

526400

Betonnen bekledingen op dijken en langs kanalen

TPN

06-02

Technische Universiteit Delft
Bibliotheek Faculteit der Civiele Techniek
(Bezoekadres Stevinweg 1)
Postbus 5048
2600 GA DELFT

VNC

Vereniging Nederlandse Cementindustrie, Postbus 3011,
5203 DA 's-Hertogenbosch, Telefoon (073) 40 12 52

3060432

Inhoudsopgave

Voorwoord	I
Nederland is nooit af	II
State of the art	III
Zetwerk van betonelementen	IV
Belastingen en stabiliteit van bekledingen	V
Funderingsgrondslag en filterconstructie	VI
Teen- en overgangsconstructies	VII
Blokkenmatten	VIII
Betonnen plaatbekledingen	IX
Colloïdaalbeton in bekledingen	X
Blokkenbekleding op de Oesterdam	

Voorwoord

In het komend decennium zullen de activiteiten in de waterbouw zich verleggen. De grootschalige Deltawerken zijn immers nagenoeg gereed. Minder opzienbarend, maar evenzeer van groot belang voor onze veiligheid, zijn de vele honderden kilometers dijk langs rivieren en kanalen die moeten worden versterkt. Ook zal in de komende tijd meer aandacht worden besteed aan niet aan de kust gelegen waterbouwkundige werken. Het ontwikkelen van veilige en onderhoudsarme constructies speelt hierbij een belangrijke rol. Daarbij is het op de juiste wijze toepassen van bouwmaterialen van niet te onderschatten betekenis.

De Vereniging Nederlandse Cementindustrie (VNC) stelt zich onder meer ten doel het ontplooiën van activiteiten die een betere toepassing van cement en beton in de bouw bevorderen. VNC heeft gemeend er goed aan te doen de nu al beschikbare kennis over recente technische ontwikkelingen en geëvolueerde ontwerpmethodieken uit te dragen door middel van een studiedag die op 4 juni 1986 te Amersfoort is gehouden.

De voorliggende publikatie is een verslag van de voordrachten die deskundigen van diverse disciplines op deze studiedag hebben gehouden. Wij spreken de wens uit dat deze publikatie aan de behoefte van de Nederlandse waterbouwer zal voldoen.

Tot slot een woord van dank aan de inleiders die op spontane wijze hun medewerking hieraan hebben verleend.

Mr. C.F.A. Wolterbeek
Direkteur VNC

Nederland is nooit af

*Ir. J.M. Leenhuis-Stout,
Dijkgraaf van Schieland.*

Inleiding

Tijdens deze studiedag wordt een aantal inleidingen gehouden dat heel direct het door de initiatiefneemster, de Vereniging Nederlandse Cementindustrie, geformuleerde doel ervan: informatie-uitwisseling en kennisoverdracht, dient. Het is een goede zaak op geëigende momenten verzamelde kennis en ervaring uit te dragen naar onder meer opdrachtgevers en beheerders. Het is eveneens van belang te weten of de weg die is ingeslagen voor het verwerven van kennis en deskundigheid aansluit bij de behoeften van opdrachtgevers en beheerders. Geen wonder, denk ik dan ook, dat de organisatoren van deze dag ervoor hebben gekozen, na het eerste fluitsignaal van uw voorzitter, de aftrap te laten verrichten door iemand uit de kring van opdrachtgevers en beheerders, en dan wel speciaal uit de natte hoek: de Waterbouw.

Voorafgaand aan de meer wetenschappelijke artikelen mag u van mij een wat algemenere introductie tot het onderwerp verwachten, onder het motto 'Nederland is nooit af'.

Dit thema zal ik in het eerste deel van mijn artikel enigermate uitwerken, om dan in het tweede deel met u-kort-stil te staan bij de daarmee samenhangende behoefte bij voortdurend te blijven investeren in-natte-infrastructuur. Een onderwerp waarop, naar het lijkt, op het ogenblik een soort algehele herbezinning plaatsvindt. Tenslotte kom ik dan terecht bij de wensen van beheerders en opdrachtgevers ten aanzien van deskundigheid, onderzoek e.d. Daarbij zal ik ook het verband met de toekomstige exploitatie van werken leggen.

Ik ga er bij dit alles van uit dat ik in uw midden geen fundamentele beschouwing hoeft te houden over de organisatie van de waterstaatszorg en de plaats van deze tak van overheidszorg in het totaal van het overheidsfunctioneren.

Waar ik naar op weg ben is het signaleren van wat vragen, waarop de inleiders na mij in zekere mate een antwoord zullen geven.

Nederland is nooit af

In januari j.l. verscheen er een, in het verband van deze dag, bijzondere eerste dag-enveloppe. Bijzonder, omdat deze was voorzien van een postzegel, die herinnert aan het feit dat 300 jaar geleden het Normaal Amsterdams Peil (NAP) is vastgesteld. NAP kent twee omschrijvingen. Als eerste de gemiddelde hoogte van de dagelijkse vloed bij Amsterdam, vóór de afsluiting van het IJ. Deze omschrij-

ving houden we niet erg levend en moet veelal aan de Grote van Dale worden ontleend. Dagelijks echter gebruiken we NAP als het vlak van vergelijking voor waterstanden en terreinhoogten in Nederland.

Dat geldt niet alleen voor degenen die functioneel met peilen en water bezig zijn. Ook de burger hanteert dit begrip, bijvoorbeeld als hij buitenlanders uitlegt, dat ongeveer de helft van Nederland beneden de zeespiegel ligt. Uit de vanzelfsprekendheid waarmee dat gebeurt, blijkt dat hij wonen en werken beneden die zeespiegel, beneden NAP, met een gerust hart doet. Zelden staat hij er bij stil wat er allemaal komt kijken om hem dat rustige gevoel te geven. En dat, terwijl er zonder dagelijkse en continue aandacht voor met name de waterstaatszorg in Nederland, van ons land nauwelijks sprake zou zijn.

In het algemeen gesproken is de samenleving zich er weinig van bewust dat die aandacht voor de waterstaatszorg prealabel is om ons land elke verdere functie te laten vervullen. De zorg voor onze veiligheid tegen overstromingen, beter bekend als beheer van dijken en duinen, is daarvoor het meest primaire deel van de waterstaatszorg. Maar ook waterkwaliteits- en waterkwantiteitsbeheer zijn voorwaardescheppend om in ons land te kunnen wonen, werken en ook recreëren.

Een paar voorbeelden vanuit elke tak van waterstaatszorg hierbij ter illustratie. Op het vlak van de waterkeringszorg is dijkversterking een weerkerende activiteit. De groot-scheepse aanpassing van onze hoofdwaterkeringen, uitvloeisel van de watersnoodramp 1953, is nog volop aan de gang. Gebaseerd op de aannames uit uitgangspunten van regelingen zoals neergelegd in de Deltawet, zullen deze werken in de jaren negentig nagenoeg klaar moeten zijn.

Gedachtenontwikkelingen ten aanzien van veiligheidsfilosofieën en in rekenmethodieken, zeespiegelrijzing enz. hebben echter inmiddels de werken (gedeeltelijk) ingehaald. Nieuwe maatgevende hoogwaterstanden zijn vastgesteld en waar mogelijk wordt hiermee bij de uitvoering van waterkeringswerken rekening gehouden. Ook als de zogenaamde Deltawerken tot een eind zijn gekomen zal er periodiek aanpassing van de waterkeringen moeten blijven plaatsvinden door veranderingen in Nederland, door ontwikkelingen in technieken en zeespiegelrijzingen. Wat dat betreft verandert er niets ten opzichte van de huidige werkmethode.

Naast de hoofdwaterkeringen vragen ook boezemkaden de komende jaren veel aandacht, zoals onder andere uit het dit voorjaar gepubliceerde rapport van de werkgroep boezem-

kaden. Als streefjaar voor het gereedkomen van de verbetering van boezemkaden wordt in dat rapport 1995 genoemd. Veel belang zal daarbij door de kadebeheerder worden gehecht aan het optimaliseren van kades door bijvoorbeeld het gebruik van milieuvriendelijke en onderhoudsarme materialen. De dag van vandaag biedt op dat terrein hopelijk perspectief.

Voor wat betreft het waterkwaliteitsbeheer kan 'Nederland is nooit af' worden geïllustreerd door het verleggen van de aandacht van de beheerders van zuurstofbindende stoffen naar andere stoffen, zoals zware metalen en pcb's. Ook het onderwaterbodenvraagstuk past in dit rijtje, evenals vragen over compartimentering in en bággeren van watergangenstelsels. De laatste twee punten hebben dan tevens een invalshoek vanuit het waterkwaliteitsbeheer.

Het waterkwaliteitsbeheer dat steeds gedifferentiërder en fijnmaziger wordt. In het peilbeheer komt dit het best naar voren, zeker waar het bodemgebruik zich wijzigt.

In het algemeen kan worden gesteld dat de waterhuishouding – kwaliteits- en kwantiteitsbeheer – tezamen steeds wordt geoptimaliseerd, om niet te zeggen geperfectioneerd. Alleen, op het moment dat perfectie nabij is, worden er andere en/of nieuwe eisen aan de waterstaatszorg gesteld, zijn er nieuwe technieken en rekensystemen. Kortom, waterstaatszorg is een dynamische activiteit. Nieuwe waterstaatkundige voorzieningen zullen steeds moeten worden getroffen en het dagelijks beheer zal veelal worden aangepast. Zo wordt Nederland al eeuwen in stand gehouden – naar de eisen die de tijd eraan stelt – dat zal ook zo blijven, want Nederland is nooit af.

