagen kunnen sterk ondoorlatend zijn zoals bij klei onder een steenzetting. In dit geval zullen de verschildrukken over de steenzetting gering zijn. Een nadeel van klei direct onder de toplaag is dat de kleilaag erosiegevoelig is, welk gevaar enigszins is te verminde-



15 Berekende en gemeten drukken als functie van de tijd (berekend met het rekenmodel STEENZET)



17 Optredende krachten door wrijving en inklemming

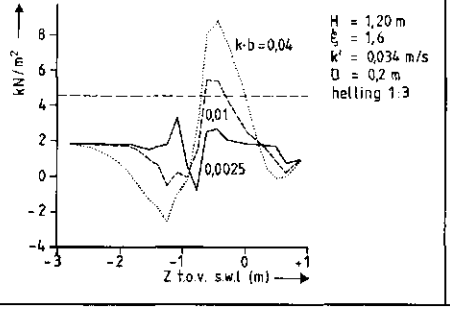
ren door de steenzetting zeer zorgvuldig aan te brengen zodat de spleetafmetingen klein zijn.

6. Conclusies

Omtrent het ontwerpen van betonnen bekledingen zijn de volgende conclusies te trekken:

- Er zijn nog geen universeel geldende ontwerpregels voor betonnen dijkbekledingen, maar wel is er met behulp van rekenmodellen en fysisch modelonderzoek inzicht verkregen in de sterkte en belasting.
- De verschildrukken over een steenzetting zijn afhankelijk van de toplaag en de onderlaag samen. De over een steenzetting optredende verschildrukken zijn bij een slecht doorlatende toplaag en goed doorlatende onderlagen hoger dan andersom, waardoor bij lagere golfhoogte reeds schade zal ontstaan.
- Een onderlaag van klei is erosiegevoelig. Kleine spleten tussen de elementen verminderen de belasting op de klei en kunnen de erosie verminderen.
- De optredende verschildrukken over de steenzetting kunnen in voorkomende situaties ook hoger dan het eigen gewicht van de elementen zijn, terwijl de zetting niet bezwijkt. Dank zij inklemming en onderlinge wrijving blijven de bekledingen veelal in tact. Kennis omtrent dit laatste mechanisme is nog niet toereikend genoeg om het te kunnen kwantificeren in praktische ontwerpregels.
- De optredende verschildrukken over de toplaag zijn te berekenen met een rekenmodel (STEENZET) of op analytische wijze.
- De belasting op het talud, als functie van golfrandvoorwaarden, is te berekenen met het rekenmodel BEACH.
- De belasting op het talud door scheepvaart kan worden bepaald met het rekenmodel SHIWA.
- Op basis van modelonderzoek in de Deltagoot zijn ontwerpgrafieken opgesteld die aangeven bij welke golfrandvoorwaarden de constructie zal bezwijken.
- Voor dichte bekledingen is het moment vlak voor de golfklap maatgevend. Bij open bekledingen is dit de golfklap zelf.

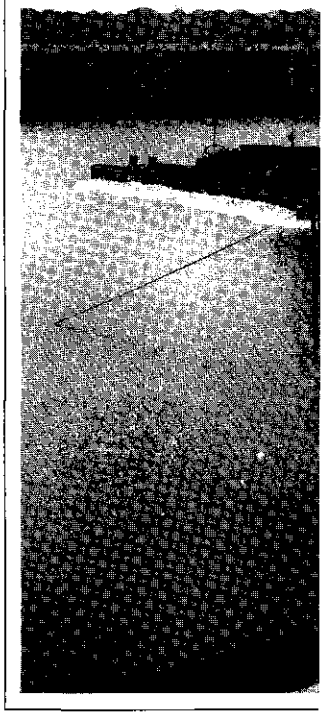
16 Verschildrukken bij een zetting van vierkante betonblokken op een mijnsteenlaag



In de komende tijd zullen de onderzoeken zich voornamelijk bezighouden met de volgende aspecten:

- verfijning van een methode om drukken op een bekleding door verschillende typen belastingen te bepalen;
- bepalen van een model waarbij wrijving en inklemming in rekening worden gebracht;
- kennisuitbreiding over de stabiliteitsaspecten (materiaaleigenschappen) van onderlagen.

BETONNEN DIJK- EN OEVERBEKLEDINGEN (II)



ONTWERPASPECTEN VAN BETONNEN BEKLEDINGEN

ir. M. Klein Breteler en **ir. F.C.M. van der Knaap,** Waterloopkundig Laboratorium
ir. A. Bezuijen, Laboratorium voor Grondmechanica

Dit is het tweede artikel uit een reeks over taludbekledingsconstructies. Deze constructies bestaan uit een toplaag van gezette betonelementen (blokken of zuilen), gefundeerd op een filterlaag van granulair materiaal. In figuur 1 is dit algemene concept weergegeven (onder 1,80 m + NAP). De constructie dient om een dijklichaam of oever, de basis genoemd, te beschermen tegen erosie als gevolg van de waterbeweging.

In het vorige artikel (1) uit deze reeks zijn de resultaten van het meerjarige onderzoek beschreven dat bij het Waterloopkundig Laboratorium (WL) en Laboratorium voor Grondmechanica (LGM) in opdracht van Rijkswaterstaats Deltadienst momenteel wordt uitgevoerd. Deze resultaten vormen het gereedschap waarmee taludbekledingen ontworpen kunnen worden. Het ontwerpproces zelf is het onderwerp van dit artikel terwijl in het volgende artikel een concreet voorbeeld van een dijkbekledingsontwerp aan de orde zal komen.
Allereerst wordt ingegaan op de eisen waaraan fundatielagen moeten voldoen, wat hier beperkt blijft tot de problematiek rond granulaire filters.

Een zeer belangrijke constructie-beschrijvende parameter die in [1] al naar voren is gekomen, is de leklengte. Gezien het feit dat deze parameter tijdens het ontwerpproces steeds in het achterhoofd gehouden moet worden, volgt hier nogmaals de formule:

$$\lambda = \sin\alpha \sqrt{\frac{bDk}{k'}}$$

λ – leklengte (m);
α – taludhelling (°);
b – dikte van de filterlaag (m);
D – dikte van de bekleding (toplaag) (m);
k – doorlatendheid van de filterlaag (m/s);
k' – doorlatendheid van toplaag (m/s).

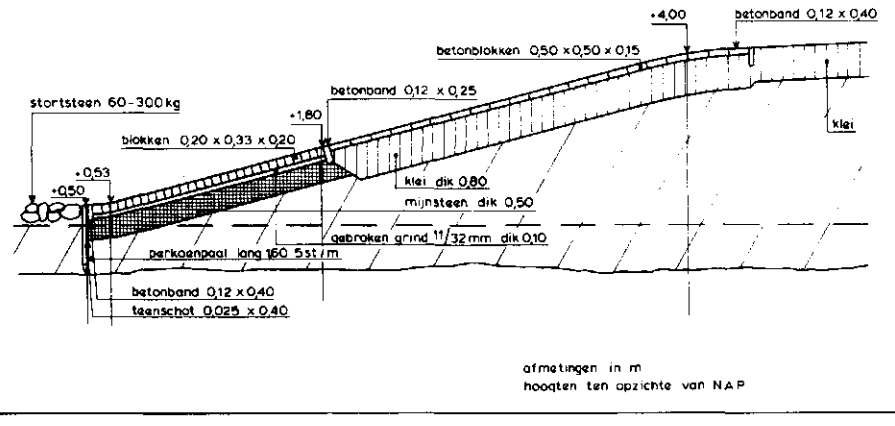
De overdruk onder de toplaag (= verschil tussen druk onder en boven de toplaag gecorrigeerd voor de plaatshoogte) ontstaat door golfbelasting, is kleiner naarmate de leklengte kleiner is. Een uitvoeriger beschrijving van deze parameter is gegeven in [1].

1. Fundatielagen

De meeste taludbekledingen van gezette betonelementen worden gefundeerd op één of meer onderlagen van granulair materiaal. In het onderzoek is de aandacht daarom voornamelijk hierop gericht geweest en ook in dit artikel wordt daar niet van afgeweken. In grote lijnen bestaat de functie van het granulaire filter uit drie hoofdpunten:
- erosie van de basis tegengaan;
- fundatie voor de toplaag;
- demping en spreiding van de belasting.

Dit laatste behoeft enige uitleg. Een golfklap op het talud kan er voor zorgen dat verweking van het dijklichaam optreedt: het korrelskelet wordt door de golfklap ingedrukt zonder dat het in de porieën aanwezige water uit kan treden.

1 Dwarsprofiel Oesterdam





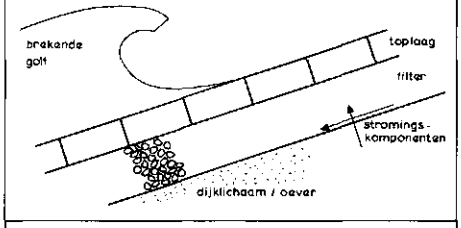
Proefvak in Hartelkanaal

De contactdruk tussen de zandkorrels neemt af en er ontstaat een drijfzandachtige substantie. Dit kan in de eerste plaats worden vermeden door de basis goed te verdichten, zodat een golfklap het korrelskelet niet verder ingedrukt krijgt.
Kennis omtrent dit bezwijkmechanisme is echter nog zo beperkt dat het niet duidelijk is of het goed verdichten van de basis in alle omstandigheden een afdoende maatregel is. Wel is al bekend dat een granulair filter een gunstige invloed heeft omdat het belastingdempend en -spreidend werkt. In 1986 wordt op dit gebied verder onderzoek uitgevoerd, dat uiteindelijk moet leiden tot een ontwerpeis voor de minimale verdichting en filterlaagdikte.

Gezien bovengenoemde functies van het granulaire filter kunnen de volgende eisen worden geformuleerd:
- het moet erosie van de basis verhinderen;
- het moet een zo laag mogelijke waterdoorlatendheid hebben, zodat de druk onder de toplaag klein blijft;
- het mag niet uitspoelen door de spleten en/of gaten in de toplaag;
- het moet voldoende vlak afgewerkt kunnen worden, zodat het mogelijk is om de toplaag vlak erop aan te brengen;
- het moet tijdens alle bouwfasen voldoende stabiel zijn, ook als pas na hoogwater de toplaag wordt aangebracht;
- gedurende de levensduur van de constructie mogen de filtereigenschappen niet slechter worden;
- het moet goedkoop zijn.

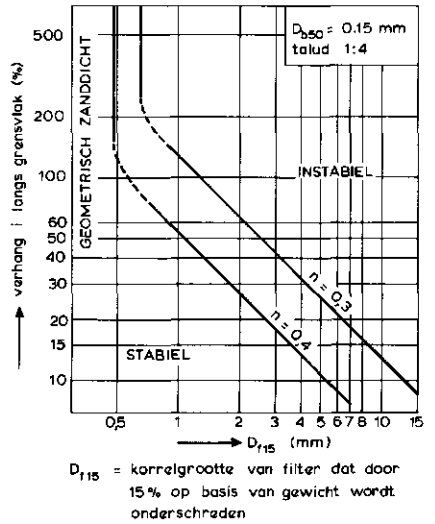
Hieronder komen deze eisen aan orde. Het zal blijken dat sommige eisen strijdig zijn, wat de wens introduceert om juist op de grenzen van wat nog acceptabel is te ontwerpen. Het huidige onderzoek is er op gericht dit mogelijk te maken door die grenzen in duidelijke ontwerpregels boven water te halen.

1.1 Erosie van de basis
De basis onder een filterlaag bestaat doorgaans uit zand of klei. In dit kader blijft klei echter onbesproken. Figuur 2 geeft de situatie schematisch weer.



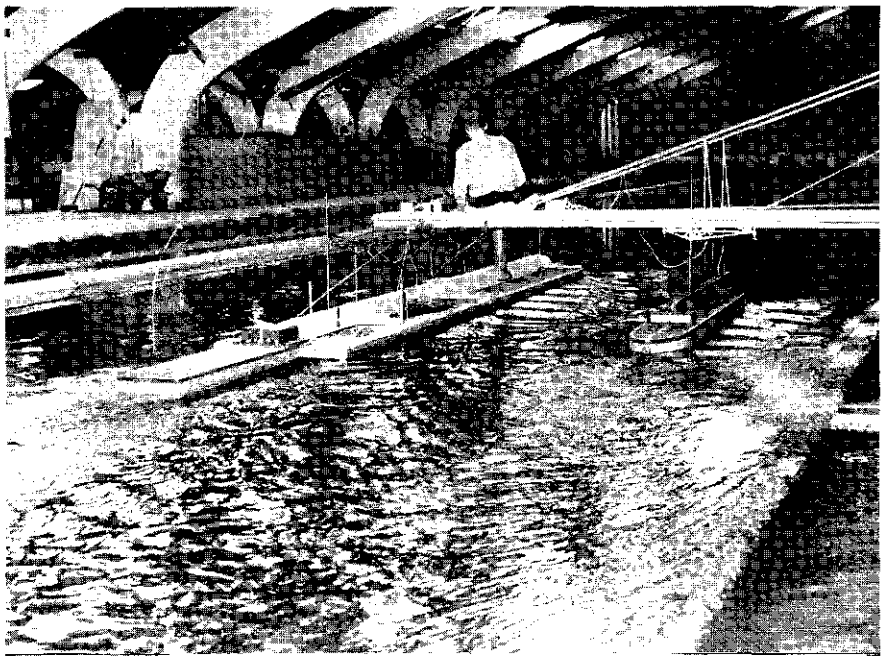
2 Erosie als gevolg van stroming in onderlagen

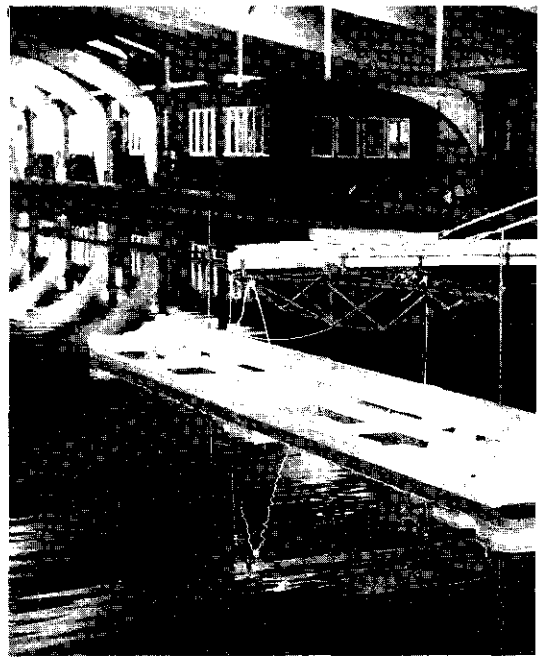
De hydraulische belasting op het grensvlak wordt bepaald door het verhang in het filter dat verantwoordelijk is voor een stroming langs de basis, die op zijn beurt verantwoordelijk kan zijn voor het meevoeren van zandkorrels. De sterkte van het grensvlak wordt bepaald door de grootte van de zandkorrels. Zijn de zandkorrels groter dan de poriën in het filter (tussen de filterkorrels) dan kunnen de zandkorrels bij geen enkele hydraulische belasting, hoe groot ook, worden weggespoeld: het filter is geometrisch zanddicht. Als de poriën (veel) groter dan de zandkorrels zijn, kan het filter echter de erosie van de basis slechts tot een bepaalde hydraulische belasting verhinderen. Gebleken is dat een geometrisch zanddicht filter over het algemeen in taludbekledingsconstructies niet nodig is.
In het kader van het onderhavige onderzoek worden ontwerpformules ontwikkeld. Hoewel het onderzoek hiernaar nog niet volledig is afgerond, zijn er wel voorlopige resultaten geboekt. Als voorbeeld geeft figuur 3 een ontwerpgrafiek voor een filter op een talud 1:4 bestaande uit zand met D_{b50} = 0,15 mm (= korrelgrootte die door 50% van de korrels op basis van gewicht wordt onderschreden). Het zand wordt cyclisch belast met een maximaal verhang *(i)* evenwijdig aan het grensvlak en een gelijktijdig optredend verhang in de basis, loodrecht op het grensvlak, gelijk aan 20%.



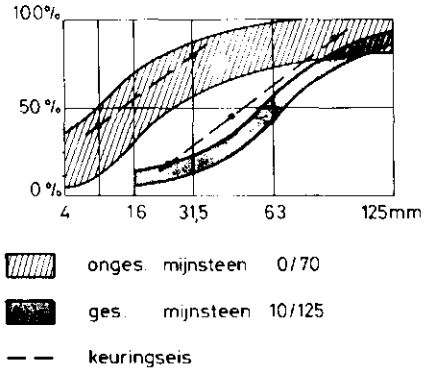
3 Ontwerpgrafiek voor filters

In de grafiek is de grens aangegeven tussen het stabiele en instabiele gebied. De ligging van deze grens is afhankelijk van de porositeit *(n)* van het filter. Bij een talud van 1:4 doet zich meestal een verhang van ongeveer 30% voor. Voor een filter van mijnsteen met een porositeit n





Duwvaarteenheid in schaalmodel



4 Zeefkromme voor mijnsteen

Moment van bezwijken van talud in Detagoot, betonblokken 25 x 25 x 10 cm³



= 0,33 betekent dit dat er geen erosie optreedt als D_{f15} kleiner is dan 3 mm. Het filter zou pas geometrisch zanddicht zijn als D_{f15} kleiner is dan 0,6 mm.

1.2 Waterdoorlatendheid

De leklengte λ is reeds genoemd als een belangrijke parameter. De doorlatendheid van de filterlaag is een van de variabelen waarmee de leklengte beïnvloed kan worden. Uit de formule voor λ blijkt dat een lage doorlatendheid resulteert in een kleine leklengte. Dit is gunstig voor de stabiliteit van de toplaag.

De doorlatendheid van het filter wordt hoofdzakelijk bepaald door:

- korrelgrootte van de fijne fractie;
- porositeit.

Als representatieve maat voor de korrelgrootte van de fijne fractie uit een filter kan men de D_{f15} nemen. Zolang de D_{f15} globaal tussen 1 en 10 mm zit, geldt dat de doorlatendheid recht evenredig is met de D_{f15}.

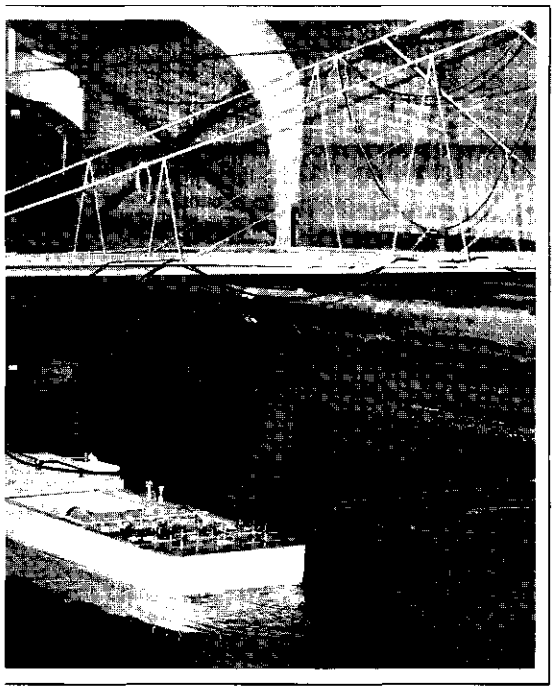
Daarnaast is de doorlatendheid sterk afhankelijk van de porositeit (= quotiënt van korrelvolume en totale volume). Filters met een lage porositeit, zoals die met een flauwe zeefkromme en/of die zeer goed verdicht zijn, hebben een relatief lage doorlatendheid.

Bij het streven naar een zo flauw mogelijke zeefkromme loopt men tegen het probleem aan dat wordt aangeduid met de term 'interne instabiliteit'. Hiermee wordt de migratie (en uitspoeling) bedoeld van kleine korreltjes tussen de grote korrels van het filter. De consequentie hiervan is dat het totale volume filtermateriaal afneemt en daardoor verzakking van de toplaag dreigt. Tevens nemen de D_{f15} en de porositeit toe. Het gevolg kan zijn uitspoeling van de basis *(zie fig. 3)* en instabiliteit van de toplaag. Er is helaas nog maar weinig bekend over interne stabiliteit. Als vuistregel geldt dat interne stabiliteit gegarandeerd is als $D_{f60} < 10 D_{f10}$. Deze regel is echter in veel gevallen veel te streng, wat tot overdimensionering leidt. Ongesorteerde mijnsteen, dat om vele redenen zeer geschikt is (niet alleen vanwege de prijs), zou vanwege interne instabiliteit op grond van deze vuistregel ten onrechte afgekeurd kunnen worden. Ook hier geldt dat het economisch optimum pas haalbaar is als de grenzen van wat technisch nog acceptabel is, scherp vastliggen en niet overdreven veilig zijn. Verwacht mag worden dat op dit gebied in 1986 verder onderzoek verricht zal worden.

1.3 Uitspoeling door toplaag

Vlak voor een golfklap het talud raakt, heeft het water op het talud zich maximaal teruggetrokken, terwijl in het filter een vrij hoge waterstand aanwezig is. Hierdoor stroomt er water met hoge snelheid door de openingen van het talud (spleten en/of gaten) naar buiten en dreigt filterkorrels mee te voeren. Om dit te voorkomen moeten de openingen in de toplaag kleiner zijn dan de filterkorrels.

Als vuistregel geldt dat de openingen in de toplaag kleiner moeten zijn dan de D_{f15}, zodat minder dan 15 gewichtsprocenten van het filtermateriaal dat vlakbij de openingen zit kan uitspoelen. Van toekomstig onderzoek mag worden verwacht dat het deze vuistregel aanzienlijk versoepelt. Dit is zeer wenselijk gezien het feit dat deze uitspoelingseis haaks staat op de eisen ten aanzien van



erosie van de basis en de doorlatendheid van het filter.

1.4 Toplaagfundatie en bouwfase-stabiliteit
Grote brokstukken in een filter maken het erg moeilijk de toplaag vlak af te werken. In geval van mijnsteen geeft men doorgaans de voorkeur aan een uitvullaagje van ongeveer 5 cm grind of split. De blokken zijn hierop goed vlak te plaatsen en het probleem van de uitspoeling van filtermateriaal is meestal ook opgelost. De uitvullaag is echter vrij kostbaar.

Verwacht men reeds voor het plaatsen van de toplaag een belasting van het filter door golven, dan moet het filter daar redelijk tegen bestand zijn. Dit kan beoordeeld worden met de formule van Hudson, toegepast op mijnsteen:



$$D_{f50} > 0{,}32\, H \sqrt[3]{\tan \alpha}$$

H = (significante) golfhoogte.

Mijnsteen met D_{f50} = 60 mm is volgens deze formule op een talud van 1:4 nog stabiel tot een golfhoogte van 0,3 m.

1.5 Prijs en levensduur
Afvalprodukten zijn over het algemeen erg goedkoop, mits er geen eisen aan worden gesteld. Mijnsteen is zo'n afvalprodukt, een nevenprodukt dat vrijkomt bij de steenkoolwinning en vooral goedkoop als men geen eisen stelt aan de korrelgradatie, want zeven kost geld. Uit het bovenstaande is duidelijk dat er wèl eisen zijn. Mijnsteen is dan ook een voorbeeld waarbij men tijdens het ontwerp van bekledingsconstructies rekening moet houden met haalbare kwaliteitseisen. In Nederland worden twee soorten mijnsteen gebruikt: gesorteerd en ongesorteerd *(fig. 4)*.
Het is een sterk gelaagd materiaal: samengesteld uit kleisteen en leisteen. Onder atmosferische omstandigheden (wisseling in vochtgehalte) valt kleisteen uiteen in fijner materiaal. Het gevolg is een kleinere D_{f50} en D_{f15}, wat gunstig genoemd kan worden, mits er geen uitspoeling door de toplaag kan plaatsvinden. Tevens wordt de zeefkromme aanzienlijk flauwer waardoor voor interne instabiliteit gevreesd moet worden. Ook onder mechanische belasting (mechanisch verdicht en/of golfklappen) verfijnt mijnsteen.

Een concurrent van mijnsteen is silex. Dit gesteente komt vrij bij de winning van mergel ten behoeve van de cementfabricage. Dooi-vorst variaties veroorzaken vooral in de fijne fractie aanzienlijke verwering en breuk. Op den duur moet dan ook rekening gehouden worden met intere instabiliteit.
Andere afvalprodukten, die als filter te gebruiken zijn, zijn staalslakken (LD) en fosforslakken.

2. Dimensionering bekledingsconstructies

In het ontwerpproces van een bekledingsconstructie loopt een ontwerper steeds tegen de vraag aan: 'Is deze constructie stabiel bij de gegeven ontwerpbelasting?'. Bij een negatief antwoord zal hij proberen de constructie sterker te maken zonder dat deze daar overdreven duur door wordt.
Deze paragraaf beschrijft in hoofdlijnen hoe een constructie op z'n stabiliteit kan worden beoordeeld en welke mogelijkheden er zijn om de constructie te verbeteren.

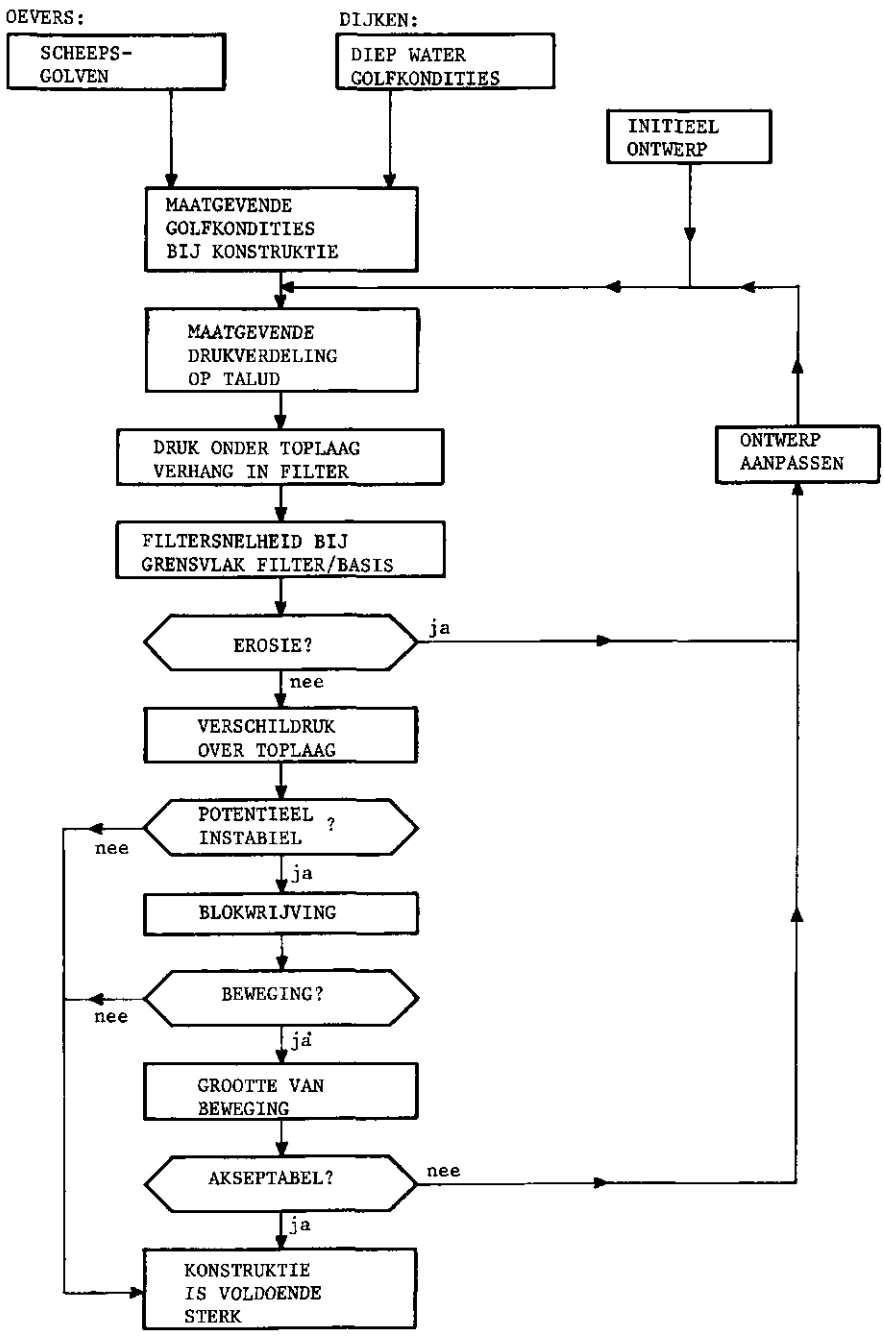
In beginsel zijn er twee manieren om een constructie te beoordelen:
1. Sterkteberekening
Voordeel: goedkoop en men kan veel varianten doorrekenen.
Nadeel : minder betrouwbaar resultaat waardoor men aan de veilige kant zal moeten dimensioneren.

2. Model-onderzoek
Voordeel: betrouwbaar resultaat waardoor een economisch optimaal ontwerp haalbaar is
Nadeel : kostbare methode.

Opgemerkt moet worden dat een sterkteberekening zo goedkoop is ten opzichte van modelonderzoek, dat deze altijd als voorbereiding op modelonderzoek wordt uitgevoerd.
Bij de beoordeling voor het uitvoeren van modelonderzoek houdt men de grootte van het te maken werk in gedachten. Bij een voldoende groot werk zullen de besparingen die men met modelonderzoek kan bereiken, ruim opwegen tegen de prijs van dit onderzoek. In de loop der jaren zullen de sterkteberekeningen steeds nauwkeuriger worden en is te verwachten dat op den duur alleen bij zeer grote werken nog tot modelonderzoek wordt besloten.
De volgende paragrafen gaan op beide typen onderzoek nader in.

2.1 Berekenen van de belasting op constructies
Het golfklimaat op diep water (Noordzee) vormt de basis voor het bepalen van de maatgevende belasting op een dijk. Op basis van de golfwaarnemingen die in de afgelopen tientallen jaren op zee zijn uitgevoerd, is te berekenen welke golfhoogte (en periode) er met welke frequentie voorkomt. Extrapolatie naar de ontwerpomstandigheden (superstorm) levert de ontwerpgolfhoogte en -periode op. Vervolgens kan het ondiep water golfklimaat (vlak voor de constructie) worden berekend.
Uiteraard is hier sprake van een wisselwerking tussen de berekende belasting op de constructie en de gekozen maatgevende golven op diep water. Het komt namelijk voor dat bijvoorbeeld golven uit een bepaalde richting op zee weliswaar nooit zo hoog worden, maar toch de constructie zo ongunstig belasten dat zij maatgevend zijn.

De belasting op een oeververdediging langs een kanaal is afhankelijk van het schip dat door het kanaal vaart, het geïnstalleerde motorvermogen en de geometrie van het kanaal. Deze gegevens vormen de input voor het door het WL



5 Stroomschema voor het ontwerp van een taludbekleding

ontwikkelde programma SHIWA, waarmee vervolgens de snelheid van het schip en de in het kanaal opgewekte waterbeweging worden berekend. Voor de oeverbescherming zijn met name van belang: de waterspiegeldaling, de golven en de stromingssterkte van de retourstroom nabij het talud.

Op basis van de berekende golfcondities bij de constructie, kan met het nog in ontwikkeling zijnde computerprogrammna BEACH, de druk op het talud op het maatgevende moment worden berekend. Het programma is momenteel bruikbaar voor relatief dichte bekledingen (zoals gezette zuilen en blokken zonder gaten), mits de verhouding tussen golfhoogte en golfperiode niet te groot is. Verwacht mag worden dat binnenkort deze laatste beperking op de toepasbaarheid van BEACH verdwenen zal zijn.
De berekende belasting op het talud mag de sterkte van de constructie niet overschrijden. In de volgende paragraaf wordt hier verder op ingegaan.

2.2 Sterkte van de bekledingsconstructie
De sterkte van de constructie in relatie tot de belasting wordt beoordeeld aan de hand van het diagram in figuur 5. Elk hokje vertegenwoordigt het resultaat van een stap uit het berekeningsproces.

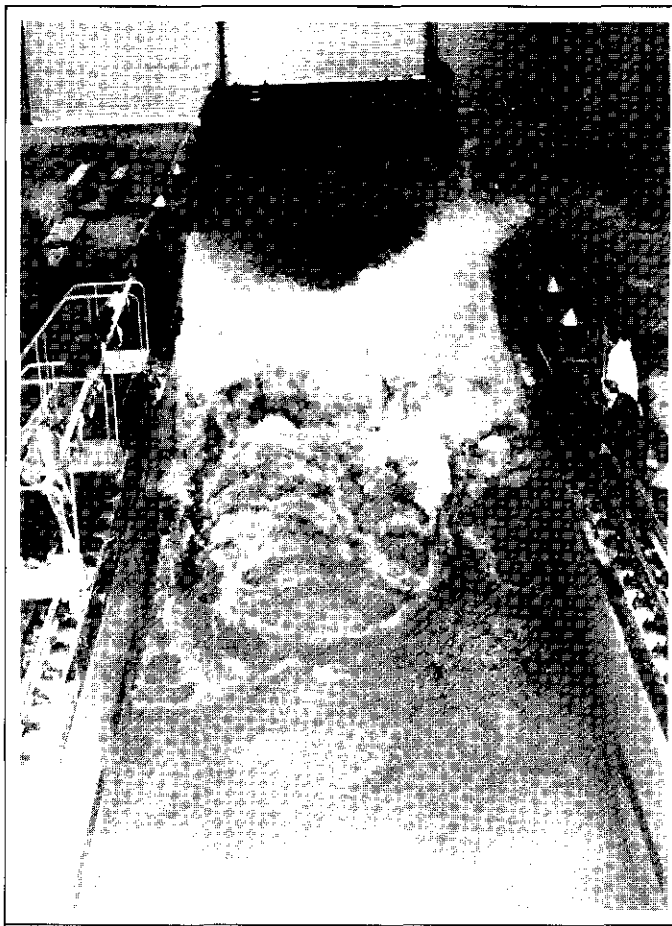
De bovenste hokjes in het diagram betreffen de uitwendige belastingsberekening en zijn reeds in de vorige paragraaf beschreven.

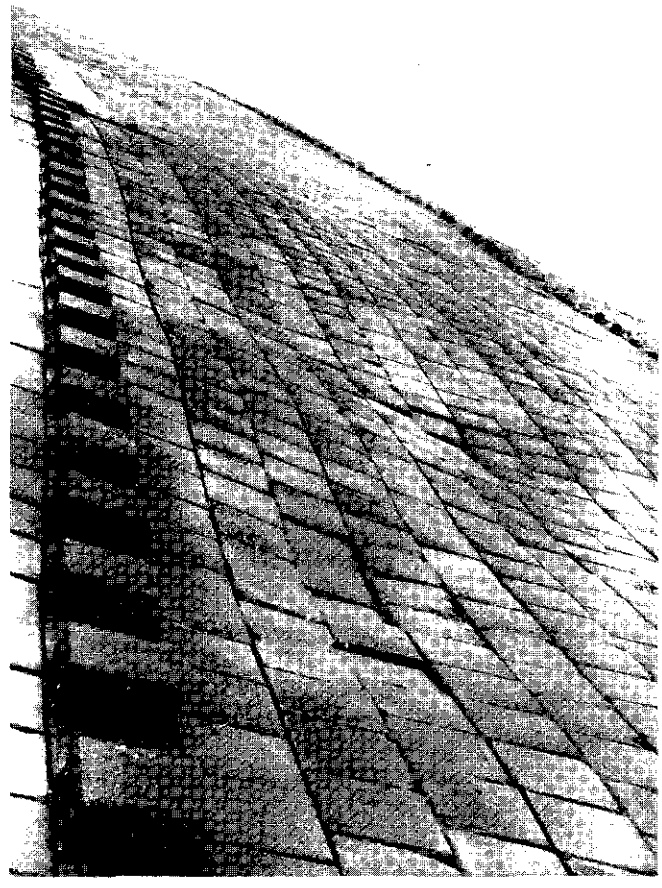
Er zijn twee methoden om de druk onder de toplaag en het verhang in het filter te berekenen:
- analytisch;
- numeriek (computerprogramma STEENZET).

Beide methoden zijn in het vorige artikel van deze serie beschreven. Bij de keuze uit deze methoden moet in gedachten worden gehouden dat een ketting zo sterk is als zijn zwakste schakel. Is de belasting op het talud bijvoorbeeld slechts globaal geschat, dan heeft het geen zin om met het computerprogramma STEENZET de bijbehorende druk onder het talud zeer nauwkeurig te berekenen. De wat minder nauwkeurige, maar veel eenvoudiger te hanteren, analytische formule is dan al goed genoeg.

Het is in dit stadium van de berekening noodzakelijk te beoordelen of de filterlaag goed gekozen is. Hiervoor kan een ontwerpgrafiek zoals figuur 3 worden gebruikt, in combinatie met het berekende verhang in het filter.
De berekening zou kunnen leiden tot de constatering dat het grensvlak filter/basis niet stabiel is, zodat het ontwerp aanpassing behoeft. Men kan daarbij aan de volgende mogelijkheden denken:
- fijner filtermateriaal kiezen, zodat D_{f15} kleiner wordt;
- filtermateriaal met een flauwere zeefkromme toepassen en dit goed ver-







Superstorm op talud van Basalton blokken in de Deltagoot

Schade door instabiliteit van onderlagen

Schade aan een talud met rechthoekige blokken na een storm



dichten, zodat de porositeit kleiner wordt;
- een geotextiel tussen het filter en het dijklichaam toepassen;
- filterlaag dikker maken.

Het is in dit verband niet verstandig om de eerste mogelijkheden te snel van de hand te wijzen. Ze hebben namelijk niet alleen een gunstige invloed op de stabiliteit van het dijklichaam maar ook op de toplaag. De laagdikte van het filter vergroten is de minst gunstige manier om de erosieproblemen op te lossen; de belasting op de toplaag wordt dan zelfs groter.

Als er geen erosie van het dijklichaam te verwachten valt, kan de aandacht naar de toplaag worden verlegd. De sterkte van de toplaag wordt primair bepaald door het gewicht van de gebruikte blokken. Er zijn geen problemen te verwachten als het gewicht (onder water) voldoende is om de overdruk te weerstaan. Is dit niet het geval, dan is de toplaag potentieel instabiel. Een blok hoeft dan nog niet uit het talud gedrukt te worden, want de wrijving die de blokken onderling ondervinden kan de beweging nog tegengaan.
De zwakste schakel in een taludbekleding van blokken, die niet door kabels of 'interlock' werking onderling zijn verbonden, is het losse blok. Met een los blok wordt hier een blok of zuil bedoeld die alleen nog maar contact heeft met zijn onderbuur in het talud. Zowel links, rechts als boven hem zijn door bijzondere omstandigheden spleten ontstaan, waardoor de enige wrijving met de omgeving wordt ontleend aan het eigen gewicht. Elke taludbekleding kent enkele losse blokken. De wrijving is te berekenen en draagt bij aan de sterkte van het losse blok. Pas als de verschildruk over de zetting groter wordt dan de wrijving, gaat het losse blok bewegen. Maar ook dan hoeft de bekleding nog niet te bezwijken.
Het blok is namelijk in staat om vanwege z'n massa-traagheid en nog enkele andere eigenschappen een kort-durende belastingspiek, die het eigen gewicht en de wrijving overtreft, te weerstaan zonder dat het blok uit het talud wordt gedrukt. Het blok beweegt echter wel een stukje omhoog (en weer omlaag).

2.3 Factoren die de sterkte beïnvloeden

Het huidige onderzoek is er op gericht de grootte van de beweging van het losse blok te berekenen. De berekeningsmethode wordt enerzijds gekoppeld aan de analytische berekening van de belasting en anderzijds geïnplementeerd in het computerprogramma STEENZET. De eerste resultaten van de analytische berekeningen in vergelijking tot modelonderzoek wijzen uit dat bij een berekende blokbeweging van 30 à 40% van

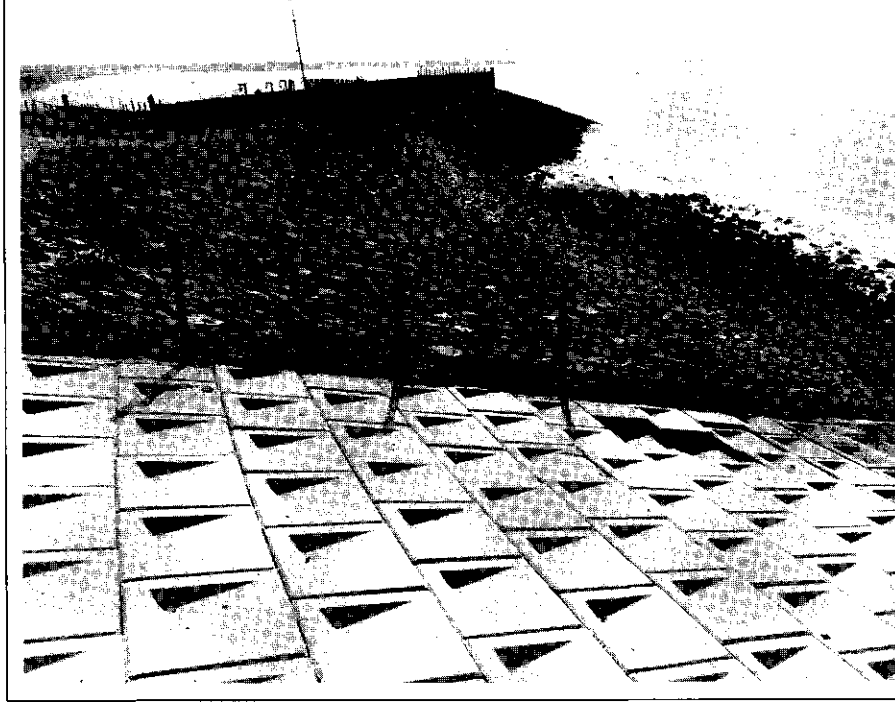


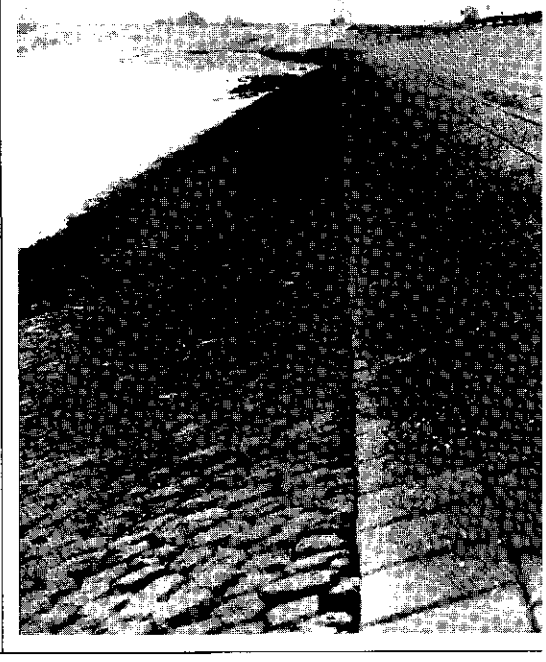
Talud waarbij de filterlaag zichtbaar is gemaakt

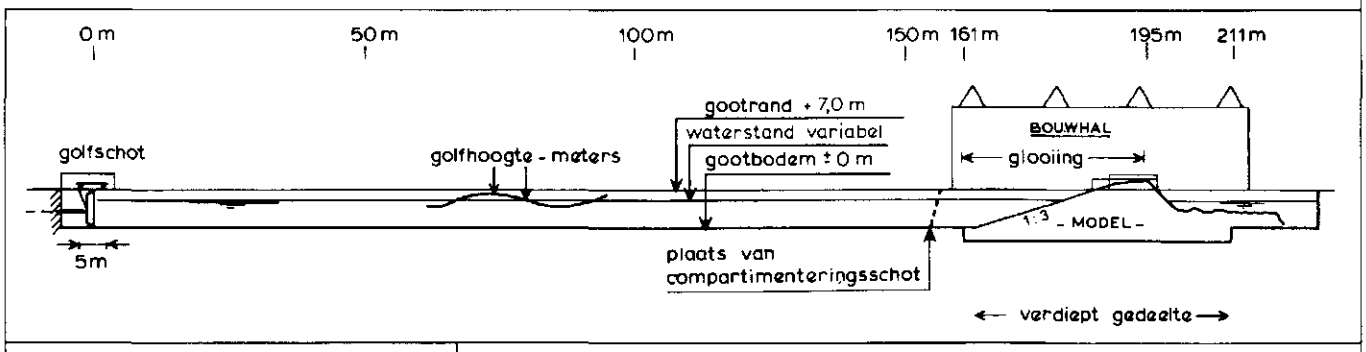
de blokdikte het over het talud razende water in staat is het blok mee te voeren. De zetting heet te zijn bezweken als een blok uit het talud verdwenen is.
Bij een blokbeweging die naar het oordeel van de ontwerper onacceptabel genoemd moet worden, zijn er de volgende mogelijkheden om hier iets aan te doen:
- blokdikte vergroten;
- blokoppervlak vergroten;
- spleetbreedte vergroten;
- dikke filterlaag verkleinen;
- korrelgrootte filtermateriaal verkleinen;
- soortelijke massa blok vergroten;
- taludhelling verkleinen;
- berm toepassen.

Het vergroten van de dikte en de soortelijke massa van het blok heeft voornamelijk invloed op de primaire sterkte van de zetting. De invloed van het blokoppervlak houdt verband met het feit dat onder een bewegend blok een ruimte ontstaat die gevuld moet worden met water. Dit water moet vanuit de filterlaag in korte tijd toestromen en veroorzaakt lokaal een drukterugval die er voor zorgt dat de druk onder een bewe-

Schade aan een talud door het uitspoelen van onderlagen



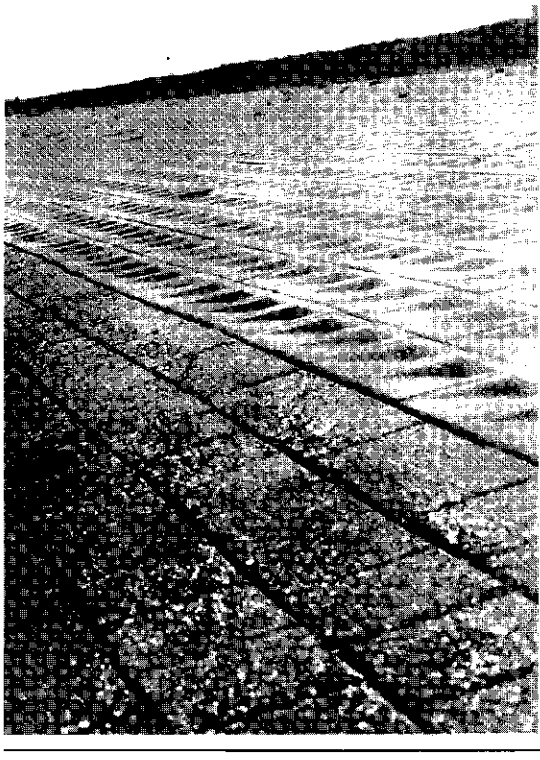




6 **Langsdoorsnede Deltagoot (schaal 1:1000)**

gend blok veel lager is dan onder een stilstaand blok. Het blok lijkt als het ware vastgezogen te zitten op de filterlaag. Naarmate het blok een groter oppervlak heeft, is dit effect duidelijker merkbaar. Het vergroten van de spleetbreedte verhoogt de toplaagdoorlatendheid en verkleint derhalve de leklengte. Wel kan het uitspoelen van filterkorrels worden geïntroduceerd, wat weer tegengegaan kan worden door het aanbrengen van een geotextiel onder de toplaag. Dan moeten de spleten wel aanzienlijk worden vergroot of men moet zelfs aan het maken van gaten denken, omdat de toplaag door het geotextiel weer duidelijk ondoorlatender wordt.
De leklengte kan ook worden verkleind door de filterlaag dunner of fijner te maken, of de taludhelling te verkleinen. Net als het toepassen van een berm heeft dit laatste ook een gunstige invloed op de drukken op het talud.
Uit het bovenstaande blijkt dat een constructie niet altijd duurder hoeft te worden als hij niet stabiel genoeg is. De mogelijkheid om het economische optimum door rationeel ontwerpen dichter bij te brengen, is een van de belangrijkste resultaten van het onderzoek naar de stabiliteit van taludbekledingen.

Talud opgebouwd uit (van onder naar boven) basalt, rechthoekige blokken en Haringman blokken



3. Model- en Prototype onderzoek

Voorafgaand aan modelonderzoek is het gebruikelijk met een rekenmodel enkele zinnige constructie-varianten te dimensioneren. Als het om een dijkbekleding gaat, bestaat het modelonderzoek uit het nabouwen van een stukje dijk van 5 m breedte op ware grootte in de Detalgoot van het WL en LGM. Deze modelfaciliteit is weergegeven in figuur 6. Door de golfbelasting stap voor stap op te voeren kan dan worden bekeken bij welke golfcondities de constructie bezwijkt.

Vergelijkbaar onderzoek voor oeverbekledingen kan worden uitgevoerd door een proefvak langs een kanaal in te richten (prototype-onderzoek). De golfbelasting ontstaat hier door langsvarende schepen.

Een combinatie van modelonderzoek en een rekenmodel behoort ook tot de mogelijkheden. Een zinnige verdeling over beide typen onderzoek kan verkregen worden door de uitwendige belasting (druk) op het talud met een fysisch model te bepalen en vervolgens de meetresultaten als input voor het rekenmodel te gebruiken.
Door uitsluitend de belasting in een fysisch model te onderzoeken, heeft men de mogelijkheid een (klein) schaalmodel te maken. Dit scheelt in de kosten ten opzichte van grootschalig Deltagootonderzoek. De sterkte van een constructie is helaas niet in een (klein) schaalmodel te onderzoeken vanwege onoverkomelijke schaaleffecten waarmee men te maken krijgt.

4. Conclusies

Gebleken is dat de verschillende eisen die aan een fundatielaag gesteld moeten worden, gedeeltelijk strijdig zijn waardoor naar een compromis gezocht moet worden. Dit is alleen mogelijk als de eisen in scherp geformuleerde ontwerpregels zijn gegoten zodat een ontwerp wordt gebaseerd op de grenzen van wat nog acceptabel is. Voor de erosie van de basis kan dit nu al, maar voor verweking van het dijklichaam, interne stabiliteit en uitspoeling van filtermateriaal door de toplaag, is nog verder onderzoek nodig.

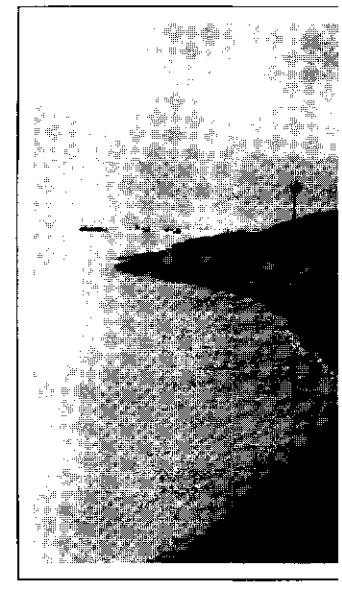
Bij het dimensioneren van de gehele constructie is het van groot belang de samenwerking tussen toplaag en filterlaag niet uit het oog te verliezen. De leklengte is in dit verband zeer belangrijk.
Voorlopig zal bij de wat grotere werken na een serie sterkte-berekeningen het nog nodig zijn modelonderzoek en/of prototype-onderzoek uit te voeren om een economisch ontwerp te realiseren. In de loop der jaren mag worden verwacht dat de berekeningsmethoden het modelonderzoek langzamerhand gaan terugdringen.

Literatuur

1. A.Burger, J.H.Laboyrie en A.Bezuijen, Betonnen dijk- en oeverbekledingen (I) - Ontwerprpincipes en rekenmodellen voor bekledingen, *Cement* 1986 nr. 2, blz. 46 - 53

BETONNEN DIJK- EN OEVERBEKLEDINGEN (III)

TOETSING ONTWERPMETHODIEKEN



ir.A.M.Burger en **ir.M.Klein Breteler,** Waterloopkundig Laboratorium de Voorst, Emmeloord

Ook voor het ontwerpen van betonnen blokkenglooiingen op oevers en dijken geldt dat men leert van problemen. In deze aflevering staat een schadegeval model voor een toetsing aan de huidige ontwerpmethodieken.

1. Inleiding

Dit derde artikel uit een reeks over taludbekledingsconstructies presenteert de mogelijkheden van de momenteel gehanteerde ontwerpmethoden voor betonnen taludverdedigingen. De beschikbaarheid van deze - weliswaar nog globale - ontwerpmethodieken onderscheidt betonnen blokkenglooiingen van andere bekledingen zoals van asfaltbeton. Daar moet namelijk nog een groter beroep worden gedaan op praktijkervaringen, waaruit door 'trial and error' ontwerpmethodieken zijn ontwikkeld.

Dit verschil in behandeling van beton- en asfaltbekledingen vindt zijn oorzaak in:

1. het feit dat het bij betonnen blokkenglooiingen mogelijk is om een minimale sterkte van de glooiing te definiëren, namelijk het eigen gewicht van de afzonderlijke blokken, waarmee het mogelijk is te ontwerpen; dit is bij asfaltbeton niet het geval;
2. het feit dat in de onderlagen van betonnen bekledingen veelal betrekkelijk grove materialen worden toegepast (mijnsteen, silex, gebroken grind e.d.), waardoor het mogelijk is om met relatief eenvoudige methoden de waterbeweging in deze onderlagen te berekenen. De belasting van de toplaag kan daarmee worden bepaald. Bij asfaltbekledingen zijn de hydraulische en grondmechanische processen veel moeilijker te berekenen.

Let wel: het bovenstaande is geen waarde-oordeel over de materialen beton en asfalt in taludverdedigingen, maar is slechts bedoeld om te verklaren waarom voor betonnen dijkbekledingen meer geavanceerde ontwerpmethodieken konden worden ontwikkeld. In dit artikel wordt een drietal momenteel beschikbare ontwerphulpmiddelen getoetst op hun bruikbaarheid aan de hand van een conreet opgetreden schadegeval.

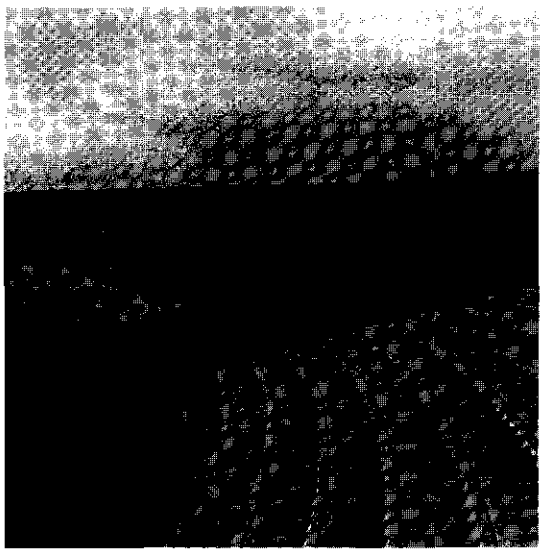
2. Aansluiting bij voorgaande artikelen

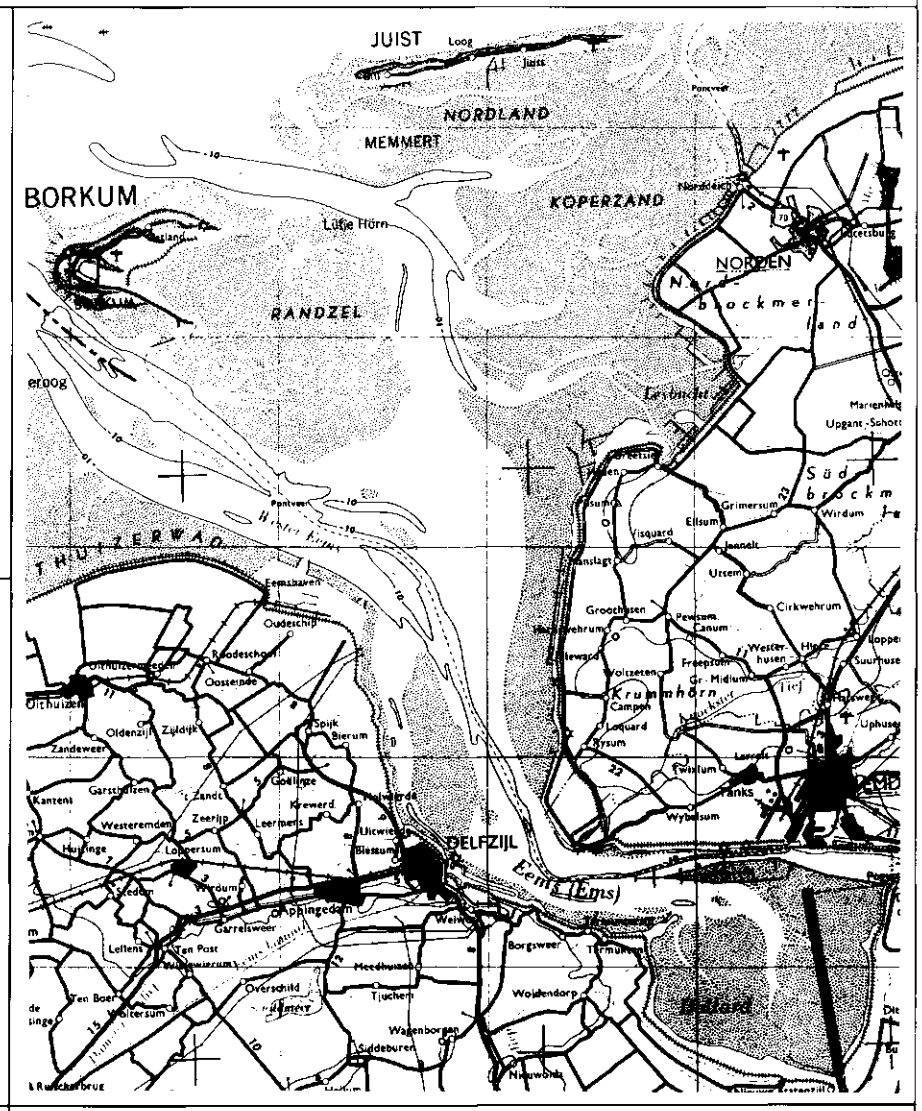
In deel 1 van deze reeks [1] is door Burger, Laboyrie en Bezuijen een tamelijk breed overzicht gepresenteerd van de achtergronden en de mogelijkheden van de huidige onderzoeks- en berekeningsmethode voor de belasting, de sterkte en de stabiliteit van betonnen glooiingsconstructies voor dijk- en oeverbekledingen. De hoofdlijn die daarbij is geschetst wordt gevormd door de ontwikkeling van numerieke- en analytische berekeningsmethoden op basis van theorievorming, fysisch modelonderzoek en prototypeonderzoek.
In de daaropvolgende bijdrage [2] is door Klein Breteler, Van der Knaap en Bezuijen dieper ingegaan op de functies van de onderlagen van betonnen bekledingen en de daaruit voortvloeiende ontwerpeisen.

In beide artikelen zijn terloops de nu beschikbare numerieke- en analytische ontwerpmethoden gepresenteerd. Binnen het kader van deze artikelenserie voert het te ver in detail op deze technieken in te gaan. Daar komt bij dat de technieken nog niet geschikt zijn om zonder fundamenteel technische ondersteuning in te zetten in het ontwerpproces. Het is wel mogelijk om aan de hand van een voorbeeld de potentie van de ontwerptechnieken te illustreren. Dit wordt gedaan door de schade die in 1973 is opgetreden aan de betonblokkenglooiing van de Oostelijke havendam van Oterdum, nabij Delfzijl te analyseren.
Het verklaren van deze schade achteraf toont de bruikbaarheid van de gehanteerde technieken voor ontwerpdoeleinden wellicht nog duidelijker aan dan wanneer de methoden worden gepresenteerd aan de hand van een al dan niet fictief ontwerp, waarvan de stabiliteit pas in de toekomst bewezen kan worden.

3. Waarom Oterdum?

Goed gedocumenteerde schadegevallen aan taludbekledingen zijn schaars. Eén van deze schaarse uitzonderingen is de tamelijk omvangrijke schade die tijdens de storm van 2 en 3 april 1973 is ontstaan aan de binnenzijde van de Oostelijke havendam te Oterdum, aan de havenmond bij Delfzijl *(fig. 1 en 2)*. Deze schade onderscheidt zich van de meeste waargenomen schaden om de volgende redenen:
- De schade heeft zich over een breed front op een bepaald damvak voorgedaan, zodat gevoeglijk kan worden aangenomen dat de belasting over dat brede front de sterkte heeft overschreden.
- De schade is voor het grootste deel beperkt gebleven tot het omhoog komen van blokken, terwijl maar een beperkt aantal blokken volledig uit het talud is gekomen (20 stuks van de in totaal 302 verplaatste blokken). Hierdoor is op het talud niet de gebruikelijke ravage ontstaan die het bij andere schadegevallen vaak onmogelijk maakt om te achterha-

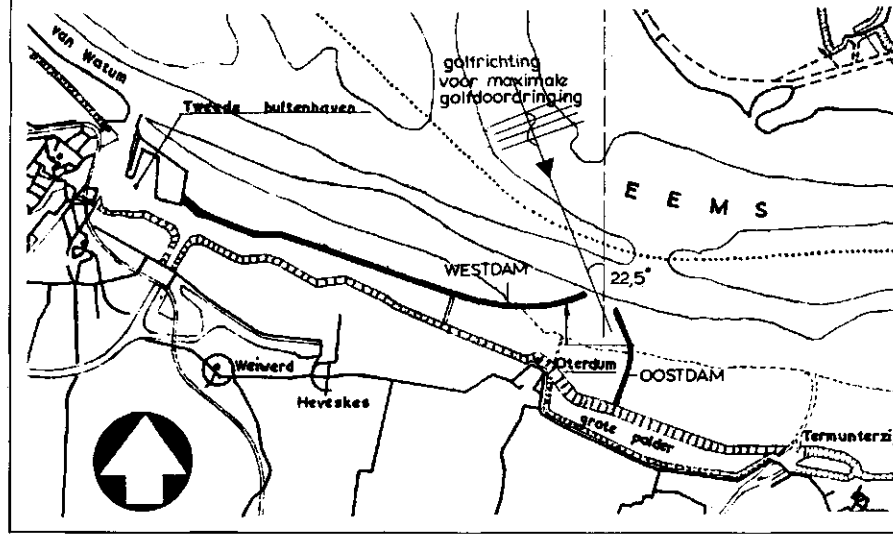




Complexe stabiliteitsbeschouwing bij samengestelde glooiingsconstructies

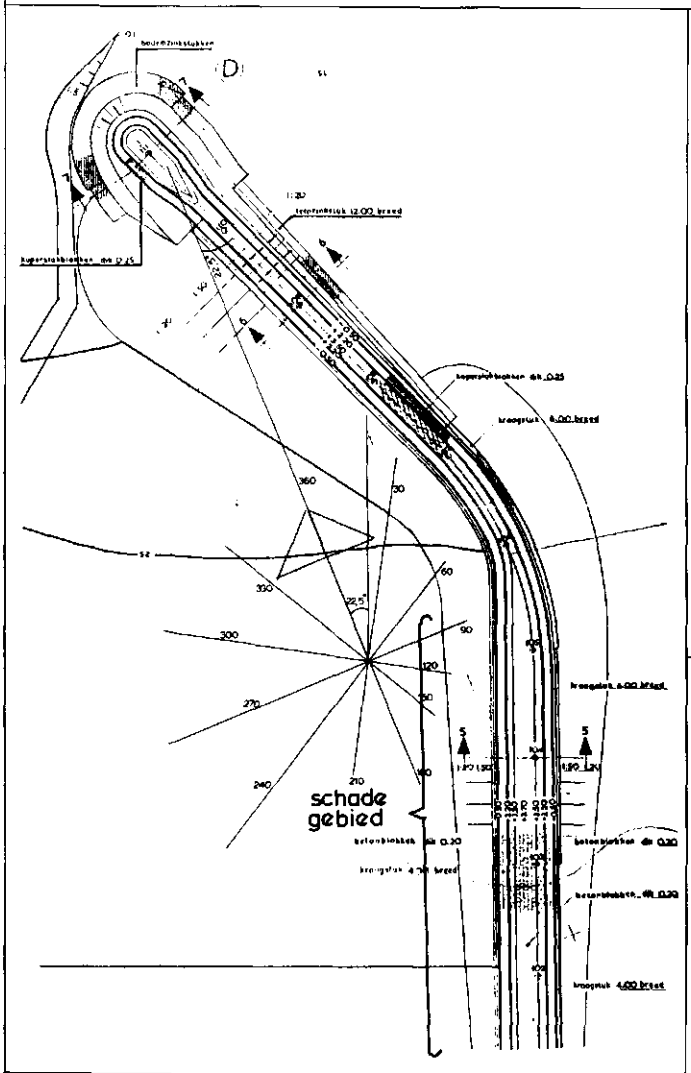
1 **Situatie Eems-Dollard gebied**

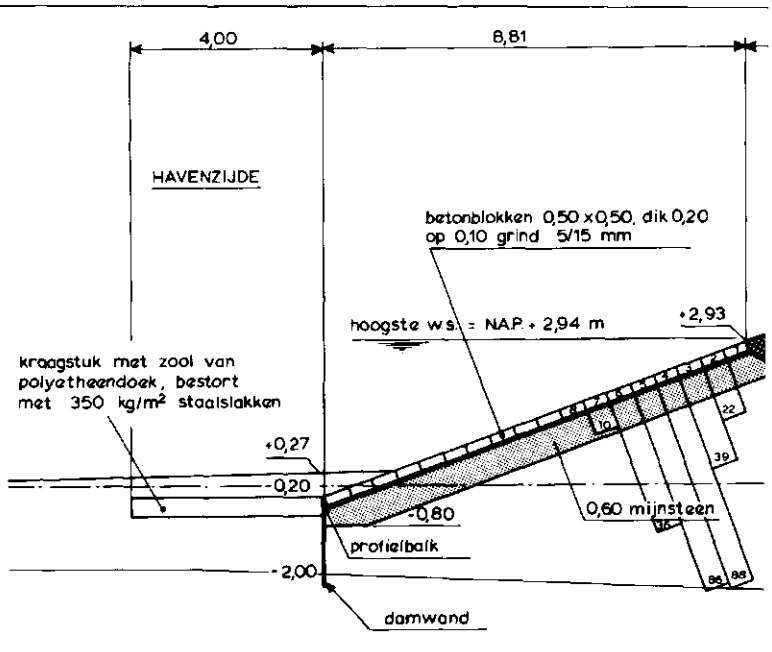
2 **Lay-out havenmond Delfzijl te Oterdum**



len waar op het talud, dus op welke hoogte de schade het eerst is ontstaan.
- De schade heeft zich indertijd voorgedaan op een splinternieuw damvak dat zich van oude damvakken onderscheidt doordat goed bekend is hoe de constructie is opgebouwd en de glooiingstafels lang zijn met weinig overgangsconstructies.
- Er is relatief veel kennis verzameld over de opgetreden hydraulische randvoorwaarden, als gevolg van de omstandigheden dat:
. er een gedetailleerd ooggetuigenverslag is opgesteld voor de periode rondom hoogwater tijdens de piek van de storm door de opzichter die bij de aanleg van de westelijke havendam was betrokken;
. er een getijregistratie voor Oterdum aanwezig is;
. het gebied waarbinnen de golven worden opgewekt (het Eemsgebied) duidelijk begrensd en goed gedefinieerd is.
Zodoende is het mogelijk om met een eenvoudig golfvoorspellingsmodel een redelijke schatting te maken voor de golfhoogte bij het ontstaan van schade.

Op basis van de hiervoor genoemde overwegingen is het schadegeval van Oterdum gekozen voor een andere analyse ter illustratie van de bruikbaarheid van de beschikbare ontwerpmethoden van stabiele toplagen. We zullen trachten de schade te verklaren en de genomen maatregelen op hun effectiviteit te beoordelen.
Voor een beter begrip van de geanalyseerde schade is het voor de lezer noodzakelijk kennis te nemen van enkele constructieve details en van een beschrijving van de aard van de schade. Om het beeld van de schade-analyse te completeren wordt tamelijk veel aandacht gegeven aan de beschrijving van de speurtocht naar de hydraulische randvoorwaarden (golfhoogte) waarbij de schade is opgetreden.





3 **Oostdam havenmond Oterdum**

4. Constructie van de havendam

Figuur 3 geeft in bovenaanzicht de Oostdam te Oterdum, het is een ontwerptekening van de havendam. De constructie die in het schaderapport wordt beschreven wijkt hier in details van af. Waarschijnlijk is het ontwerp voorafgaand aan of tijdens de bouw enigszins gemodificeerd. In figuur 4 is de constructie in doorsnede weergegeven zoals beschreven in het schaderapport. De steenzetting is doorgetrokken tot NAP + 2,93 m en de kruin van de havendam ligt op ca. + 4,30 m. De constructie bestaat uit een kern van zand, waarop tussen NAP - 0,20 m en NAP + 2,93 m een zetting van vlakke betonblokken (0,50 x 0,50 x 0,20 m^3) is aangebracht. Als onderlaag is een laag mijnsteen van 0,60 m dikte aangebracht (grootste brokafmetingen 0,05 à 0,15 m). Hierover is als uitvullaag een laagje grind van 0,10 m dikte aangebracht. Exacte specificaties van deze materialen zijn niet voorhanden.
Aan de onderzijde wordt de constructie begrensd door een profielbalk, een damwand en een kraagstuk. Boven NAP + 2,93 m is het talud verdedigd met een in dikte variërende laag asfaltbeton.

Opgemerkt wordt dat de hier beschreven constructie zowel in de Zeeuwse Delta (Oosterschelde, Westerschelde) als in Friesland en Groningen langs de Waddenzee veelvuldig wordt toegepast. Het uitgevoerde onderzoek naar het ontstaan van schade is dus ook in breder verband relevant.

5. Hydraulische randvoorwaarden

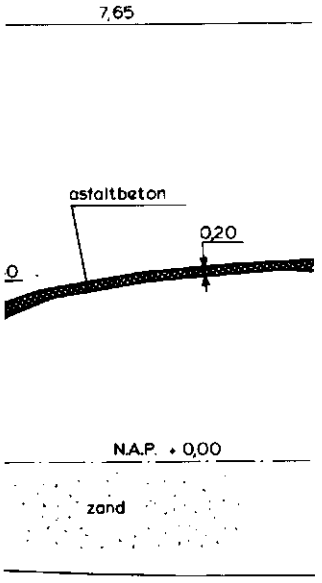
5.1 Verloop van de waterstand tijdens de storm van 2 en 3 april 1973

Het geregistreerde verloop van de waterstand te Oterdum en Delfzijl op 2 en 3 april 1973 is weergegeven in figuur 5. De maximale waterstand was NAP + 2,94 m. De periode van hoogwater viel samen met het ooggetuigenverslag. Door de aanwezigheid van ondiepten en banken in het gebied waar de golven die de havendam kunnen bereiken worden opgewerkt, en in het gebied juist voor de havenmond, in combinatie met een ondiepe vooroever voor de havendam *(zie fig. 4)*, wordt de golfhoogte in belangrijke mate beïnvloed door de heersende waterstand. Bij lagere waterstanden wordt de golfhoogte beperkt doordat de golven op de ondiepten breken. De hoogste golven tijdens de storm van 1973 zijn dus vrijwel zeker samengevallen met de hoogste waterstand. Daarom wordt in deze analyse slechts gerekend met een waterstand NAP + 2,94 m.

5.2 De golfcondities tijdens de storm van april 1973

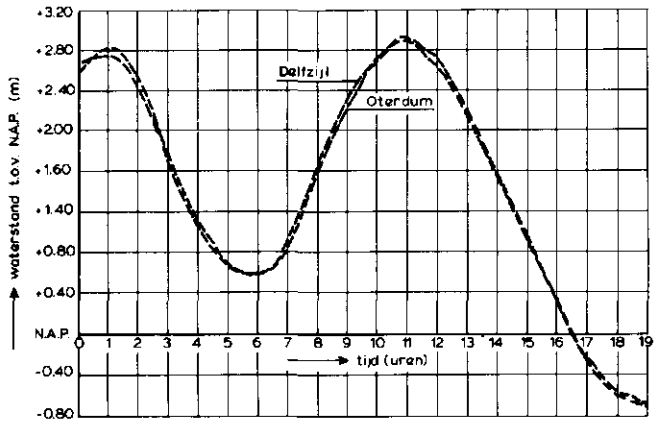
In de omgeving van de havendam zijn geen metingen verricht van de golfcondities. Wèl is het mogelijk om aan de hand van het ooggetuigenverslag over de periode van 10 tot 12 uur op 3 april een goede schatting te maken van de golfcondities.

Golfrichting en windrichting:
De dichtstbijzijnde officiële windregistratie, op Lauwersoog geeft aan *(zie fig. 6)* dat tijdens de periode van 10 tot 12 uur de windrichting tussen 320° en 340° was. Volgens het ooggetuigenverslag was de windrichting bij de havendam 340 à 345°. Aangezien dit een schatting is en geen meting, is het verschil volkomen verklaarbaar.
Volgens de waarnemer vielen de windrichting en de golfvoortplantingsrichting samen. Gezien de zeer constante windrichting gedurende de tijd voorafgaand aan de periode van waarneming en de beperkte afmetingen van het open water, is deze waarneming voor de hand liggend. De as van de Oostdam *(zie fig. 3)*, nabij deze monding is geöriën-



4 Dwarsdoorsnede betonbekleding Oostdam

5 Getijregistratie voor schadestorm (april 1973)



teerd op 337,5°. Dat betekent dat de golfvoortplantingsrichting vrijwel - of volledig - samenviel met de as van de dam. De golven konden daardoor vrijwel ongehinderd de haven binnenlopen.

Golfhoogte en golflengte:
De significante golfhoogte (dat is een statistisch bepaalde karakterisieke golfhoogte van een onregelmatig golfveld) bij de kop van de Oostdam wordt door de ooggetuige geschat op H_s = 1,0 à 1,5 m. Met behulp van een eenvoudige golfgroeiberekening is te verifiëren of deze schatting reëel is.

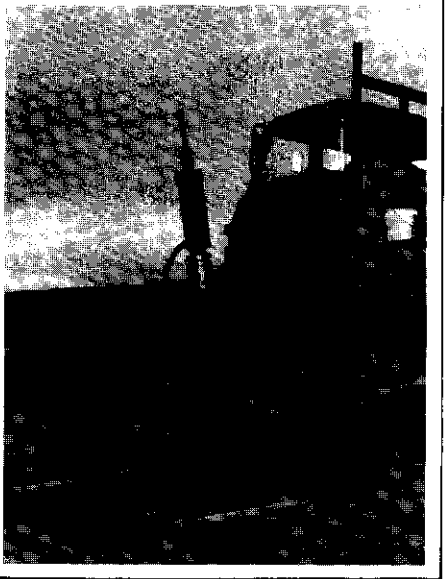
In figuur 1 is het deel van de Waddenzee weergegeven waar de golven die Delfzijl kunnen bereiken worden opgewekt. Als we veronderstellen dat nauwelijks golfenergie tussen de eilanden Borkum en Juist de Waddenzee binnendringt, is de strijklengte van de wind beperkt to ca. 30 km. Ook de gemiddelde waterdiepte moet worden geschat. Tijdens hoogwater (NAP + 2,50 à 3,00 m) is een reële schatting d = 5 à 7 m. In de geul is de waterdiepte geschat op ca. 10 m. Een golfhoogteberekening volgens de algemeen als eerste schatting geaccepteerde methode van Bretschneider en Munk levert het volgende resultaat.

Uit deze berekening volgt dat ten gevolge van de bodemwrijving de golfgroei in belangrijke mate wordt beïnvloed door de waterdiepte. Zonder uitgebreide golfgroei en golfvoortplantingsberekeningen is geen goede keuze te maken voor de te hanteren waterdiepte. In het vervolg van deze analyse wordt daarom uitgegaan van een berekende golfhoogte H_s = 1,08 à 1,46 m.
Op basis van de berekende golfperiode T_p kan de golflengte worden berekend op 20 à 30 meter. In het ooggetuigenverslag is de golflengte geschat op 25 à 40 meter, wat goed bij de berekende waarden aansluit.