Investeren in infrastructuur

Een tijd lang heeft het accent van de waterstaatszorg ogenschijnlijk gelegen op grootschalige projecten, zoals de Deltawerken en wel in het bijzonder de stormvloedkering in de Oosterschelde. En wij zijn nu zelfs zover dat in de Nota de waterhuishouding van Nederland wordt betoogd dat aan de waterstaatkundige hoofdinfrastructuur, het hoofdsysteem, geen werken meer behoeven te worden uitgevoerd. Ik ding hierop niet af, evenmin op het belang van de Deltawerken. Over de faam die Nederland ermee heeft verworven in het buitenland verheug ik mij vanzelfsprekend. Niettemin durf ik hier de stelling te verdedigen dat het feitelijk de meer kleinschalige, dagelijkse zorg voor de waterstaat is, waaraan ons land zijn (voort)bestaan dankt. Het wordt tijd dat deze waterstaatszorg op lokaal en regionaal niveau eens uit de schaduw treedt. Aandacht voor de in dat kader uitgevoerde en uit te voeren werken (investeringen) alsmede voor het beheer en onderhoud ervan (exploitatie) is meer dan gerechtvaardigd. Overigens maakt ook de Nota waterhuishouding er melding van dat regionaal en lokaal op het vlak van de waterstaatszorg nog van alles staat te gebeuren.

Ik mis daarbij echter de erkenning van de betekenis van de locale en regionale waterstaatszorg voor het (voort)bestaan van ons land. Ook ontbreekt een beschouwing over het feit dat aanpassingen in de waterstaatszorg op lokaal en

regionaal niveau, hun repercussies op het hoofdsysteem kunnen hebben. Veranderingen in de hoofdinfrastructuur, zowel in de investerings- als de exploitatiesfeer, zullen dan nodig kunnen zijn. Nederland is immers nooit af.

Onder degenen die dagelijks en continu aandacht voor de waterstaat van Nederland op lokaal en regionaal niveau hebben, nemen de waterschappen een zeer belangrijke plaats in. Jaarlijks wordt er door de waterschappen voor ruim f 600 miljoen gulden geïnvesteerd, zowel in nieuwe als in onderhoudswerken. Vijfennegentig procent hiervan wordt besteed aan (natte) infrastructuur; toch ook nog meer dan f 600 miljoen.

In tegenstelling tot bijvoorbeeld rijk, provincies en gemeenten staat bij de waterschappen het absolute investeringsniveau veel minder onder conjuncturele druk. Hiervoor is een aantal verklaringen te geven. De eerste is gelegen in de aard van de werken. Zoals ik hiervoor al heb uiteengezet is de verzorging van onze waterstaat van buitengewoon belang voor ons land. Bij voortdurend moeten we daarmee bezig zijn en blijven; de aandacht mag niet verflauwen en op nieuwe eisen wordt ingespeeld. Het is ook om die reden dat we in Nederland waterschappen hebben. Lagere publiekrechtelijke lichamen, zoals gemeenten en provincies, maar met een functioneel karakter. Hun enige taak is de waterstaatszorg en aan dat belang worden bestedingen getoetst. Afwegingen van andere aard behoeven niet plaats te vinden.

Ten tweede is de financieringssystematiek een reden voor stabiel blijven en zelfs stijgen van het investeringsniveau. Waterschappen zijn voor wat betreft hun inkomsten niet of nauwelijks afhankelijk van andere overheden. Zij hebben hun eigen belastinginkomen. Het zijn de belanghebbenden – in het bestuur – die toetsen of de waarborg van de waterstaat van ons land financieel kan worden verzekerd. Over het ook bij waterschappen weleens gesignaleerde fenomeen van de onderuitputting, maak ik me niet zoveel zorgen.

Voor zover er al sprake is van reservevorming, kan dat het gevolg zijn van door externe oorzaken vertraagde uitvoering van werken. Dat die werken zullen worden geëffectueerd staat echter nimmer ter discussie. Veelal echter zal enige reservevorming bewust beleid zijn om discontinuïteit in belastingtarieven te voorkomen en om een bepaalde mate van investeringen te kunnen garanderen.

Een derde oorzaak voor de stabiliteit van het investeringsniveau is wellicht gelegen in de scherpere prijsstelling bij aanbestedingen in de laatste tijd. Zonder dat ik daarvoor concrete aanwijzingen heb, zou het zo kunnen zijn dat de omvang van de werken is toegenomen, terwijl de kosten dezelfde zijn gebleven. Hoe het ook zij, voor zover we er niet al van mogen uitgaan zullen we er naar moeten streven dat op regionaal en lokaal niveau de investeringen in nieuwe en onderhoudswerken in de natte-infrastructuur weinig schommelingen zullen kennen.

Wensen beheerders

Hiervoor ben ik ingegaan op de voortdurende aandacht die Nederland in Waterstaatkundig opzicht vraagt en waarmee

niet valt te marchanderen. Ook heb ik gewezen op de financierings-systematiek die de regionale en lokale Waterstaatszorg kenmerkt, die deze minder conjunctuur-gevoelig maakt dan sommige andere takken van overheidszorg en die door de belanghebbenden wordt gedragen. Zij weten immers waaraan zij hun geld uitgeven!

Toch is het niet zo, dat regionale en lokale beheerders hun taak tegen elke prijs kunnen en willen uitoefenen. In de eerste plaats is daar de grens die aan de hoogte van belastingtarieven en aan het tariefsverloop moet worden gesteld. In een tijd waarin discussies over woonlasten dagelijkse praktijk zijn geworden, zullen verantwoordelijke bestuursorganen eerder geneigd zijn tarieven gelijk te houden of zelfs te verlagen, dan deze te verhogen. Niettemin moet de staat der werken zijn gewaarborgd en zal in het algemeen steeds worden gestreefd naar de laagste maatschappelijke kosten om de waterstaatszorg te effectueren. Daarbij teken ik tegen de achtergrond van het motto 'Nederland is nooit af' aan dat voor waterschappen het aanleggen van nieuwe werken even belangrijk is als het beheren en onderhouden ervan. Dit wordt ook bevestigd door onderzoek dat DHV Raadgevend Ingenieursbureau B.V. onder de titel 'onderhoud aan infrastructuur' in opdracht van het Ministerie van VROM heeft gedaan. Uit dit onderzoek blijkt dat de onderhoudstoestand in de infrastructuurgroepen waterkering, waterkwantiteit en waterkwaliteit in het algemeen goed is. Een inhaalmanoeuvre, zoals volgens het onderzoek bijvoorbeeld voor rioleringen gewenst zou zijn, is voor de waterstaatszorg niet aan de orde en behoort – gezien de betekenis ervan – ook niet aan de orde te zijn.

De wijze van aanpak door de waterschappen impliceert dat een investering tegen de laagst mogelijke kosten moet plaatsvinden en dat de exploitatielasten zeer goed moeten kunnen worden beheerst. In feite moet bij het doen van nieuwe investeringen, het oog al kunnen worden gehouden op de toekomstige exploitatie-mogelijkheden. Ontwerpen voor werken in de investeringsfeer zullen mijns inziens dan ook steeds uitsluitend moeten geven over de beheers- en onderhoudsconsequenties. Op die manier kan bijvoorbeeld duidelijk worden of een grotere investering nú, op termijn financiële voordelen oplevert.

Daarnaast zullen de werken op zich doelmatig, zonder franje moeten kunnen worden uitgevoerd. Het werk zelf dient doelmatig te zijn. Ook de totstandbrenging ervan zal efficiënt moeten kunnen plaatsvinden. Overigens ligt hier niet alleen een taak voor aannemingsbedrijven en producenten. De adviesbureaus zullen hierbij eveneens een rol moeten spelen.

De beheerders hebben voor wat betreft de exploitatie niet alleen behoefte aan afwegingsmogelijkheden in het ontwerpstadium. Zij zijn ook gebaat bij een op zichzelf zo efficiënt mogelijk beheer en onderhoud. Dit kan samenhangen met de gekozen constructie, bijvoorbeeld onderhoudsarm, maar zal daarnaast in de wijze van uitvoeren van beheer en onderhoud moeten worden gezocht. De beheerders/opdrachtgevers wachten uw suggesties gaarne af.

Innoverend en creatief denken zijn van wezenlijk belang om ons land te laten (voort)bestaan. Nederland is nooit af.



Inleiding

Met de opkomst van het gewapend beton is het 'cement-beton' na omstreeks 1905 ook gebruikt als bekleding van dijken, oevers, dammen e.d. en als onderwater verdediging.

De bekledingen werden zowel uitgevoerd in ter plaatse gestort- als geprefabriceerd beton. Zetwerk vond plaats met de hand. Inmiddels hebben cementbetonnen bekledingen allerlei ontwikkelingen doorgemaakt die er in hoofdzaak op gericht waren de beschermende werking tegen erosie van de 'ondergrond' te verbeteren, de stabiliteit te verhogen, de golfoploop te reduceren en het mechanisch aanbrengen te bevorderen.

Het structurele ontwerp en de dimensionering beruiste aanvankelijk op ervaring. Vooral het laatste decennium is mede op grond van gecombineerd hydraulisch- en grondmechanisch onderzoek meer inzicht verkregen in belasting- en sterkte-aspecten.

Het ontwerp is daardoor meer en meer komen te steunen op technisch-wetenschappelijke grondslag. Ook de uitvoeringstechniek met het daarbij gebruikte materieel heeft zich verder ontwikkeld.

Nieuwe materialen zoals kunststoffen (geotextielen e.d.) met name als filter- of verbindend onderdeel van de bekleding, spelen een belangrijke rol in de moderne bekledingen.

Tenslotte wordt genoemd de mogelijkheden die het zogenaamde colloïdaal beton voor toepassing in bekledingen biedt.

Systeem de Muralt

Baanbrekend werk op het gebied van het gebruik van cement-beton als bekleding is verricht door Ir. Jhr. R.R.L. de Muralt, destijds ingenieur van het Waterschap Schouwen. Zijn ontwikkelingen staan bekend als het 'Systeem de Muralt' bestaande uit:

- 'spijkerglooiing' (fig. 1);
- 'trapjesglooiing' (fig. 2).

Deze bekledingen zijn uitsluitend toegepast op dijken en oevers welke geheel met klei waren opgebouwd.