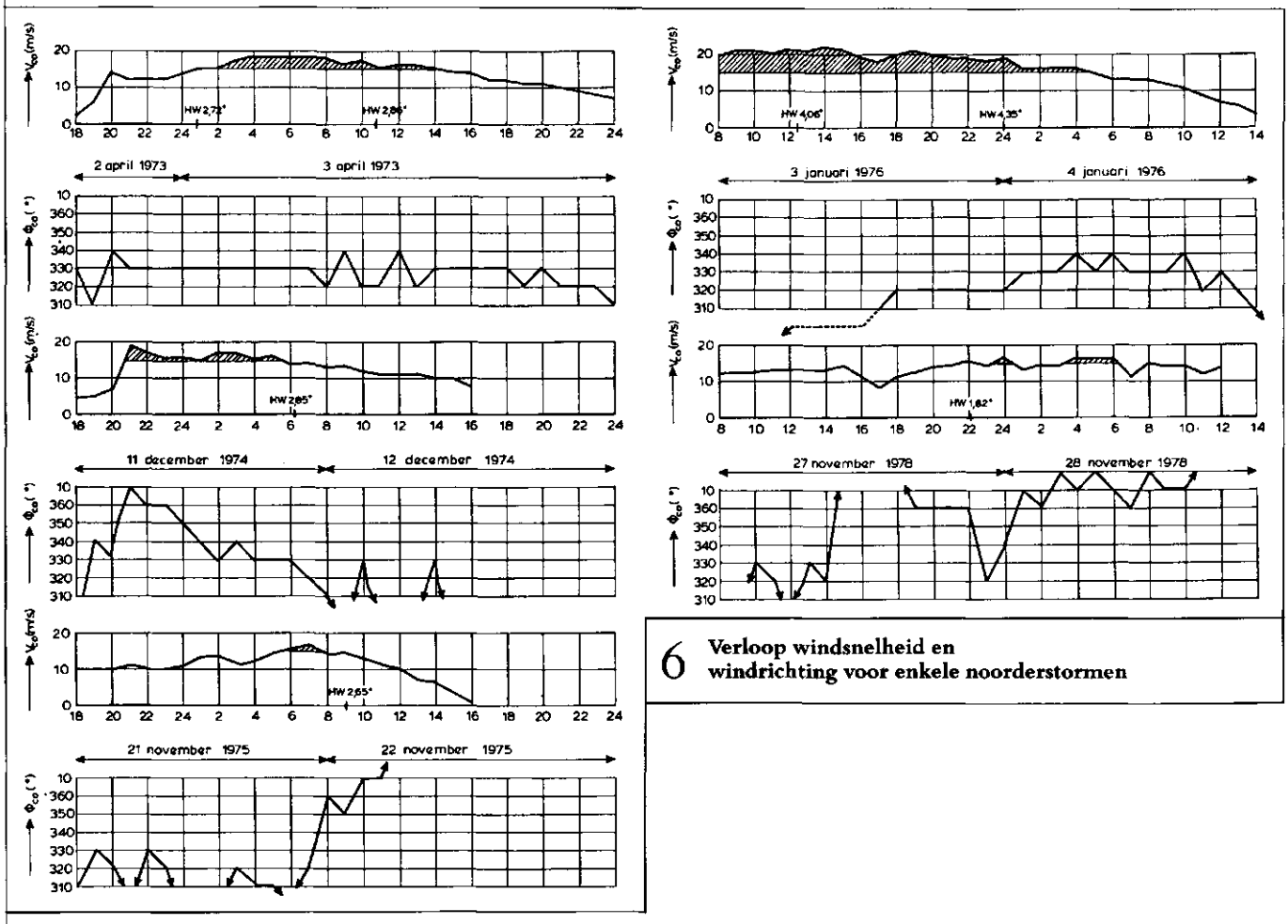
5.3 Vergelijking van de aprilstorm 1973 met andere stormen
Schade met een omvang van die in 1973, heeft zich nadien in Oterdum niet meer voorgedaan. De vraag is nu of de storm van 1973 zo uniek was, of dat de constructieve aanpassingen en veranderingen, die na de eerste schade zijn aangebracht tot een een hogere sterkte hebben geleid. Om hierover een uitspraak te kunnen doen zijn enkele stormen uit noordelijke richting van na 1973 vergeleken met de schade-storm.
De geografische ligging van de haven aan de Eems maakt dat alleen golven uit richtingen tussen 330° en 345° de havenmond van Oterdum ongehinderd kunnen bereiken. Gezien de oriëntatie van de geul is de meest ongunstige richting 335°. Voor noordelijke stormen t/m 1978 is in figuur 6 een overzicht gegeven van de windsnelheid en de windrichting op Lauwersoog. Tevens is steeds het tijdstip van hoogwater aangegeven. Dit is van belang omdat bij lagere waterstanden de golven die het beschadigde deel van de dam naderen door de ondiepe bodemligging in hoogte worden beperkt. De fasering van het verticale getij ten opzichte van de wind is dus van groot belang.

strijklengte (m)	windsnelheid (m/s)	diepte (m)	golfhoogte H_s (m)	golfperiode T_p (sec)
30.000	17	5	1,08	4,2
30.000	17	7	1,28	4,4
30.000	17	10	1,46	4,6





Uitvoering trekproeven ter bepaling van additionele sterkte als gevolg van blokwrijving en klemkrachten



6 Verloop windsnelheid en windrichting voor enkele noorderstormen

Bestudering van de 5 stormen die in figuur 6 zijn weergegeven leert dat:
- gedurende de volledige storm van 2 en 3 april 1973 de windrichting onveranderlijk tussen 320° en 340° was (in totaal meer dan 27 uur aan één stuk);
- een dergelijke lange periode van windrichting tussen 320° en 340° zich eveneens heeft voorgedaan tijdens de storm van 3 en 4 januari 1976 (19 uur aan een stuk). Bij deze storm waren de windsnelheden voorafgaand aan het hoogwater zelfs hoger dan bij de storm van 1973;
- ook tijdens de storm van 11 en 12 december 1974 is de windrichting gedurende een aanzienlijke periode van 6 uur voorafgaand aan hoogwater, aaneengesloten 340° en 320° geweest. De windsnelheden waren slechts een fractie lager dan bij de aprilstorm van 1973;
- de andere beschouwde stormen, van november 1975 en november 1978 een meer variërende windrichting hadden bij een minder hoge windsnelheid. Het is daarom uitgesloten dat tijdens deze stormen de golven bij Oterdum een vergelijkbare hoogte hebben bereikt als in april 1973.

De conclusie kan dan ook zijn dat de stormomstandigheden op 2 en 3 april voor zover op basis van de beschikbare gegevens valt te beoordelen, niet uniek zijn geweest. Hoewel de periode met constante windrichting tussen 320° en 340° uitzonderlijk lang was, zijn er andere stormen voorgekomen waarbij deze periode voldoende lang was om binnen het afgebakende zeegebied een volgroeide zeegang op te wekken. Ook de fasering van het tijdstip van hoogwater tijdens de storm is niet uniek voor de storm van 1973.

6. Analyse van de schade tijdens de aprilstorm van 1973

6.1 Beschrijving van de schade

Voor de beschrijving van de schade wordt gebruik gemaakt van het door de ooggetuige opgestelde schaderapport en van later door hem verstrekte aanvullende informatie. Tijdens de storm is de schade niet waargenomen, of althans niet gemeld. Dit is niet zo verwonderlijk als het wel lijkt. De waarneming viel in de periode rondom hoogwater, tijdens de piek van de storm. In de schuimende massa water op het talud is het voor iemand die er niet op bedacht is niet eenvoudig om het omhoogkomen van blokken waar te nemen. Volgens de ooggetuige (in 1985, dus 12 jaar na dato) is het zeer goed mogelijk dat na zijn bezoek van 3 april er gedurende enkele dagen niemand op de afgelegen Oostdam is geweest. Het is dus niet te achterhalen in welke fase van de storm de schade is ontstaan, al is het waarschijnlijk dat de schade omstreeks hoogwater is ontstaan (ongeveer om 11 uur op 3 april).

De schade laat zich als volgt beschrijven:
- Door telling van verplaatste blokken op foto's van de schadezones is komen vast te staan dat ca. 300 blokken waarneembaar zijn verplaatst. Verondersteld wordt dat verplaatsingen van meer dan 1 cm, omhoog of omlaag, op foto's kunnen worden waargenomen.
- Van deze ca. 300 blokken zijn er 20 volledig uit het talud gekomen. Al deze blokken werden na de storm onbeschadigd op de overgang van talud naar vooroever teruggevonden.
- In figuur 4 is het aantal verplaatste blokken uitgezet als functie van de plaats op het talud.
- In de omgeving van de plaatsen waar een blok volledig uit het talud was gekomen is uitspoeling van mijnsteen en grind uit de onderlagen opgetreden. In 'horizontale' zin strekte zo'n gebied van uitspoeling zich uit over ca. 2 à 3 m breedte in de zone tussen het gat en de overgang van de blokkenglooiing en het asfalt. Op enkele plaatsen is geen uitspoeling opgetreden. In 'verticale' zin was de uitspoeling beperkt tot een diepte van 5 à 10 cm. In het algemeen

is het ondermijnde talud verzakt, echter in enkele gevallen zijn vrije overspanningen waargenomen.

Het is opvallend hoe gedetailleerd de opgetreden vervolgschade overeenkomt met de schade die is opgetreden tijdens een recent grootschalig modelonderzoek in de Deltagoot van het Waterloopkundig Laboratorium, op een gelijksoortige taludverdedigingsconstructie als die van de havendam in Oterdum, onder loodrechte golfaanval *(foto 7)*.

6.2 Verklaring van de schade

a. Volledig empirisch

Op basis van modelonderzoek is het mogelijk gebleken om voor steenzettingen opgebouwd uit losse betonblokken een empirische relatie te bepalen tussen de sterkteparameter $H/\Delta D$ en de brekerparameter ξ.

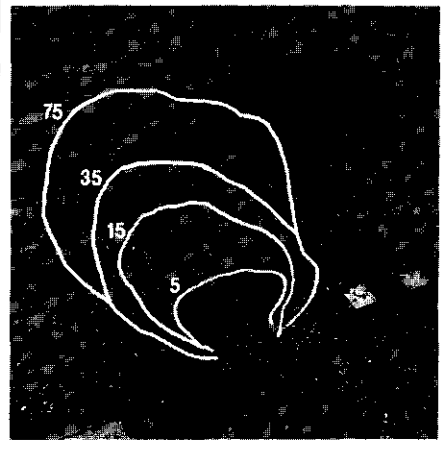
In figuur 8 is de gevonden schadelijn voor een taludhelling 1 : 3 weergegeven. Al het uitgevoerde onderzoek had betrekking op loodrechte golfaanval. Voor scheve golfaanval is de belasting op het talud waarschijnlijk anders dan bij loodrechte aanval. Voor golfoploop en golfterugloop is wel een reductiefactor cos φ gevonden, waarin φ de hoek is tussen de golfkam en de as van het talud. In de beschouwde situatie naderen de golven de dam onder een hoek φ = 45°, waardoor de reductiefactor wordt cos 45° = 0,71.

Om de invloed van het scheef invallen van de golven te verdisconteren, kan ook worden aangenomen dat de golven die onder een hoek φ = 45° de beschouwde sectie van de havendam naderen volledig refracteren (bijbuigen tot meer loodrecht). Hierdoor neemt de golfhoogte af met een factor $H_i/H_o = \sqrt{\cos 45°} = 0{,}84$.

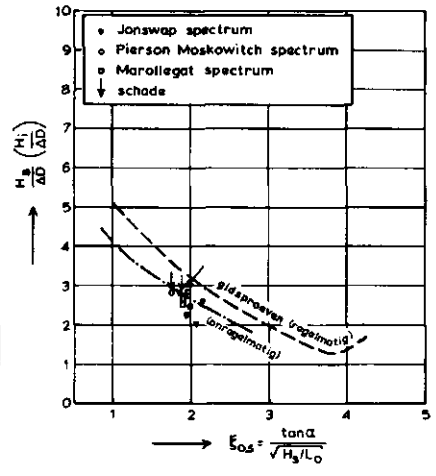
Bij gebrek aan een betere oplossing wordt aangenomen dat de golfreductiefactor tussen beide waarden in zal liggen, dus ongeveer 0,78 bedraagt.

Met de in het ooggetuigenverslag genoemde waarde voor de golfhoogte van H_s = 1,0 à 1,5 m en de eerder berekende waarden van H_s = 1,08 à 1,46 m wordt de herleide loodrechte golfbelasting op het beschouwde dijkvak:

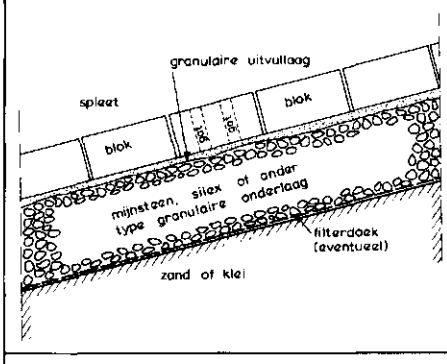
H_s (m)	T_p (s)	$\frac{H_s}{\Delta D}$ (-)	$\xi_{o,i}$ (-)
0,85	4,2	3,15	1,72
1,15	4,6	4,25	1,74



7 Afmeting ondermijning na. resp. 5, 15, 35 en 75 minuten proefduur



8 Empirische curve stabiliteit steenzettingen



9 Principeschets gangbare betonblokkenglooiing

Uit figuur 8 blijkt dat bij de golf H_s = 0,85 m de constructie op de rand van schade zit, terwijl bij H_s = 1,15 m er een duidelijke overschrijding van de schadelijn optreedt. De opgetreden schade stemt dus overeen met de resultaten van grootschalig modelonderzoek.

b. Via drukmetingen (half empirisch)

In 1984 is in de Deltagoot van het Waterloopkundig Laboratorium een onderzoek uitgevoerd op schaal 1 : 1 ter bepaling van de sterkte van de dijken rondom de Oosterschelde. Daarbij is onder meer een glooiing van betonblokken op een uitvullaagje op mijnsteen beproefd *(fig. 9)*. Het talud was geïnstrumenteerd met drukopnemers voor het bepalen van de belasting aan boven- en onderzijde van de betonblokken.

In figuur 10 is de drukregistratie weergegeven van een proef waarvan de golfcondities sterk overeenkomen met die tijdens de schadestorm in Oterdum.

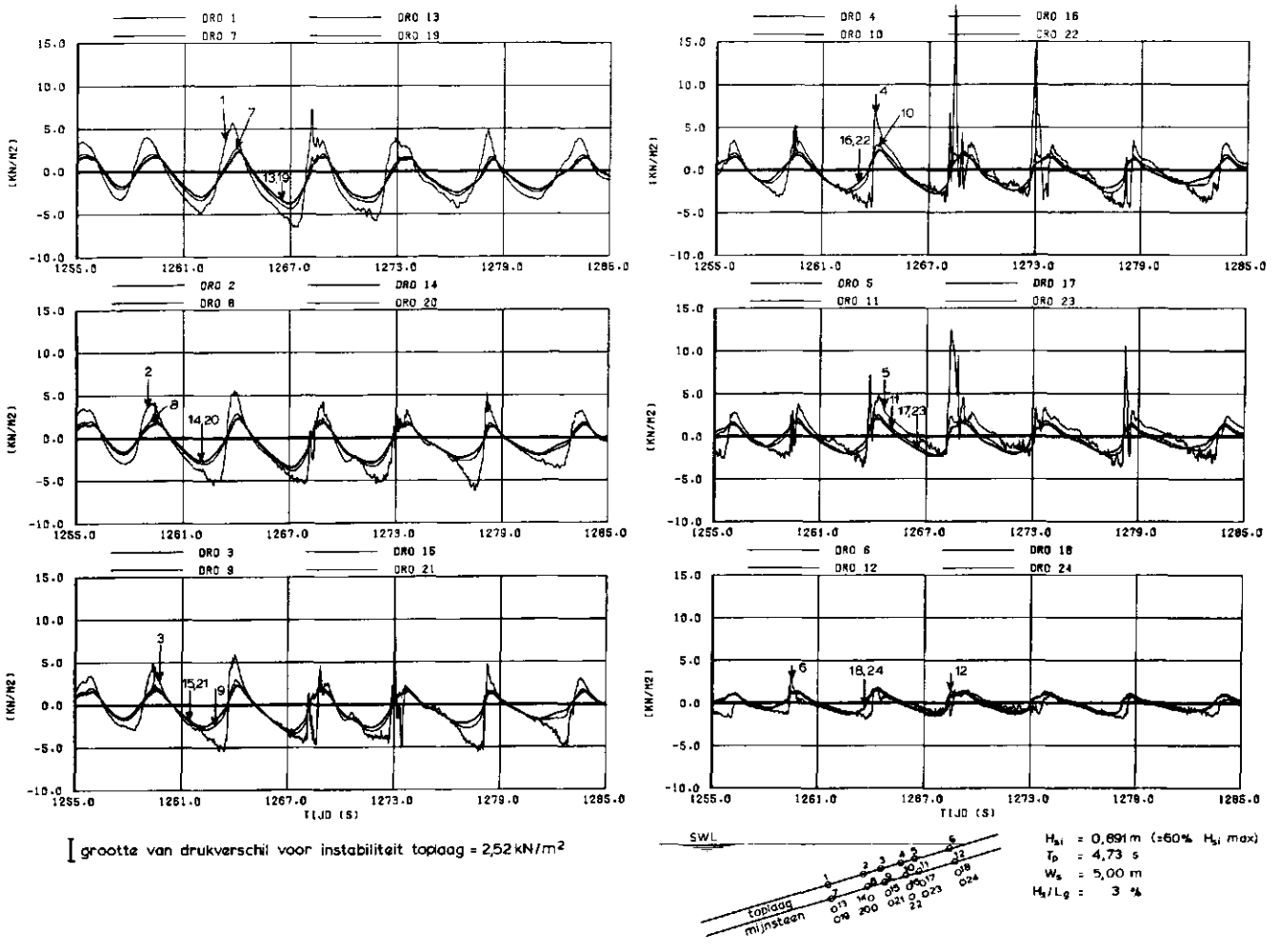
Een dwarsdoorsnede van de beproefde constructie en de posities van de drukopnemers DRO 1 t/m DRO 24 zijn weergegeven in figuur 11. Als de grootte van het drukverschil tussen twee onder elkaar liggende meetpunten groter wordt dan 2,52 N/mm², zal bewegen van het betreffende blok optreden.

Uit de drukregistraties is af te leiden dat het maximale verschil in de druk van DRO 1 en DRO 7 juist voldoende is om een los blok te laten bewegen. Hetzelfde geldt voor het verschil tussen DRO 5 en DRO 11. De tussengelegen paren drukopnemers geven aan dat ter plaatse de glooiing potentieel instabiel was, dus dat het drukverschil voldoende is om het blok in beweging te brengen. Op basis van deze meetgegevens kan worden geconcludeerd dat in Oterdum de glooiing tussen ca. 1 m en ca. 0,50 m onder het stilwaterniveau potentieel instabiel is geweest.

Tijdens de maximale waterstand (NAP + 2,94 m) liggen in dit interval de rijen 3, 4 en 5 en 6 *(zie fig. 4)*. Dit zijn exact de rijen waar de grootste schade is opgetreden. De schade die hoger op het talud, op de rijen 1 en 2 is opgetreden moet worden aangemerkt als vervolgschade. De schade op lagere niveaus, rij 7, zal zijn opgetreden bij een wat lagere waterstand. Het is verrassend om te zien hoe nauwkeurig de modelmetingen en de waarnemingen in Oterdum op elkaar aansluiten.

c. Via analytische stabiliteitsberekeningen

Naast de gecompliceerde breed inzetbare numerieke berekeningstechnieken voor de stabiliteit van taludbekledingen heeft het lopende Fundamenteel Onderzoek Steenzettingen een eenvoudige, beperkt inzetbare analytische berekeningsmethode opgeleverd. Voor de analyse van de schade aan de havendam van Oterdum is deze methode ingezet. Bij deze methode wordt de belasting van de constructie gedefinieerd als het maximale stijghoogteverschil $\Delta(\varphi_{max})$ dat waar dan ook, in welke fase van de



10 Drukregistraties aan boven- en onderzijde van een betonblokkenglooiing en in de onderliggende mijnsteenlaag

golfaanvallen dan ook, over het talud optreedt volgens:

$$\Delta(\varphi_{max})\left\{\frac{\lambda}{2\tan\alpha \cdot \tan\beta}\cdot\left(1-e^{-\tan\alpha\cdot\tan\beta\cdot\varphi_b/\lambda}\right)+{}^1/_2\lambda\right\}\cdot\left\{1-e^{-\frac{2\varphi_b}{\lambda}}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots (1)$$

waarin:

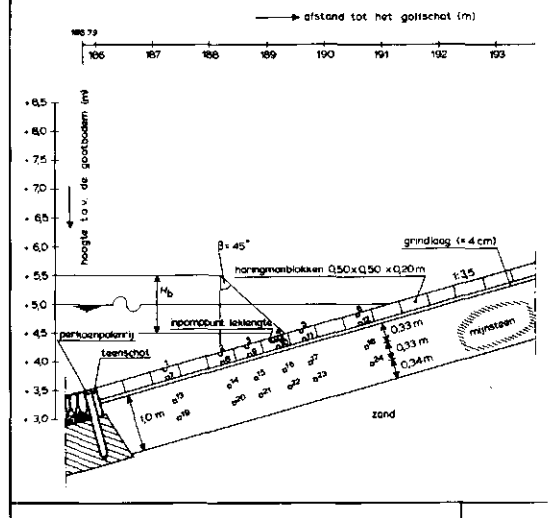
$\Delta(\varphi_{max})$	– grootste stijghoogte verschil over de toplaag	(m)
λ	– leklengte $= \sin\alpha\sqrt{k_1 bD/k'}$	(m)
α	– taludhelling	(°)
k_1	– doorlatendheid van filter (lineair)	(m/s)
b	– dikte filterlaag	(m)
D	– dikte toplaag	(m)
k'	– doorlatendheid van toplaag	(m/s)
β	– helling van golfdrukkenfront	(°)
φ_b	– stijghoogte op toplaag op enige afstand onder het breekpunt	(m)

Al deze parameters zijn te berekenen, of te schatten. Het is echter gevaarlijk om daarbij strikt volgens een 'kookboek' te werk te gaan. Een voldoende kennis van de aannamen die bij de afleiding van de formules zijn gedaan is hiervoor noodzakelijk. Hetzelfde geldt voor de sterkte van de glooiing die wordt beschreven door:

$$\gamma\cdot\Delta(\varphi_{cg}) = [1+\sum_{i=a}^{e}(\gamma_i-1)]\cdot\Delta\cdot D\cdot\cos\alpha \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (2)$$

waarin:

$\Delta(\varphi_{cg})$	– stijghoogteverschil dat de zwaartekracht precies compenseert $= \Delta D\cos\alpha$	(m)
γ	$= 1+\sum_{i=a}^{e}(\gamma_i-1)$	
Δ	$= (\rho_a-\rho)/\rho$ = relatieve soortelijke massa van blok	(–)
ρ_a	– soortelijke massa van blok	(kg/m³)
ρ	– soortelijke massa van water	(kg/m³)
γ_i	– vergrotingsfactor voor de sterkte	(–)



11 Dwarsdoorsnede beproefde constructie, met posities drukopnemers in toplaag en onderlaag

De vergrotingsfactoren γ_i geven aan in hoeverre de sterkte van een steenzetting ten gevolge van uitsluitend het eigen gewicht van de blokken wordt vergroot door additionele sterktecomponenten.

De vergrotingsfactoren γ_a t/m γ_e staan voor respectievelijk:

- γ_a = vergrotingsfactor voor de sterkte door het feit dat ook 'losse' betonblokken wrijvingskrachten op elkaar uitoefenen die beweging belemmeren;
- γ_b = vergrotingsfactor voor de sterkte door het feit dat de ruimte die ontstaat onder een omhoog bewegend blok wordt opgevuld met water dat niet vrij kan toestromen door beperkte doorlatendheid van de onderlagen;
- γ_c = vergrotingsfactor voor de sterkte door de traagheid van een bewegend blok en het meebewegende water;
- γ_d = vergrotingsfactor voor de sterkte door de aanstroomweerstand van de spleten tussen de blokken, waardoor water naar buiten wordt geperst;
- γ_e = vergrotingsfactor die corrigeert voor een gesimplificeerde schematisatie van de stroming in de onderlagen.

Ook voor de berekening van deze factoren is het mogelijk de beschrijvende parameters te meten of te schatten.

Voor de golfomstandigheden die tijdens de piek van de storm op 3 april 1973 moeten zijn opgetreden leidt de berekening, bij een stabiel veronderstelde glooiing tot:

belasting: $\Delta(\varphi_{max}) = 0{,}41$ (m)

sterkte: $\gamma \cdot \Delta(\varphi_{cg}) = 0{,}30$ (m)

De belasting is dus groter dan de sterkte; de steenzetting zal niet stabiel blijven. Zoals eerder beschreven worden bij beweging van de steenzetting extra sterktefactoren gemobiliseerd (γ_b, γ_c en γ_d). Wanneer enigszins arbitrair wordt verondersteld dat het zwaarst belaste blok in 0,5 sec tot 0,2 x de blokdikte uit het talud omhoog wordt gedrukt, dan leidt de berekening tot:

sterkte: $\gamma \cdot \Delta(\varphi_{cg}) = 1{,}21$

De sterkte blijkt nu dus groter te zijn dan de belasting. Daarmee is aangetoond dat de belasting weliswaar de grens van stabiliteit overschrijdt, maar dat de belasting onvoldoende is om een blok binnen een golfperiode uit de glooiing te slaan. Het opgetreden schadebeeld, met veel omhoogstaande blokken, wordt hierdoor verklaard.

Om in de toekomst soortgelijke schade te voorkomen zijn na het herstel van de schade gaten Ø 32 mm in het hart van de blokken in de meest aangevallen zone. De doorlatendheid van de toplaag wordt hiermee groter en het maximale stijghoogteverschil over de glooiing wordt gereduceerd tot:

$\Delta(\varphi_{max}) = 0{,}28$.

Het is duidelijk dat de overdrukken door het boren van gaten engiszins worden gereduceerd. De berekende reductie is echter zeker niet spectaculair. Het boren van gaten is in de beschouwde situatie dan ook geen afdoende middel ter voorkoming van schade in de toekomst.

7. Samenvatting en conclusies

In dit artikel is getracht aan te tonen dat de thans beschikbare technieken voor het ontwerpen van stabiele betonnen blokkenglooiingen ook werkelijk bruikbaar zijn. Daarbij is gebruik gemaakt van een goed gedocumenteerd schadegeval aan de Oostdam van de nieuwe havenmond Delfzijl bij Oterdum.

Vrij uitvoerig is stilgestaan bij het bepalen van de hydraulische randvoorwaarden en de beschrijving van de constructie en de schade, aangezien dit onontbeerlijk wordt geacht voor een goed begrip van de schade-analyse methodiek. Daarna is gekeken of met een drietal van de momenteel beschikbare ontwerpmethodieken een opgetreden schade werkelijk is te verklaren. De daarbij beschouwde methoden zijn:

- ervaring uit grootschalig modelonderzoek, waarbij de constructie wordt beschouwd als 'black-box', wat leidt tot relaties tussen de golfbelasting en constructieparameters op de grens van stabiliteit;
- metingen van golfbelastingen en inwendige belastingen van een constructie, waarbij inzicht wordt verkregen in de relatie tussen de golfrandvoorwaarden en het effect daarvan op de stabiliteit;
- een analytische stabiliteitsberekening die wat de belastingen betreft voornamelijk op ervaring is gebaseerd en wat de sterkte betreft tamelijk theoretisch is opgezet.

Met deze 3 methoden blijkt het goed mogelijk de schade aan de havendam van Oterdum te verklaren. Daarmee is de bruikbaarheid van deze methoden voor ontwerpdoeleinden aangetoond.

Ten aanzien van het schadegeval Oterdum kan het volgende worden geconcludeerd:

- de schade aan de havendam is niet te wijten geweest aan constructiefouten of dergelijke, maar is veroorzaakt doordat simpelweg de belasting over een grote lengte de sterkte heeft overschreden;
- het boren van gaten in de betonblokken reduceert weliswaar de belasting over de toplaag, maar in onvoldoende mate om voor de toekomst de stabiliteit te garanderen;
- het beschouwde constructietype wordt veelvuldig in Nederland toegepast op dijken met vergelijkbare of zwaardere hydraulische randvoorwaarden. De beschreven uitgebreide schade is echter uniek. Blijkbaar onderscheidt het beschouwde damvak zich van ogenschijnlijk gelijkwaardige constructies.

Het ligt voor de hand om het unieke van dit schadegeval te relateren aan het feit dat de constructie nog slechts enkele maanden oud was toen hij werd belast door extreme golfaanval. Een toename van de sterkte in de loop der tijd zou verklaren waarom in het algemeen betrekkelijk weinig schade optreedt aan dit constructietype. Een toename van de sterkte is mogelijk door:

- het in de loop der tijd mobiliseren van klemkrachten in de toplaag waardoor de samenhang wordt vergroot;
- verwering, of verweking van de onderlagen waardoor de doorlatendheid daarvan afneemt.

Alleen een diepgaand onderzoek naar deze processen in het algemeen, of voor de dam te Oterdum in het bijzonder kan hierover duidelijkheid verschaffen.

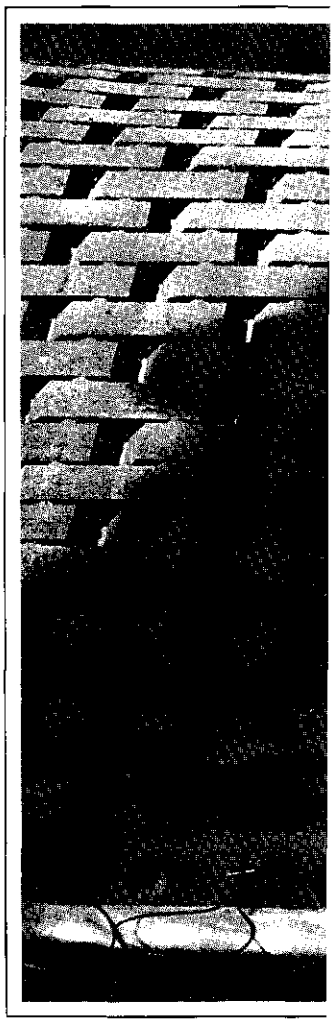
Als slotconclusie kunnen we stellen dat er tegenwoordig betrekkelijk gemakkelijk inzetbare geverifieerde hulpmiddelen beschikaar zijn voor het ontwerpen van betonnen blokkenglooiingen. Deze hulpmiddelen geven de blokkenglooiing een voorsprong op andere types, waar het de betrouwbaarheid van het ontwerp betreft. Tevens moet echter worden geconcludeerd dat van de beschikbare hulpmiddelen nog onvoldoende gebruik wordt gemaakt en dat bij het ontwerp - ook nu nog - steeds zwaar wordt geleund op vuistregels en op ervaringen.

Literatuur

1. A. Burger, J.H. Laboyrie en A. Bezuijen, Betonnen dijk- en oeverbekledingen (I) Ontwerpprincipes en rekenmodellen voor bekledingen, *Cement* 1986, nr. 2, blz. 46-53

2. M. Klein Bretler, F.C.M. van der Knaap en A. Bezuijen, Betonnen dijk en oeverbekledingen (II) Ontwerpaspecten van betonnen bekledingen, *Cement* 1986, nr. 3, blz. 54-61

BETONNEN DIJK- EN OEVERBEKLEDINGEN (IV)



BLOKKENMATTEN

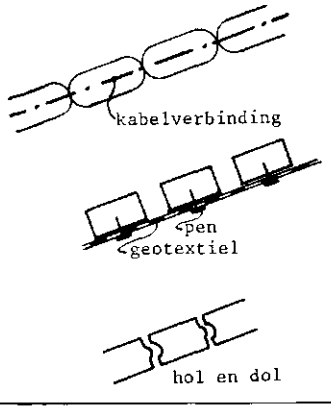
ir.M.B. de Groot, Laboratorium voor Grondmechanica, Delft
ing.J.C.Dorr, ACZ Marine Contractors, Gorinchem
ir.C. van den Berg, Nicolon, Almelo

Na het eerste artikel in deze serie [1] over de ontwerpprincipes en rekenmodellen voor bekledingen van dijken en oevers, zijn artikelen verschenen waarin het accent lag op de min of meer traditionele constructies van los gezette betonblokken. Thans komen de betonblokkenmatten aan de orde. Deze onderscheiden zich van de zetsteenconstructies vooral naar fabricage en methode van in het werk brengen. Die verschillen vormen het belangrijkste thema van dit artikel.
Daarnaast wordt informatie gegeven om een vergelijking mogelijk te maken met andere constructietypen: stortsteen, gesloten bekledingen en matten zoals steenasfaltmatten.

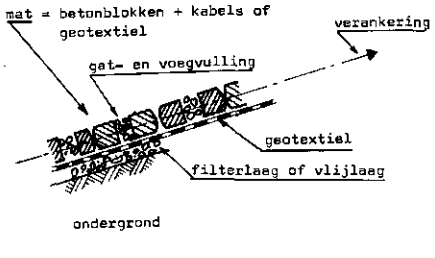
1. Wat is een blokkenmat?

Een betonblokkenmat kan men definiëren als een grote hoeveelheid in een patroon gerangschikte betonblokken die met elkaar zijn verbonden tot een 'mat', dat wil zeggen een constructie-element met de dikte van één blok, maar met een veel grotere lengte en breedte. Loodrecht op het vlak is de mat tamelijk flexibel.
De onderlinge verbinding kan bestaan uit kabels die van blok tot blok lopen, of uit een geotextiel ter grootte van de hele mat waarbij met pennen, lijm of andere middelen de blokken aan het geotextiel vastzitten. Bij sommige typen matten grijpen de blokken in elkaar via een soort 'hol en dol' systeem. Dat vormt dan een essentieel onderdeel van de verbinding *(fig. 1)*.

Vooral als er sprake is van een geotextiel als dragerelement, bedekken de betonblokken een deel, bijv. 80% van het totale matoppervlak. De ruimtes tussen of in de blokken worden veelal gevuld met breuksteen, grind, slakken of grond. Als dit materiaal geklemd zit tussen de blokken vormt het ook een onderdeel van de verbinding.
Tot een betonblokkenmat wordt tevens gerekend granulair materiaal tussen de blokken, een geotextiel onder de mat - als dat al geen deel van de mat vormt - en soms ook nog een filterlaag of vlijlaag *(fig. 2)*. Tenslotte is een verankering vaak een essentieel onderdeel van de hele constructie.



1 **Elementen van de verbinding tussen blokken**



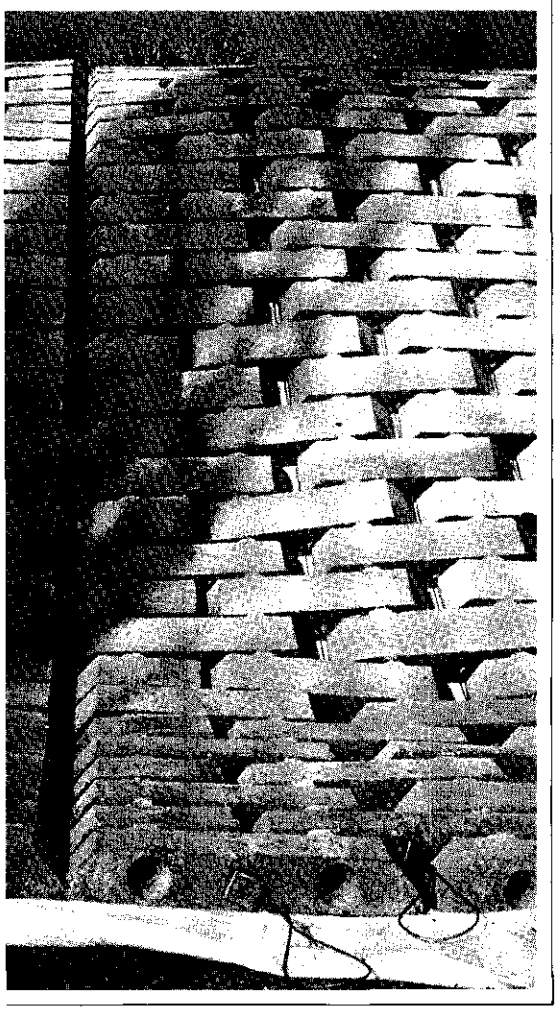
2 **Mogelijke onderdelen van een blokkenmatconstructie**

2. Fabricage en transport

De methode om blokkenmatten te fabriceren is afhankelijk van het type blokkenmat. Er is een tweetal hoofdgroepen te onderscheiden:
- blokkenmatten waarbij de blokken vooraf worden geproduceerd en na enige verhardingstijd, door assemblage tot een mat worden gevormd, meestal met behulp van kabels;
- blokkenmatten waarbij de blokken direct op een geotextiel worden gestort en zodoende tot een mat wordt gevormd.

2.1 Kabelmatten

Bij de methode, waarbij de blokken vooraf worden geproduceerd, wordt gebruik gemaakt van eenzelfde produktieproces als bij glooiingblokken, betonbanden e.d. Gewoonlijk is dat een standaard blokkenpers met dit verschil, dat in de blokken voor de blokkenmat-

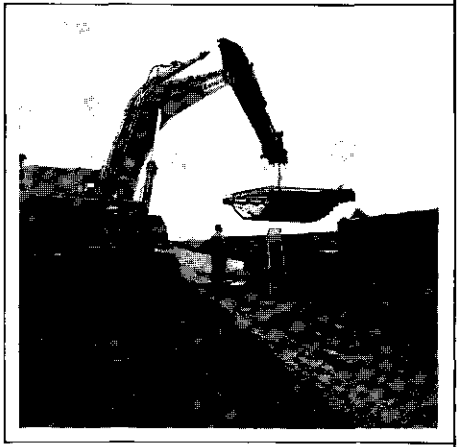


ten uitsparingen zijn aangebracht voor de onderlinge verbinding van de blokken.
Na het persen van de blokken worden ze gedurende enige tijd in een klimaatkamer geplaatst voor de verharding, waarna ze gereed zijn voor verdere verwerking.
De assemblage gebeurt op een tafel, waarop de blokken in het juiste patroon en tot de juiste afmetingen zijn gerangschikt. De verbinding bestaat meestal uit staalkabels, die door de horizontale uitsparingen van de blokken worden gevoerd. Doordat de blokken in halfsteensverband worden gerangschikt, zijn alleen in lengterichting van de mat kabels noodzakelijk.
Aan begin en einde van de mat worden de staalkabels omgezet tot een lus waarmee de mat via een evenaar kan worden gehesen en in depot gezet.

2.2 Geotextiel-matten
Bij de geotextiel-matten zijn de verbindingen, bestaande uit lussen, pennen of dergelijke, reeds opgenomen in het weefsel. De weefselbaan wordt strak gelegd op een triltafel, waarna een mal ter grootte van de mat of een gedeelte daarvan op het weefsel wordt geplaatst. De mal wordt gevuld en verdicht.
Na het ontkisten wordt de mat getransporteerd op een rollenbaan of pallet. Aan weerszijden van de mat is een overlengte weefsel aanwezig ten behoeve van het hijsen. Hiervoor zijn speciale evenaars geconstrueerd, die het doek aan weerszijden van de mat inklemmen. Voor de onderlinge aansluiting in het werk is aan één lange zijde een strook weefsel aanwezig voor het maken van een overlap. Na enige verhardingstijd wordt de mat in depot gezet, gereed voor verwerking.
Afhankelijk van de lokatie van het werk en de legmethode (vanaf het land of het water) kan het transport via de weg of het water geschieden. Bij transport over land is de breedte gelimiteerd tot circa 2,40 m. De lengte is afhankelijk van het te beschermen talud. Om problemen tijdens het leggen en eventuele schade te voorkomen, dienen matten redelijk nauwkeurig en met zorg op het transportmiddel te worden gestapeld.

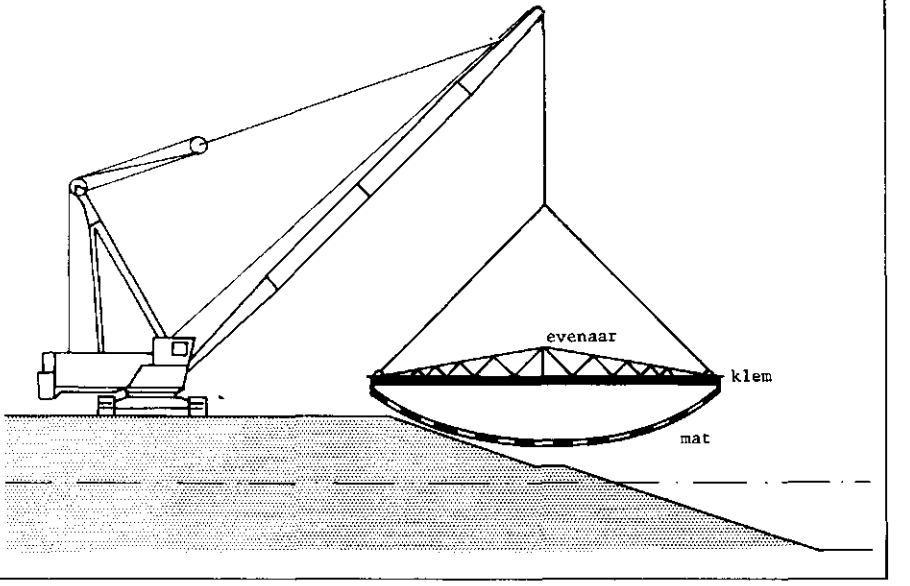
3. In het werk brengen
Het leggen van matten is betrekkelijk eenvoudig en kan met grote snelheid gebeuren. Daardoor is een onbeschermd talud meestal maar korte tijd onderhevig aan de invloed van golven en stroom. Het leggen zelf vereist de nodige zorg en nauwkeurigheid. Immers, als een gedeelte van de mat onder water is gelegd, is het oppakken en herleggen tijdrovend en dus kostbaar.
De procedure van het in het werk brengen kan verdeeld worden in 3 fasen: de voorbereiding, het leggen en de nabewerking.

1. De *voorbereiding* bestaat uit:
- het afmaken van het talud: voor de stabiliteit van een blokkenmat is een goede aansluiting aan de ondergrond en dus een vlak talud van groot belang;
- verdichting van het talud: om zettingen te voorkomen en stabiliteitsverlies van de onderlaag te vermijden, is het zeer noodzakelijk dat de onderlaag bestaat uit min of meer ongeroerd materiaal of dat het talud vooraf wordt verdicht;
- schoonmaken van het talud: geotextielen zijn gevoelig voor beschadigen; daarom moeten scherpe voorwerpen zoals wrakhout e.d. van het talud worden verwijderd;
- leggen geotextiel: bij die matten waar het geotextiel geen onderdeel vormt van de blokkenmatconstructie, wordt dit van tevoren gelegd; zo nodig wordt het verzekerd tegen opdrijven.



2. *Het leggen*
Het leggen van de matten gebeurt met een kraan, voorzien van eenzelfde evenaar als gebruikt tijdens de fabricage *(fig. 3)*. Om extra overslag van de matten te voorkomen worden ze waar mogelijk rechtstreeks van de wagen of de bak in het werk gebracht.

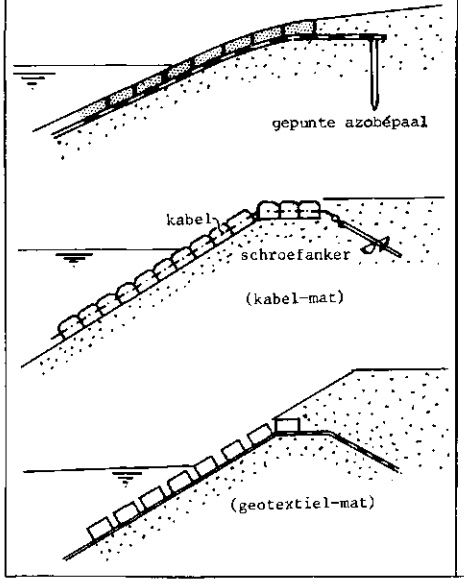
3 Leggen van een blokkenmat



Onmiddellijk na het leggen dient de positie van de mat te worden gecontroleerd voordat de klemmen van de evenaar worden gelost. Zijn de klemmen eenmaal los, dan is geen correctie meer mogelijk. Het corrigeren van de positie van de mat moet zodanig gebeuren dat het eventueel onderliggende geotextiel niet wordt verschoven.
De nauwkeurigheid waarmee matten kunnen worden gelegd is groot. Deze nauwkeurigheid is vooral van belang ter voorkoming van naden tussen de matten. In de praktijk behoeven die naden niet groter te zijn dan maximaal 1 à 2 cm, mits tenminste de matten boven water kunnen worden gelegd. De nauwkeurigheid wordt al snel veel minder wanneer de matten geheel onder water liggen.

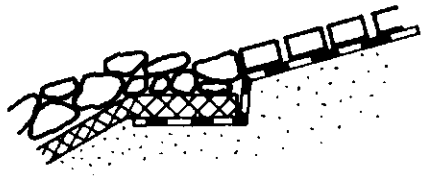
3. De *nabewerking* omvat het verankeren en het vullen van de voegen.
Verankering van de blokkenmatten vindt plaats aan de bovenzijde en is afhankelijk van de matconstructie *(fig. 4)*.
Bij de matten waar de blokken met kabels worden gekoppeld, bestaat de verankering veelal uit duurzame houten paaltjes die door de lussen van de staalkabels worden geslagen, bijv. om de 80 cm. De draden moeten voldoende strak staan om plaatselijk kleine verschuivingen te voorkomen. Men kan ook grondankers toepassen.
Bij de matten waar het geotextiel gebruikt wordt voor het koppelen van de blokken kan dezelfde methode worden toegepast waarbij de paaltjes door het geotextiel worden geslagen.
Bij deze matten is het ook mogelijk om aan de bovenzijde van de mat een weefselstrook in te graven en zodoende een goede verankering te bewerkstelligen.

4 Enkele verankeringsmethoden



De *voegvulling* bestaande uit grind, grond, slakken of dergelijk materiaal, afhankelijk van de eisen, wordt aangebracht met een kraan en in de voegen geveegd. Vaak zorgt de normale golfwerking voor verder inwassen van het materiaal.

4. Aansluitingen
Aansluitingen zijn vaak de zwakste punten in een constructie. Dat geldt ook voor blokkenmatten. De matten kunnen deels boven water en deels onder water worden gelegd. Dit maakt het veelal mogelijk een *aansluiting bij de (laag)waterlijn* te vermijden. Vergelijk de gebruikelijke aansluiting tussen een kraagstuk en een zetting of een bekleding van asfalt(beton).
Dat kan een groot voordeel zijn van blokkenmatten. Is zo'n aansluiting echter toch nodig, dan moet vooral gelet worden op het risico van uitspoeling van de ondergrond. Figuur 5 geeft een mogelijke oplossing.

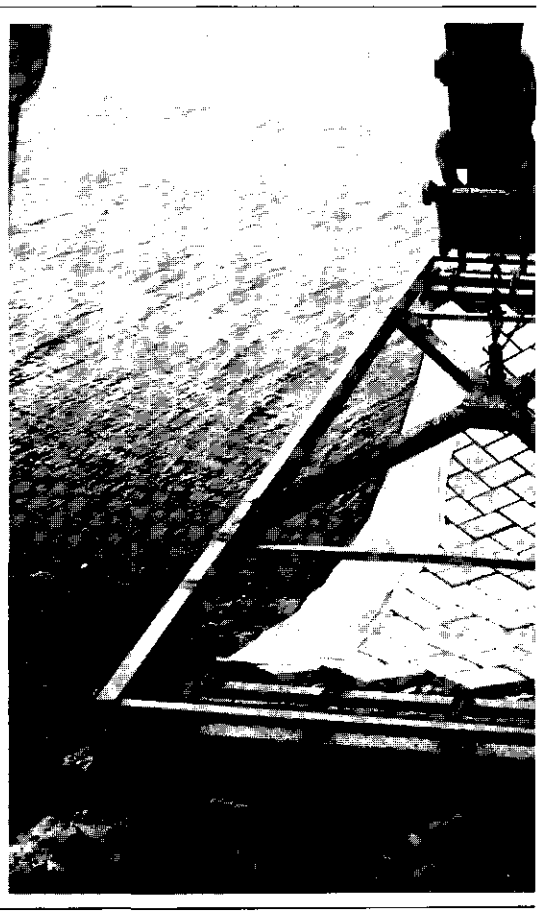


5 Aansluiting kraagstuk/blokkenmat

De *aansluiting tussen twee matten* is vooral moeilijk als in een bochtig talud wordt gewerkt.

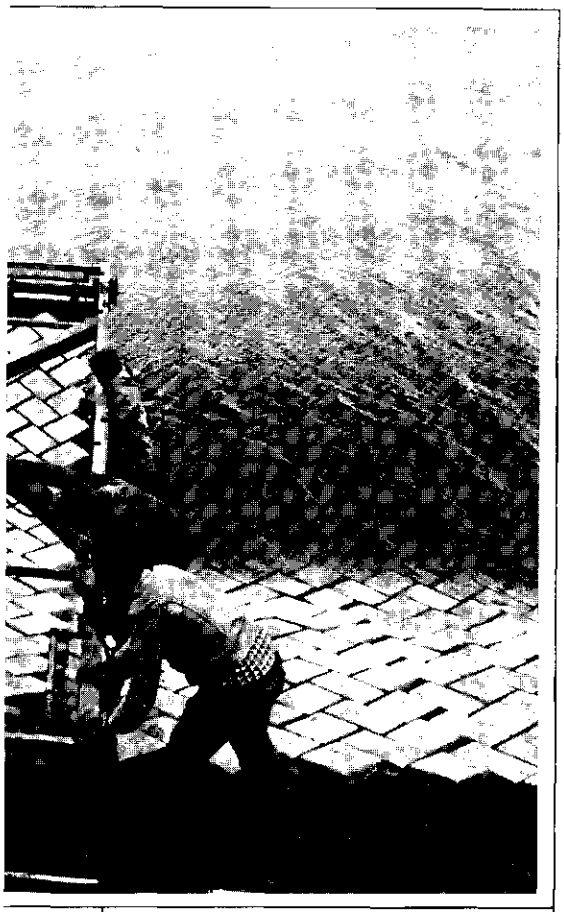
Aansluitconstructies van blokkenmatten op andere onderdelen, zoals damwanden, keermuren, uitwateringsbuizen e.d. moeten met grote zorgvuldigheid worden ontworpen om zoveel mogelijk het onderhoud in een later stadium te beperken.
Bij de aansluiting op gladde wanden kunnen de matten tegen de wand worden gelegd. Om de zanddichtheid te waarborgen, is het soms noodzakelijk waar mogelijk een grindkoffer aan te brengen.
Een aansluiting op niet rechte wanden is mogelijk met behulp van een losse steenzetting, waarbij de stabiliteit van de steenzetting apart moet worden berekend.
Zijn bovengenoemde oplossingen niet mogelijk, dan kan de aansluiting gerealiseerd worden met gietasfalt of ter plaatse gestort beton. Ook zijn er mogelijkheden om met stortsteen te werken.

Voor alle oplossing geldt dat ze apart berekend moeten worden en dat de keuze uiteindelijk afhangt van de plaatselijke



omstandigheden voor wat betreft de toepassing van materialen en werkmethoden.
Voor aansluitingen onder water gaat de voorkeur al snel uit naar een methode met gebruikmaking van losse stortsteen, omdat deze methode vaak realiseerbaar is met lokaal aanwezig materiaal.

5. Respons op golf- en stroomaanval
De respons van een bekledingsconstructie op golf- en stroomaanval kan tot schade leiden. De kwaliteit van de constructie kan men dan ook beoordelen door alle mogelijk schademechanismen de revue te laten passeren. Alvorens die schademechanismen afzonderlijk te bespreken, volgen eerst enkele algemene opmerkingen.
In vergelijking met de in de vorige artikelen omschreven steenzettingen zijn een drietal essentiële constructieve verschillen te noemen, die van invloed zijn op de mogelijke schademechanismen en het bezwijkgedrag van de constructie:
De blokken zijn op een of andere wijze fabrieksmatig met elkaar verbonden. Hierdoor is de kans op het uitlichten van een enkel blok wat bij steenzettingen een belangrijk schademechanisme is, meestal gering. Wel moet het eventueel oplichten van de gehele mat worden beschouwd.
Doordat een blokkenmat trekkracht







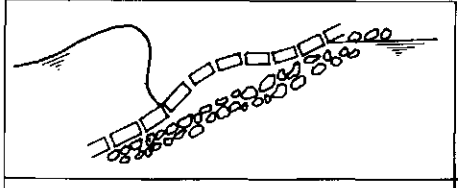
kan opnemen, kan een verankering bovenaan het talud worden gekozen in plaats van een teenconstructie onderaan, om afglijden van de bekleding te voorkomen. Wel bestaat het gevaar dat andere schademechanismen worden geïntroduceerd.
Zettingen van de ondergrond en geringe erosie worden opgevangen, mits de mat flexibel is en blijft.

Als er sprake is van 'schade' zal dat in de meeste gevallen beperkte schade zijn: vervorming van het talud, een gat in de bekleding of tussen twee matten, waardoor grond uitspoelt. Zonder reparatie neemt de schade meestal toe en zal op een moment tot bezwijken van de hele bekleding leiden. Gevaarlijker is schade die meteen tot bezwijken leidt, dat wil zeggen een zodanige schade dat een groot deel van het talud bloot komt te liggen voordat (nood)reparatie mogelijk is. Daarom zijn de eerste twee van de in het volgende behandelde schademechanismen het meest gevaarlijk.

6. Overzicht schademechanismen

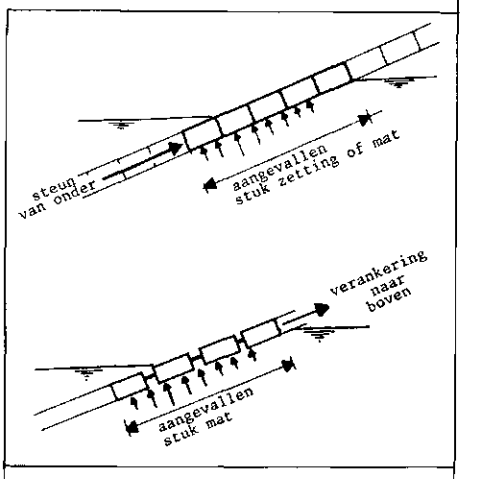
De zes belangrijkste potentiële schademechanismen worden beschreven.

1. Afglijden hele mat
Lokale overdruk onder de mat kan leiden tot een zodanige vermindering van de (korrel)drukspanning tussen onderkant mat en korrels dat glijden van een stuk mat dreigt.
Dit gevaar is vooral groot bij steile hellingen en relatief geringe doorlatendheid van de mat (grote leklengte) [2]. De mat kan hier zelfs lokaal worden opgelicht *(fig. 6)*.



6 Oplichten van een gedeelte van een mat door wateroverdruk

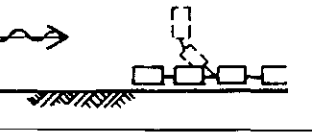
Bij een steenzetting wordt het gevaar van afglijden tegengegaan door het aangevallen deel van de zetting te laten steunen op een lager gelegen deel van de zetting, een steunberm, een rij perkoenpalen of dergelijke.
Als de blokkenmat zo is geconstrueerd dat de betonblokken niet tegen elkaar aanzitten en de steentjes ertussen evenmin een verkorting van de mat in de taludrichting tegenhouden, dan is de stabiliteit van het aangevallen deel van de mat aangewezen op de (trek)verbinding tussen de blokken en de aanwezigheid



7 Afglijden van een mat; de rol van een steun aan onderzijde of verankering naar boven

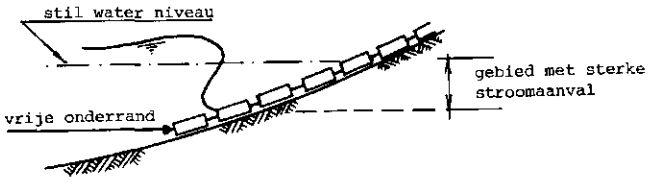
van een of andere verankering erboven *(fig. 7)*. Die verankering kan ook bestaan uit een flink stuk blokkenmat boven de aangevallen zone. Als de blokken van de mat wel tegen elkaar aanzitten kan men in principe kiezen tussen ondersteuning aan de onderzijde of verankering naar boven. Ondersteuning van de hele mat aan de onderzijde wordt overigens wel beperkt door het risico van uitknikken. Het LGM heeft een computerprogramma ontwikkeld om de vereiste verankeringskracht of ondersteuningskracht te berekenen.

2. Afschuiving van de ondergrond
In principe kan dus een glijvlak ontstaan tussen onderkant bekleding en de ondergrond. Maar ook dieper in de ondergrond zijn in principe glijvlakken mogelijk onder invloed van hoge grondwaterdrukken en bijgevolg lage korrelspanningen (verweking). Bij een bekleding op een talud van vers aangebracht zand is dat gevaar vooral groot als het zand niet goed is verdicht. Verder kan dit gevaar worden tegengegaan door een flauwe taludhelling te kiezen.



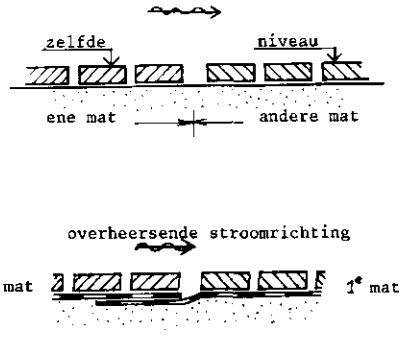
8 Omklappen matrand

3. Omklappen randen
Bij blokkenmatten verdienen de randen speciale zorg. Het gaat hier zowel om de boven-, onder- als zijranden. Stroming kan omklappen veroorzaken *(fig. 8)*. Om dat te voorkomen moet men een vrije onderrand bij voorkeur leggen onder het niveau waar de sterkste stroomaanval van windgolven of secundaire scheepsgolven optreedt *(fig. 9)*.



9 Positie vrije onderrand in verband met het gevaar voor omklappen

10 Aansluiting tussen twee matten in verband met het gevaar voor omklappen

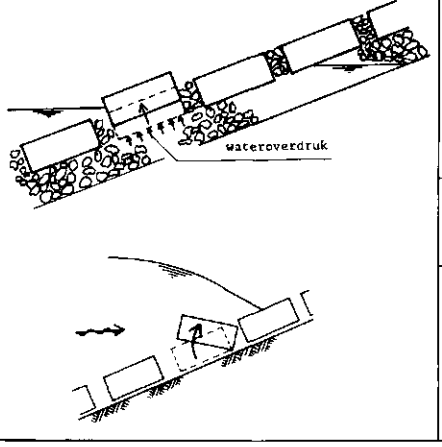


Bij de aansluiting tussen twee matten wordt de kans op omklappen aanzienlijk kleiner als de beide matten precies even hoog liggen *(fig. 10)*.

Bij één overheersende stroomrichting kan men bij geotextiel-matten het gevaar van omklappen nog verder verminderen door het kiezen van de juiste volgorde waarin de matten worden gelegd *(fig. 10)*.

4. Individueel blok uit bekleding
Door drukverschil over de bekleding of onder invloed van de stroom kan een individueel blok omhooggezogen worden *(fig. 11)*. Bij een traditionele zetting, waarbij de blokken los tegen elkaar aanstaan wordt dat, behalve door het eigen gewicht, verhinderd door wrijving tussen de blokken. Dankzij inklemming van het individuele blok in de zetting, eventueel bevorderd door inwassen van steentjes, is die wrijving vaak erg groot. Maar het is niet zeker of dat voor elk individueel blok van de zetting geldt. Bij blokkenmatten verhindert de verbinding tussen de blokken het uit de mat worden gezogen met vrij grote zekerheid, maar dan moet de verbinding sterk genoeg en duurzaam zijn. Mocht een individueel blok toch loszitten en verdwijnen, dan hoeft geen progressieve voortzetting van die schade op te treden, als de verbinding tussen de omringende blokken voldoende is om de verhevigde aanval op de rand van het gat te weerstaan.

11 Een individueel blok wordt uit de glooiing gedrukt

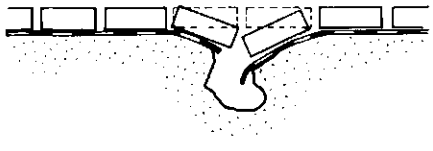


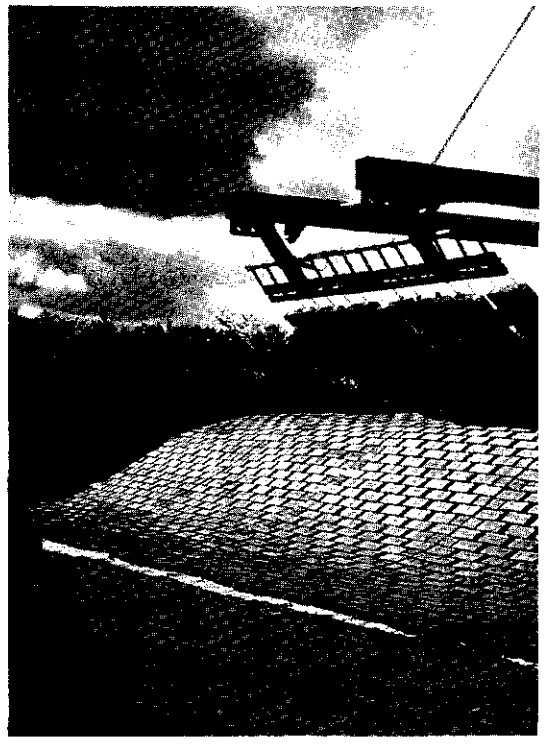
5. Uitspoelen voegvulling
Dit kan leiden tot een slechtere verbinding tussen de blokken en tot geringere zanddichtheid van de mat (zie punt 6).

6. Erosie ondergrond
Erosie van de ondergrond kan optreden onder invloed van stroming langs en door het grensvlak van de bekleding en het fijnkorrelige materiaal eronder.
Uiteraard kan dit voorkomen worden door een 'geometrisch' dicht geotextiel en/of een of meer geometrisch dichte filterlagen aan te brengen. Hierbij moet goed op de waterdoorlatendheid worden gelet omdat een geringere waterdoorlatendheid van het geotextiel, dus een grotere leklengte, leidt tot grotere waterdrukken onder de mat.

Als de gaten in en tussen de blokken en de voegen groot zijn, is het van belang dat door granulair materiaal in die gaten en voegen wordt voorkomen dat het textiel gaat klapperen. Ook als het geotextiel niet geometrisch dicht is, kan het zandverlies op die manier beperkt blijven.
De grootste kans op erosie van de ondergrond treedt meestal op bij de randen van een mat (aansluitingen) *(fig. 12)*.

12 Erosie bij mataansluiting





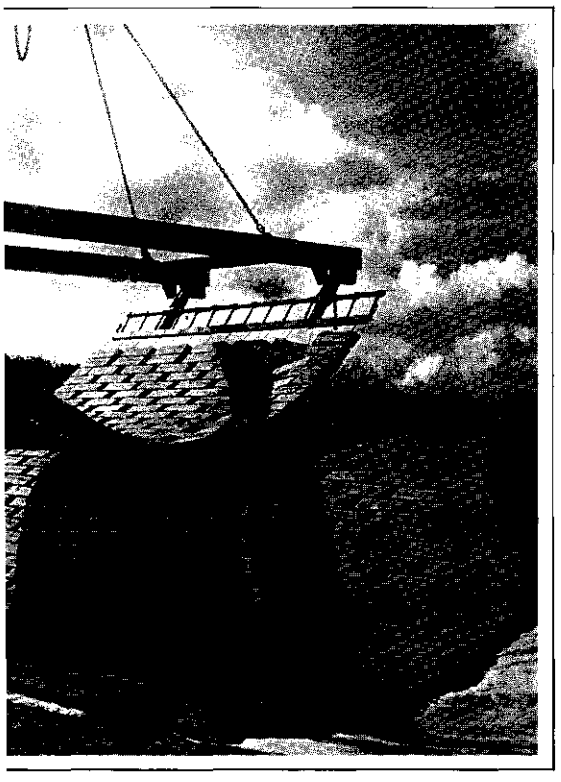
7. Waterdoorlatendheid en zanddichtheid

Om de kans op afglijden van de mat tegen te gaan, moet men in de eerste plaats proberen de belasting klein te houden. Daarom moet de doorlatendheid van de mat liefst groot zijn in vergelijking met die van de ondergrond. Dit heeft een kleine leklengte tot gevolg. Dus bij voorkeur:
- groot percentage openingen (bijv. meer dan 10%);
- vulling van die openingen met grof materiaal (bijv. grof grind);
- geen of een zo doorlatend mogelijk geotextiel.

Een grote doorlatendheid van de mat is vooral van belang als de ondergrond zeer doorlatend is. Zo moet men als de ondergrond uit een laag grof grind bestaat bij voorkeur geen geotextiel of een zeer doorlatend geotextiel toepassen en de openingen niet vullen.
Als de ondergrond uit zand bestaat is het echter van belang een zanddicht geotextiel te gebruiken om zandverlies te vermijden. Deze eis zal veelal strijdig zijn met het streven naar grote waterdoorlatendheid. Misschien kan een redelijk compromis worden gevonden door een geotextiel te kiezen waarvan de zanddichtheid ligt tussen de zanddichtheid onder statische belasting en die onder dynamische belasting.

8. Verbinding tussen de blokken en verankering

Vanwege de kans op afglijden is, behalve de doorlatendheid en de helling, vooral van belang in hoeverre de mat de krach-



ten in langsrichting kan overbrengen naar een niet aangevallen gedeelte van de mat of een verankering. De sterkte van de verbinding tussen de blokken kan tevens van belang zijn voor het schademechanisme 'individueel blok uit bekleding'. Het gaat dan om overdracht van een kracht in dwarsrichting. De manier waarop de verbinding tussen de blokken de langskracht en eventueel ook de dwarskracht overbrengt, is sterk afhankelijk van het type blokkenmat. Het belangrijkste onderscheid betreft hier dat tussen kabelmatten en geotextielmatten.

8.1 Kabelmatten

De meeste kabelmatten waarbij de blokken koud tegen elkaar zijn geplaatst, functioneren net als traditionele steenzettingen. Indien men na plaatsing de kabels zou verwijderen zou er in principe een normale steenzetting overblijven, zij het dat bij een mat die flexibel blijft de overdracht van de langskracht naar beneden een veel groter knikgevaar oplevert dan bij een stijf geklemde zetting.

In de praktijk blijft de kabel aanwezig en wordt dan benut als koppelingselement van de blokken. Zodoende kan de mat bijvoorbeeld als kraagstuk worden gebruikt omdat een teenopsluiting waarmee de onderste rijen blokken op hun plaats moeten worden gehouden niet nodig is.

Daarnaast kan de kabel een extra veiligheid vormen tegen stabiliteitsverlies en voortschrijdende schade tot een minimum beperken bij incidenteel stabiliteitsverlies.

Om deze bijkomende voordelen te benutten worden vaak kabels met een hoge duurzaamheid gebruikt. Rekening houden met de kabel bij het dimensioneren van de blokdikte is alleen wenselijk als er relatief grote vervormingen worden geaccepteerd. Immers, de kabelmat is zeer flexibel en er is speling van de kabel in de kabeltunnels.

Dit betekent dat als één blok wordt opgetild, dit op z'n minst enkele centimeters van het talud af moet komen alvorens de omliggende blokken mee gaan werken [3]. Onder normale omstandigheden verdient het dan ook aanbeveling de blokken als zodanig zonder kabels op stabiliteit te berekenen en hierop te dimensioneren [4]. De kabels kunnen dan in de praktijk daadwerkelijk een (hoge) extra veiligheid geven.

Voor de kabelmatten opgebouwd uit hol en dol-blokken geldt in principe hetzelfde, met dien verstande dat de blokvorm wellicht niet als traditioneel bestempeld kan worden.

8.2 Geotextielmatten

Wezenlijk afwijkend van de traditionele steenzettingen zijn de blokkenmatten die bestaan uit een geotextiel met daarop bevestigde blokken. Het verschil is dat de blokken elkaar niet raken, waardoor ook deze matten op zich zeer flexibel zijn. Er is geen sprake van onderlinge klemming van de blokken. De stabiliteit wordt ontleend aan de bevestiging aan het geotextiel of door het opvullen van de ruimte tussen de blokken met granulair materiaal waarvan de korreldiameter is afgestemd op de grootte van de ruimte tussen de blokken. Dimensionering op stabiliteit onder golfaanval dient dan ook te zijn afgestemd op de situatie waarbij de ruimte tussen de blokken is gevuld met granulair materiaal. De stabiliteit van het systeem is dan gewaarborgd, maar de flexibiliteit is tegelijk verminderd.

Bij het langdurig benutten van de bevestiging blok/geotextiel voor de stabiliteit, moet echter rekening worden gehouden met enige vervorming van het talud. Duurzaamheid, nu van het geotextiel, is dus ook voor deze mat essentieel. Veel informatie over geotextielen is te vinden in [5].

9. Blokvorm en blokkenpatroon

Er is een aantal criteria waaraan de vorm van de betonblokken en het patroon moeten voldoen.

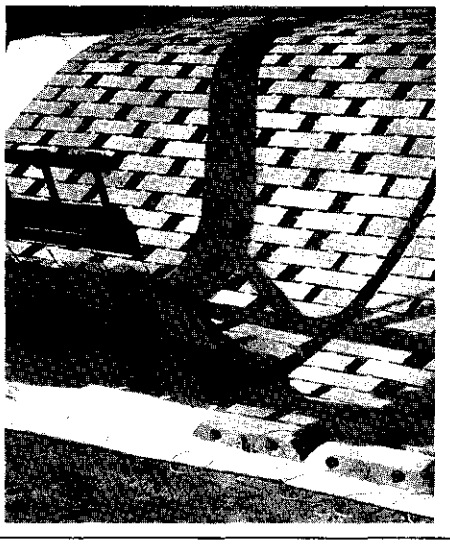
Als eerste criterium kan worden genoemd het streven om met blokvorm en blokkenpatroon een zo groot mogelijke veiligheid tegen bezwijken van de constructie te creëren door te streven naar een zo klein mogelijke leklengte, een zo sterk mogelijke verbinding tussen de blokken, een remmende werking op golfoploop en golfafloop en een flexibele constructie, zodat zettingen goed gevolgd kunnen worden. Ook kan door blokvorm en blokkenpatroon worden gestreefd naar een optimale aansluiting tussen de matten onderling, wat de stabiliteit van de constructie als zodanig ten goede komt.

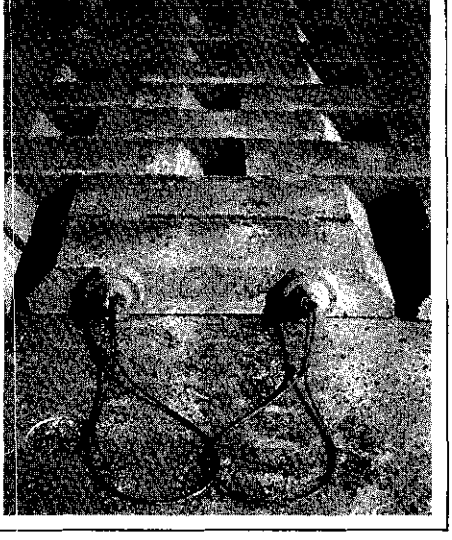
Het tweede criterium voor de blokvorm volgt uit de produktie- en kwaliteitseisen op het gebied van de toegepaste betonspecie en andere materialen.

Tenslotte spelen aspecten als esthetica, doorgroei-mogelijkheden, beloopbaarheid, schade door recreanten e.d. vaak een doorslaggevende rol bij de uiteindelijke keuze van de ontwerper.

10. Toekomst blokkenmatten

In Nederland worden betonblokkenmatten thans vooral toegepast als lichte oeverbescherming. De reden hiervoor is dat ze korte tijd op de markt zijn en er nog niet veel ervaring mee is opgedaan. In Groot Brittannië en de Verenigde Staten zijn betonblokkenmatten met





diktes tussen 20 en 30 cm gangbaar. De ontwikkelingen op dit punt staan bepaald niet stil. Prototypen met blokafmetingen van 120 x 120 x 23 cm zijn reeds gesignaleerd.
Het is zeker niet uitgesloten dat blokkenmatten in de toekomst gebruikt zullen worden ter bescherming van zwaar aangevallen oevers of zelfs zeeweringen [6]. In het Hartelkanaal zijn proefvakken aangelegd en er zijn proeven gedaan in de Deltagoot van het Waterloopkundig Laboratorium, alsmede in Duitsland, die goede resultaten hebben opgeleverd [4, 7, 8].



11. Conclusies
Vergelijken we blokkenmatten met zettingen van betonblokken, dan springt een aantal verschillen in het oog. Blokkenmatten zijn sneller aan te brengen; ze kunnen ook onder water worden aangebracht. De vaste afmetingen kunnen daarentegen meer problemen geven bij de aansluitingen. Verder zijn reparaties tamelijk lastig.

Er zijn vier essentiële constructieve verschillen te noemen, die van invloed zijn op de mogelijke schademechanismen en het bezwijkgedrag van de constructie:
- De blokken zijn fabrieksmatig op een bepaalde wijze met elkaar verbonden. Hierdoor is de kans op het uitlichten van een enkel blok veel kleiner dan bij steenzettingen. Eén van de gevaarlijkste schademechanismen van een blokkenmat wordt daardoor het oplichten of afglijden van de gehele mat.
- Doordat een blokkenmat trekkrachten kan opnemen, kunnen andere dan de traditionele oplossingen worden gevonden om afglijden van de bekleding te voorkomen. De verankering bovenaan het talud is dan van wezenlijk belang.
- Wanneer een blokkenmat ook onder water wordt gelegd, wordt de traditionele aansluiting van constructies rond de (laag)waterlijn, die een bron van schade vormt, vermeden.
- Zettingen van de ondergrond en geringe erosie worden opgevangen, mits de mat flexibel is en blijft.

Naast het eventueel oplichten of afglijden van de mat is afschuiven en verweken van de ondergrond het gevaarlijkste schademechanisme. Verder zijn de volgende schademechanismen belangrijk, al zullen die niet onmiddellijk tot bezwijken leiden:
- stabiliteitsverlies van individuele blokken door overdruk;
- uitspoeling van voegvulling (voor zover aanwezig) door de stroom;
- erosie ondergrond.

Tenslotte moet aandacht besteed worden aan het gevaar van omklappen van de randen.

De belasting en daarmee de kans op schade wordt in sterke mate bepaald door de waterdoorlatendheid van de mat. Een grote relatieve doorlatendheid ten opzichte van de doorlatendheid van de ondergrond is gunstig. De eis van zanddichtheid van een eventueel geotextiel kan daarmee in strijd zijn.

Voor de kans op schade is de verbinding tussen de blokken van het grootste belang en daarmee ook de duurzaamheid van kabels, geotextiel e.d. De werking en de functie van de verbinding is sterk afhankelijk van het type mat en eventueel van de voegvulling.

Met blokkenmatten bestaat weliswaar heel wat ervaring bij licht aangevallen oevers, maar het is als oever- of dijkbekleding onder zware belasting nog betrekkelijk nieuw. Een verdere ontwikkeling lijkt waarschijnlijk, maar ook een uitbreiding van het toepassingsgebied naar zwaarder aangevallen taluds.

Literatuur
1. Betonnen dijk- en oeverbekledingen (I) Ontwerpprincipes en rekenmodellen voor bekledingen, *Cement* 1986 nr. 2
2. Betonnen dijk- en oeverbekledingen (II) Ontwerpaspecten van betonnen bekledingen, *Cement* 1986 nr. 3
3. Van den Berg, C. en J.Lindenberg, Stability of Armorflex Revetment System under Wave Attack, Int. Conference on Flexible Armoured Revetments Inc. Geotextiles, Londen maart 1984
4. Waterloopkundig Laboratorium Rapport M 1910, 1983, Stabiliteit Armorflex steenzetting onder golfaanval
5. R.Veldhuijzen van Zanten, Geotextiles and Geomembranes in Civil Engineering, Balkema Rotterdam, 1986
6. L.A.Philipse, Dijkbekleding in beton en asfalt, *Weg- en Water* nr. 5 1985
7. Rapport Waterloopkundig Lab., Lab. voor Grondmechanica, Rijkswaterstaat en Gemeentewerken Rotterdam, Aantasting van dwarsprofielen van vaarwegen, M 1115-XIIA en B
8. Kneiss en Meyer, Naturmessungen an Uferdeckwerken aus Beton-Verbundstein, *Zeitschrift für Binnenschifffahrt und Wasserstrassen,* Nr. 8, 1983



BETONNEN DIJK- EN OEVERBEKLEDINGEN (V)

BASALTONBEKLEDINGEN

ing.A.Barendregt, De Hoorn Alphen bv, Alphen a/d Rijn

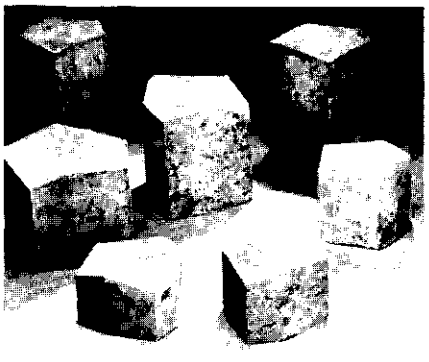
Binnen de losgezette betonelementen voor de verdediging van dijken en oevers, nemen de basaltonbekledingen een aparte plaats in. We hebben hier te maken met een van het natuurlijke basalt afgeleid materiaal, waarvan fabricage, aanleg en eigenschappen nader worden toegelicht. Dit artikel is een bewerking van de voordracht die de auteur op de CUR-dag 1986 heeft gehouden.

Waterkeringen bestaan in principe uit een kern van zand, beschermd door een bekleding. De bekleding dient om het dijklichaam te beschermen tegen erosie als gevolg van golven, stromingen en bijzondere belastingen.
Een basaltonbekleding is opgebouwd uit betonnen zuilen, met onregelmatige acht-kantige doorsneden, in hoogte taps toelopend. Het ondervlak heeft een iets grotere doorsnede dan het bovenvlak *(foto 1)*.
Allereerst worden de eisen kort samengevat waaraan bekledingen moeten voldoen; vervolgens toetsen we deze eisen aan basaltonbekledingen.