De spijkerglooiing bestaat uit twee typen vlakke betonblokken met hoofdafmetingen: $0,40 \times 0,40 \times (0,06 \text{ à } 0,08) \text{ m}^3$ voorzien van in elkaar passende sponningen (fig. 1). De blokken werden via de zogenaamde 'spijkerblokken' met gewapend-betonnen staven (spijkers) op het talud verankerd. De onderdelen van deze bekleding zijn geprefabriceerd.



Figuur 1 Spijkerglooiing.

De 'trapjesglooiing' (fig. 2) wordt gevormd door beton-platen $1,80 \times (2,40 \text{ à } 2,75) \times (0,075 \text{ à } 0,125) \text{ m}^3$ met vlakke onderzijden, direct aansluitend op de ondergrond van klei. Het bovenzijde heeft een trapvorm om golfoploop te beperken. Deze platen worden onderling en langs de randen neergedrukt door T- en L-vormige balken. Het geheel bestaat uit gewapend beton dat in het werk is aangebracht.

Beide typen bekledingen hebben matig voldaan. Onder de platen ontstonden ruimten door ongelijke zettingen van de ondergrond en gravende dieren. Bij de zogenaamde trapjesglooiing ontstonden naden tussen balken en platen, waardoor ook waterbeweging onder de platen kon optreden. Toch is gebleken dat deze bekledingen ongeveer een halve eeuw hun functie hebben vervuld.

Men kan zich afvragen welke aanknopingspunten er bestaan met betrekking tot beide door De Muralt ontwikkelde glooiingstypen. Biedt de spijkerglooiing mogelijkheden voor een moderne betonblokkenbekleding met toepassing van kunststof voor de ankers? De trapjesglooiing moet worden gezien als plaatbekleding.



Figuur 2 Muraltglooiing.

De ontwikkeling hiervan heeft in Nederland nauwelijks plaatsgevonden. Het verdient sterke aanbeveling de kennis hiervan op peil te brengen en waar nodig verder uit te diepen. Dit type bekleding leent zich onder meer voor gemechaniseerde aanleg direct op taluds en bodems. Machines hiervoor zijn ontwikkeld en op de markt verkrijgbaar.

Tenslotte wordt nog de ontwikkeling van een gewapend-betonnen 'mat' door De Muralt vermeld (fig. 3). Deze matten waren samengesteld uit onderling verbonden vlakke platen van $1,00 \times 1,00 \times 0,12 \text{ m}^3$ en dienden voor bekleding van zandige onderwatertaluds e. d. Ze werden van de bouwplaats getransporteerd hangend onder een ponton en voorzien van lieren op de bestemde plaats neergelaten. Dit systeem kon geen succes worden. Immers het te beschermen zand erodeerde via naden tussen de platen. Bovendien kwam in bepaalde gevallen de mat niet in zijn geheel op het talud te rusten (opstaande plaatsecties). In dit kader moeten de thans toegepaste (geprefabriceerde) blokkenmatten (blokken vastgehecht aan nylondoek) worden gezien als een afdoende oplossing.

Recentere ontwikkelingen

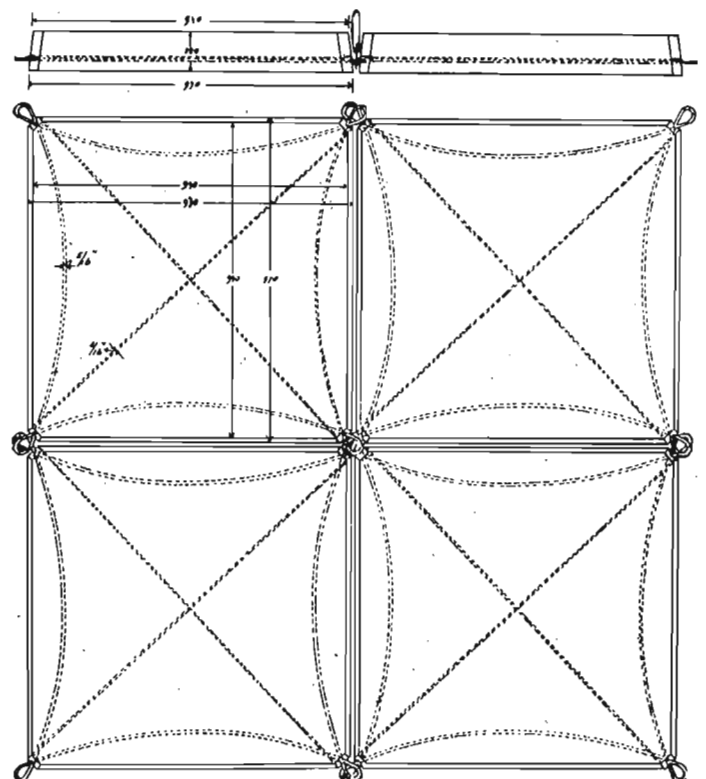
Na de periode 'De Muralt' hebben de verdere en recente

ontwikkelingen in hoofdzaak betrekking op:

- systemen die erop gericht zijn om meer elementen te laten samenwerken om de stabiliteit te verzorgen:
 - a. door de elementen in elkaar te laten grijpen;
 - b. door meer wrijving te mobiliseren, bijvoorbeeld het vullen van voegen met gebroken materiaal;
 - c. het onderling verbinden van elementen door kabels;
 - d. het bevestigen van elementen op nylondoek, welke als mat worden verwerkt zowel boven als onder de waterspiegel;
- maatregelen om erosie van de ondergrond (zand) te voorkomen onder meer door toepassing van granulaire en kunststof-filters;
- conditioneren van de fundatie-ondergrond van de bekledingsconstructie;
- het aanbrengen van een reliëf aan het oppervlak om golfploop te reduceren. Voorbeelden zijn de trapjesglooiing (systeem de Muralt en Leendertse) en verzonken ruimten (systeem Haringman);
- het volgen van ongelijke zettingen van de onder(filter)-lagen en de fundatie (ondergrond);
- het beperken van schade-omvang als één of meer elementen uit de bekleding verdwijnen;
- de teenconstructie en overgangen tussen verschillende glooiingen;
- de kennis van belastingen, sterktefacetten en bezwijk-mechanismen.

De hierna komende inleidingen gaan hierop nader in.

Figuur 3 Betonmatten de Muralt.



Komende ontwikkelingen

Het ontwerp en de dimensionering van bekledingsconstructies zal geheel op technisch-wetenschappelijke grondslag moeten worden gebracht. Kennis van belastingen, sterkte-eigenschappen en bezwijkmechanismen dient te worden uitgediept.

Het deterministisch ontwerpen zal geleidelijk over moeten gaan in de probabilistische aanpak. Dit betekent dat belastingen, bedreigingen en sterkten als stochastische grootheden in rekening worden gebracht en wel zodanig dat een vooraf gedefinieerde (kleine) bezwijkkans van de bekledingsconstructie wordt bereikt.

Hieraan gekoppeld dient kwaliteitsborging van het ontwerp en de uitvoering te worden ingevoerd. Dit houdt onder meer in dat uitvoeringsprocessen zullen moeten worden verbeterd opdat gewaarborgd wordt dat het uitgevoerde werk aan de ontwerpspecificaties voldoet. Deze kwaliteitsborging dient zich ook uit te strekken tot het hierna te noemen beheer en onderhoud.

Het onderhoud en beheer dient bij het ontwerpproces volledig te worden betrokken. In feite dient het ontwerp behalve de uitvoering ook het onderhoud en het beheer in te sluiten.

Tot het onderhoud en het beheer behoort een goed monitorsysteem. Dit betreft niet alleen visuele inspecties en geodetische metingen van het oppervlak doch ook gegevens verkregen via instrumenten aangebracht in de constructie en van niet destructieve detectiemethoden. Al deze facetten moeten ertoe leiden dat bekledingsconstructies worden gerealiseerd die aan alle eisen voldoen tegen de minste initiële onderhoudskosten.

Het spreekt vanzelf dat het verbeteren van betonbekledingsconstructies, dat wil zeggen de eigenlijke bekleding met eventuele tussenlaag(lagen) en de fundatie (grondslag), met vindingrijkheid dient te worden voortgezet c.q. geïntensiveerd. Dit sluit tevens in teenconstructies en overgangen van verschillende bekledingen.

Met betrekking tot aanbevelingen van plaatbekledingen en 'verankerde' blokken is reeds eerder de aandacht gevestigd. Bijzondere aandacht wordt nog gevraagd voor de bekleding in de zone van aanzienlijke golfoploop. Een te ontwikkelen bekleding met voldoende bergend (water)vermogen kan bij zeedijken leiden tot lagere kosten van de dijk en landschappelijk een aantrekkelijker (lagere kruinhoogte) oplossing bieden.

Besluit

Tot nu toe zijn goede resultaten bereikt met het ontwerp en de uitvoering van cement-beton bekledingen. De weg voor de verdere ontwikkelingen als hiervoor geschetst, ligt open. Hiertoe is samenwerking tussen beheerders, industrie, overheid, instituten en wetenschap noodzakelijk. Gaarne vertrouw ik op Uw bijzondere medewerking en inventiviteit.