Eisen

Functionele eisen
Bekledingen moeten de hydraulische belastingen kunnen weerstaan, dus stabiel zijn tegen bijvoorbeeld golfaanval en stroming. De bekleding moet flexibel zijn, dat wil zeggen, ze moet een eventuele zetting van de ondergrond kunnen volgen, zonder dat de samenhang verloren gaat.

1 Basaltonzuilen in verschillende hoogten



De bekleding moet duurzaam zijn, dus bestand tegen erosie door overspoelend materiaal (zand, grond, stukken steen e.d.) en tegen vorst en chemische invloeden.

Uitvoeringstechnische eisen
De bekleding dient zodanig te zijn samengesteld dat elk oppervlak gemakkelijk kan worden gezet, zonder dat speciale of ingewikkelde passtukken nodig zijn. Het aanbrengen moet snel en gemakkelijk kunnen gebeuren, bij voorkeur machinaal. Voor de aanleg van bijvoorbeeld een zeedijk is slechts de periode van april tot oktober beschikbaar, buiten het zgn. stormseizoen.

Beheers- en onderhoudseisen
Wanneer er onverhoopt een plaatselijke schade optreedt, is het van belang dat de bekleding op eenvoudige en snelle wijze gerepareerd kan worden.
De bekleding mag niet te gemakkelijk door vandalisme beschadigd kunnen worden.

Eisen die samenhangen met automatisering
Het produkt moet zo eenvoudig mogelijk gemaakt kunnen worden, het moet een hoge kwaliteit hebben en maatvast zijn. Het aantal verschillende elementen moet beperkt blijven om het repetitie-effect in de produktie geen geweld aan te doen.

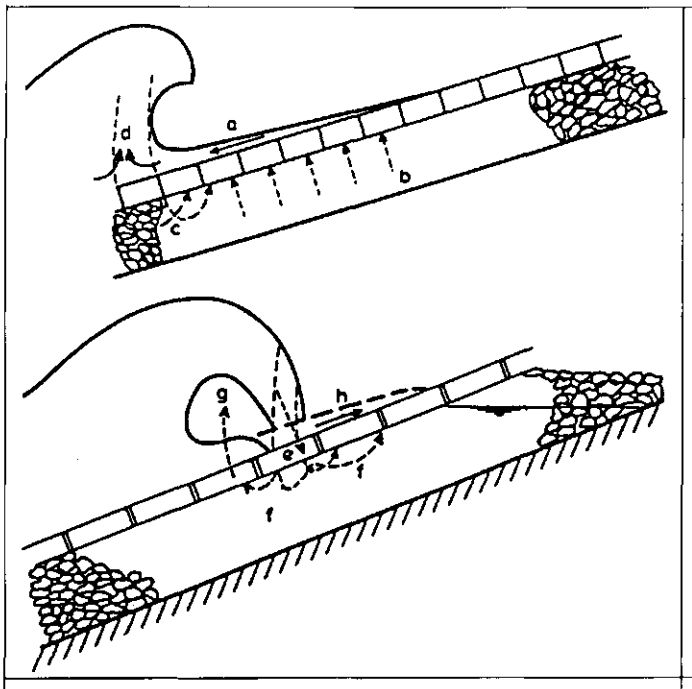
Bijzondere eisen
Onder deze eisen vallen bijvoorbeeld het uiterlijk van de bekleding; deze mag geen storend element vormen in een landschappelijk waardevol gebied. Verder dient de mogelijkheid van hergebruik te worden nagegaan ingeval van een tijdelijke verdediging.

Functionele eisen

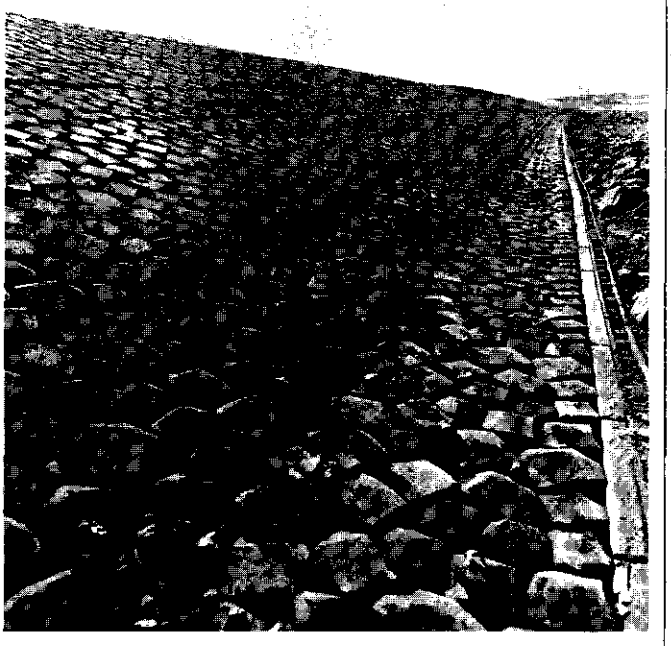
De uitwendige hydraulische belastingen bestaan voornamelijk uit windgolven en haalgolven veroorzaakt door schepen. Als we de krachten bekijken die worden uitgeoefend door windgolven, dan kunnen deze worden onderscheiden in *(fig. 2)*:
a = krachten door de golfterugloop;
b = quasi-stationaire drukken vanuit het filter;
c = drukken door het naderende golffront;
d = veranderingen in het snelheidsveld;
e = golfklap;
f = drukken door de massa van de brekende golf;
g = lage drukken door het ontsnappen van ingesloten lucht;
h = krachten door golfoploop.

Een bekleding van basaltonzuilen behoort tot de groep van zgn. open bekledingen. Dit betekent dat bij deze bekleding doelbewust openingen, voegen tussen de zuilen aanwezig zijn, waardoor water kan in- en uitstromen. De genoemde drukken zullen nauwelijks kunnen ontstaan. Tevens zorgt het bergend vermogen van de voegen, in combinatie met de ruwheid veroorzaakt door de afschuiningen op de top van de zuil voor een reductie van de golfoploop.

De taps toelopende voegen tussen de zuilen worden opgevuld met steenachtig materiaal bijvoorbeeld gebroken steenslag *(foto 3)*. Hierdoor krijgen de zuilen een zeer vaste stand in de glooiing en kunnen moeilijk omhoog komen. Trekproeven tonen aan dat een kracht van enkele tonnen nodig is om één zuil uit het beloop te trekken. De bekleding



2 **Golven, veroorzaakt door wind**



3 **Een pas aangelegde betonglooiing**

wordt dan ook betiteld als een geklemde zetting.

Door de verschillende zuilvormen is het mogelijk basaltonzuilen in de bekleding te plaatsen volgens een polygonaal verband. Dit betekent dat wanneer één zuil uit de glooiing wordt gehaald, de andere zuilen niet naar het ontstane gat toe kunnen gaan. Hiermee kan verdergaande schade worden voorkomen.
Het polygonale verband en de voegvulling zorgen voor een haast onwrikbare stabiele verdediging.

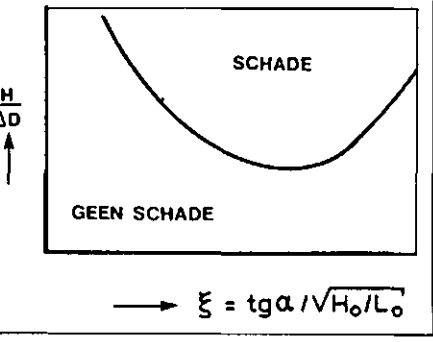
Dimensioneren

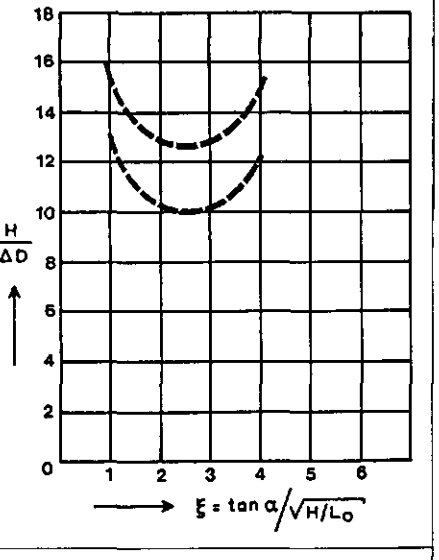
Voor het dimensioneren van een bekleding moet men niet alleen de belastingen, maar ook de sterkte van de bekleding kennen. Het gewicht van de zuilen is bekend, maar men moet ook de grootte weten van het klemmend effect van de voegvulling tussen de zuilen. Om dit nader te onderzoeken is in 1982 modelonderzoek verricht in de Deltagoot van het Waterloopkundig Laboratorium De Voorst op prototype schaal. Daarbij is een taludbekleding gebouwd die bij verschillende golfhoogtes is getest.
De resultaten van een zetting kunnen in het algemeen worden weergegeven in een grafiek waar op de horizontale as de brekerparameter staat aangegeven *(fig. 4)*. Deze brekerparameter is afhankelijk van de taludhelling, de golfhoogte en de golflengte. De brekerparameter geeft dus onder meer aan hoe de golf breekt op het talud. In Nederland komt de plungingbreker het meeste voor [lit.1].

Op de verticale as staat H/ΔD, de golfhoogte/soortelijke massa van de zuil onder water maal D (de dikte of hoogte van de steen of zuil).

Blijft men onder de schadelijn dan is de bekleding stabiel, daarboven instabiel. Bij de beproeving in de Deltagoot bleek het niet mogelijk om bij de zuilen van 150 mm hoog, met een soortelijke massa van 1,9, schade te veroorzaken bij golven van ca. 2,65 m hoog (de maximale golfhoogte die geproduceerd kan worden).
Hoe de schadelijn voor de Basaltonzuilen precies loopt, is niet helemaal bekend. Op grond van extrapolatie van de resultaten kan men verwachten dat H/ΔD boven 10 zal liggen. In figuur 5 zijn twee mogelijke schadelijnen weergegeven.
Bij deze proef is alleen gekeken naar de toplaag van de constructie. De stabiliteit van een gehele bekleding hangt ook sterk af van de aanwezige onderlagen.

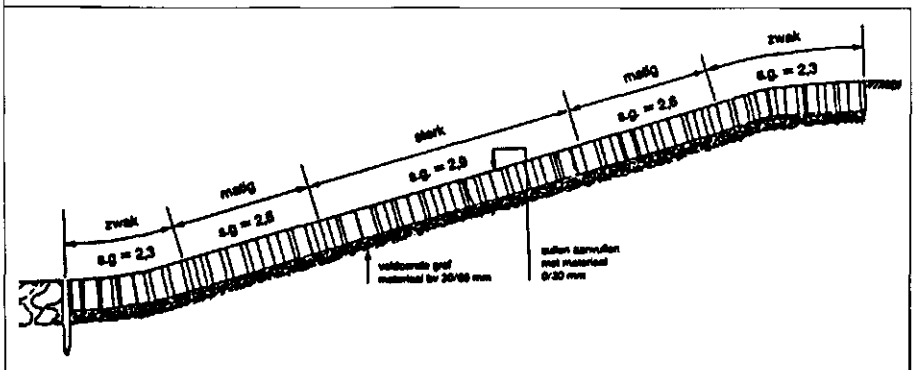
4 **Sterkte van een glooiing, uitgezet in een grafiek**





5 **Mogelijke schadelijnen voor een basaltonglooiing**

Onderzoek naar de invloed van verschillende onderlagen is gewenst om de juiste schadelijn voor de toplaag te kunnen vaststellen. Bovendien moeten naast windgolven ook scheepsgolven worden bekeken.
De zuilen kunnen in afmetingen en gewichten worden aangepast aan de ontwerpeisen van de te kiezen bekleding. In hoogte kunnen de zuilen variëren van 150 mm tot 400 mm met volumegewichten van 2300 tot 3000 kg/m^3. Deze gewichten worden bereikt door de gebruikelijke toeslagmaterialen in het beton te vervangen of aan te vullen met zwaardere materialen, bijvoorbeeld basaltsplit, om zo tot een grotere soortelijke massa te komen.



6 **Mate van golfaanval**

Als voorbeeld van een dergelijke afweging, is in 1979 een bekleding van Basalton-zuilen aan de Zuidwal van de havenmond van Hoek van Holland gemaakt. Hierbij is de hoogte van de zuilen van het gehele profiel gelijk gehouden en het soortelijk gewicht is aangepast aan de mate van golfaanval *(fig. 6)*.

De fabricage

De produktie van de zuilen is in sterke mate geautomatiseerd. De grondstoffen worden per schip aangevoerd en door de walkraan in de verschillende bunkers gelost. Onder de bunkers hangt een weegbak die automatisch de benodigde hoeveelheden afweegt. Een transportband deponeert de materialen in de menger. De automatische waterdosering zorgt ervoor dat ongeacht het vochtgehalte van de grondstoffen, de water-cementfactor constant blijft.
In de stortmachine hangt een mal die op een schot staat en met betonspecie wordt gevuld. Daarna zakken de stempels omlaag en het geheel wordt verdicht. Mal en stempels gaan omhoog en het schot met het gerede produkt loopt via automatisch intern transport naar de stapellift waar de schotten via een vorkenwagen in de verhardingskamers worden gebracht.
Nadat de zuilen 24 uur zijn uitgehard, worden ze door de vorkenwagen naar de ontstapellift gebracht. Na afstapelen van de schotten worden de zuilen automatisch gepakketteerd en op een pallet gezet. De pallets lopen via een band naar een machine die een bandje om de verschillende lagen heentrekt. De pallets worden op de band naar buiten getransporteerd, waar een heftruck ze oppakt en opslaat op het terrein.
De zuilen blijven dan nog 4 weken op het terrein alvorens naar het werk te vertrekken.

Kwaliteitsborging van het produkt

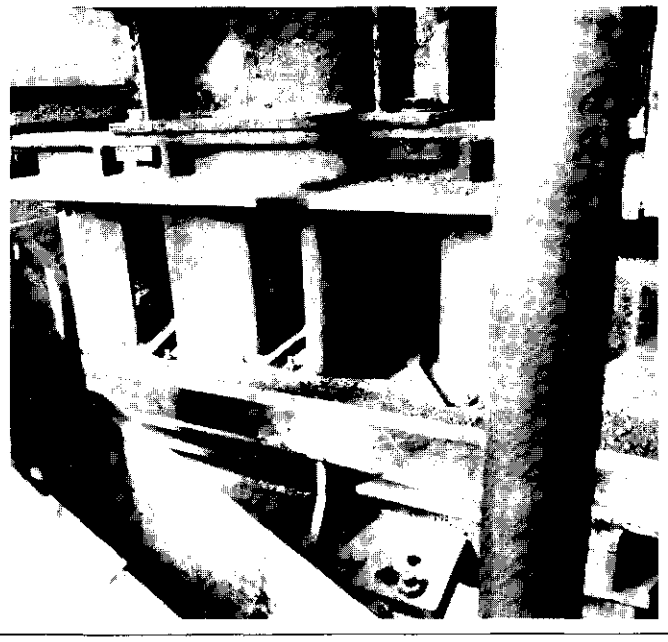
De wijze waarop de gestelde kwaliteit in de fabriek wordt bereikt, de eisen en de wijze van controle en in hoeverre men dit van tevoren kan beïnvloeden, leidt tot kwaliteitsborging.
De eisen zijn voor het grootste gedeelte vastgelegd in NEN 7024, Glooiingselementen van beton, waarvan de belangrijkste zijn:
druksterkte min. 60 N/mm^2;
vrije wateropname van maximaal 10%;
natte dichtheid bij grindbeton van maximaal 2300 kg/m^3;
Deze eisen gelden voor zuilen van 4 weken oud.

Voor de kwaliteitscontroles, zoals de betontechnologische controle, de produktiecontrole en de controle van het gerede produkt, is een laboratorium ingericht.
Bij de gereed produktcontrole let men vooral op het visuele aspect en er worden monsters getrokken, waarbij men na een week de wateropname en het gewicht bepaalt. Deze vormen dan een indicatie voor de uiteindelijke wateropname, gewicht en druksterkte na 4 weken.
Bij levering op een werk worden op de fabriek of op het werk door de directie een aantal monsters getrokken die bij een onafhankelijk instituut zoals TNO worden gekeurd.

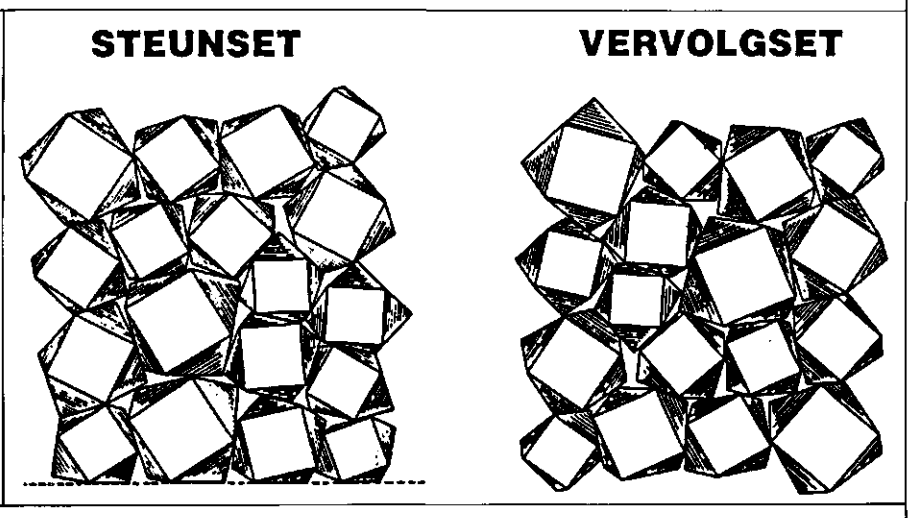
Voordat in de fabriek de betonspecie wordt vervaardigd, worden de grondstoffen gecontroleerd op korrelverdeling en vochtgehalte. Deze waarden worden in de computer ingevoerd, die samen met de nauwkeurige doseer- en weegapparatuur voor de juiste samenstelling en een constante water-cementfactor zorgt. De weegapparatuur kan op

7–8 **Vullen en verdichten van de mallen**





10 **Twee sets glooiingsblokken: de steunset heeft één vlakke zijde; de vervolgsets sluiten hierop en onderling aan**



elk gewenst moment geijkt worden door de speciale ijkgewichten die aan de weegbakken zijn bevestigd.
De mallen waarin de zuilen worden geproduceerd zijn gemaakt van gehard staal met een zodanige nauwkeurigheid dat de zuilen qua dwarsdoorsnede een tolerantie hebben van ± 2 mm *(foto 9)*.
Omdat de grote gaten in de mal makkelijker vullen dan de kleinere en om toch dezelfde verdichting voor elke zuil te hebben worden bij de zuilen met een kleine dwarsdoorsnede de stempels dieper in het beton getrild dan bij de grotere zuilen. Dit betekent dat de hoogte van de zuilen een grotere tolerantie heeft, ongeveer ± 5 mm. De zuilen zijn echter allemaal gelijk verdicht zodat het poriëngehalte van elke zuil zo klein mogelijk is.
De zuilen worden nabehandeld door ze vlak na de produktie te bevochtigen. In de verhardingshal worden temperatuur en relatieve vochtigheid constant gehouden zodat een goede sterkteontwikkeling wordt gegarandeerd.
De zuilen worden op het terrein nog nabehandeld met behulp van een regeninstallatie.

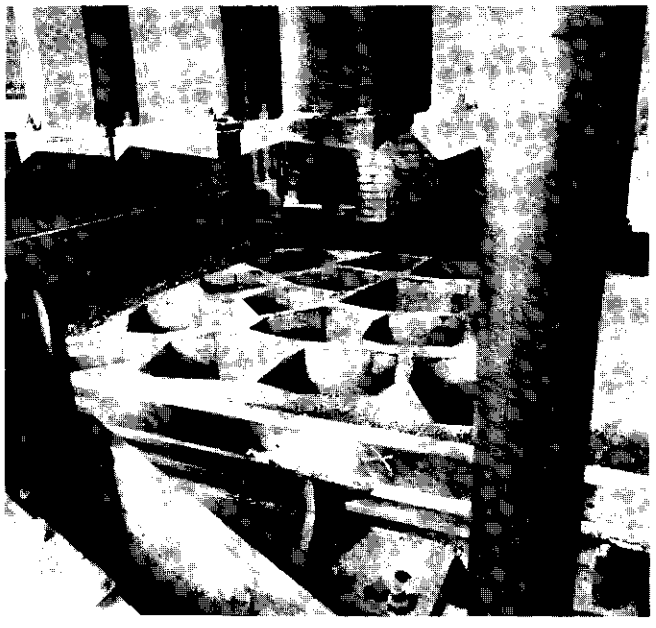
Transport naar en verwerking in de bekleding

De zuilen worden met vrachtauto's voorzien van speciale klemmen getransporteerd naar het werk. Vervoer per schip is ook mogelijk. De zuilen kunnen zowel met de hand, dus stuk voor stuk, als machinaal worden geplaatst.
Voor het machinaal zetten zijn twee stoorten sets met een oppervlakte van ca. 1,2 m^2 ontwikkeld. De eerste is een zgn. steunset, bestaande uit 18 verschillende zuilvormen die met één zijde aansluit tegen bijvoorbeeld een perkoenrij of teenschot. Het tweede soort is de zgn. vervolgset, bestaande uit 17 verschillende zuilvormen, die zowel het polygoonverband garandeert bij deze sets onderling alsmede bij de aansluiting op de steunset *(foto 10)*.
De machinaal te plaatsen sets worden geleverd op pallets. Deze zijn nodig om te voorkomen dat de zuilen niet kantelen of wegglijden zodat de schikking van het pakket niet verloren gaat *(foto 11)*.
Per dag kan er per kraan gemiddeld 300 m^2 basalton bekleding worden aangebracht *(foto 12)*.

Nadat de zuilen zijn geplaatst worden de voegen opgevuld met gebroken materiaal met korrelafmetingen van ca. 5 tot 40 mm.

Doordat de zuilen taps naar boven toelopen kunnen ze bij eventuele zettingen in het profiel omlaag zakken. Deze zakkingen zijn bij normale inspecties waarneembaar. De bekleding waarschuwt als het ware bij het ontstaan van verzakkingen, waardoor tijdig herstel mogelijk is.

9 **De mallen zijn gemaakt van gehard staal**

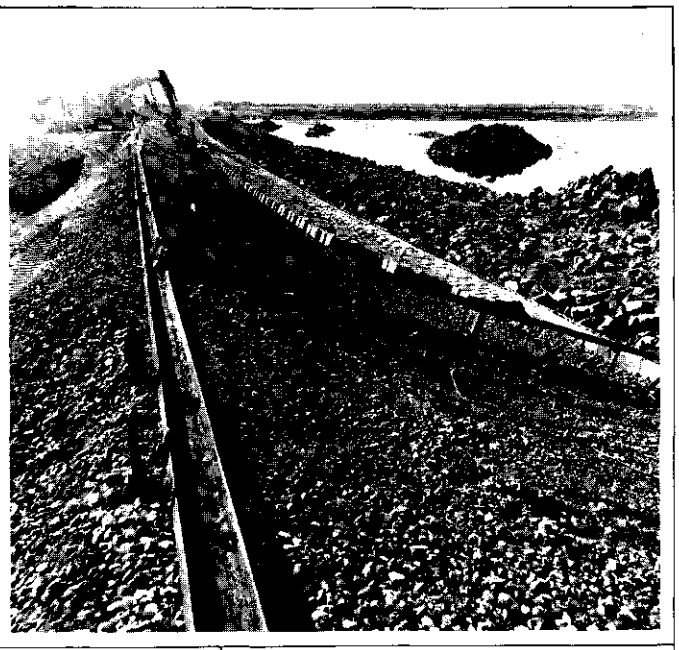


11 **Aanvoer op het werk**





12 **Verwerking met een kraan**



13 **Hulpmaterieel voor het vlak afwerken van het talud**



Kwaliteitsborging in het werk

Handzetten: hiervoor worden steenzetters ingezet die door hun gedegen opleiding (veelal op de Steenzettersschool in Stellendam) in staat zijn de zuilen op een zodanige wijze te zetten dat een polygoon verband ontstaat.
Machinaal zetten: door de vorm en pakking van de sets is het zetten maar op één manier mogelijk. De sets passen slechts op één manier in elkaar, zodat het polygonale verband verzekerd is.

Algemeen: de vlakheid van de bekleding wordt bereikt door de ondergrond van tevoren goed af te werken *(foto 13)*. Door het invegen van de voegen tussen de zuilen wordt de bekleding gecompleteerd.

Tot slot

Samengevat kan worden gesteld dat de bekledingen van basaltonzuilen uitstekend voldoen aan de gestelde eisen, zowel waterbouwkundig als betontechnologisch. De bekleding kenmerkt zich door het polygonale verband, de taps toelopende achtkantige zuilen, de voegvulling en het feit dat de zuilen machinaal verwerkt kunnen worden.
Door het volledig geautomatiseerde produktieproces en de kwaliteitsborging bezit het produkt een optimale sterkte en duurzaamheid.

Literatuur

Betonnen dijk- en oeverbekledingen (I), Burger, Laboyrie en Bezuijen, *Cement* nr. 2, 1986

BETONNEN DIJK- EN OEVERBEKLEDINGEN (VI)

DOORGAANDE BETONPLATEN

ir.J.Stuip*, Universitair Hoofddocent Technische Universiteit, Delft



Steeds vaker wordt de vraag gesteld waarom beton wel als ter plaatse gestorte bekleding van landwegen wordt toegepast, maar niet voor waterwegen. De overwegingen om een bepaald ontwerp of materiaal toe te passen, worden behalve door economische factoren beïnvloed door bekendheid ermee.
Om een juiste vergelijking te kunnen maken tussen doorgaande betonplaten en andere typen bekleding, moet men technisch gezien op een gelijk kennisniveau uit alternatieven kunnen kiezen.

Dit artikel gaat in op de overeenkomsten en verschillen tussen een doorgaande bekleding van een landweg en die van een waterweg, of een oever langs open water. Ook dimensioneringsaspecten en het detailleren van doorgaande plaatbekledingen komen aan de orde.
Foto 1 laat een betonwegenbouwmachine zien die 'onder een helling' het talud van een kanaal in Californië bekleedt met in het werk gestort beton. Vergelijken we een dergelijk kanaal met een Nederlands kanaal, dan valt een aantal verschillen op. Zo is er geen (grond)water te zien, de uitvoering met een hoge graad van mechanisatie gebeurt in den droge, de aangebrachte bekleding is waterdicht en heeft een glad oppervlak. Voor Nederlandse omstandigheden komt een uitvoering in den droge niet in aanmerking. Slechts met hoge kosten zou het grondwater dat nagenoeg overal in ons land direct beneden maaiveld aanwezig is, weggepompt kunnen worden.
Het onder water aanbrengen van een doorgaande plaatbekleding vereist een goed controleerbare voorbereiding van het te bekleden talud, alsook van het gehele aanbrengproces. Dit stelt extra eisen aan de samenstelling van het betonmengsel, de maatvoering e.d.

Overigens is dit soort technieken nog niet ontwikkeld voor oeverbeschermingen. Alleen voor de gedeelten van taludbeschermingen boven (laag of gemiddeld) waterniveau, lijkt een techniek zoals in Californië toegepast, realistisch.

De bekleding met een betonnen plaat is waterdicht, dat wil zeggen dat er geen grondwaterstroming door de plaat heen plaatsvindt en het niveauverschil tussen het water in het kanaal en in de oever geheel over de betonplaat komt te staan. Vooral bij elkaar snel opvolgende variaties van de waterstand in het kanaal, waarbij het grondwater de variatie niet kan volgen, kunnen grote overdrukken op de bekleding ontstaan. In het volgende wordt nader ingegaan op de belasting die dit op de plaat veroorzaakt.

1.Belastingen op de plaatbekleding

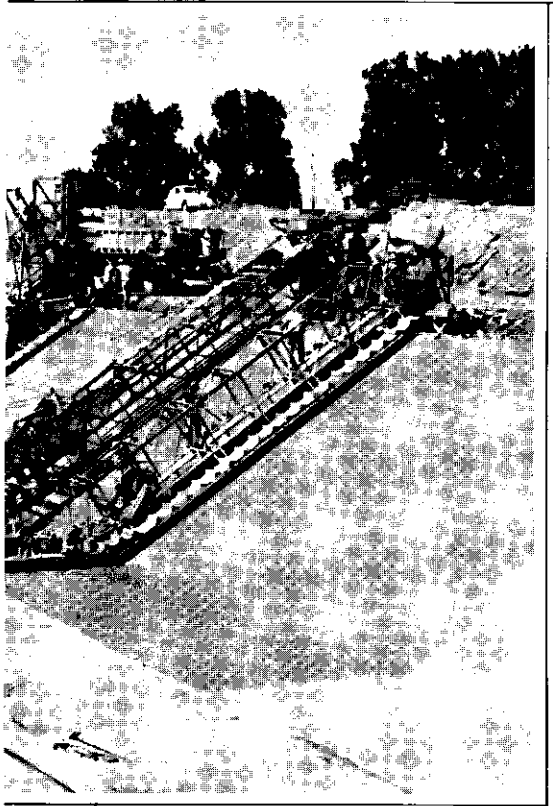
1.1Hydraulische belastingen

In voorgaande artikelen van deze serie is uitgebreid ingegaan op de verschillende soorten belastingen door bewegend water en het effect daarvan op de oeverbekleding. Hier komt dit onderwerp slechts in zoverre aan de orde als van belang voor de typische kenmerken van doorgaande plaatbekledingen.
Een doorgaande betonplaatbekleding laat geen water door. De bekleding wordt belast door het doorgaans sterk in beweging zijnde water aan de 'open water'zijde.
Ten gevolge van de grote verschillen in watertransporterend vermogen tussen het open water en de bekleding en de ondergrond, blijft de beweging van het water aan de 'grondzijde' sterk achter (zowel in fase als wat betreft amplitude). Hierdoor ontstaan grote verschillen in belastingen aan weerszijden van de bekleding met als resultaat een belasting die op elk moment in grootte en richting anders kan zijn.

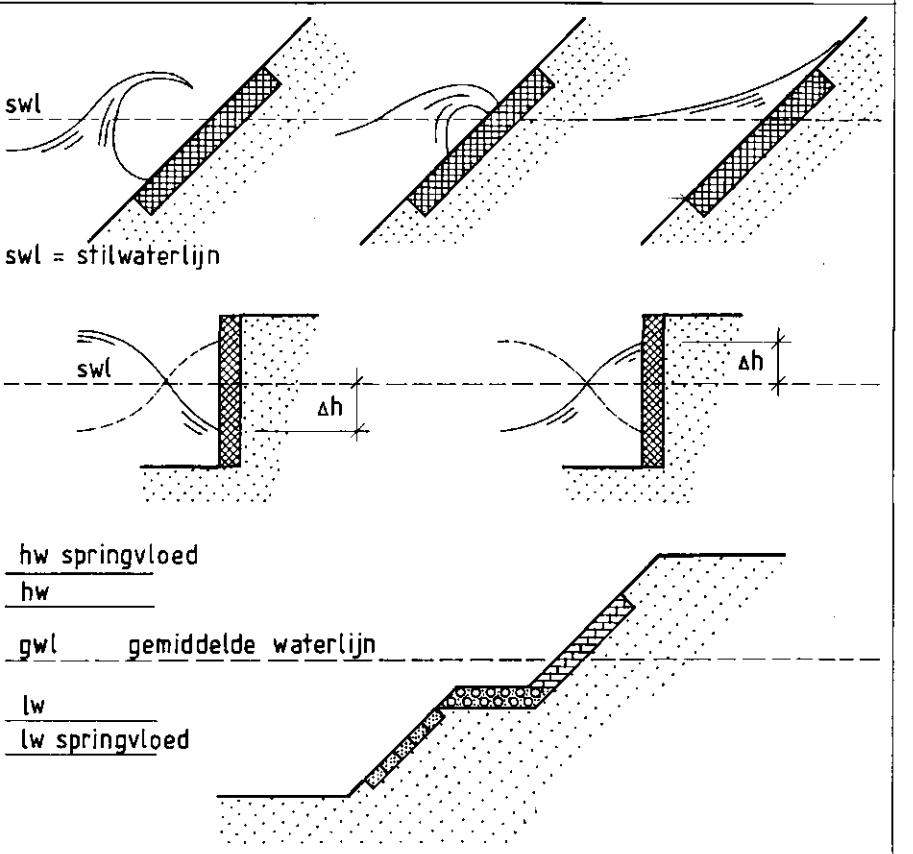
In figuur 2 zijn enkele belastingsituaties schematisch weergegeven voor een doorgaande (waterdichte) plaatbekleding. De tijdschaal van de viariaties in de belasting kan seconden (wind- en scheepsgolven) zijn, maar ook minuten (translatiegolven, seiches), uren (getijgolf) of zelfs dagen of weken (hoogwatergolven). Bovendien kunnen combinaties van deze belastingen ook nog eens, in verschillende mate, tegelijkertijd optreden. De verschillen in tijdschaal veroorzaken te zamen met de verschillen in watertransporterend vermogen van de bekleding en de ondergrond een steeds andere belasting. Maar ook kan het grondwater zo laag zijn gelegen dat er vanaf de grondzijde geen (grondwater)belasting op de bekleding wordt uitgeoefend.

In figuur 3 is het krachtenevenwicht gegeven voor een moot uit een doorgaande plaatbekleding. Onderscheid wordt gemaakt tussen de situatie waarbij de wrijving tussen ondergrond en bekleding te gering is (grenstoestand afglijden) en die waarbij opdrijven van de be-

* Ir. Stuip is thans werkzaam bij het ministerie VROM, 's-Gravenhage



1 Aanbrengen doorgaande plaatbekleding voor California Waterplan met speciaal materieel

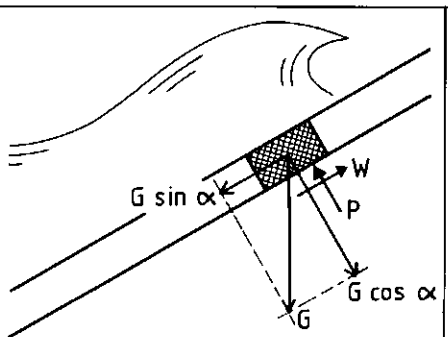


2 Belastingsituaties bij ondoorlaatbare bekledingen

kleding kan ontstaan (grenstoestand opdrukken). Overschrijden van de grenstoestand opdrukken hoeft nog geen bezwijken van de bekleding tot gevolg te hebben. Het maakt het gedrag van de bekleding als totaal onvoorspelbaar en het geeft ruimte aan materiaal van de ondergrond om vlak onder de bekleding langs het talud naar de teen van de constructie te bewegen. Het brengt de samenhang van de samenstellende elementen in gevaar.

De gebruikte notaties in de formules van figuur 3 zijn:
h = dikte bekleding;
α = taludhelling;
ρ_w = specifieke dichtheid water;
ρ_b = specifieke dichtheid beton;
P = maximale waterdruk; voor opdrijfcriterium meestal een zeldzaam voorkomend waterstandsverschil, voor het afglijdcriterium een frequenter voorkomend waterstandsverschil.
f = wrijvingscoëfficient; f = tgφ indien $\varphi < R$, anders f = tg Θ;
φ = hoek van inwendige wrijving van de ondergrond;
Θ = wrijvingshock tussen bekleding en ondergrond.

In figuur 3 is de belasting door het bewegende water bekend verondersteld. Voor een constant peil in het open water



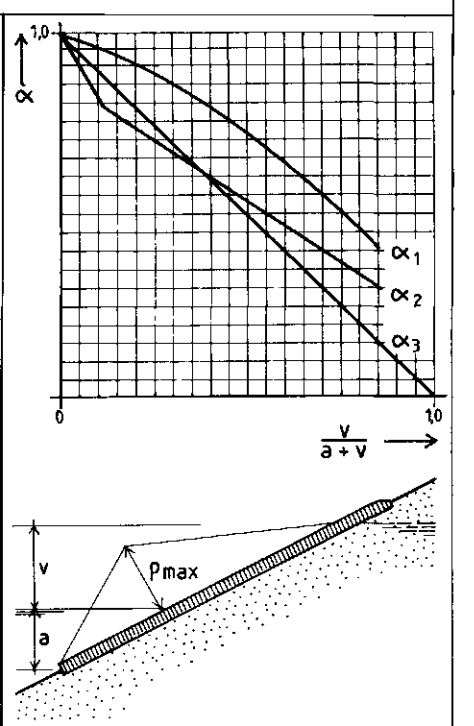
grenstoestand afglijden :

$$h \geq \frac{f.\rho_w.g\,(p + h\cos\alpha)}{\rho_b.g\,(f\cos\alpha - \sin\alpha)}$$

grenstoestand opdrukken:

$$h \geq \frac{\rho_w.g\,(p + h\cos\alpha)}{\rho_b.g\cos\alpha}$$

3 Krachtenevenwicht voor een waterdichte bekleding



4 Maximum overdrukken op een gesloten bekleding; benadering met driehoeksregel (α_3), een niet-stationaire stroming (α_2) en een stationaire stroming (α_1)

en een constante (en horizontale) grondwaterspiegel kan voor een eerste benadering voor berekening van de resulterende maximale waterdruk op de waterdichte bekleding de zogenaamde driehoeksregel worden toegepast *(fig. 4)*.

$P_{max} = \alpha\,\varphi_v$
φ_v = grondwaterpotentiaal ten opzichte van de stilwaterlijn;

$\alpha = 1 - v/(v + a)$

v = hoogte van grondwaterspiegel boven stilwaterlijn;
a = diepte van teen van de bekleding beneden de stilwaterlijn.

ontwerp van een taludbekleding omvat meer aspecten. Alleen al bij de bestudering van de formules ook die in eerdere artikelen in deze serie genoemd zijn, valt het op dat er talrijke mogelijkheden zijn om de belasting en de sterkte te variëren m.b.v. de parameters die het totaalontwerp beschrijven. Zo speelt onder meer de taludhelling een rol in de factor ξ, die gerelateerd is aan de (golf)belasting op het talud. Ook een rol speelt het oppervlak van de elementen en het al of niet aanwezig zijn van een berm in het talud, die de golfoploop beperken, dus ook de uitgestrektheid van de bescherming. Op een flauwer talud is de component van de zwaartekracht groter maar het talud is (tot een bepaald niveau) wel langer en bovendien is de golfoploop groter.
De overdrukken op een waterdichte bekleding zijn groter naarmate het talud zich verder onder water uitstrekt.
Dit zijn slechts enkele voorbeelden van de ontwerpmogelijkheden. Voor elke reële situatie zal steeds opnieuw moeten worden nagegaan wat voor die speciale situatie de beste combinatie van paramaters is, met inbegrip van de aspecten betreffende aanleg en onderhoud.
Nogmaals wordt erop gewezen dat de overgangen van diverse constructie-onderdelen vaak de zwakste schakels in het totaalontwerp vormen. Bij een laatste controle van het definitief ontwerp zal daarom op een systematische wijze het gehele ontwerp op dit aspect beoordeeld moeten worden.

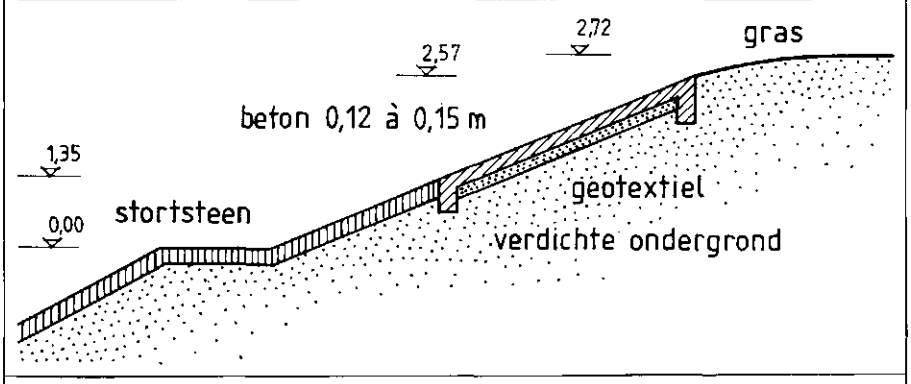
5. Voorbeelden van doorgaande betonbekledingen

Als indelingscriterium voor plaatvormige bekledingen kan onder meer gebruikt worden:
- afmetingen (doorgaand met alleen uitzetvoegen, doorgaand met werkvoegen, transporteerbaar);
- wijze van uitvoering (ter plaatse gestort, prefabricage, of een combinatie van beide);
- gewapend/ongewapend (met staal al of niet voorgespannen, met geotextielen; met staal- of kunststofvezels);
- grondkerend/niet grondkerend (al of niet verankerd).

Al deze verschillende mogelijkheden kunnen ook nog eens op diverse manieren worden gecombineerd. De volgende voorbeelden geven geen volledig beeld van alle mogelijheden, maar illustreren er enkele. Wellicht geven zij aanleiding voor een meer systematische studie van gerealiseerde constructies, met het doel om tot een beter oordeel te kunnen komen omtrent de toepassingen langs Nederlandse wateren.



7 80 Jaar oude De Muralt glooiing, nu niet meer als verdediging in gebruik



8 Doorsnede gerestaureerde betonglooiing langs Limfjord (Denemarken)

5.1 De Muralt betonglooiing

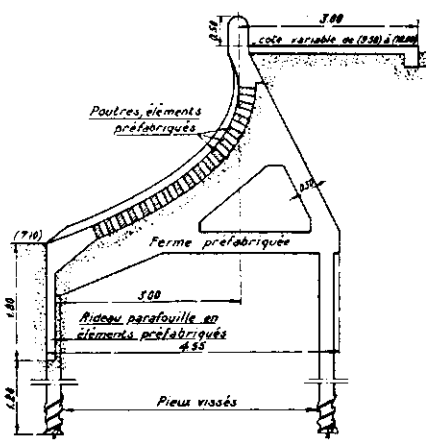
Al snel na de eerste toepassingen van beton in rioolleidingen, watertanks en dergelijke vond rond de eeuwwisseling in België, Friesland en Zeeland de toepassing van beton plaats in oeverbekledingen. De overwegingen waren toen: onafhankelijkheid van buitenlandse leveringen van grondstoffen, deviezenbesparing en bestrijding van werkloosheid.
De Schouwse waterstaatsingenieur ir.Jhr.R.R.L. de Muralt ontwikkelde een systeem om ter plaatse op de kortgemaaide grasmat van een oude zeedijk trapvormige platen van gewapend beton te storten. De platen hadden afmetingen van ca 0,10 x 1,80 x 2,75 m. In de brede voegen tussen de platen werden na verharding betonbalken gestort. Nu, na 80 jaar, liggen deze glooiingen er nog, al zijn het nu oeverbekledingen langs stagnante Deltameren, zonder getijdewerking en buiten de invloed van hoge stormvloedstanden en golven.
Op den duur zijn onder de platen holle ruimten ontstaan door ongelijke zettingen en lekkage door de naden tussen balken en platen. Ook door activiteiten van gravend gedierte ontstonden verplaatsingen van grond en holten onder de plaat. Foto 7 toont een oeververdediging in z'n huidige staat. Duidelijk is de doorgroei te zien die is opgetreden. Momenteel wordt slechts in beperkte mate onderhoud gepleegd, omdat de glooiing nauwelijks meer een functie heeft.

5.2 Restauratie betonglooiing langs Limfjord in Denemarken

Onlangs is in Denemarken een oeverbekleding gerestaureerd. De oude betonbekleding werd gebroken en de nieuwe werd in vakken van ca 5 x 5 m met een dikte van ca 0,15 m om en om er overheen gestort. Door het om en om storten hebben de voegen minimale afmetingen (kleiner dan 5 mm). Ongelijke zettingen zijn nauwelijks te verwachten, de ondergrond is immers een oude zeedijk,



9 De in vakken gestorte doorgaande betonglooiing



10 Dwarsdoorsnede oeverbekleding Villers-sur-Mer

11 Dwarsdoorsnede oeverbekleding langs het kanaal Milaan - Cremona - Po 1 = voorgespannen betonplaat (50 mm dik), 2 = betonnen onderlaag (150 mm dik), 3 = verdichte grond, 4 = ondoorlatend asfaltbeton, 5 = granulair filter

waar bovendien de bovenlaag nog verdicht is door het breken van de oude betonbekleding. Onder de nieuwe betonbekleding is een vezelfilter aangebracht (geotextiel). Dit fungeert als 'bekisting' voor het nieuwe beton, waarbij de functie als waterdoorlatend filter waarschijnlijk verloren gaat door verstopping met fijne cementdeeltjes. Dit hoeft geen bezwaar te zijn als de bekleding ontworpen is om de opwaartse drukken te weerstaan. Het beton werd in mixers aangevoerd en in het werk gestort. De afwerking vond met de hand plaats, na spreiden en verdichten met trilnaalden. Figuur 8 geeft een doorsnede van de constructie en foto 9 een beeld van de bekleding.

5.3 Oeverbekleding van gewapend beton te Villers-sur-Mer, Frankrijk

Deze doorgaande betonnen oeverbekleding bestaat uit een spant dat dieper gefundeerd is en waarop doorgaande balken geplaatst zijn. Deze oplossing lijkt minder logisch, omdat er een verschil in zetting tussen het dieper gefundeerde spant en de grondaanvulling direct onder de balken zal kunnen voorkomen. Figuur 10 geeft een dwarsdoorsnede van de bekleding.

5.4 Oeverbekleding langs het kanaal Milaan-Cremona-Po

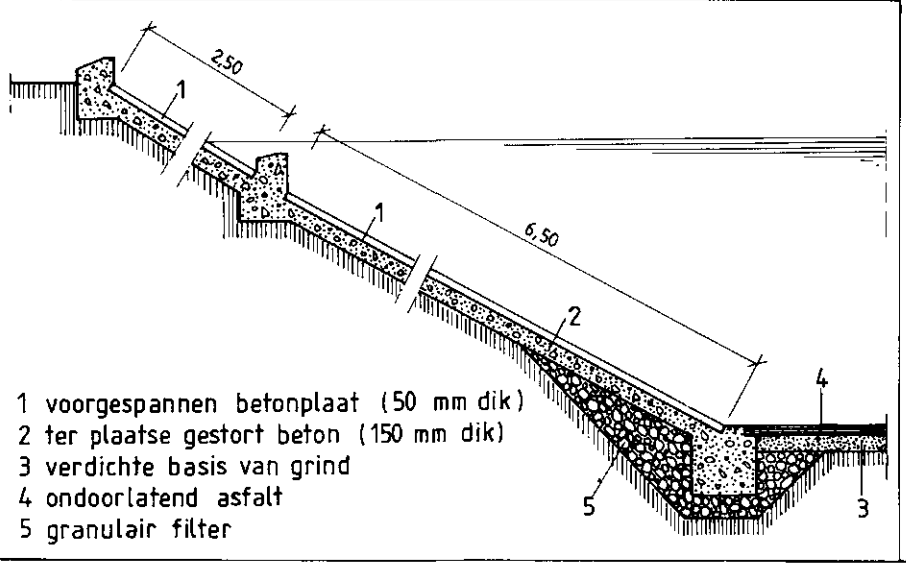
De hoge eisen aan de waterdichtheid hebben voor dit scheepvaartkanaal geleid tot een betonbekleding. Deze bestaat uit twee gedeelten, te weten een massieve basis van beton en een dunne afdekking van voorgespannen betonplaten. De basis is 0,15 m dik, de dunne platen slechts 0,05 m. De oevers zijn steil zodat een toepassing van bitumineuze bekledingen minder geschikt was. Veel aandacht is aan de volgorde van werken besteed omdat het kanaal aangelegd werd op een ondraagkrachtige grondslag en er zettingen te verwachten waren. Figuur 11 geeft een doorsnede over de bekleding.

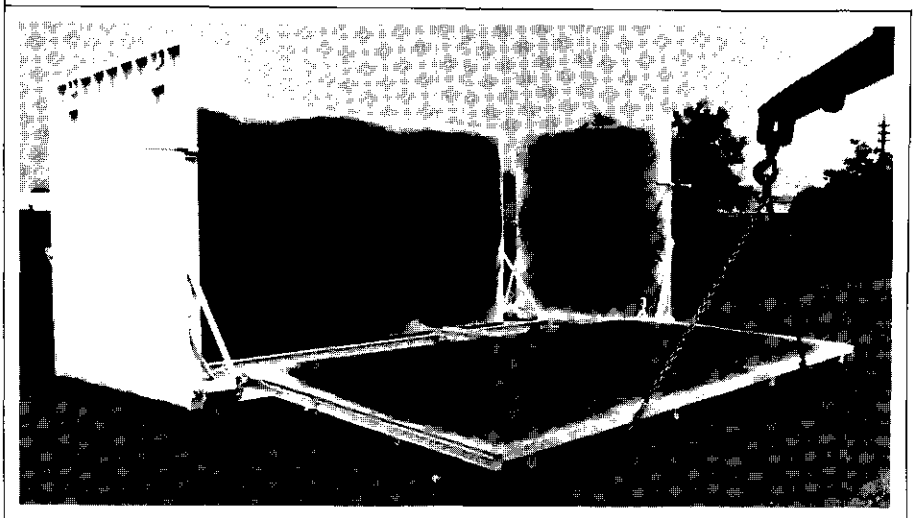
5.5 Damwandplanken en -platen langs de oever van het Albertkanaal in België

Het Albertkanaal werd in de jaren 1930-39 gegraven voor schepen tot 2000 ton met een maximale vaarsnelheid van de sleepschepen van 5 km/uur. De vaarsnelheid van de huidige gemotoriseerde schepen, alswel de intensiteit van de scheepvaart gaven aanleiding het kanaal, zowel wat betreft de afmetingen als de oeververdediging grondig te herzien. Op grond van kosten is gekozen voor een betonwandverdediging. Tijdens de uitvoering is het ontwerp verbeterd. Zo is de oorspronkelijke messing en groef voegconstructie tussen de damwandplanken gewijzigd in twee groeven aan beide zijden van de bovenste helft van de plank. De zo gevormde holte werd schoongespoeld en met betongrout gevuld. Dit bleek een goede gronddichte afdichting en eenvoudiger uit te voeren dan het aanbrengen van een (vezel)filter aan de grondzijde van de damwandplank. Over de onderste helft bleef de messing en groef behouden voor een goede geleiding in de grond tijdens het aanbrengen van de plank.

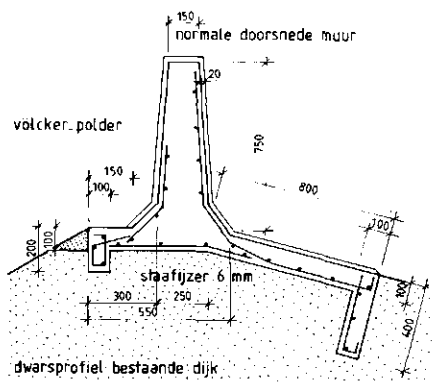
De 0,5 m brede en gemiddeld 6,5 m lange planken werden met een voortgang van ca 40 m oever per dag aangebracht. De damplanken werden aan de bovenzijde afgewerkt met een - even boven kanaalpeil gelegen - sloof *(fig. 12)*.

De groeven tussen de planken blijven toch nog een potenticel zwakke plek in de verdediging, vanwege het gevaar voor verlies van fijn materiaal. Vandaar, en wellicht hebben de kosten ook een rol gespeeld, dat een uitvoeringswijze is toegepast waarbij 4,5 m brede betonplaten op de oever werden gestort, die na





16 **Mal voor de vervaardiging van betonplaten**

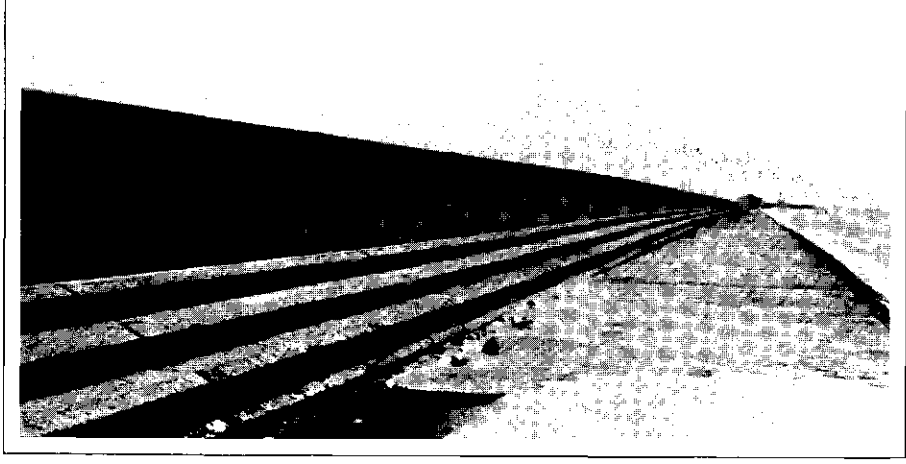


17 **Doorsnede De Muralt muurtje, dienend als dijksverhoging**

energievoorziening, gemakkelijk over de weg te transporteren.
In de mal is een klimaat in te stellen om zeer snel een hoge beginsterkte te verkrijgen. Sparingen, voegdetails, wapening e.d. zijn eenvoudig in de mal aan te brengen.

18 **Zeewering langs Demarara-kust (Guyana)**

5.10 Keermuren als bovenste begrenzing van taludbeschermingen
Hoewel geen doorgaande plaatbescherming is het beëindigen van een dijk in de vorm van een doorgaande keermuur een interessante toepassing van beton als (bescherming van een) waterkering. Een dergelijke beëindiging kan de kerende hoogte van de waterkering beperken.
De eerder genoemde ir. De Muralt paste dergelijke muren toe als alternatief voor een dijkverhoging met grond.
Figuur 17 geeft een doorsnede van het ontwerp, waarvan er vele kilometers zijn gerealiseerd.
Een ander voorbeeld van een dergelijke kering is de golfkering voor de kust van het Demerara in Guyana. De waterstanden op de Atlantische Oceaan, waarlangs deze kust ligt kent nauwelijks waterstandsverhogingen; wel komen er windgolven voor. Er is dus geen hoge zeedijk nodig maar wel een golfkering. Grote stenen voor een goede bescherming van de uit klei bestaande ondergrond zijn slechts met zeer veel kosten uit het buitenland naar de kust te transporteren. Vandaar dat hier voor een doorgaande betonverdediging is gekozen, die evenwel op een beperkt aantal plaatsen langs de kust gebouwd kon worden, door gebrek aan fondsen *(foto 18)*.



6. Besluit

De voorlopige conclusie is dat een doorgaande plaatbekleding van beton voor oevers, wanneer voldaan wordt aan een aantal voorwaarden, in principe een geschikte constructie is. Omdat een betonplaat krachten kan overbrengen, heeft deze de eigenschap belastingen te kunnen opnemen op plaatsen waar deze zeer hoog zijn, en deze belastingen af te voeren naar plaatsen waar de belastingen lager zijn en daar aan de ondergrond te kunnen afdragen.
In vergelijking met constructies die uit losse, kleinere elementen bestaan kan men in principe dus met minder materiaal volstaan. Bij deze kleinere elementen immers moet elk element zelf voor zijn eigen stabiliteit zorgdragen door voldoende eigen gewicht, eventueel ondersteund door wrijving met naburige elementen. Het voordeel ten opzichte van deze kleinere elementen doet zich met name voor bij situaties waar de belastingen langs het talud variëren (golfbelastingen). Voor statisch belaste platen geldt dit voordeel minder: de plaat is nu voor dit type belasting ook 'klein', deze werkt dan ook over de gehele plaat.

Een economisch gebruik van het bouwmateriaal vereist een gelijkmatige ondersteuning. Verdwijnt die ondersteuning geheel of gedeeltelijk door ongelijke zettingen of verplaatsing van fundatiemateriaal, dan kan de plaat wellicht de uitwendige belasting zelf opnemen. Voor een duurzame toepassing van beton zal men dan ook de eigenschappen van de fundering van tevoren goed moeten kennen, alsook het gedrag onder invloed van de belastingen.

Voorlopig lijkt een toepassing van doorgaande plaatbekledingen in beton op grond van de uitvoering alleen geschikt voor lokaties boven de (grond- en oppervlakte)waterspiegel.
Voor een uitvoering onder water lijkt een methode met geprefabriceerde elementen meer geschikt. Dan kan het element ook ontworpen worden om grond te keren.
Bij gebruik van betonwegenbouwmachines voor het aanleggen van een doorgaande plaatbekleding op een oever lijkt de maximale helling beperkt tot 1:3 à 4, hoewel voor de kanalen in het California Waterplan met een soortgelijke uitvoeringswijze hellingen tot 1:1 zijn toegepast.
Wanneer plaatbekledingen van beton verder ontwikkeld worden, dient er zoals bij elk ontwerp een goede analyse

plaats te vinden van de functionele eisen. Ook zal op systematische wijze het ontwerp verder ontwikkeld moeten worden met de technieken zoals eerder behandeld in deze artikelenreeks.
Ten behoeve van een goede detaillering is het aan te bevelen systematisch studie te verrichten naar het gedrag van bestaande doorgaande (plaatvormige) waterkeringen en taludbeschermingen, al of niet nog functionerend volgens oorspronkelijke aannamen.
De organisatorische kaders om een dergelijke studie te verrichten zijn ruimschoots voorhanden. Daarnaast zal de kennis omtrent de berekeningsmethoden minstens op gelijk niveau moeten komen te staan om een objectieve afweging te kunnen maken tussen de verschillende alternatieve ontwerpen en materialen.
Verder zal de - potentiële - producent van de plaatbekleding voordat hij de ontwikkeling doorzet, inzicht moeten hebben in de marktsituatie. Wat zijn de afnamemogelijkheden, wil de potentiële klant wel een nieuw type bekleding, zelfs al is dit goedkoper?
Een nieuw type bekleding zal in een demonstratieproject moeten bewijzen hoe het functioneert. In het kader van door de overheid ingestelde innovatie-stimulerings regelingen is hiervoor wellicht enige ruimte.

Geraadpleegde literatuur

- Beton in de waterkering, J. Stuip, *Cement* 1985 nr. 12, blz. 906-914
- Artikelenserie 'Betonnen dijk- en oeverbekledingen', *Cement* 1986, nr. 2, 3, 6 en 8
- Betonnen bekledingen op dijken en langs kanalen, symposium-verslag van de studiedag Waterbouwkunde, 4 juni 1986, uitgave VNC
- Zee- en rivierwerken, P.J.Colijn, NV uitg. Van Mantgem en De Does, Amsterdam 1921
- Recente evolutie in de oeverbescherming van de waterwegen, Technologisch Instituut, K.VIV, Gent 1981

BETONNEN DIJK- EN OEVERBEKLEDINGEN (VII)

CONSTRUCTIEVE ONTWERPASPECTEN (A)

ir.K.W.Pilarczyk, Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde, Hoofdafdeling Waterbouw, 's-Gravenhage
ing.L.A.Philipse, Waterschap 'Fryslân'

De serie artikelen over betonnen dijk- en oeverbekledingen wordt besloten met een beschouwing over constructieve ontwerpaspecten. In dit eerste deel aandacht voor algemene uitgangspunten en randvoorwaarden, kruinhoogtebepaling en overgangsconstructies.

1. Constructieve uitgangspunten en randvoorwaarden

1.1 Dwarsprofiel dijk

Tegelijkertijd met het vaststellen van de kruinhoogte van een dijk zullen de helling van het binnen- en buitenbeloop en de vorm van de dijk moeten worden vastgesteld. Voor het binnenbeloop wordt in Nederland meestal een helling van ca. 1:3 aangehouden. Steilere taluds geven aanleiding tot vertrappen door het beweidingsvee. Het buitenbeloop varieert van 1:3 tot 1:5. In Friesland wordt een gemiddelde helling van 1:5 aangehouden.
De keuze van de helling is belangrijk, immers de helling van het buitenbeloop mag niet zo steil zijn dat stabiliteitsverlies van het gehele talud of van de bekleding op kan treden (afschuivingen). Deze criteria geven dus een maximaal mogelijke hellingshoek van het talud.
Een flauwer talud geeft een geringere krachtswerking van de golven op de bekleding en een lagere golfoploop, aangezien de golfenergie over een grotere lengte wordt afgegeven.
Een duur onderdeel van de dijk vormt de bekleding van het buitentalud en de oppervlakte daarvan neemt toe bij flauwere hellingen.

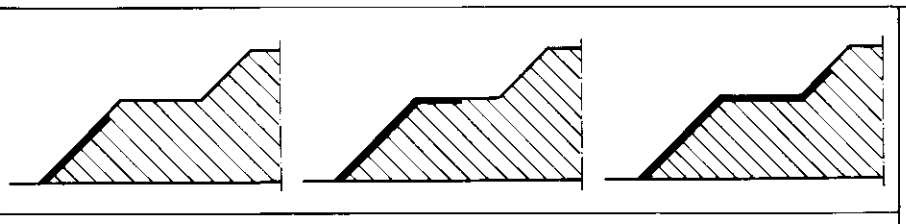
Een optimaal dwarsprofiel kan worden bepaald als de prijzen van kernmateriaal per m^3 en van de bekleding per m^2 bekend zijn. Oplettendheid is echter vereist, omdat de kosten van een bekleding afhankelijk zijn van de taludhelling. Bij steile hellingen is een zware bekleding nodig, terwijl bij zeer flauwe hellingen wellicht volstaan kan worden met een grasmat op klei (de zgn. groene dijken). Een ander punt dat bij de keuze van de taludhelling beschouwd moet worden is het ruimtebeslag van het dijklichaam in het terrein; dit punt kan soms overheersen ten opzichte van de economische optimalisatie.
De grootte van de taludhelling is echter vaak per regio een historisch gegeven en wordt bij nieuw aangebrachte belopen meestal gelijk genomen aan de helling van de bestaande waterkeringen.

1.2 De vorm van het buitenbeloop

Het talud kan vlak, convex of concaaf worden uitgevoerd; hierover bestaan verschillende inzichten.
Bij een concaaf (hol) profiel lopen de golven bij minder hoge waterstanden niet zo hoog op als bij een convex (bol) profiel, doch bij hogere waterstanden is het omgekeerde het geval.
In verband met mogelijke zettingen en ontgrondingen, wordt de flexibiliteit van de blokkenbekleding door een convexe taludvorm als gevolg van de gewelfwerking negatief beïnvloed. Een concaaf talud is wat dit aspect betreft in het voordeel ten opzichte van de convexe vorm.
De concave taludvorm zorgt er voor dat de blokken moeilijker door de golfbelasting uit het talud wordt gedrukt of getrokken.
Wanneer een blok uit het talud dreigt te gaan, wordt dit als gevolg van de door de concave vorm veroorzaakte 'omgekeerde' gewelfwerking tegengewerkt.
Een nadeel van grote tonrondtes bij een convex profiel is dat bij vele systemen de voegen tussen de blokken open gaan staan.

De buitenberm is een element in de dijkbouw waarvan de functie zich met de tijd heeft gewijzigd. Vooral in Zeeland zijn buitenbermen veelvuldig toegepast. De buitenberm bleek een aanzienlijke reductie van de golfoploop te geven. Later kwam aan het licht dat de buitenberm nog meer voordelen had. Zo kan de toepassing tot enige besparing op de steenglooiing leiden; op de zeer flauwe berm kan zich nl. reeds bij een lager peil een goede grasmat handhaven dan tegen het steilere talud van een ononderbroken beloop.
Voorwaarde voor een goede vervulling van beide functies - besparing van steenglooiing en reductie van de golfoploop - is dat de bermhoogte op juiste wijze is aangepast aan de maatgevende waterstanden.
Het spreekt vanzelf dat een dijk hoger is naarmate die een minder beschutte ligging heeft; van geval tot geval kan hierin enkele meters verschil bestaan.
In meer extreme omstandigheden kan het noodzakelijk zijn ook de berm van een harde bekleding te voorzien *(fig. 1)*. Voorts moet het peil van de berm, om een behoorlijke reductie van de golfoploop te verkrijgen, in de buurt liggen van de maatgevende stormvloed. Ligt hij daar te ver onder, dan komen bij de hoogste stormvloeden de golven daarop niet meer tot breking en worden zij onvoldoende in hun oploop geremd.

Voor 1953 lagen de verhoudingen - toevallig - vaak zo dat het peil van de maatgevende stormvloed voor veel dijken ongeveer net zover boven gemiddeld hoogwater lag, als ook voor een voldoend beschutte ligging van de berm was vereist. Met andere woorden: een berm op stormvloedhoogte had toen bij veel zwaar aangevallen dijken juist ook de hoogte die voor een goede begroeiing gewenst was. De stormramp bracht hierin verandering, doordat het maatgevende stormvloedpeil waarop de dijken thans moeten worden berekend aanzienlijk werd verhoogd. De buiten-



1 Mogelijkheden beëindiging harde bekleding bij gebruik buitenberm

berm kan nu niet meer de twee bovengenoemde functies in zich verenigen; hij kan thans of dienen ter besparing van harde bekleding, doch zal vaak te laag zijn om bij de deltastormvloedstand nog een verlagende invloed te kunnen hebben op de golfoploop, of dienen om de golfoploop te beperken en dan zo hoog moeten liggen, dat hij geen besparing kan opleveren voor de harde bekleding. Hieruit blijkt dat de functie van de buitenberm in de loop der tijden is veranderd.
Een belangrijke functie van de buitenberm is verder die van transportweg voor het beheer en onderhoud van de dijk.

1.3 Zwaarte van de bekleding als functie van plaatselijke omstandigheden

De meer of mindere mate waarin de zeedijk bij stormtij door golfslag wordt aangevallen, is afhankelijk van zijn ligging ten opzichte van de overheersende stormrichting.
Van invloed zijn de aanwezigheid van voorland, in de vorm van kwelders of zandplaten en de hoogte en breedte daarvan, diepe geulen voor de dijk en de breedte van deze geulen of havendammen die tegen de dijk zijn gelegen, alsmede eventuele zandbanken aan de overzijde van deze geulen.
Liggen de banken op enige kilometers uit de dijk, met tussen deze en de zandbanken grote diepten, dan krijgt de aanvankelijk op de zandbank gereduceerde golf weer gelegenheid aan te groeien. Door afbuiging (refractie) en door verstrooiing (diffractie) zullen bijv. de in de Noordzee ontstane golven sterk van karakter veranderen wanneer zij het geulen- en bankengebied voor de kust naderen.

Er bestaat een zekere correlatie tussen de waterstand (getijde + windopzet) en de grootte van de golven; omdat windopzet en golven beide dezelfde oorzaak van ontstaan hebben.
Het bovenstaande sluit niet uit dat het bij lagere waterstanden ook niet hevig kan stormen.

1.4 Dijken in het tijgebied

Bij dijken in het tijgebied die een laag gelegen voorland bezitten kan men zeer globaal de volgende zones onderscheiden *(fig. 2)*.

I De zone die zich voortdurend onder water bevindt;
II De zone tussen GLW en GHW (de zone waar de dagelijkse golfaanval plaatsvindt);
III De zone tussen GHW en het ontwerppeil; deze zone kan zwaar door golven worden aangevallen, wat echter naar boven gaand in de richting van het ontwerppeil steeds minder frequent zal voorkomen;
IV De zone boven het ontwerppeil, waar zich alleen de golfoploop afspeelt.

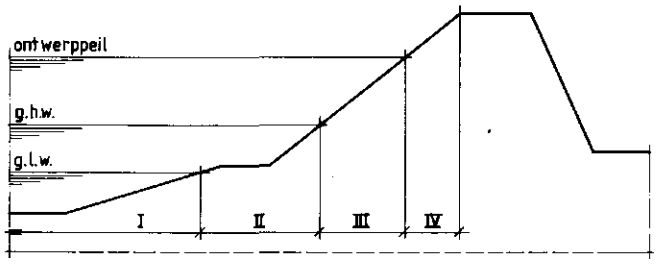
Bij dijken in het getijgebied met een hooggelegen voorland vervalt zone I. Afhankelijk van de hoogteligging van het voorland, beneden of iets boven GHW, is zone II gedeeltelijk te onderkennen of geheel afwezig. Bij dijken in het tijgebied die een hooggelegen voorland bezitten, is door de golfdempende invloed van dit voorland de golfaanval op lagere niveaus minder hevig dan in het hiervoor genoemde geval van een dijk gelegen aan diep water.
De taludbescherming functioneert onder normale omstandigheden niet principieel anders dan onder extreme omstandigheden. Alleen ligt het accent op het aanhoudende karakter van de golfaanval en niet zo zeer op de grootte ervan. De kwaliteit van het buitentalud kan, voorafgaand aan de extreme situatie, tijdens vrij normale omstandigheden reeds zodanig zijn aangetast, dat de sterkte niet langer voldoende is.

1.5 Meerdijken

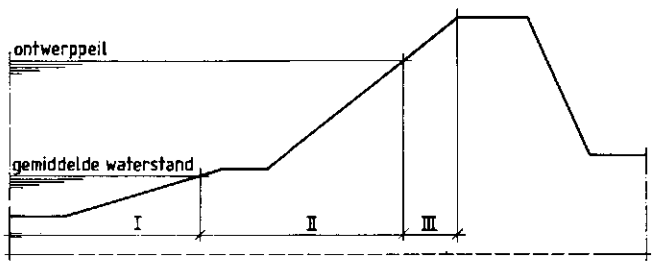
Bij meerdijken zal er, behoudens buitengewone omstandigheden, weinig variatie in de waterstand zijn en zal de dagelijkse golfaanval steeds op ongeveer hetzelfde niveau plaatsvinden, namelijk op dat van de gemiddelde waterstand.
Bij meerdijken zonder hoog voorland kunnen in het talud globaal de volgende zones worden onderscheiden *(zie fig. 3)*:

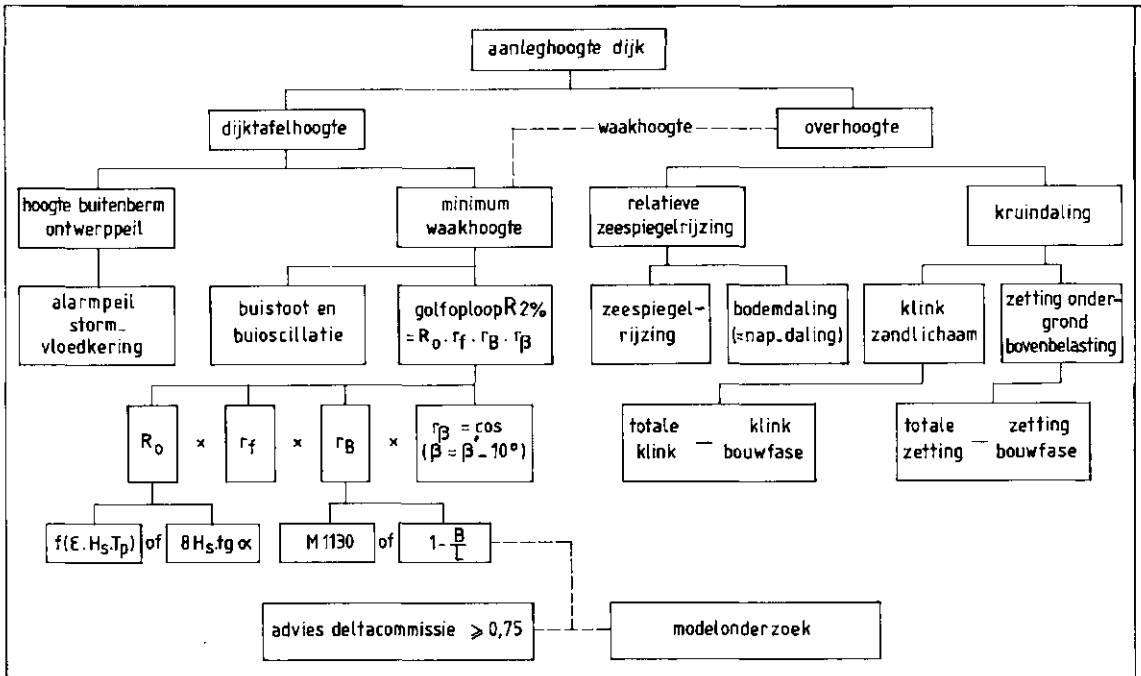
I De zone die zich voortdurend onder water bevindt. Deze zone moet worden verdedigd tegen golfaanval een stroming door een constructie die onder water moet worden gemaakt en onderhouden. Zetwerk is hier niet mogelijk. Een afwijkende situatie kan zich voordoen bij afgesloten zeearmen, waarbij de gemiddelde waterstand zich bevindt boven de oorspronkelijke nabij laagwater gelegen plasberm, nu dus ergens op het beloop van de steenglooiing. Dit heeft belangrijke nadelige consequenties voor het onderhoud van de glooiing beneden de waterspiegel.
II De zone tussen de normale gemiddelde waterstand en het ontwerppeil. Deze zone wordt aangevallen door golven en stroming, door ijs en andere drijvende voorwerpen. In deze zone treden de golfklappen op, juist onder het niveau van de optredende waterstand.
III De zone boven het ontwerppeil, waar

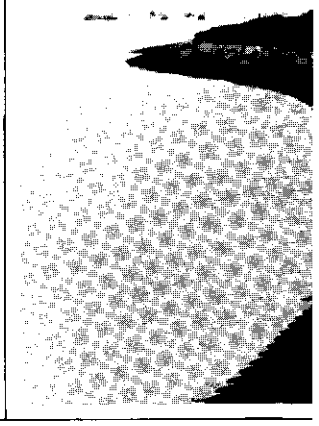
2 Indeling van het talud in zones bij zeedijken in het tijgebied zonder een voorland



3 Indeling van het talud in zones voor aan diep water gelegen meerdijken







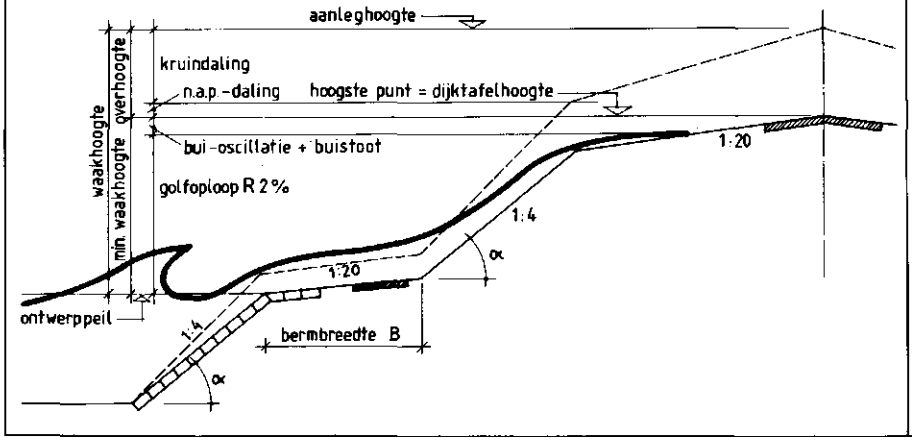
4 Stroomschema voor het bepalen van de kruinhoogte van Deltadijken

alleen golfoploop plaatsvindt. In deze zone voldoet een grasmat vaak aan de eisen.

1.6 Rivierdijken

De rivierdijken worden in het algemeen als groene dijk uitgevoerd. Alleen waar de dijk blootstaat aan grote aanvallen door het water, wordt een harde bekleding aangebracht. Gedacht kan worden aan de volgende plaatsen:
- waar een vernauwing van het doorstromingsprofiel optreedt;
- waar de stroomdraad van de rivier dicht langs de oever loopt, zoals in bochten;
- waar een discontinuïteit in het stroombed is gelegen, zoals brugpijlers en dergelijke;
- bij schaardijken.

5 Schematisch dwarsprofiel ter bepaling van de kruinhoogte van Deltadijken met een buitenberm



2. Methodiek kruinhoogtebepaling

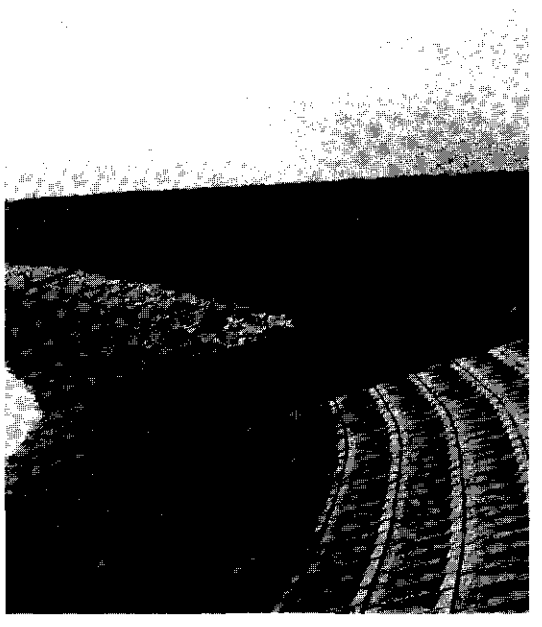
De methodiek om tot bepaling van de kruinhoogte te komen is schematisch weergegeven in figuur 4.