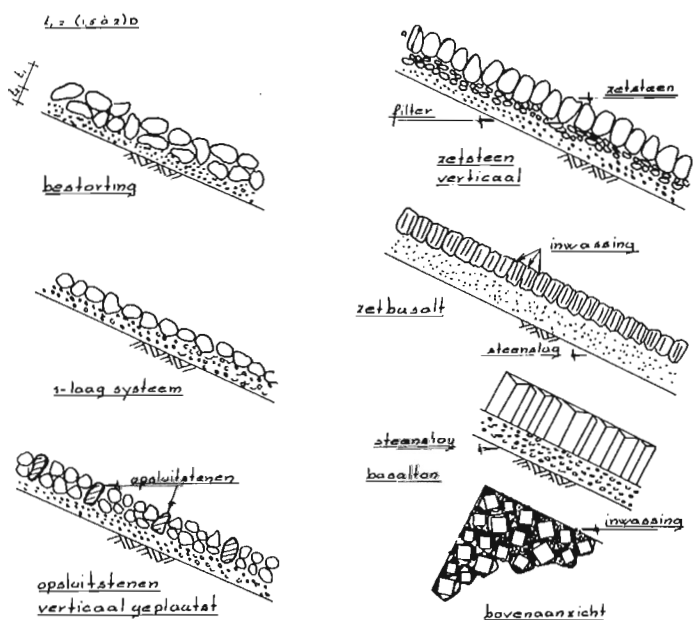
Zetwerk van beton- elementen

Ir. K.W. Pilarczyk, Dienst Weg-
en Waterbouwkunde Rijkswater-
staat



Inleiding

Natuursteenetzungen behoren tot de oudste typen talud-
bekledingen. Een betonnen zetsteen moet worden gezien
als een noodzakelijke maatschappelijke ontwikkeling,
waarbij de duur en/of schaars geworden natuursteen
vervangen is door betonelementen. De historische
ontwikkeling van stortsteen, via gezette natuursteen tot
blokkenglooiing is in figuur 1 geïllustreerd.



Figuur 1 Van stortsteen tot steenzetting.

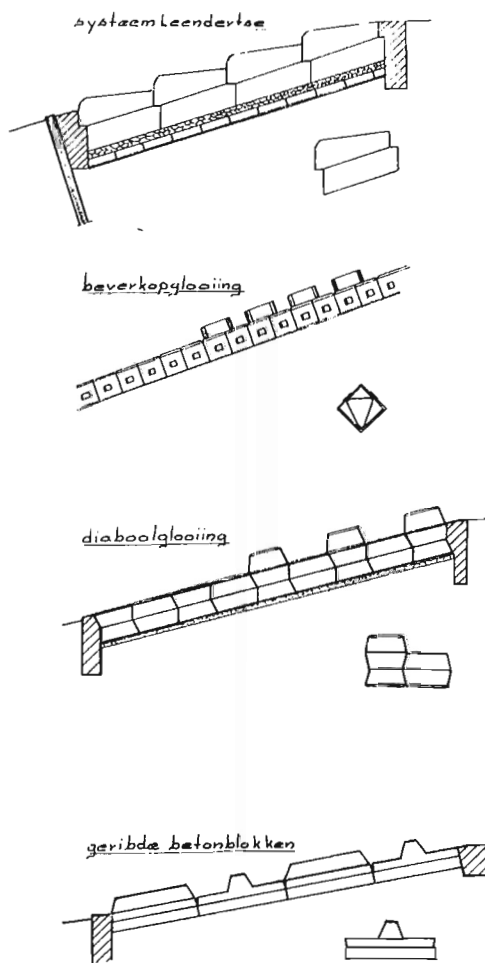
Betonelementen

In het begin van deze eeuw is men begonnen met het
toepassen van beton voor het versterken en beschermen
van zeekeringen. De betonnen elementen werden toen
vaak nog ter plaatse op het werk vervaardigd. Na de
tweede wereldoorlog heeft beton een vaste plaats in dijk-,
dam- en oeverbekledingen verworven.
Interessante, en meest innoverende ontwikkelingen op het-
gebied van de vormgeving van de betonnen elementen
hebben zich tot begin van de jaren zestig voorgedaan (fig.
2). De verschillende golfoploop-remmende betonblokken
werden toen ontwikkeld. De in die tijd op de markt geweest
zijnde systemen met allerlei geraffineerde vormen van
interlock en uitsteeksels zijn grotendeels om verschillende
(meestal economische) redenen verdwenen. Vele blokken-
typen zijn ook verdwenen, omdat meestal zeer sterke
toplaag-systemen zijn ontwikkeld, terwijl aan overige
constructie-onderdelen zoals onderlagen en ondergrond te
weinig aandacht is besteed. Hierdoor is schade ontstaan,
waardoor deze systemen een slechte naam hebben

gekregen. De ervaring wijst uit dat de sterkte afhangt van
de zwakste schakel.

Tot in de jaren zestig is het zetten van de blokken praktisch
uitsluitend met de hand uitgevoerd. Met de toenemende
omvang van de uit te voeren werken is gezocht naar een
snellere en machinale verwerkingsmethode. Het proces
van machinaal plaatsen heeft zich in de jaren zeventig
doorgezet.

In deze jaren is ook de inventiviteit van de blokkenprodu-
centen weer ontwaakt, welke ontwikkeling zich in de jaren
tachtig heeft voortgezet. Zowel nieuwe typen blokken als
nieuwe blokken systemen (matten) zijn op de markt
verschenen. Ook is het kunststofdoek ter vervanging van
de granulaire filters geïntroduceerd.



Figuur 2 Diverse typen betonblokglooiingen.

Onderzoek

De af en toe onaangename ervaringen, waarbij de oorzaak duidelijk te wijten was aan de slechte samenstelling (keuze doek en doorlatendheid van de onderlagen, erosie ondergrond, onvoldoende verdichting enz.), heeft geleid tot de noodzaak van de aanpak van de totale stabiliteit, met inbegrip van onderlagen en ondergrond.

De werking van de steenzettingen als een geheel was nog niet duidelijk. De eerste verkennende onderzoeken in Nederland naar de werking van de betonnen bekledingen leken veelbelovend. Naarmate het onderzoek (grotendeels gebaseerd op de kleinschalige proeven) vorderde en de resultaten werden vergeleken met de buitenlandse resultaten, bleek echter dat in plaats van meer duidelijkheid steeds meer verwarring ontstond. Dit was voornamelijk te danken aan het ontbreken van schaalregels. Door de grote spreiding waren resultaten onbruikbaar voor de praktische toepassingen.

In 1980 is een onderzoek ingesteld naar de stabiliteit van de betonnen bekledingen. Bij dit onderzoek werd voor het eerst gebruik gemaakt van de toen net gereed gekomen Delta-goot van het Waterloopkundig Laboratorium de Voorst.

Beproefd werden rechthoekige blokken, met de verschillende doorlatendheid van de toplaag, zowel direct op klei als op mijnsteen met een uitvullaag van grind.

De resultaten hiervan zijn in de leidraad Cementbetonnen dijkbekledingen opgenomen.

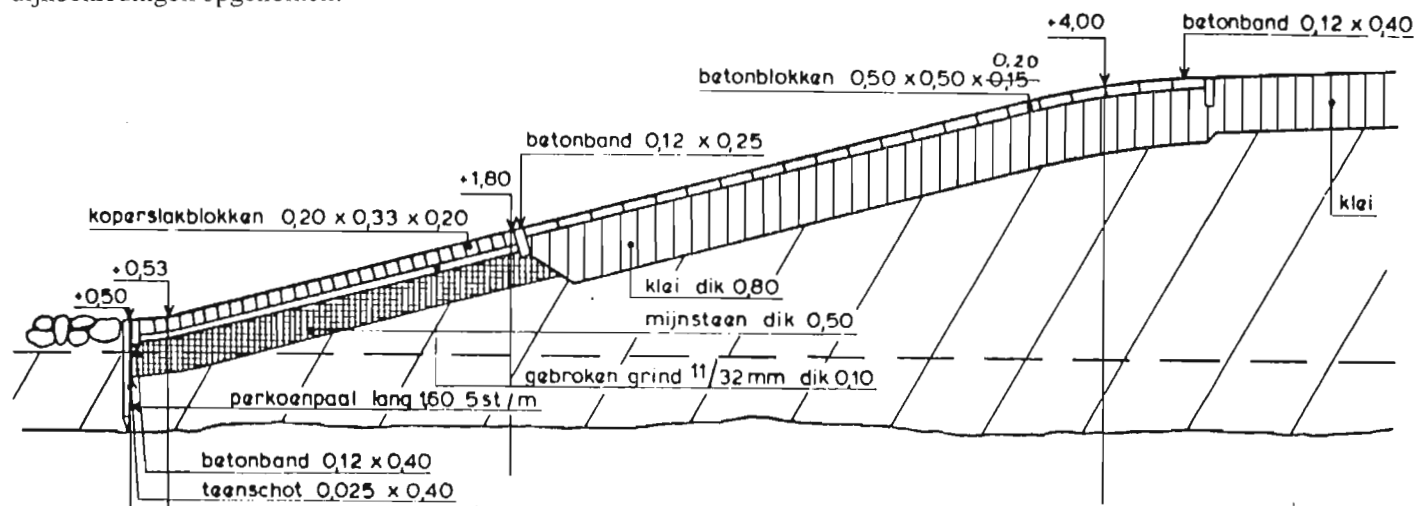
vormden de productgerichte onderzoeken, die in samenwerking met de producenten tot stand zijn gekomen.

Tot nu toe zijn slechts ontwikkelingen ten aanzien van dijkbekledingen aangegeven. In de jaren zeventig zijn betonelementen ook gebruikt voor bekledingen in scheepvaarkanalen, waterlopen en estuaria. Dit was hoofdzakelijk te danken aan de introductie van de blokkenmatten. De kennis van dimensioneren met blokkenmatten voor scheepvaartkanalen is grotendeels in Nederland opgebouwd, met het gevolg dat zowel Rijkswaterstaat als de Instituten (WL en LGM) veelvuldig benaderd worden door het buitenland.

De bestaande kennis hiervoor wordt momenteel gebundeld in het kader van de werkzaamheden van de PIANC-werkgroep no. 4 'Flexible Armoured Revetments incorporating Geotextiles'.

Te stellen eisen aan bekledingen

De doelstelling van bekledingsconstructies is het beschermen van een dijklichaam (fig. 3), met als uitgangspunt dat technische en economische verantwoorde constructies ontstaan, die leiden tot de volgende globale ontwerpeisen:



afmetingen in m
hoogten ten opzichte van NAP

Figuur 3 Dijkbekleding.