De diverse in het schema voorkomende begrippen kunnen, conform de rapporten van de Deltacommissie, als volgt worden omschreven:
aanleghoogte – kruinhoogte van de dijk, onmiddellijk na het aanleggen.
dijktafelhoogte – minimaal toelaatbare kruinhoogte. Bij daling van de kruin beneden deze hoogte is aanpassing noodzakelijk.
bui-oscillaties – onregelmatige schommelingen van de zeespiegel veroorzaakt door macroscopische turbulenties in de atmosfeer bij storm. Hun periode varieert van enige minuten tot meer dan een uur, hun amplitude reikt vaak tot 0,20 à 0,30 m.
buistoten – eenmalige extra-opslingeringen van de zeespiegel bij storm. Zij hebben een duur, variërend van enkele minuten tot een uur. De grootte loopt aan de open kust meermalen op tot 0,50 m.
totale waakhoogte – hoogte van de kruin tot het ontwerppeil.
2%-golfoploop = golfoploop, die door 2% van het totale aantal golven wordt overschreden.
relatieve zeespiegelrijzing = de stijging van de zeespiegel ten opzichte van het NAP-vlak.
NAP-vlak = vergelijkingsvlak ten behoeve van de onderlinge hoogteligging van punten. Het NAP-vlak was vroeger vastgelegd aan de gemiddelde zomervloedstand van de Zuiderzee. Het vlak is tegenwoordig vastgelegd aan het pleistoceen.
NAP-daling = de daling van het NAP-vlak als gevolg van verschuivingen in de aardkorst.
kruindaling = vermindering van de hoogte van de dijkkruin ten opzichte van NAP. De oorzaak hiervan is inklinking van het alluviale pakket door bovenbelasting van de dijk.
overhoogte – de hoogte, die nodig is om gedurende lange(re) tijd te voldoen aan de vereiste dijktafelhoogte (orde van grootte 20 à 30 jaar), waarbij de zetting tijdens de bouwfase niet wordt meegerekend.

In figuur 5 zijn de voor de kruinhoogtebepaling van belang zijnde parameters schematisch weergegeven.

2.1 Nieuwe benadering golfoploop

Bij het ontwerpen van zeedijken worden in principe de aanbevelingen en richtlijnen uit het rapport van de Deltacommissie gehanteerd. De in het rapport aanbevolen golfoploopformule voor een doorgaand talud (geldig geacht voor een dijk met een steenzetting op het talud (fr = 1), en golfsteilheid van



0,05 en ctg $\alpha > 3$ luidt:
$R_{o(2\%)} = fr \cdot 8\, H_s \tan\alpha$
fr = correctiefactor voor de ruwheid talud (aansluiting bij Delftse formule).

Uitgaande van de empirische formule van Hunt (voor regelmatige golven en brekend op het talud) heeft het Waterloopkundig Laboratorium een oploopformule afgeleid voor onregelmatige golven:
$R_{o(n)} = C_n(E)\, T_p \sqrt{gH_s} \tan\alpha$, of

$R_{o(n)}/H_s = C_n(E) \sqrt{2\pi}\, \xi_p - 2{,}5\, C_n(E)\, \xi_p$
voor $\xi_p \leqslant 2{,}5$ (brekende golven) en

$\xi_p = (\mathrm{ctg}\alpha \sqrt{2\pi H_s/gT_p^2})^{-1}$

Hierin is:
T_p = top-periode van de spectrale component met de maximale energiedichtheid;
$C_n(E)$ = een maat van de vorm (breedte) van het spectrum;
n = overschrijdingspercentage van het aantal golven.

Voor een 2% golfoploop en een volgroide zeegang/open kust (smal spectrum) kan $C_{2\%}(E) = 0{,}60$, en voor een jonge zeegang (Noordzeekust, zee-estuaria, breed spectrum) kan $C_{2\%}(E) = 0{,}65$ à 0,70 aangehouden worden. Bij deze $C_{2\%}(E)$-waarden is de golfoploop gelijk aan:
$C_{2\%}(E) = 0{,}60$:
$R_{o(2\%)}/H_s = 1{,}50\, \xi_p$
$C_{2\%}(E) = 0{,}65$ à 0,70:
$R_{o(2\%)}/H_s = (1{,}625$ à $1{,}75)\, \xi_p$

Een voorbeeld van een empirisch bepaalde golfoploop en golfneerloop (rundown) is in figuur 6 weergegeven. Uitgaande van een golfsteilheid van 5 à 5,5% gebaseerd op de significante golfhoogte H_s en een gemiddelde T_z ($T_z < T_p$) en $C_{2\%}(E) = 0{,}65$ à 0,70, kan de golfoploopformule voor onregelmatige golven worden getransformeerd tot:
$R_{o(2\%)} \approx 8\, H_s \tan\alpha$

De totale golfoploop kan aan de hand van het bovenstaande worden bepaald met de formule:
$R_{2\%} = R_o \cdot r_B \cdot r_f \cdot r_\beta$

Hierin is:
$R_{2\%}$ = golfoploop, die door 2% van het totaal aantal golven wordt overschreden (m);
R_o = 2% golfoploop op een doorgaand talud;
r_B = bermreductie;
r_f = reductie door ruwheid/doorlatendheid;
r_β = reductie door scheve golfinval

Een berm heeft in het algemeen een reducerende invloed op de golfoploop. Uit onderzoekingen (onder andere [3]) is gebleken dat het effect van een berm maximaal is, als deze ongeveer op het niveau van de ontwerpwaterstand ligt. Verder neemt de reductie in het algemeen toe naarmate de berm breder wordt (tot een bepaalde breedte).

De hoogte van de golfoploop is van primair belang voor het bepalen van de kruinhoogte van de dijk en de plaats tot waar de bekleding doorgetrokken moet worden. Voor de zeedijken waar de golfoploop bij een maatgevende ontwerpwaterstand minder frequent voorkomt, kan vaak in de oploopzone worden volstaan met een grasmat als bekledingsmateriaal.
Voor de oeverbeschermingen waar de golfoploop (wind- en scheepsgolven) bijna dagelijks optreedt, wordt vaak de harde bekleding ook in een deel van de oploopzone doorgetrokken.
De grootste golfaanval door de brekende golven vindt plaats onder het stil water niveau.

3. Overgangsconstructies

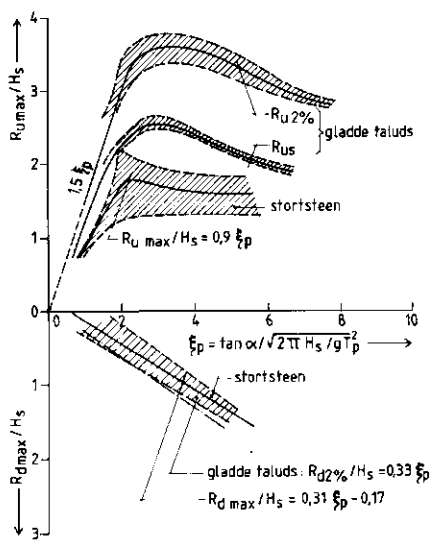
De ervaring van de dijkbeheerders is dat bij overgangen van het ene naar het andere type bekleding en bij beëindiging van de bekleding veel schade optreedt. Er kan nog zoveel zorg worden besteed aan de bekledingsconstructie op zich, maar het bezwijken van de zwakste schakel van de gehele constructie is maatgevend voor de veiligheid die de waterkering biedt. Vandaar dat altijd grote zorg en aandacht aan aanliggende constructies, de zgn. overgangen, moet worden besteed.

3.1 Teenconstructie

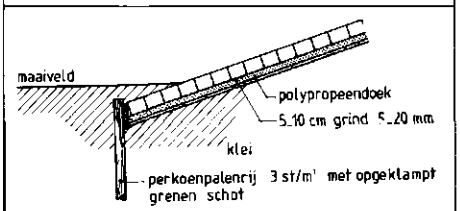
De teenconstructie heeft als functies de bekleding te ondersteunen en te beschermen tegen ontgrondingen vanaf de onderzijde van het talud. Bij schaardijken wordt de bovenkant van de teenconstructie 0,25 à 0,50 m onder de voorliggende zee/wadbodem aangelegd. Uiteraard onder de voorwaarde dat deze bodem boven normaal laagwater ligt.
Is dit niet het geval dan zal eerst een steunberm (plas- of kreukelberm genoemd) moeten worden aangelegd op het niveau van normaal laagwater.
De teenconstructie moet indien mogelijk bij voorkeur boven laagwater worden aangelegd om per getijde voldoende tijd beschikbaar te hebben voor de aanleg. Vooral in gebieden met een groot tijverschil is dit een belangrijk aspect bij het ontwerp.
De teenconstructie kan worden uitgevoerd als:
a. een gesloten perkoenpalenrij;
b. een perkoenpalenrij met houten schot *(fig. 7)*;
c. een damwand.

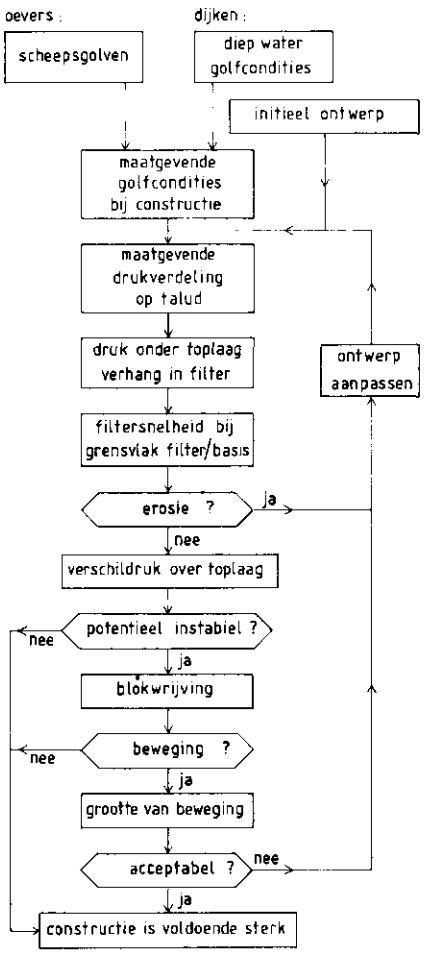
Een gesloten perkoenpalenrij kan niet worden toegepast bij blokkenglooiingen. De langsnaden in de blokkenglooiing zullen gaan slingeren en

6 Run-up en run-down voor gladde en stortsteen taluds voor onregelmatige golven



7 Teenconstructie





8 Stroomschema taludbekledingsontwerp (sterkte)

dit quotiënt ten opzichte van een glooiing van los gezette betonblokken op dezelfde ondergrond, geeft aan dat er blijkbaar extra sterkte ontleend wordt aan de samenstelling van de toplaag. Uit de reeds verkregen inzichten blijkt dat de voornaamste factoren die deze extra sterkte veroorzaken, zijn [1, 5]*:

- een grote doorlatendheid van de toplaag door de aanwezigheid van open ruimten tussen of in de blokken (dit levert een reductie van de opwaartse belasting door waterdrukken);
- een lage waterdoorlatendheid van de onderlaag (bijv. klei of mijnsteen) waardoor de opwaartse druk kleiner wordt;
- een dunne doorlatende onderlaag reduceert de opwaartse druk maar vergroot de interne gradiënten (interne stabiliteit onderlagen wordt minder);
- klemkrachten tussen de blokken, al dan niet veroorzaakt door wrijving en/of vul- of inwas-materiaal, waardoor grotere delen van het oppervlak zich als één geheel gaan gedragen. Hierdoor wordt de momentane belasting gespreid (= gemiddeld) over een groter oppervlak, waardoor de schadegolfhoogte kan toenemen.

Slechts uitgebreide analyse van de zorgvuldige drukregistratie (op en onder de blokken) kan uitsluitsel geven over de onderlinge verhouding van deze factoren.

Om de onderlinge vergelijking tussen de verschillende constructies bij dezelfde omstandigheden mogelijk te maken, wordt gebruik gemaakt van de 'surf similarity parameter' die een duidelijk beeld geeft van het brekertype op het talud. Deze wordt gedefinieerd door:

$$\xi = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{H/L_0}} = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{2\pi H/gT^2}} = \tan\alpha \frac{1{,}25T}{\sqrt{H}}$$

Hierin is:
α = de taludhelling;
voor H wordt meestal de significante golfhoogte H_s gebruikt;
$\xi = \xi_z$ als voor T de gemiddelde hoogte T_z wordt gebruikt en/of $\xi = \xi_p$ als $T = T_p$ (T_p = topperiode gedefinieerd door de frequentie waarbij de energiedichtheid maximaal is).
Opgemerkt dient te worden dan tan α in ξ niet direct te maken heeft met de invloed van de taludhelling op de stabiliteit van de bekleding. Een bepaalde ξ-waarde zorgt er uitsluitend voor dat de onderlinge vergelijking van de sterkte plaatsvindt bij hetzelfde golfbrekertype op het talud.
Het gebruik van parameters $H/\Delta D$ en ξ is met succes toegepast voor de beschrijving van de stabiliteit van los gestorte materialen bij golfaanval [4].

Hoewel de stabiliteit van de blokken als functie van twee dimensieloze parameters wordt gegeven, is het niet zonder meer toegestaan de gevonden resultaten te extrapoleren naar gebieden die ver buiten het meetgebied liggen, zoals bijvoorbeeld een andere taludhelling. De oorzaak hiervan is dat de parameters $H/\Delta D$ en ξ maar zeer ten dele het bezwijkmechanisme karakteriseren. Enige voorzichtigheid bij het toepassen van de resultaten van de Deltagootproeven is dus geboden.
Voor Nederlandse estuaria (zonder deining) geldt veelal dat de golfsteilheid H_s/L_0 varieert tussen 0,035 en 0,065. Indien als gemiddelde voor H_s/L_0 de waarde 0,05 wordt genomen, worden de ξ-waarden sterk begrensd:
tan α = 1/3, ξ = 1,5
tan α = 1/4, ξ = 1,1
tan α = 1/5, ξ = 0,9
tan α = 1/6, ξ = 0,75
N.B. voor de scheepsgolven (secundary waves) ligt ξ meestal in de range $1 < \xi < 2$.

Voor de blokkenbekledingen is de stabiliteitsrelatie moeilijk vast te stellen wegens het stochastische karakter van de wrijvings- en inklemmingskrachten.
Het lijkt het meest waarschijnlijk te mogen aannemen, dat de H_{br}-ξ-relatie (H_{br} = brekerhoogte) onder meer afhankelijk is van het type bekleding (ruwheid, doorlatendheid, reflectie enz.). Bovendien is de druk (P) onder de bekleding samengesteld uit de druk ten gevolge van H_{br} maar ook uit de druk door golfoploop. Beide effecten zijn echter niet vast gesynchroniseerd en kunnen dus de correlatiefunctie sterk beïnvloeden.

Bij het opstellen van een empirische stabiliteitsrelatie voor steenzettingen wordt verder uitgegaan van de relatie *(fig. 9)*:

$$\frac{Hs}{\Delta D} = \varphi \frac{\cos\alpha}{\sqrt{\xi_z}} \approx \varphi \cdot \xi_z^{0,5}$$

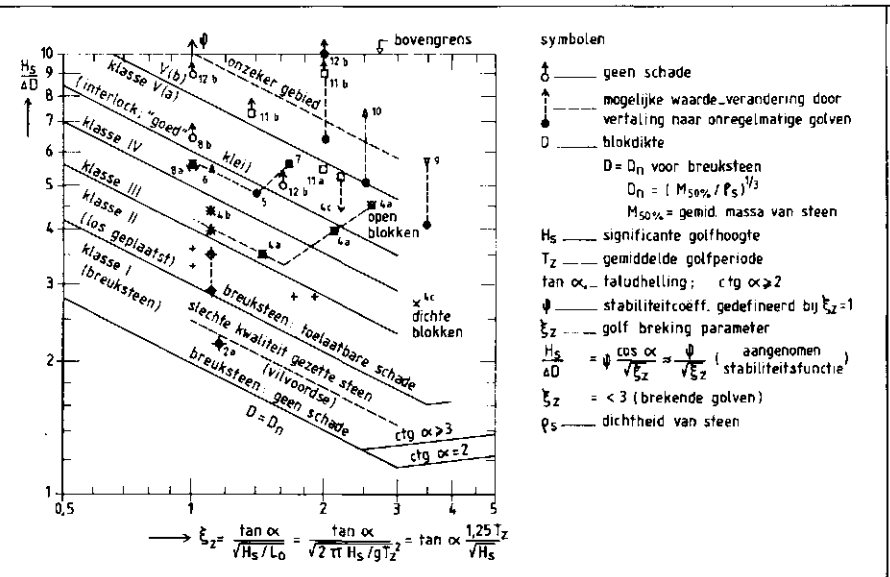
voor $\xi_z < 3$

(voor tan $\alpha > 2$ is de invloed van cos α te verwaarlozen).
Met deze relatie kan tevens de sterkte van de verschillende typen steenzettingen worden vergeleken met die van stortsteenbekledingen.
Voor $\xi_z > 3$ kan veiligheidshalve (voor zover niet anders bekend is) de constante $H_s/\Delta D$-waarde bij $\xi_z = 3$ worden aangehouden (N.B. voor sommige typen zettingen kunnen de $H_s/\Delta D$-waarden sterk toenemen bij grote ξ_z).

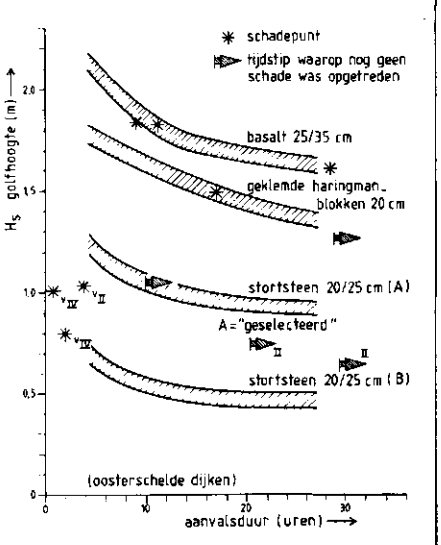
Door de vermelde onderzoekgegevens te combineren, kunnen de indicatieve φ-waarden (sterkte) voor de verschillende steenzettingen worden afgeleid. De resultaten zijn in figuur 9 samengevat.
In het geval van frequentie dubbel-toppige stormen is het aan te raden de $H_s/\Delta D$-waarden met 25% te verkleinen wegens de lange-duur effecten (belastingen) *(fig. 10)*. Voor de scheepsgolven kunnen deze $H_s/\Delta D$-waarden met ca. 25% vergroot worden wegens een veel kleiner aantal golven veroorzaakt door de passage van een schip (in vergelijking met windgolven).

Aangezien deze resultaten afkomstig zijn van de sterk geschematiseerde proefopstellingen, verdient het aanbeveling hier bovenop een veiligheidscoëfficiënt van ca. 1,25 toe te passen. De

★
Literatuuropgaven staan zowel aan het eind van dit deel, als in het vorige deel van het artikel (*Cement* nr. 2, 1987)



9 Classificatie van sterkte van steen- en blokkenbekledingen



10 Sterktelijnen voor glooiingen bij stagnante golfaanval (lange-duur effect)

berekende blokdikte D wordt dus met een faktor 1,25 vermenigvuldigd.
Voor toplagen met een zeer grote stabiliteit (grote $H_s/\Delta D$-waarde) kan het gedrag van het onderliggende filter/onderlaag, echter een beperking vormen voor de toepassingen. De specialistische instituten (WL/LGM) en of Rijkswaterstaatsdiensten (DWW) kunnen behulpzaam zijn bij het oplossen van dit vraagstuk.

De hier gepresenteerde 'black-box'-benadering is vrij grof, zo komt de invloed van de verhouding van de doorlatendheden van bekleding en ondergrond niet of slechts kwalitatief (gevoelsmatig) naar voren, evenals de horizontale afmetingen en de geometrie van blokken en de dikte van onderlagen/filter. Ook de invloed van de overgangsconstructies is hier buiten beschouwing gelaten.

Voor relatief weinig doorlatende toplagen (minder dan 10% open ruimte) en redelijk doorlatende onderlagen (grind/gebroken steen, granulaire filter, mijnsteen + grind) biedt het mathematisch model STEENZET (RWS/LGM [1]) een goed dimensioneringshulpmiddel.

5. Keuze type bekleding

Uit de indelingen van bekledingen blijkt duidelijk dat er heel veel combinatiemogelijkheden bestaan die tot een groot aantal mogelijke constructies kunnen leiden. Dit maakt de keus van een bekleding niet eenvoudig.
Bovendien heeft ook de keuze van de hoofdconstructie bepaalde repercussies voor de overgangen/opsluitingen.

Bij een keuze uit mogelijke alternatieven, zullen aan de hand van de gestelde eisen beoordelingscriteria moeten worden gefomuleerd (functionele, technische en financiële). Omdat de diverse criteria niet alleemaal even hard zijn gedefinieerd en geen gelijke rol spelen bij de uiteindelijke keuze, kunnen de subjectieve ervaringen en/of vooroordelen vaak doorslaggevend zijn. Om het subjectieve aspect zo min mogelijk een rol te laten spelen, lijkt het raadzaam de keuze in groepsverband te laten doen. Hierbij kunnen voor de verschillende aspecten weegfactoren worden gesteld, waardoor een meer objectieve keuze mogelijk wordt.
Niettemin blijft het een moeilijke materie, speciaal als ook de andere soorten bekleding (bestorting, bitumen, gras enz.) in beschouwing genomen moeten worden. De mogelijke aspecten en oplossingen die een rol kunnen spelen bij de keuze van de bekledingsconstructie worden puntgewijs, op een min of meer willekeurige wijze (subjectiviteit van de schrijver), hieronder aan de orde gesteld.

5.1 Constructieve vormgeving (profiel, wel/geen berm enz.)

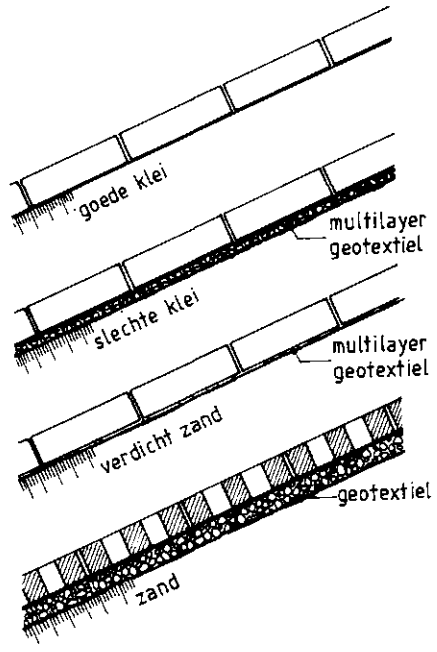
Het profiel vormt een belangrijke randvoorwaarde voor het ontwerp van een bekleding. Enerzijds kan dit de verdeling van de golfkrachten op een dijk beïnvloeden, anderzijds kan het de ontwerpvrijheden van de bekleding beperken. De keuze wel of geen berm kan grote invloed hebben op de keuze van de opsluitingsconstructie. De holle vorm van het talud kan de inklemmingskrachten (dus stabiliteit) van een steenzetting vergroten en gelijktijdig het volgen van fundatie-vervormingen verkleinen. De aanwezigheid van wel of geen hoog voorland kan bepalend zijn voor het niveau van het doortrekken van de steenzetting en het type van benedenopsluiting en/of teenconstructie.
Conclusie: het ontwerp van een taludbekleding moet als een integraal deel van het totale dijkontwerp worden gezien.

5.2 Keuze-principes steen/blokkenbekledingen

- De stabiliteit van een toplaag is sterk afhankelijk van type/samenstelling van onderlagen en moet zodanig als één geheel worden beschouwd.
- Instabiliteit (erosie) van onderlagen en/of ondergrond kan leiden tot het bezwijken van een toplaag. De stabiliteit van toplaag en onderlagen moeten dus evenwichtig gedimensioneerd worden (met dezelfde kans op bezwijken).
- goede afstemming van de doorlatendheden van de toplaag en onderlagen (incl. geotextiel) is een essentiële voorwaarde voor een evenwichtig ontwerp. De doorlatendheid (k) van de constructie-onderdelen moet toenemen van onder naar boven:
  k ondergrond $< k$ onderlaag filter $< k$ toplaag
  Dit principe is in figuur 11 afgebeeld.

5.3 Kunststofdoeken/geotextielen

Aan het gebruik van kunststofdoeken als vervanging van granulaire filters en/of aanvulling op de onderlagen is de laatste tijd veel aandacht besteed, maar tot nu toe zijn geen sluitende regels geformuleerd. Naast de zanddichtheid (voor zover nodig) is de juiste permittiviteit (doorlatendheid per dikte-een-



11 **Principes bekledingsontwerp**

heid) van groot belang voor de stabiliteit van de glooiing. Een geotextiel met een goed homogeen verdeelde permittiviteit, afgestemd op het type onderlaag, geeft lagere drukverschillen (lagere weerstand). Dit kan tot een lichtere dimensionering leiden.

Bij een van de grootschalige proeven in Oregon (USA) is een betrekkelijk open type blokkenmat (ca. 10% open ruimte) van ca. 0,10 m dikte beproefd op een damlichaam bestaande uit fijn, breed gegradeerd grind. Bij de eerste proef is een standaard zanddicht doek toegepast onder de blokkenmat. Het bezwijken vond reeds plaats bij $H_s = 0{,}3$ m. Bij de tweede proef is dit doek vervangen door een open nylon-gaas (met maasopeningen van enkele mm) met het doel de uitspoeling van grond door de openingen in de toplaag te voorkomen. In dit geval was het niet mogelijk de bezwijkgrens exact weer te geven wegens de beperkte capaciteit van de golfgoot ($Hs \approx 0{,}7$ m). Dit illustreert hoe belangrijk de juiste afstemming is van de doorlatendheid van alle constructieve onderdelen van een bekleding.

Met de introductie van geotextielen in de waterbouw is een verwachting gewekt alsof geotextielen de gelijkwaardige vervanger voor het granulaire filter zouden kunnen zijn. Vaak wordt vergeten dat granualire filters een zekere dikte bezitten waardoor de belasting op de scheidingsvlakken met de ondergrond gedeeltelijk wordt uitgedempt. Deze functie ontbreekt bij geotextielen. Tot op zekere hoogte kan dat worden opgevangen door toepassing van een zgn. multilayer (non-woven geotextielen met een dikte van enkele mm tot enkele cm). Echter bij hoge belastingen is een tussenlaag van een steenachtig materiaal (grind, silex, mijnsteen of slakken) van voldoende dikte (orde van grootte 0,2 à 0,5 m) zeker vereist.

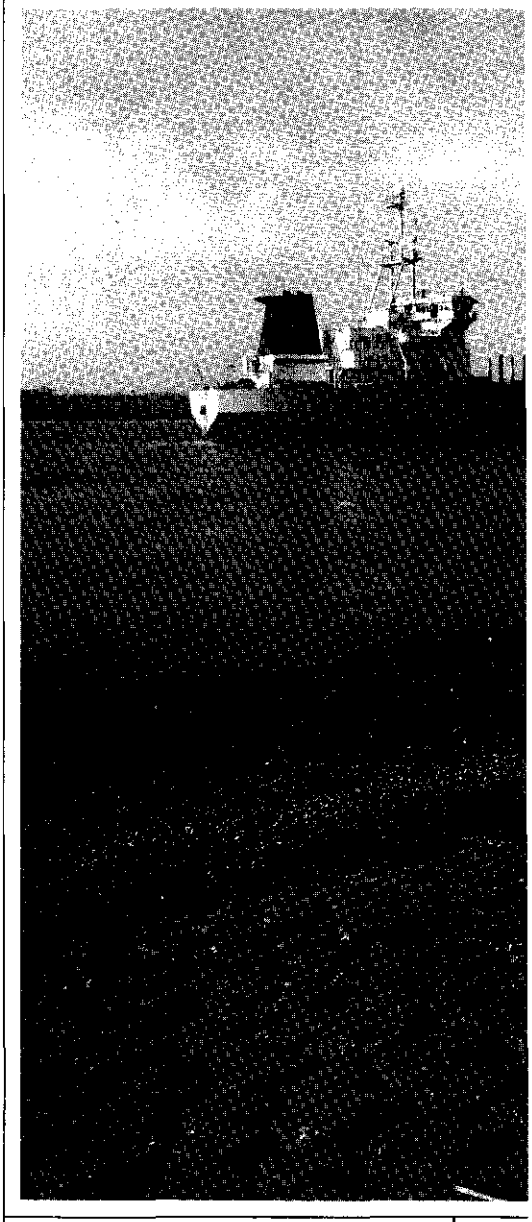
5.4 Blokkenbekleding op klei

Uit de grootschalige proeven blijkt dat een blokkenbekleding gezet op een onderlaag van klei, een grotere stabiliteit vertoont dan een bekleding van blokken op een doorlatende ondergrond.
In het geval van een 'goede' klei (juiste samenstelling, geen zandlenzen, verdichting en vlakke afwerking) [10], is het aan te bevelen de dichte blokken koud tegen elkaar (zo dicht mogelijk), direct op de klei te plaatsen. Hierdoor wordt de drukopbouw onder de bekleding bemoeilijkt vanwege het ondoorlatende karakter van klei. Zodra een blok in een zetting ten gevolge van een initiële overdruk iets wordt opgelicht, zal onder dat blok water moeten toestromen om de holle ruimte op te vullen; ook dit vindt bij klei minder gemakkelijk plaats dan bij een granulaire filter. Om de toestroming van water (en eventuele erosie) te beperken moeten de spleten tussen de blokken minimaal zijn.
In het geval van 'slechte' klei (wat betreft samenstelling en/of afwerking) is het aan te bevelen het kleioppervlak met een geotextiel te beschermen. De dikke multilayer geotextiel kan eventueel een goede oplossing bieden wegens de goede opvulling van de holle ruimtes in het kleioppervlak. Het gevaar van het minder goed vlak willen uitvoeren van het kleioppervlak neemt daardoor weer toe. Een gevolg daarvan is een minder stabiele toplaag. Ook het voordeel van de goede hechting tussen klei en blok is door het toepassen van het geotextiel niet meer aanwezig.
Een goede, maar meestal te kostbare, vervanging van klei kan een laag zandasfalt zijn. De erosie van de ondergrond is dan opgelost, maar de aansluiting met blokken is minder goed zodat met een reductiefactor gerekend moet worden ten opzichte van blokken op 'goede klei': $H_s/\Delta D = 5$ lijkt in het geval van blokken op zandasfalt verantwoord.

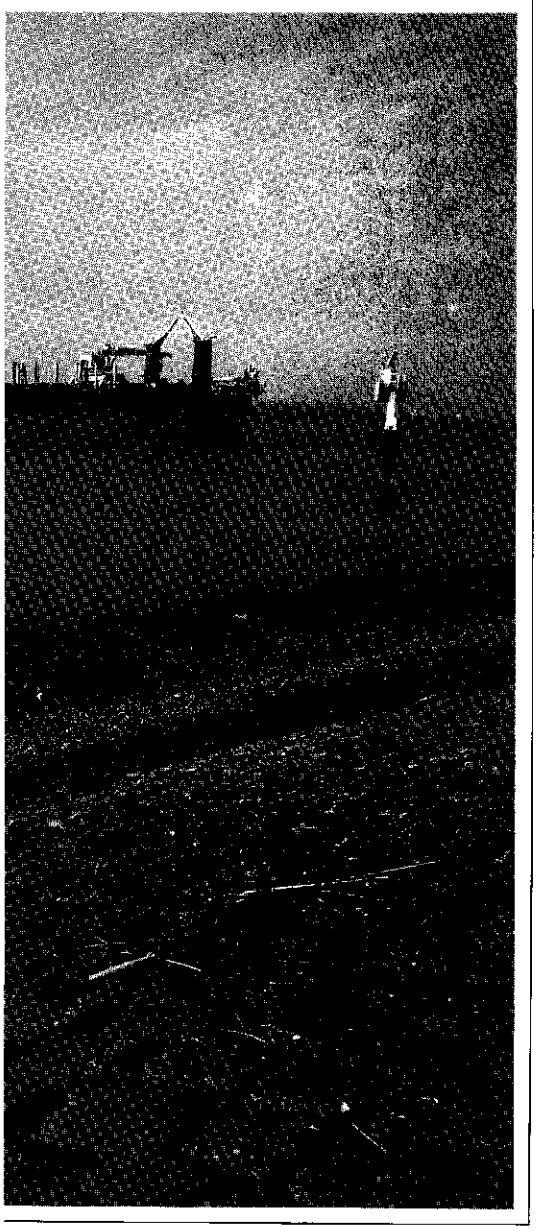
5.5 Bekledingen op zand

Op de zeedijken wordt tot nu toe zeer weinig gezette steen rechtstreeks op het zandlichaanm aangebracht. Dit zou wèl kunnen voor meerdijken en/of inpolderingsdijken en energie-bekkens. Vanuit de Nederlandse zeedijkbouw gezien, waarbij de nadruk ligt op veiligheid onder extreme belastingcondities, lijkt een uitgebreide toepassing van zand dan zo revolutionair, dat een onderzoeksinspanning op dit gebied een wat lagere prioriteit heeft.
Bij oeverbeschermingen langs scheepvaartkanalen komt dit echter wel vaak voor en het beschikbaar komen van kunststof filterdoeken geeft zicht op nieuwe mogelijkheden die economisch zeer aantrekkelijk lijken, speciaal als men aanleg, beheer en onderhoud van scheepvaartkanalen gaat optimaliseren.

Voor blokken direct op zand, gelden min of meer dezelfde principes als voor klei (zand heeft een lage doorlatendheid). Gezien echter de losse structuur van zand is een geotextiel als tussenlaag altijd nodig. Bij hogere belastingen (bijv. golfhoogte $H \approx 1{,}5$ m) kan een multilayer geotextiel de voorkeur genieten.



Basaltonblokken hoog 0,25 m vervangen de oude natuursteen glooiingen van de Nieuwe Waterweg. Onlangs is bij Poortershaven ca. 14000 m² aangebracht. foto: Henk van der Veen



Een goede verdichting van het zand is van essentieel belang. Slecht verdicht zand kan gemakkelijk tot afschuiving of zelfs verweking van het zandlichaam leiden (de hele glooiing kan als zodanig wegvloeien).
Met de huidige stand van kennis omtrent het inleiden van afschuiving en/of verweking van zand is het aan te bevelen de toepassing van blokken direct op zand te beperken tot een golfhoogte van H_s = 1,2 m.

Bij hogere belastingen dan H_s = 1,5 m is een goed gegradeerde steenlaag op een geotextiel aan te bevelen. De dikte van een steenlaag hangt af van de belasting (hiervoor kan het model STEENZET hulp bieden). Bij belastingen 1,5 < H_s < 2,5 m moet men wel aan de dikte van ten minste 0,20 à 0,30 m denken. Om het beste stabiliteitsvoordeel te behalen kan de doorlatendheid van de toplaag worden afgestemd op de doorlatendheid van de tussenlaag (model STEENZET).

5.6 Mijnsteen
Een goede oplossing, speciaal bij hoge belastingen, kan worden verkregen door toepassing van een dikke laag mijnsteen (orde van grootte 0,5 m). Mijnsteen heeft een relatief lage doorlatendheid die zelfs in de loop van de tijd nog verder kan afnemen door verpulveringseffecten. Wegens uitvoeringseisen (vlakheid) moet op de mijnsteenlaag een dun (5 à 10 cm) laagje grind of steenslag aangebracht worden. Een onzekere factor is nog steeds het lange-termijn gedrag (veroudering) van mijnsteen. Door verpulvering neemt het aantal kleine fracties toe; deze fracties zouden dan afhankelijk van de mate van openheid van de toplaag uitgespoeld kunnen worden, wat aanleiding kan geven tot zakking van de fundatielaag en verstoring van de toplaag. Het verpulveringsproces verloopt echter zeer langzaam. Inspectie van onderlagen kan eventueel aangeven wanneer en welke herstelmaatregelen nodig zijn.

5.7 Granulair filter
De beste oplossing voor onderlagen biedt het granulaire filter, ontworpen volgens de standaard filter-regels (geometrisch dicht, zanddicht en waterdoorlatend). Deze oplossing is echter kostbaar en moeilijk realiseerbaar, speciaal voor het onder water aanbrengen. Het lopend filteronderzoek zou moeten aangeven hoe ver een bepaalde afwijking van deze regels, in relatie tot de belastingen toelaatbaar is. Een vervangende oplossing is een geotextiel met een bepaalde dikte van gegradeerd steenslag of een filter van zandasfalt of gebitumineerd zand met (voor zover nodig) een uitvlaklaag van steenslag of grind.

5.8 Blokken met interlock (inklemming)
Dergelijke blokken bezitten een zeer grote stabiliteit ($H_s/\Delta D$ > 6). Het gedrag van de onderliggende laag/filter kan echter een beperkende factor zijn.
Bij geklemde en/of ingewassen zettingen dienen de evenwichtsbeschouwingen ten aanzien van het opdrijven (oplichten) nu niet op het enkele blok, maar op een aantal blokken te worden betrokken. Hierdoor neemt de stabiliteit van de zetting sterk toe.
Vooral bij het aanbrengen van bekledingen die dankzij een betrouwbare inklemming een hoge stabiliteit onder golfaanval bezitten, dient de sterkte van andere delen van de constructie niet te worden verwaarloosd. Deze kunnen namelijk toch het bezwijken van de constructie inleiden. Zo is het denkbaar dat de voor de steenzetting toelaatbare (hoge) golven in de onderliggende laag/filter/ondergrond grote drukvariaties opwekken. Hierdoor zou materiaal kunnen uitspoelen, migratie van het filtermateriaal evenwijdig aan het talud en indringing van het zand uit het dijklichaam kunnen optreden, waardoor op langere termijn de steenzetting wordt ondermijnd of grote vervorming ondergaat.

Teneinde blijvend van de grote stabiliteit te profiteren, dienen hoge eisen aan de onderlagen worden gesteld.
Deze redenatie werd duidelijk ondersteund door de grootschalige proeven in de USA en Nederland. Bij de Armorflex- en Basaltonblokken wordt de stabiliteit aanzienlijk vergroot door het vullen van de openingen tussen de blokken met granulair materiaal, met als gevolg een goede haakwerking. Het bleek zelfs niet mogelijk de bezwijkgrens exact weer te geven wegens de beperkte capaciteit van de Deltagoot.
Uit aanvullend onderzoek (Gidsononderzoek, M1881) is ook gebleken dat bij vulling van de openingen tussen de blokken met granulair materiaal, de precieze vormgeving van de blokken en/of spleten niet van groot belang is. Bij alle onderzochte zuilblokvormen en blokkenmatten lag de bezwijkgrens, als gevolg van de vulling met granualir materiaal, buiten de capaciteit van de golfgoot ($H/\Delta D$ > 10!).
Aan de andere kant, de spleetafmeting moet in overeenstemming zijn met de grootte van het vulmateriaal (het vulmateriaal moet de mogelijkheid hebben zich in deze spleten in te klemmen). Bij de te grote spleten wordt het materiaal door stroom en golven gemakkelijk uitgespoeld.
Een nadeel van te goed ingeklemde/ingewassen systemen is het verlies van flexibiliteit waardoor zowel het volgen van de veranderingen in ondergrond als inspectie (monitoring) en herstel van schade wordt bemoeilijkt. Dit kan echter opgevangen worden door een juiste kwaliteitsbewaking bij de uitvoering van de onderlagen.