In het kader van het ontwerp van de Oesterdam is gestart met het systematisch onderzoeken van de stabiliteit van steenzettingen. Er zijn verschillende studies, inclusief klein- en grootschalige proeven, verricht en deze hebben ons meer inzicht gegeven in de werking van de totale constructie. Een belangrijk onderdeel hiervan was het ontwikkelen van het mathematisch model STEENZET, waarin alle belangrijke componenten van taludbekleding zijn meegenomen.

Een belangrijke aanvulling op het systematisch onderzoek

Functionele eisen

- I Sterkte:
 - bekleding moet bestand zijn tegen externe belastingen (golven, stromingen enz.) en interne belastingen (wateroverdrukken, grondwaterstroming);
 - gebruikte materialen moeten bestand zijn tegen belastingen door transport, aanleg en overige relevante belastingen;
 - bekleding moet stabiel zijn;
 - bekleding moet (soms) zand/slibdicht zijn.

II Flexibiliteit:

- bekleding (bekledingselementen) moet, tot op zekere hoogte, zettingen en ontgrondigen kunnen volgen (indien bewust of onbewust aan eis van interne sterkte niet is voldaan).

III Duurzaamheid:

- totale constructie en dus ook onderdelen daarvan (toplaag, blokken, geotextiel, ev. kabels of pennen enz.) moeten aan de gestelde levensduur voldoen.

IV Bijzondere eisen:

- extra maatregelen met betrekking tot reductie golfoploop, golfoverslag, hergebruik, onderhoudsweg, landschappelijke eisen enz.

Uitvoeringseisen

- bekleding moet gemaakt kunnen worden;
- liefst snelle en eenvoudige aanleg, bij voorkeur machinaal;
- grondlichaam moet voldoende geprepareerd kunnen worden;
- eenvoudige maatvoering, vooral bij niet-recente dijkvakken;
- kwaliteitsborging.

Beheers- en onderhoudseisen

- bestendig tegen meest voorkomende beschadigingen;
- snel en eenvoudig herstel;
- snelle schade-detectie/bewaking;
- hergebruik van materialen.

Kosten

- optimalisatie tussen de aanleg- en de onderhoudskosten.

Sommige van deze eisen zijn in strijd met elkaar. In de praktijk zal een zo goed mogelijk compromis moeten worden nagestreefd.

Betontechnologische aspecten

Tijdens het gebruik als dijkbekleding kan beton in kwaliteit achteruitgaan. De oorzaken hiervan kunnen van mechanische, biologische, fysische of chemische aard zijn. Mechanische aantasting van beton ontstaat door te hoge belasting of in dit geval hoofdzakelijk door de schurende werking van zand en water. Biologische invloeden komen voor in de vorm van begroeiing door algen, (water)planten en andere organismen. De beaanbaarheid of esthetische normen kunnen hierdoor worden aangetast, maar schade aan de betonhuid treedt hierdoor niet op. Als fysische oorzaken van aantasting kunnen sterke temperatuurwisselingen en vorst worden genoemd. Chemische aantasting kan optreden zowel door oppervlaktewater, zeewater, regenwater als door gezuiverd water. Corrosie van in of aan beton aanwezig staal werkt door volumevergroting destructief en moet, evenals alle andere vormen van schade aan beton, worden voorkomen. Bij de keuze van de grondstoffen voor de onderdelen van een constructie spelen

verwerkbaarheid van de betonspecie alsmede economische aspecten een belangrijke rol.

Uit het voorgaande is duidelijk dat ook betonconstructies niet het 'eeuwige leven' kunnen hebben. De mate van aantasting kan echter sterk worden beïnvloed door de betonsamenstelling en de wijze van verwerken en nabehandelen. Bij het toepassen van gewapend beton worden in de normen duidelijke richtlijnen gegeven. Hierbij moet worden aangetekend dat bij het toepassen van beton als bekleding op dijken meestal geen wapening wordt toegepast.

Eisen en voorschriften

Het fabriceren en toepassen van beton is gebonden aan een aantal voorschriften. Tenzij anders wordt aangegeven, moet het beton, waarvan het product wordt gemaakt, evenals het product zelf, voldoen aan de in deze voorschriften gestelde eisen.

Beton gebruikt in dijkbekledingen moet, om schade door mechanische, fysische of chemische invloeden te beperken, ten minste voldoen aan een in de betonvoorschriften gedefinieerde kwaliteit B 30. Wanneer de sterkte tijdens het transport van belang is, kunnen grotere sterkten worden geëist.

Om beter bestand te zijn tegen chemische invloeden, moet het cement naast een verhoogde sulfaatbestendigheid een laag gehalte aan vrije kalk bezitten. De cementsoort die hieraan voldoet, is hoogovencement en deze verdient hierom de voorkeur.

De in het beton gebruikte toeslagmaterialen moeten voldoen aan de desbetreffende productnormen.

Indien wapening in het beton aanwezig is, moet – uitgaande van een agressief milieu – voldoende betondekking worden aangehouden.

Een zorgvuldige verdichting en nabehandeling van het beton zijn van belang voor het verkrijgen van een dicht oppervlak. Tenminste een week moet het beton tegen uitdrogen worden beschermd.

Vormgeving van bekledingen

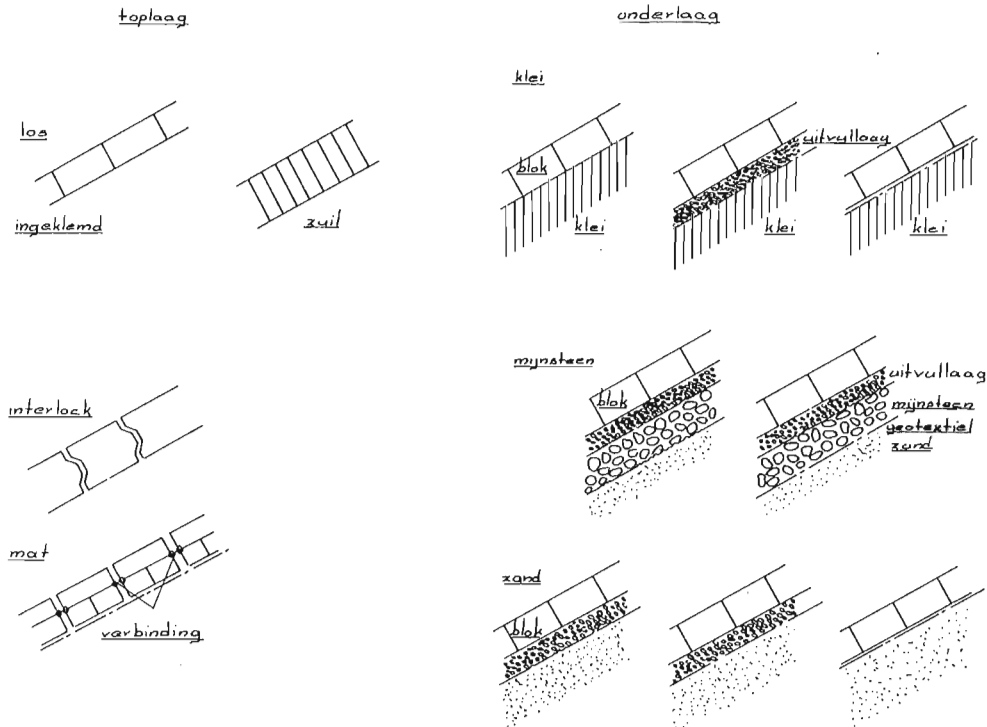
Voor het indelen van de diverse betonnen bekledingen (fig. 4) kan men vele invalshoeken kiezen. Een aantal mogelijke indelingen is hieronder weergegeven.

I Naar de vorm van de elementen:

- blok- en zuilvormige elementen;
- plaatvormige elementen;
- doorgaande platen.

II Naar het type van onderling verband:

- koud tegen elkaar in verschillende banden;
- met spleten voor inwassen of stoppen;
- met in elkaar hakende delen (bijv. overlappingsen en/of profileringen);
- met kunstmatige binders (bijv. lussen, nagels, kabels).



Figuur 4 Enkele constructietypen.

III Naar de mate van doorlatendheid toplaag:

- gesloten of nagenoeg gesloten;
- open: geconcentreerd open;
- open: verspreid open.

IV Naar het type ondergrond en tussenlaag en de mate van doorlatendheid:

- zand en geotextiel;
- zand en granulair filter;
- zand, mijnsteen en grind of gebroken steenlaag;
- zand, geotextiel en steenlaag;
- zand en klei;
- klei, vlijlaag (klinkers) en puin;
- klei en geotextiel;
- klei en granulaire filter;
- klei, mijnsteen en grind of gebroken steenlaag;
- klei, geotextiel en steenslag.
(N.B.: steenslag = gebroken steen, slakken, silex enz.)

V Naar ervaringsniveau en/of abstractieniveau:

- oude typen/systemen (veel ervaring) en/of nieuwe systemen waarmee ervaring is opgedaan (basaltglooiing – basaltonglooiing);
- nieuwe systemen: combinatie van geprefabriceerde betonmatten met kunststofdragers en/of kabels;
- nieuwe systemen: min of meer holle blokken (onder andere voor golfbrekers).

VI Als nevenindeling kan verder worden genoemd:

- machinale verwerking wel of niet mogelijk;
- gewapend of ongewapend beton;
- in het werk gestort beton of prefabbeton;
- verwerking alleen boven water of onder en boven water mogelijk.

Keuze bekledingstypen

Uit de indeling blijkt dat er vele combinaties mogelijk zijn. Dit maakt de keuze niet eenvoudig. Bovendien, de keuze van de hoofdconstructie heeft ook gevolgen voor de overgangen en opsluitingen.

Bij de keuze uit diverse, in een bepaalde situatie mogelijke alternatieven, zullen aan de hand van de gestelde eisen beoordelingscriteria moeten worden geformuleerd (functionele, technische en financiële). Omdat de diverse criteria niet allemaal even duidelijk zijn en een even zware rol spelen bij de uiteindelijke keuze, kunnen de subjectieve ervaringen en/of vooroordelen doorslaggevend zijn. Om dit subjectieve aspect zoveel mogelijk uit te sluiten is een keuze in groepsverband aan te bevelen. Hierbij kunnen aan de verschillende aspecten weegfactoren worden gegeven, waardoor de keuze meer objectief is.

Constructieve vormgeving

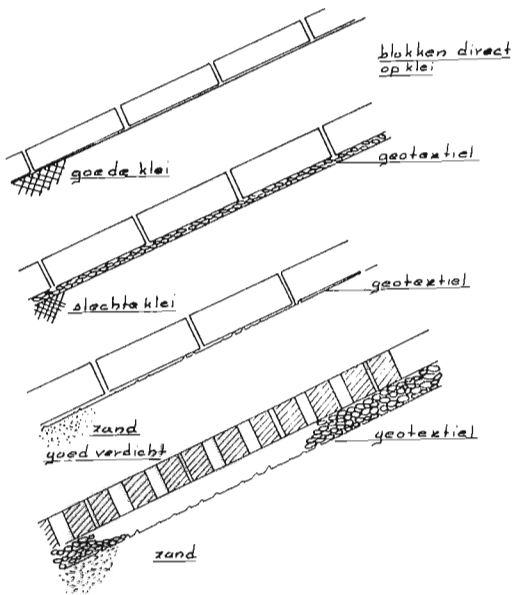
De vormgeving van de dijk is een belangrijke randvoorwaarde voor het ontwerp van een bekleding. Dit kan de verdeling van de golfkrachten op een dijk beïnvloeden. Ook kan dit de ontwerprijheid beperken. De keuze wel of geen berm kan grote invloed hebben op de keuze van de bovenopsluitingsconstructie. Wel of geen hoog voorland kan bepalend zijn voor het niveau van het doortrekken van steenzettingen en het type van benedenopsluiting en/of teenconstructie (fig. 3).

Conclusie: het ontwerp van een taludbekleding moet als een integraal deel van het totale dijkontwerp worden gezien. De bekleding moet gemaakt (uitgevoerd) en onderhouden kunnen worden. Beide aspecten moeten in de ontwerpfase worden meegenomen.

Principe keuze steen/blokkenbekledingen

- I stabiliteit toplaag sterk afhankelijk van type en samenstelling van onderlagen en moet zodanig als een geheel beschouwd worden.
- II instabiliteit (erosie) van onderlagen en/of ondergrond kan leiden tot het bezwijken van een toplaag.
- III afstemming van doorlatendheden van 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 (fig. 5).



Figuur 5 Principe samenstelling bekledingsconstructie.

Stabiliteitscriteria (black box benadering)

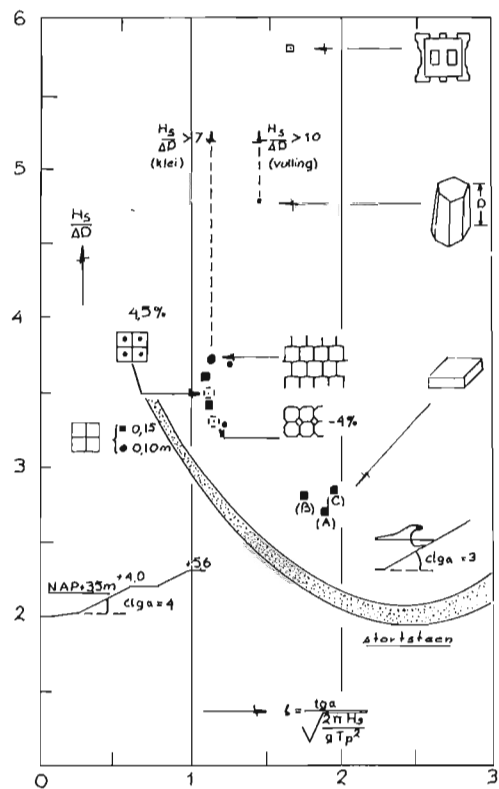
Stabiliteit van een steenzetting is bij benadering evenredig met zijn dikte (D) en de relatieve dichtheid onder water (Δ). De fysische betekenis van (ΔD) is het 'onderwater gewicht' van de glooiing per oppervlakte-eenheid. Om de onderlinge vergelijking mogelijk te maken wordt de golfhoogte waarmee een steenzetting wordt belast gepresenteerd in de dimensieloze sterkteparameter: $H/\Delta D$. De waarde van het quotiënt $H/\Delta D$ geeft inzicht in de sterkte van een glooiing. Een hoge waarde van dit quotiënt, ten opzichte van een glooiing van los gezette betonblokken op dezelfde ondergrond, geeft aan dat er extra sterkte wordt ontleend aan de samenstelling van de toplaag (Fig. 6).

Besluit

Uit de verkregen inzichten blijkt dat extra sterkte ontleend kan worden aan:

- Grote doorlatendheid van de toplaag door de aanwezigheid van open ruimten tussen of in de blokken. Hierdoor wordt de opwaartse belasting door waterdrukken gereduceerd.
- Lage doorlatendheid van de onderlaag (bijv. klei of mijnsteen) waardoor de opwaartse waterdruk wordt verkleind.
- Dunne doorlatende onderlaag reduceert de opwaartse druk maar vergroot de interne gradienten (interne stabiliteit onderlagen worden 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 een geheel gaan gedragen.

Alleen een uitgebreide analyse en zorgvuldige drukregistratie (op en onder de blokken) kan uitsluitsel geven over de onderlinge verhouding/bijdragen van deze factoren. Al deze aspecten worden in het kader van het lopende steenzettingsonderzoek nader uitgewerkt.



Figuur 6. Stabiliteit gezette steenglooiingen voor verschillende bloktypen.

Belastingen en stabiliteit van bekledingen

Ir. H. Verheij, Waterloopkundig
Laboratorium, De Voorst



Inleiding

Verdedigingsconstructies beschermen in samenhang met onderliggende lagen een dijk of oever tegen erosie. De meest eenvoudige vorm is in figuur 1 weergegeven. Dit artikel behandelt de ontwerpaspecten met betrekking tot betonnen bekledingen, of in andere woorden de relatie tussen de belasting op bekledingen en de sterkte ervan.

Ontwerp

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 ervaringen. Dit heeft tot gevolg dat in situaties waar dit niet voorhanden was, wat vooral voor extreme belastingcondities het geval was, de vraag kan worden gesteld, is het ontwerp wel technisch en economisch verantwoord?

Het aanleggen en onderhouden van 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 de onzekerheden in de invoerparameters in het ontwerp worden meegenomen. In dat geval kan de totale, gedurende de levensduur optredende schade worden bepaald.

Op basis hiervan kunnen onderhoudskosten berekend worden. Naast de probabilistische aanpak is het ook mogelijk om een deterministisch ontwerp te maken; hierbij wordt een bepaalde situatie maatgevend gesteld. De deterministische aanpak, die aan de probabilistische aanpak ten grondslag ligt, wordt in dit artikel nader uitgewerkt.

Allereerst bestuderen wij de belastingen, waarbij ik mij beperk tot de hydraulische. Dat wil zeggen de belastingen veroorzaakt door golven en stromingen (fig. 2).

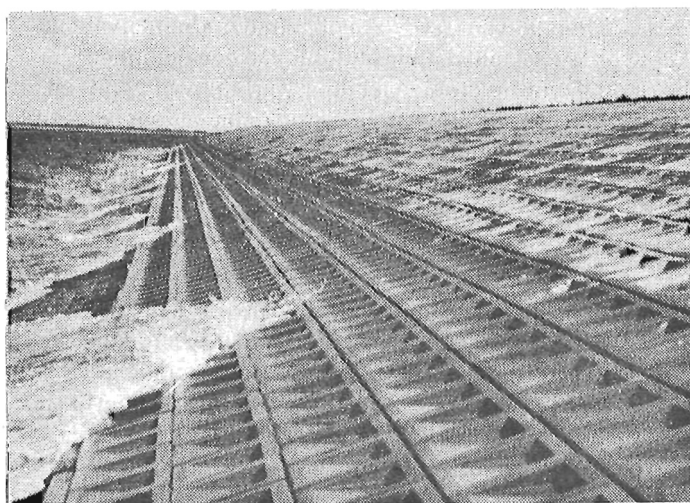
Scheepsgeïnduceerde waterbeweging

Te onderscheiden zijn windgolven en scheepsgeïnduceerde waterbeweging, welke laatste kan worden opgedeeld in drie hoofdcomponenten: de schroefstraal, de primaire waterbeweging en de secundaire waterbeweging. De primaire waterbeweging bestaat uit waterspiegeldaling, front- en haalgolf alsmede retour- of volgroom. De secundaire waterbeweging bestaat uit transversale en divergerende golven. Figuur 3 geeft een overzicht van belastingen veroorzaakt door scheepvaart.

Een in beton uitgevoerde dijkbekleding kent als



Figuur 1 hoe moet het buitentalud worden beschermd tegen golven

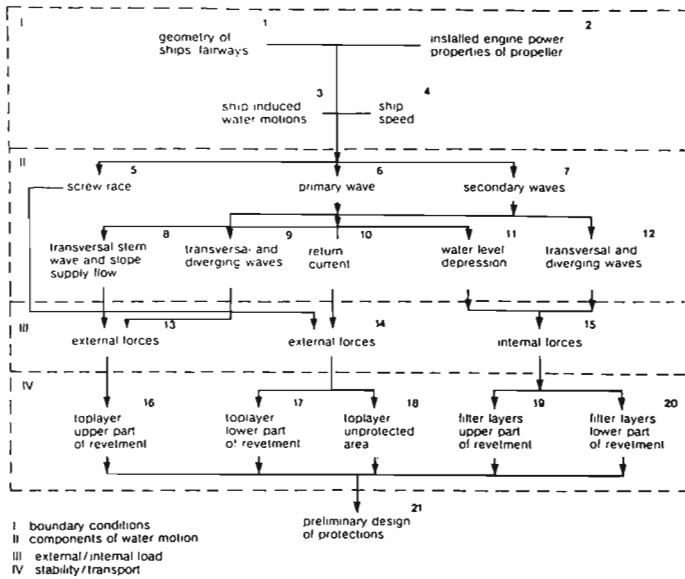


Figuur 2 belasting veroorzaakt door golven en stromingen.

belangrijkste scheepvaartbelastingen:

- haalgolfaanval en waterspiegeldaling;
- belastingen door secundaire golven.