Blokkenmatten vallen ook onder ingeklemde systemen. Nu is het zo dat blokkenmatten op de Nederlandse zeedijken tot nu toe nog niet worden toegepast (in het buitenland gebeurt dat wèl). Vaak worden ze op ongegronde redenen afgewezen. De realiteit is dat voorlopig hun grootste toepassing ligt op het gebied van verdediging van scheepvaartkanalen, oevers van rivieren en meren, en eventueel toekomstige projecten van inpoldering en energiebekkens.

Belangrijke voordelen van blokkenmatten:
- hoge stabiliteit;
- geen losliggende blokken;
- mechanische plaatsing, ook onder water (waar de 'normale' steenzettingen niet van toepassing zijn);
- extra (reserve)stabiliteit bij 'cabled systems';
- mogelijkheid voor hergebruik/herzetten (bijv. nadat de zakking van de ondergrond is voltooid).

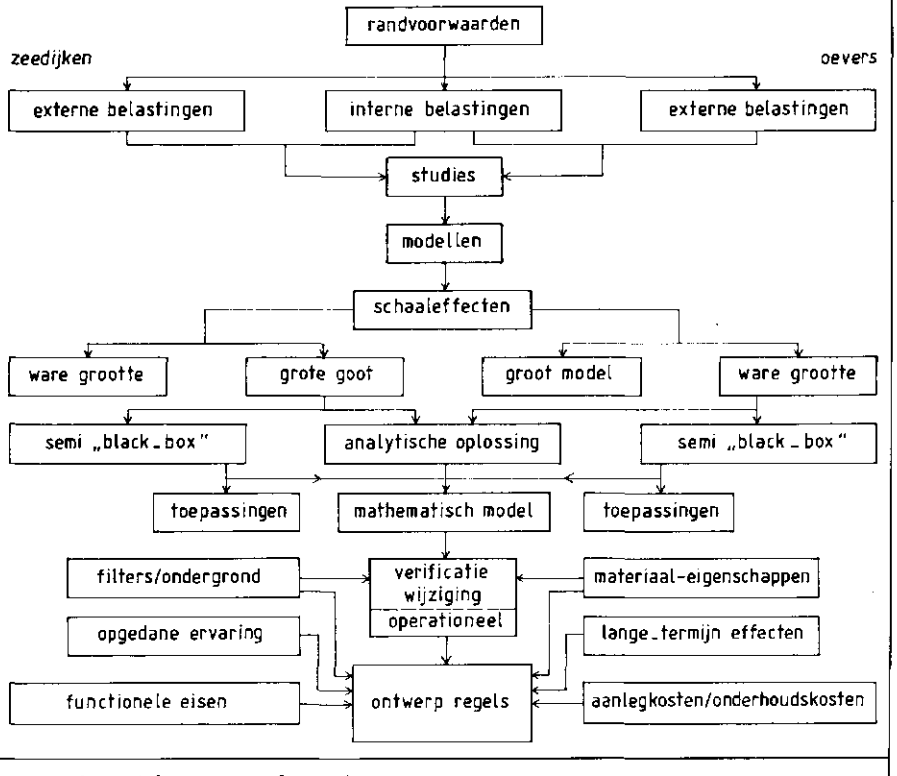
Een (voorlopig) nadeel is alleen nog de onderlinge aansluiting van de matten. Deze laat nog wel eens te wensen over waardoor een solide naadafwerking ontbreekt. In het huidige stadium van ontwikkeling, om de problemen bij de randen te voorkomen, is het aan te bevelen de halve blokken langs de randen van de blokkenmatten te vermijden (eventueel vervangen door anderhalve blokken) en het gewicht (de dikte) ca. 25% te verhogen.
Door de eventuele inwassing van blokkenmatten wordt de belasting op de kabels verminderd. Hierdoor kunnen de kabels, bij goede kwaliteit, ingeschakeld worden bij het opvangen van extreme (maar laag-frequente) belastingen (= reserve stabiliteit).
Net als bij de andere ingeklemde systemen, zijn een goed ontwerp en een juiste uitvoering van onderlagen een essentiële voorwaarde voor een succesvolle toepassing van deze systemen. Hierdoor wordt de noodzaak van frequent repareren/herstellen sterk verminderd.

6. Acceptatie van schade en een 'losliggend blok'

De zwaarte van een dijkbekleding wordt in de praktijk veelal vanuit de ervaring bepaald. Deze praktijkervaring heeft in feite alleen betrekking op wat men min of meer 'gebruiksomstandigheden' zou kunnen noemen. De rapporten van de Deltacommissie gaan daarentegen uit van een ontwerpstorm, die onze ervaring verre te boven gaat.
Uit ervaring is echter ook weer bekend, dat onder de gebruiksomstandigheden bij steenzettingen zo af en toe schade wordt geconstateerd. Meestal is deze schade wel zodanig plaatselijk begrensd dat de steenzetting tijdig voor de volgende storm kan worden hersteld. Dit zou tot de gedachte kunnen leiden dat op de lagere niveaus vrij grote bezwijkkansen geaccepteerd kunnen worden. Deze denkwijze gaat echter voorbij aan het feit dat ook een superstorm als een kleine storm begint. Schade die optreedt op de lagere niveaus kan dan natuurlijk tijdens die storm niet worden hersteld. De op lager niveau optredende schade zal tot gevolg hebben dat ook op hogere niveaus schade ontstaat, hoe veilig deze delen ook zijn geconstrueerd.
De conclusie is, dat in Nederland zelden of nooit schade aan steenzettingen zou mogen optreden. Aangezien dit wèl het geval is, zou de consequentie zijn dat in Nederland zeer grote delen van huidige dijkbekledingen opnieuw, volgens de nieuwe normen, herbekleed zouden moeten worden. De financiële consequenties zouden enorm zijn.

De meeste schade treedt op voor steenzettingen bestaande uit zgn. losse blokken. Deze blokken zijn meestal niet echt los maar hebben een bepaalde graad van klemming met de omringende blokken, en bezitten daardoor met elkaar een grotere stabiliteit dan losse blokken. Bij dit systeem is wel de kans op de aanwezigheid van één los blok het grootst, dat dan een zwakke schakel vormt in de totale ketting van blokken. Het opsporen van los liggende blokken is echter op dit moment nog niet goed mogelijk.
Voor de bestaande glooiingen kan de kans op het 'losliggende blok' verkleind worden door het inwassen van *alle* glooiingen. Bij kleine spleten kan dat met grof zand, bij grote spleten met kif. Bij grote herstel/vervangingswerken of bij nieuwe werken, zou het toepassen van systemen die een goed gedefinieerde/betrouwbare interlock bezitten (in elkaar grijpende systemen of polygoonvormige systemen met inwassen) serieus overwogen moeten worden. Dan namelijk kan er sprake zijn van een goed gedefinieerd, homogeen glooiingssysteem, zonder losliggende elementen.

Al deze aspecten worden in het kader van het lopende steenzettingsonderzoek nader uitgewerkt *(fig. 12)*.



12 Overzicht van onderzoek naar oeververdedigingen

Literatuur

5. Waterloopkundig Laboratorium en Laboratorium voor Grondmechanica:
a. M1900: Basalton, stabiliteit onder golfaanval, 1983
b. M1910: Stabiliteit Armorflex-steenzetting onder golfaanval, 1983
c. M2036: Sterkte Oosterscheldedijken onder geconcentreerde golfaanval, 1985
6. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), Golfoploop en Overslag, 1972
7. Tautenahin, E., Kohlhase, S. en Partenscky, H.W., Wave run-up at sea dikes under oblique wave approach; Proc. 18th Conf. on Coastal Engineering, 1982
8. Nieuwe inzichten in het ontwerpen van oeverbeschermingsconstructies, Proceeding KIVI Symposium, 25 mei 1983
9. Laboratorium voor Grondmechanica, Aantasting van dwarsprofielen van vaarwegen. Prototype metingen Hartelkanaal 1983; Analyse verslag grondmechanische metingen (steenzettingen en andere bekledingen), M1115 deel XIIB, 1985
10. CUR-VB en Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, Leidraad cementbetonnen dijkbekledingen, CUR-VB rapport 49

BETONNEN DIJK- EN OEVERBEKLEDINGEN (VIII)

COLLOÏDAALBETON

ing.A.M.Hendriksma, Vereniging Nederlandse Cementindustrie

Het toepassen van colloïdaalbeton als oeverbekledingsmateriaal is in Nederland van recente datum. In de ons omringende landen past men hiervoor het materiaal al langer toe en op grotere schaal. In Nederland zijn de toepassingsmogelijkheden van het materiaal wellicht onvoldoende onderkend en ontbrak het tot voor kort in onderzoeksprogramma's, literatuur en aanbevelingen. Nu zijn er echter een aantal proef- en demonstratieprojecten in de oeverbeschermingssfeer in voorbereiding en wordt in meerdere onderzoeksprogramma's onder meer van CUR en TAW aandacht besteed aan het materiaal en de toepassingsmogelijkheden daarvan.
In dit artikel over colloïdaalbeton wordt met name ingegaan op de eigenschappen en de toepassingsmogelijkheden van het materiaal.

1. HET MATERIAAL

Colloïdaalbeton onderscheidt zich van normaal beton door de in specievorm bijzondere samenhang. De cohesie van de specie is zelfs zodanig groot dat bij vrije val door water nauwelijks uitspoeling optreedt van cement en andere fijne materiaaldelen. Bovendien ontmengt de specie niet.
Het woord colloïde stamt uit het Grieks en is afgeleid van 'kolla' dat lijm betekent. Colloïden zijn stoffen met een lijmachtig karakter. Dergelijke stoffen bestaan uit deeltjes met afmetingen die liggen tussen 10^{-4} en 10^{-6} mm. De uiterst kleine deeltjes zullen in een suspensie niet uitzakken, maar vrijwel onbeperkt blijven zweven. Colloïdale deeltjes vertonen een sterke samenhang als gevolg van onderlinge aantrekkingskrachten. Bevat een betonspecie voldoende colloïdale deeltjes dan zal deze door de eigenschappen van de colloïdale deeltjes sterk samenhangend zijn.
Een betonspecie kan onder meer een colloïdaal karakter verkrijgen door het toevoegen van natuurlijk polymeer. Toepassingsomstandigheden bepalen hoeveel colloïdale deeltjes in een mengsel aanwezig moeten zijn, dus de hoeveelheid toe te voegen natuurlijk polymeer. Zo dient in stromend water het materiaal meer cohesief te zijn dan in stilstaand water; in de specie moeten dan ook meer colloïdale deeltjes aanwezig zijn.

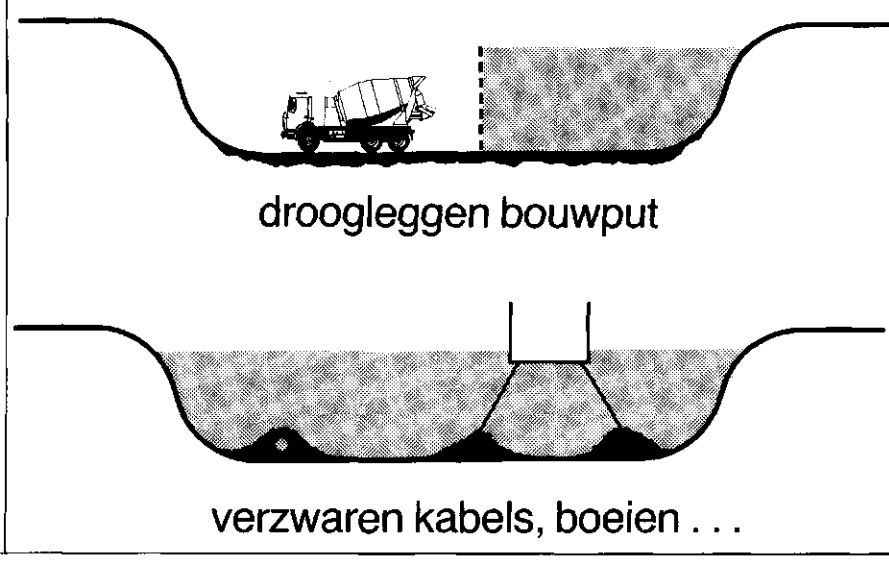
Bij het toepassen van normale betonspecies boven water zijn de mogelijkheden voor het bereiken van de vereiste kwaliteit ruimschoots voorhanden. Tijdens het uitvoeren van een werk kunnen eventuele afwijkingen direct worden gecorrigeerd en er kan voldoende visuele controle worden uitgeoefend. Wanneer we echter betonspecie onderwater storten ontbreken vele van deze controle-mogelijkheden en treedt er zonder voorzorgsmaatregelen uitspoelen van cement en andere fijne delen op. Van oudsher zijn er storttechnieken ontwikkeld om dit uitspoelen van een specie te voorkomen. Het is echter gezien marktbehoeften en betontechnologische ontwikkelingen voor de hand liggend dat er een betonspecie is ontwikkeld die zonder ingewikkelde storttechnieken onder water kan worden aangebracht. Bovendien verbreedt deze innovatie het toepassingsgebied van beton. Colloïdaalbeton gebruiken we in de waterbouw voor uiteenlopende constructies, zoals: ontvang- en stortebedden bij sluizen, oeverbeschermingen, bodembeschermingen, dammen, brugpijlers, herstel van kademuren, tunnels en kelders *(fig. 1)*.

2. EIGENSCHAPPEN

2.1 Verwerkbaarheid

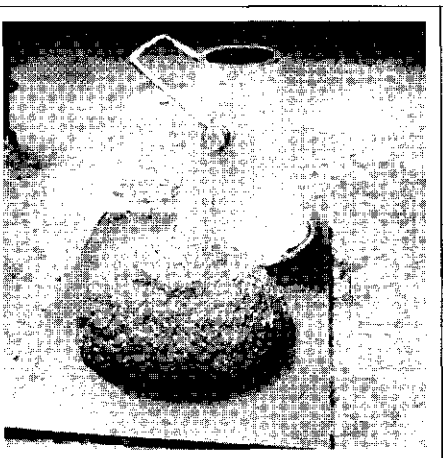
De plasticiteit van een colloïdale betonspecie is in vergelijking met een normale betonspecie totaal anders. De specie oogt 'plakkerig' en lijkt zeer stug. Dit wordt vooral zichtbaar als we de consistentie bepalen met behulp van de zetmaat. Na het optrekken van de kegelmantel blijft de specie gedurende enige tijd traag nazakken. Als bijvoorbeeld onmiddellijk na het wegnemen van de kegel een inzakking wordt gemeten van ongeveer 10 tot 20 mm zal ca 10 sec. later deze waarde opgelopen zijn tot rond 100 mm en na 30 sec. de eindwaarde worden bereikt die dan een zetmaat geeft van 180 tot 200 mm *(foto 2 en 3)*. Het plakkerige en stugge karakter van de specie is een voordeel bij het werken onder water. Daar wordt een vloeibaarheid waargenomen die past bij de gemeten eindwaarde voor de zetmaat.

1 **Enkele toepassingsmogelijkheden van colloïdaalbeton**

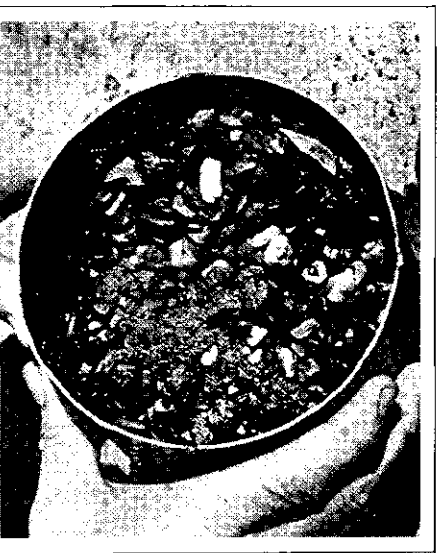




2 Bepaling zetmaat onmiddellijk na wegnemen van de kegelmantel



3 Bepaling zetmaat; na 30 seconden heeft de zetmaat de eindwaarde bereikt



4 Korf met normale betonspecie na valproef; de uitspoeling is waarneembaar



5 Korf met colloïdale betonspecie na valproef

Bij aankomst op de bodem vloeit colloïdale betonspecie moeiteloos uit en omhult daarbij hindernissen als stenen, heipalen en eventuele wapeningsnetten volledig.

2.2 Cohesie

Zoals gezegd spoelt colloïdaalbeton nagenoeg niet uit. De samenhang blijft zelfs tijdens vrije val door water volledig bewaard. Voor het bepalen van de mate van samenhang is een uitspoelproef ontwikkeld. Hierbij wordt een hoeveelheid van 2000 g specie in een stalen cilindervormige, geperforeerde korf met een diameter van 130 mm en een hoogte van 120 mm gebracht. De gevulde korf laat men drie maal achter elkaar vrij door een waterkolom van 1,70 m hoogte vallen. Na iedere val door de waterkolom wordt het speciemonster gewogen om zo het gewichtsverlies, dus de uitspoeling, te kunnen vaststellen. Deze proef wordt met nieuwe monsters nog twee maal herhaald. Na één vrije val moet het gemiddelde gewichtsverlies van de drie metingen minder zijn dan 5% van het speciegewicht. Na drie maal een vrije val moet het gewichtsverlies minder zijn dan 10%, wil de specie in aanmerking komen voor het predikaat 'colloïdaal'. Bij normale grindbetonspecie is de uitspoeling op dezelfde manier gemeten, veelal meer dan 25%. Een gedeelte van het toeslagmateriaal blijft schoongewassen in de korf achter *(foto 4 en 5)*.

Tabel 1 geeft het massaverlies van een normale betonspecie en een colloïdaalbetonspecie na het uitvoeren van de standaard testprocedure.

2.3 Typen

Voor gebuik in de waterbouw spelen twee typen colloïdaalbeton *(foto 6)* een belangrijke rol:
- beton met een dichte structuur;
- beton met een open structuur (no fine concrete).

Het open type colloïdaalbeton is samengesteld uit cement, grind, water en colloïdale hulpstof. De zandfractie ontbreekt.
Het gesloten type bestaat uit cement, zand, grind, water en colloïdale hulpstof. Als rekengegeven voor het volumegewicht kunnen we de volgende waarden aanhouden:
- dicht colloïdaalbeton 2300 kg/m^3;
- open colloïdaalbeton, afhankelijk van het gekozen mengsel, varieert tussen 1650 en 1850 kg/m^3.

Tabel 1

Standaard uitspoeltest toegepast op normale betonspecie en colloïdale betonspecie

	originele samenstelling (kg)	residuele samenstelling normaal beton kg	residuele samenstelling colloïdaalbeton kg
cement	350	158	346
grind 4/28	1070	1070	1070
zand	700	317	692
water	180	—	—
massaverlies		25%	0,5%

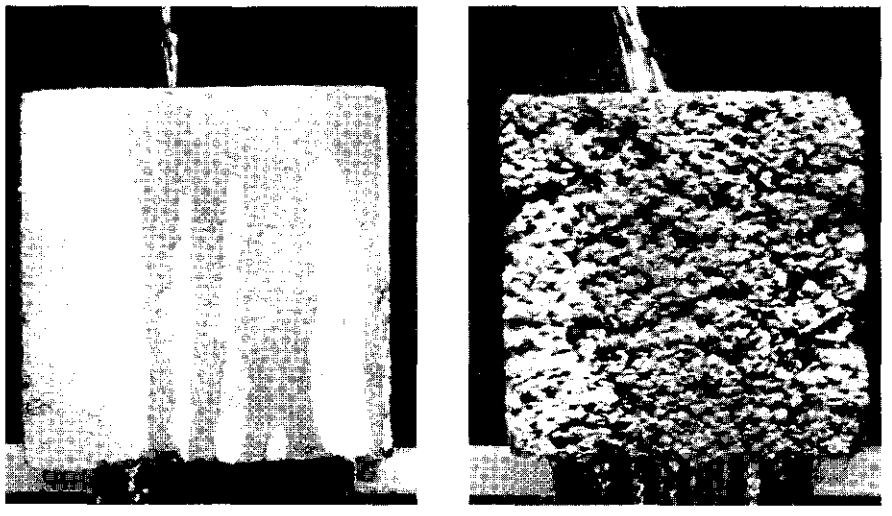
Het volumegewicht van colloïdaalbeton kan worden gevarieerd en aangepast aan de eisen van het ontwerp.

2.4 Waterdoorlatendheid

Het open type colloïdaalbeton is waterdoorlatend. De waterdoorlatendheid komt overeen met die van zand en grind. Van zuiver zand varieert deze tusen 10^{-2} m/sec en 10^{-4} m/sec. Die van grind is doorgaans groter dan 10^{-2} m/sec. Bij metingen uitgevoerd door de Rijksuniversiteit van Gent Laboratorium voor Hydraulica zijn voor open colloïdaalbeton de volgende k-waarden gevonden:
- open colloïdaalbeton (grind nom. 31,5 mm): 4,8 . 10^{-3} m/sec;
- open colloïdaalbeton (grind 15-30 mm): 2,94 . 10^{-3} m/sec.

2.5 Mechanische eigenschappen

De in colloïdaalbeton toegepaste hulpstoffen veroorzaken dat dit mengseltype



6 **Colloïdaalbeton met gesloten en open structuur**

in het algemeen een grotere waterbehoefte heeft dan een vergelijkbaar normaal beton. De grotere waterbehoefte leidt in de regel tot een hogere watercementfactor. Onderzoek heeft uitgewezen dat de hulpstof geen invloed heeft op de mechanische eigenschappen.

2.6 Druksterkte
Ter oriëntatie: de druksterkte van colloïdaalbeton met dichte structuur ligt bij cementgehaltes tussen 350 en 400 kg/m^3 maximaal rond de 40 N/mm^2. Die van het open type ligt rond de 20 N/mm^2. Wanneer we van het open colloïdaalbeton hogere sterkten verlangen is het mogelijk om in het grind-cementmengsel een hoeveelheid zand toe te voegen. Deze toevoeging verbetert de sterkte-eigenschappen, maar verlaagt de waterdoorlatendheid. In voorkomende situaties moet dan gezocht worden naar een optimum tussen deze twee eigenschappen.

2.7 Treksterkte
Het verband tussen druk- en treksterkte ligt bij colloïdaalbeton in dezelfde orde grootte als bij normaal beton.

2.8 Elasticiteitsmodulus
Uit proeven is gebleken dat colloïdaalbeton elastischer is dan normaal beton van dezelfde samenstelling. Het referentiebeton had bij de proevenserie een elasticiteitsmodulus van 32 600 N/mm^2, terwijl voor het colloïdaalbeton een waarde werd gevonden van 26 800 N/mm^2.

2.9 Vorstbestandheid
Met vriesproeven onder laboratoriumcondities zijn geen verschillen geconstateerd tussen colloïdaalbeton en referentiebeton.

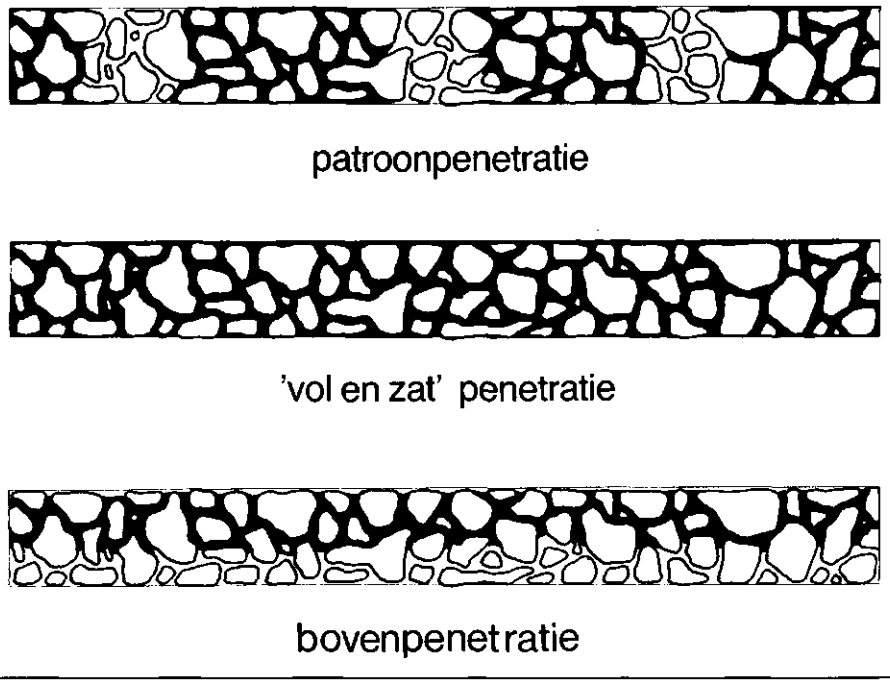
2.10 Permeabiliteit
De permeabiliteit van het gesloten type colloïdaalbeton is geringer dan die van normaal beton. Dit is opmerkelijk, omdat een colloïdaalbeton meer lucht bevat dan een normaal beton. Hieruit zou verondersteld kunnen worden dat colloïdaalbeton meer permeabel is dan normaal beton. Het tegendeel blijkt waar te zijn. Dit betekent wellicht dat de porieënstructuur van colloïdaalbeton anders is dan die van normaal beton.

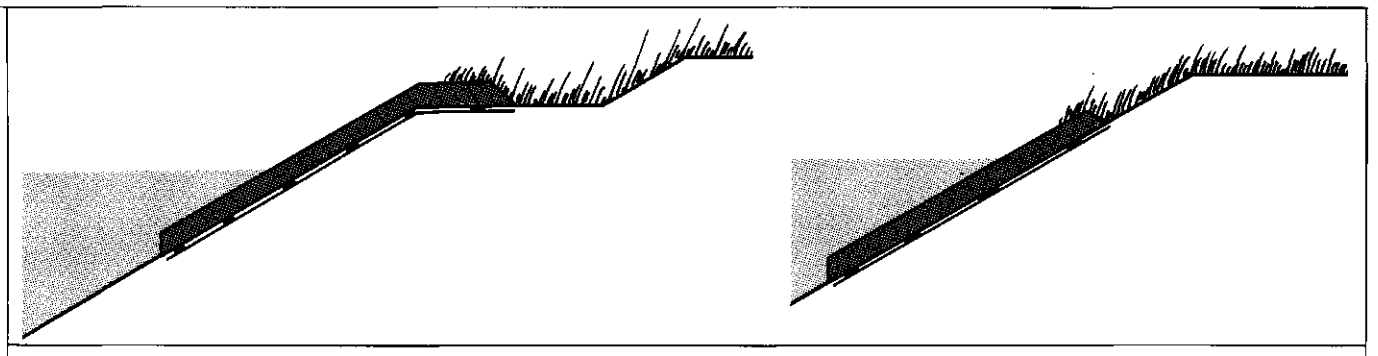
2.11 Krimp
De krimp van het materiaal ligt een weinig hoger dan die van normaal beton. Maar omdat de elasticiteitsmodulus echter lager ligt en de treksterkte in dezelfde orde van grootte ligt, neemt de kans op scheurvorming niet toe. Bovendien passen we colloïdaalbeton bijna altijd onder water toe hetgeen betekent dat de wat grotere krimp voor de praktijk meestal niet van betekenis is.

3. TOEPASSINGEN

In dit deel van het artikel wordt met name ingegaan op de mogelijkheden van het materiaal voor oeverbeschermingen.
Taluds van dijken, oevers en waterwegen moeten we beschermen tegen erosie en uitspoeling, veroorzaakt door golven, stroom en interne belastingen. Een bekleding op dit type oever moet in staat zijn de waterbelastingen te weerstaan zowel de uitwendige (golven, stroom, e.d.) als de inwendige (grondwaterstroom). Daarnaast moet rekening worden gehouden met bijzondere belastingen, zoals weerseffecten, biologische invloeden en gevolgen van menselijk handelen.
Oeverbeheerders in Nederland passen daar waar dat constructief noodzakelijk is, naast verticale constructies zoals damwanden, veelal beschermingen toe van blokkenmatten, zetsteen, stortsteen, puin en bitumen. Meer en meer wordt gezocht naar constructies die eenvoudig zijn aan te leggen, te onderhouden en te beheren en die bovendien milieuvriendelijk zijn. In dit verband is en wordt er gekeken naar de mogelijkheden van colloïdaalbeton, wat heeft geresulteerd in een toenemende belangstelling voor het materiaal. Meerdere projecten zijn inmiddels uitgevoerd of zijn in voorbereiding.

7 **Diverse penetratie-mogelijkheden**





8 **Principe monoliet oeverbeschermingsconstructie**

3.1 Typen constructies

Met colloïdaalbeton kunnen twee in principe verschillende oeverbeschermingsconstructies worden gerealiseerd, namelijk:
I. breuksteen-bestortingen vastgelegd met open of gesloten colloïdaalbeton *(fig. 7)*;
II. monoliete constructies aangelegd met open of gesloten colloïdaalbeton *(fig. 8)*.

I. Breuksteen
Om niet door stromend water en/of golfslag weggespoeld te worden moet breuksteen stabiel zijn. De stabiliteit van een oeverbescherming van bereuksteen wordt in hoge mate bepaald door de massa van de stenen. De benodigde massa van de stenen kan worden bepaald met empirische formules, waarbij golfhoogte en hellingshoek van het talud een belangrijke rol spelen. Bij veel beschermingsconstructies leidt dit al snel tot het toepassen van grote en zware breukstenen met forse holle ruimtes, waarbij goede voorzieningen moeten worden getroffen om uitspoelen van grond uit de ondergrond te voorkomen. Gaat men direct bij het ontwerp uit van een breuksteenconstructie gepenetreerd met colloïdaalbeton, dan kan de massa van de stortsteenlaag worden verminderd en volstaan worden met een lager gewicht per m^2 oever.
Voor de penetratie kunnen zowel het open als het gesloten colloïdaalbeton worden toegepast. Breuksteenbeschermingen ontwerpt men vaak als open waterdoorlatende constructies, om eventuele grondwaterdrukken zoveel mogelijk te reduceren. Een penetratie met het open type doet dit ontwerpuitgangspunt geen geweld aan. Colloïdaalbeton heeft door het al eerder beschreven plastisch gedrag een goed penetrerend vermogen.

Het hechtend vermogen van colloïdaalbeton is goed. Bij het uitvoeren van werken op de Pollendam bij Harlingen waar breuksteen is gepenetreerd met colloïdaalbeton zijn proeven uitgevoerd om het hechtgedrag te bestuderen op schoon gespoten breuksteen en op niet schoon gemaakte breuksteen. Hier heeft men ten aanzien van het hechtend vermogen geen significante verschillen geconstateerd.
Een breuksteenconstructie kunnen we op drie verschillende manieren penetreren *(zie fig. 7)*:
- patroonpenetratie;
- vol en zat-penetratie;
- bovenpenetratie ('Verklammerung').

Bij een patroonpenetratie penetreert men volgens een van tevoren vastgesteld patroon. Wanneer hierbij ca 60% van de holle ruimte tussen de breuksteen wordt gevuld mag men de sterkte van de breuksteenconstructie met een factor vijf opwaarderen. Met andere woorden een stortsteenconstructie 10-60 gedraagt zich na een patroonpenetratie met een vullingsgraad van 60% als een stortsteenconstructie 250-300. De opwaardering is sterk afhankelijk van de uitvoering. Er moet met name voor gezorgd worden dat de penetratiemortel niet alleen boven in blijft hangen. Uit praktijkproeven in zware golfslag (H_s = 8 m) is gebleken dat door de enorme krachten die brekende golven in de ruimten tussen de steenklompen veroorzaken, breuk in de steenklompen optrad. Geadviseerd wordt daarom dit type constructie niet toe te passen bij golfhoogten hoger dan 5 m.

Bij een vol en zat penetratie worden alle holle ruimten tussen de breukstenen gevuld. De opwaarderingsfactor voor het steengewicht ligt in dezelfde orde als die van de patroonpenetratie. Uit modelonderzoek is gebleken dat er relatief weinig vergroting van de stabiliteit meer optreedt bij een vulling van de holle ruimte van meer dan 50%. Er wordt van uitgegaan dat de optimale vulling ligt tussen 50 en 70%.

Bij bovenpenetratie van breuksteen wordt alleen het bovenste deel van de holle ruimte tussen de stenen gevuld. Bij ongeveer 30% vulling van de holle ruimte tussen de breukstenen mag de massa van de constructie met ca 1,5 opgewaardeerd worden.

Penetreren van stortsteen heeft als neveneffect dat het bekledingsoppervlak gladder wordt. Hierdoor neemt de kans op een grotere golfoploop toe. Een indicatie hiervoor wordt gegeven in tabel 2.

Tabel 2

Reductiefactoren van de golfoploop op taluds met verschillende typen oppervlak in vergelijking met een glad oppervlak

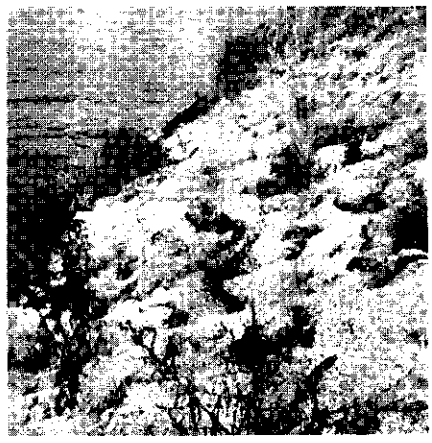
type oppervlak	golfoploop verhoudingsgetal
glad; ondoorlatend	1,0
steenbestorting	0,5 à 0,6
patroonpenetratie	0,6 à 0,7
vol-en-zat penetratie	0,6 à 0,8



9 **Uitvoering penetratie met colloïdale betonspecie op de Pollendam bij Harlingen**

II. Monoliete oeverbeschermingen
In de ons omringende landen zijn, ook in gebieden met vergelijkbare ondergrondcondities, oeverbeschermingsconstructies gerealiseerd met behulp van een doorgaande laag open colloïdaalbeton *(foto 10 en 11)*. In Nederland is dit type constructie tot nu toe slechts op kleine schaal toegepast.

Dit type bescherming heeft het karakter van een doorgaande plaatbekleding die zich gedraagt als monoliet. Door het open karakter van het materiaal, waarvan de doorlatendheid ligt in dezelfde orde als die van zand en grind, kunnen onder de bekleding geen noemenswaardige overdrukken ontstaan. Wel kunnen gronddeeltjes door het beton worden gevoerd, waardoor ontgronding zou kunnen ontstaan. Geadviseerd wordt daarom een filterconstructie onder het colloïdaalbeton aan te brengen die primair als doel heeft het uitspoelen van gronddeeltjes te voorkomen.
Aan de Rijksuniversiteit van Gent zijn proeven uitgevoerd om na te gaan hoe dit constructietype functioneert bij niet verwachte ontgrondingen en toevallig hoge belastingen. Uit dit onderzoek is het volgende geconcludeerd:
- de bekleding gedraagt zich als monolitisch geheel;
- de bekleding is zeer vervormbaar en proefplaten van ca 0,30 m vertoonden doorbuigingen van meerdere centimeters bij de helft van de breukbelasting;
- de totale breuk treedt pas op bij aanzienlijke belastingen;
- de proefplaten breken in diverse stukken die het uitgespoelde deel opnieuw opvullen.



10 Monoliet oeverbeschermingsconstructie langs de rivier 'De Nete' in België, kort na aanleg

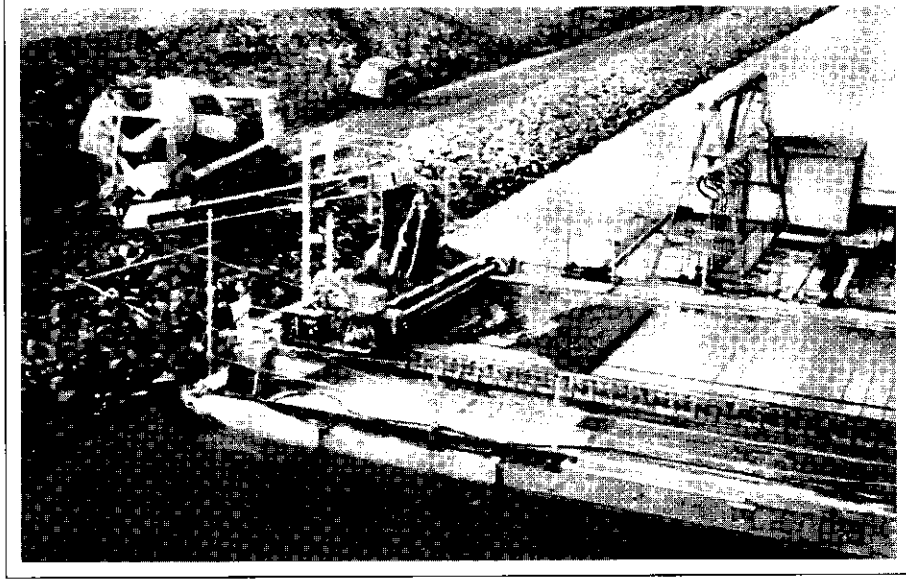


11 Dezelfde oeverbeschermingsconstructie langs de rivier 'De Nete', twee jaar na aanleg

3.2 Milieuvriendelijkheid
Door toenemende maatschappelijke druk wordt bij het ontwerpen, uitvoeren en beheren van oevers meer en meer met het omliggende milieu rekening gehouden.
Een oeverbescherming gemaakt met open colloïdaalbeton kan tegemoet komen aan de eisen en wensen inzake de milieuvriendelijkheid. Het materiaal heeft een zodanige structuur dat gronddeeltjes worden vastgehouden. Te zamen met vocht kan dan een substraat ontstaan, waarop natuurlijke vegetatie mogelijk is. Hierdoor past de constructie zich aan bij de omgeving. Het hiervoor gebruikte beton is voldoende sterk om weerstand te bieden aan de krachten die ontstaan door wortelgroei van planten.

3.3 Uitvoering
Dit type oeverbescherming is relatief eenvoudig aan te leggen. Het gebruikelijke uitvoeringsmaterieel kan hiervoor worden gebruikt. Colloïdaalbeton is behoudens het open type verpompbaar. Er is evenwel ook speciaal uitvoeringsmaterieel ontwikkeld. Foto 12 geeft een beeld van een zgn. 'Lamellenschip'. Met behulp van dit vaartuig brengt men op eenvoudige wijze onderwater beton aan, waarbij men nauwkeurig de plaats van aanbrengen kan bepalen terwijl ook de laagdikte goed beheersbaar is.

12 Lamellenschip voor het aanbrengen van colloïdale betonspecie als bodembescherming.



LITERATUUR
- *Betoniek* 6/9 'Klaar voor onderwater', VNC, oktober 1983
- Betonnen bekledingen op dijken en langs kanalen, VNC, juni 1985
- Leidraad voor de toepassing van asfalt in de waterbouw, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen
- Handboek Oeverbeschermingsconstructies Nederlandse Vereniging Kust en Oeverwerken