De achterste begrenzing van de door een varend schip opgewekte spiegeldalingskuil (fig. 4) 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 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. Tijdens prototypeproeven in het Hartelkanaal bleek de haalgolf van een zeskaksdweenheid varend op korte afstand van de oever, een hoogte van ca 1 m. te bereiken.

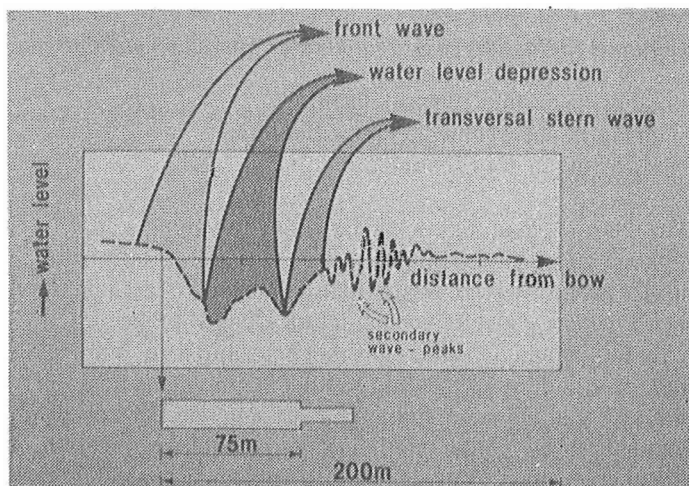


Figuur 3 overzicht scheepvaart belastingen.

Secundaire scheepsgolven zijn te verdelen in divergerende en transversale golven. De interferentiepieken van beide hebben een voortplantingsrichting onder een hoek van ca 19 graden met de scheepsas op onbepert diep water en zijn van meer belang dan de samenstellende divergerende en transversale golven.

Bij prototypeproeven in het Hartelkanaal zijn bij de passage van een onderzoekingsvaartuig interferentiepieken met een hoogte van ca 0,70 m opgetreden. Samenvattend kan worden gesteld dat instabiliteit van een betonnen bekleding wordt veroorzaakt door werking van wind- en scheepsgolven. Er zijn natuurlijk ook nog andere belastingen die een rol kunnen spelen, bijvoorbeeld kruierend ijs, uit de koers geraakte schepen, drijvend vuil, vandalisme, recreatie of chemische aantastingen, maar ook zettingen en ontgrondingen.

Hiervoor is kort ingegaan op het ontstaan van de golven. Echter wanneer de golven een dijk of oever bereiken, treden er een aantal verschijnselen op, waarbij de golf vervormt en golfenergie wordt omgezet. De belangrijkste van deze verschijnselen zijn golfbreking, golfoploop, golfterugloop en reflectie.



Figuur 4 waterspiegel niveau ten gevolge van varend schip.

Golfbreking op dijktalud

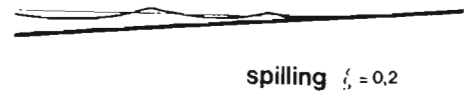
De manier waarop een golf vervormd, is afhankelijk van de taludhelling en de golfsteilheid. De verhouding van beide steilheden wordt de golfbrekingparameter ξ genoemd. De definitie van ξ is:

$$\xi = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H}{l_0}}}$$

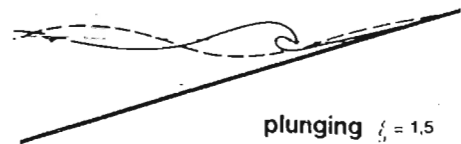
α = hoek van talud ten opzichte van horizontaal vlak
 H = golfhoogte
 l_0 = golflengte op diep water

We kunnen vier brekertypen onderscheiden:

- a) spilling brekers (fig. 5). Deze treden op voor ξ 0,5 à 1, dat wil zeggen bij flauwe taludhellingen. Afgifte van energie vindt plaats over een relatief grote afstand.



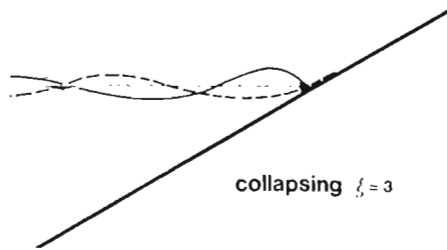
Figuur 5 spilling brekers.



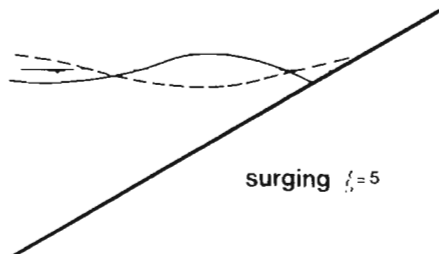
Figuur 6 plunging brekers.

- b) plunging brekers (fig. 6). Dit type golven treedt op bij steilere hellingen, zodat ξ tussen 0,5 à 1 en 2,5 à 3 ligt. Afgifte van energie vindt plaats in een relatief beperkt gebied. Bij dit type brekende golven treden golfklappen op en wordt veel lucht in het water opgenomen. Voor Nederlandse omstandigheden komt dit type breker vrij veel voor bij dijken.
- c) Wanneer de taludhelling nog steiler wordt, treden 'collapsing' brekers op (fig. 7). Dit is het geval voor $\xi = 3$ a 3,4.
- d) Wanneer de taludhelling nog steiler wordt of de golflengte groot wordt (fig. 8) zodat $\xi > 3,4$, komen 'surging' brekers voor. Eigenlijk kan hier niet meer gesproken worden over 'brekers' omdat de golven tegen het talud reflecteren en niet breken.

Voor stabiliteit van een bekleding zijn vooral de plunging en collapsing brekers het gevaarlijkst. Op de Nederlandse dijken komt vooral de plunging breker voor.



Figuur 7 collapsing brekers.



Figuur 8 surging brekers.

Bezwijkmechanisme bekleding

Nu kan de vraag worden gesteld waarom bezwijkt een bekledingsconstructie, met andere woorden wat is het bezwijkmechanisme.

De belastingen veroorzaakt door golfaanvallen bestaan uit drukken op het talud en drukken onder de bekleding, veroorzaakt door het verhang (fig. 9).

Wanneer de golfoploop zijn maximum waarde heeft bereikt, begint het water op het talud terug te stromen. In deze fase stroomt water door de spleten tussen de blokken in het filter, waardoor het waterniveau in het filter stijgt. Tijdens het terugstromen van het water langs het talud neemt de druk op het talud af. Het terugstromende water kan krachten op de blokken uitoefenen A (fig. 10). Afhankelijk van de doorlatendheden en de geometrie kan het water in de filterlaag niet onmiddellijk het op het talud terugstromende water volgen. Daardoor kunnen de drukken tegen de onderzijde van de bekleding groter zijn dan de drukken op de bovenzijde, B (fig. 10).

Wanneer de volgende golf het talud oploopt, nemen de drukken op het talud ter plaatse van de golf toe. De hoge drukken planten zich voort in de met water verzadigde filterlaag – onder de bekleding – naar de plaats waar de drukken op het talud laag zijn; dat is voor het front van de aankomende golf.

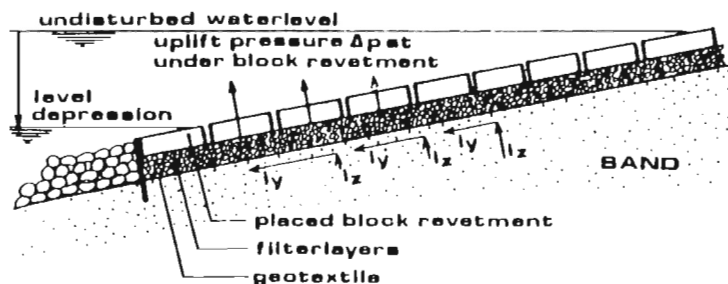
De druk op het talud voor het front is laag. Dit leidt tot verschildrukken die het blok uit de bekleding willen drukken, C (fig. 10). Tijdens deze fase – een volgende golf loopt het talud op – ontstaan veranderingen in het snelheidsveld; de aankomende golf en het terugstromende water van de voorafgaande golf ontmoeten elkaar, D (fig. 10).

Afhankelijk van de waarde van de taludhelling en de golfsteilheid zullen golven breken, waardoor de bekleding belast wordt met golfklappen. Hierdoor nemen de drukken op het talud snel toe en weer af in een periode van ca 0,1 sec. Deze drukken op het talud kunnen zich voortplanten onder de taludbekleding, E (fig. 10). Na dit verschijnsel van korte duur, valt de brekende golf op het talud, waardoor daar hoge drukken ontstaan. Juist boven de plaats waar de golf neervalt, is de druk relatief laag door

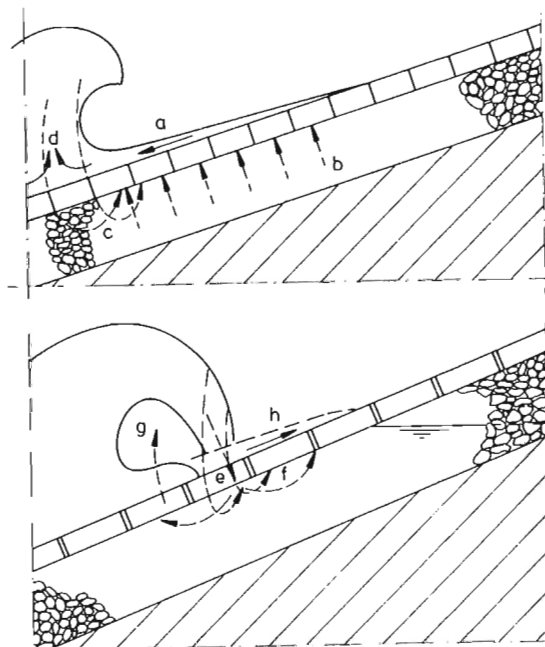
luchtinsluiting in de brekende golf. De grote drukgradiënten op het talud kunnen resulteren in drukverschillen, die een blok uit de bekleding kunnen drukken, F (fig. 10). Wanneer de golftong van een brekende golf op het talud valt, wordt een hoeveelheid lucht ingesloten, waardoor daar ter plaatse een relatief lage druk aanwezig is. Dit veroorzaakt verschildrukken die een blok uit de bekleding kunnen drukken, G (fig. 10). Belangrijk is ook dat de druk – iets hoger op het talud – op dit moment erg hoog is, zoals beschreven bij F (fig. 10).

Nadat de golf gebroken is, loopt deze het talud op. Gedurende deze fase nemen de drukken op het talud toe. De oplopende golf kan krachten op de dijkbekleding uitoefenen, H (fig. 10).

Uit onderzoek is gebleken dat de mechanismen B en C de belangrijkste zijn bij relatief ondoorlatende taluds en mechanisme F bij open bekledingen.



Figuur 9 belastingen op bekleding.



Figuur 10 krachten ten gevolge van golven.

Benaderingsmethoden

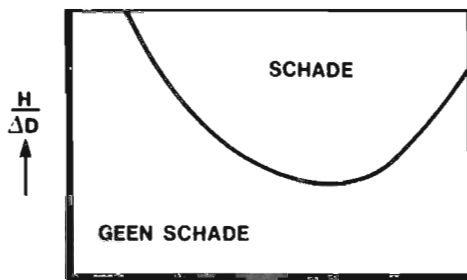
Om het probleem 'hoe beschermen we een dijk of een oever tegen golfaanval' op te lossen, zijn er 2 mogelijke benaderingen.

De eerste is de 'Black Box': benadering. Hierbij bouwen we een bepaalde constructie in een model, reproduceren de gegeven golfomstandigheden en observeren het gedrag van de constructie. Als er schade optreedt, weten we dat we de constructie moeten verzwaren. Als er geen schade optreedt, kunnen we de golfaanval verzwaren teneinde na

te gaan bij welke golfhoogte er wel schade ontstaat. Op deze wijze zijn grafieken samen te stellen (fig. 11) waarin gebieden zijn te onderscheiden waar 'schade' en 'geen schade' optreedt. Hierin is H de golfhoogte, Δ de relatieve massadichtheid en D de dikte van de dijkbekleding. Langs de horizontale as is ξ uitgezet, dat is de steilheid van het talud gedeeld door de wortel van de golfsteilheid,

$$\frac{\sqrt{H}}{L}$$

Met behulp van dergelijke grafieken wordt een inzicht verkregen in het probleem. Een nadeel is dat voor elke constructie een aparte grafiek gemaakt moet worden.



Figuur 11 schade grafiek.

$$\xi = \frac{tgr}{\sqrt{H L_0}}$$

Meer algemeen toepasbare resultaten kunnen worden verkregen langs de tweede meer theoretische benadering. Hierbij wordt getracht te weten te komen wat er in de 'Black Box' van de eerste benadering gebeurt. De meest eenvoudige analytische oplossing is te verkrijgen door de brekende golf te schematiseren en vereenvoudigen aan te brengen met betrekking tot de stromingen door en onder de steenzetting. Dit resulteert in een analytische oplossing voor de maximale druk onder de steenzetting. Nadeel van deze oplossing is de sterke schematisatie.

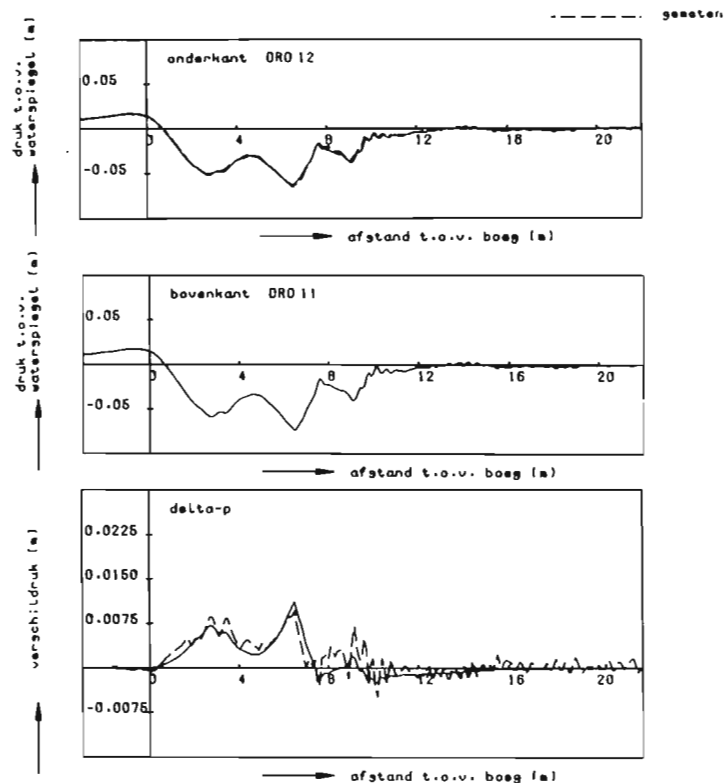
Een betere weg is de ontwikkeling van het mathematisch model STEENZET, zoals dat door het Laboratorium voor Grondmechanica is ontwikkeld. Het model berekent de drukken onder de steenzetting bij een bepaalde geometrie van de constructie. De invoer bestaat uit drukken op de bekleding die worden verkregen uit metingen of een eenvoudige schematisering daarvan. Omtrent de druk op het talud kan worden opgemerkt dat er hard wordt gewerkt aan de numerieke modellering van de golfbelasting. Bij de totstandkoming van het rekenmodel STEENZET is gebruik gemaakt van modelonderzoek in de Deltagoot.

Een nog in ontwikkeling zijnde stap in het rekenmodel is een correcte berekening van de opgewekte drukgradiënten in de ondergrond. Ten gevolge van deze drukgradiënten kunnen er interne korreltransporten optreden, die uiteindelijk tot bezwijken van de verdedigingsconstructie kunnen leiden (fig. 12).

Besluit

In dit artikel zijn methoden gegeven om met een vastgestelde golfaanval de optredende belasting en de sterkte van een constructie te bepalen. Hierdoor kan worden voorkomen dat instabiliteit optreedt van betonnen bekledingselementen. De mate waarin elementen zich willen verplaatsen wordt bepaald door optredende drukverschillen die afhankelijk zijn van de geometrie van de gehele

	STEENLAAD	FILTER
dikte (m)	0.015	0.020
k (m/s)	0.0010	0.3600



Figuur 12 drukken op talud veroorzaakt door golven van schepen.

constructie en de toegepaste materialen. Het is een samenspel tussen toplaag en onderliggende filterlagen. Belangrijke parameters zijn de doorlatendheid van deze lagen, de dikte ervan en de grootte van de openingen in de steenzetting.

De stabiliteit van bekledingselementen c.q. de sterkte van de bekleding als geheel wordt echter ook beïnvloed door factoren als de wrijving tussen de blokken en de inklemming tussen elementen door onderlinge verbindingen, zoals bijvoorbeeld kabels.

Afrondend kunnen we de volgende conclusies trekken:

- onderzoek dat recent is uitgevoerd en in de komende tijd zal worden voortgezet heeft inzicht gegeven in de processen die zich afspelen in het inwendige van de Black Box.
- De belastingen op een talud kunnen voor zowel windgolven als scheepsgolven mathematisch worden bepaald, waarna de optredende verschillendrukken over de toplaag zijn te berekenen.
- Als gevolg van de complexiteit zijn eenvoudige algemeen hanteerbare rekenmodellen voor de stabiliteit van betonnen bekledingen nog niet beschikbaar.
- Wel beschikbaar zijn ontwerpgrafieken die aangeven bij welke golfvoorwaarden een constructie zal bezwijken. Tezamen met het verkregen inzicht door middel van rekenmodellen en fysisch modelonderzoek, bieden deze ontwerpgrafieken een objectieve maatstaf bij beoordeling en onderlinge vergelijking van de stabiliteit van betonnen bekledingen.

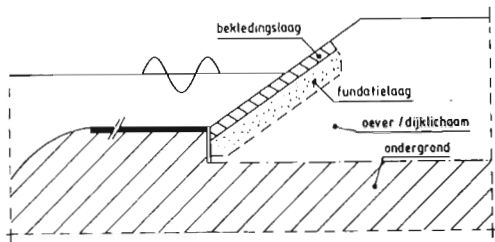
Funderingsgrondslag en filterconstructie bij oever- en dijk-bekledingen

ir. L. de Quelerij, Dienst Weg- en Waterbouw, Rijkswaterstaat



Inleiding

De hoofdfunctie van een taludbekleding (fig. 1) is het dijk- of oeverlichaam beschermen tegen erosie door stroom, golven en andere belastingen. Daarnaast kan de bekleding, als secundaire functie, tot doel hebben de kwel (grondwaterstroming) door het dijk/oeverlichaam te beperken. De uitwendige belasting op de bekleding worden onder meer bepaald door de hydraulische condities aan de buitenwater-zijde, namelijk de waterstanden, de wind- en scheepsgolven en de stroombelasting. Daarnaast dient ook rekening te worden gehouden met bijzondere typen belastingen, zoals weersinvloeden (vorst, regenval, ijs, temperatuur en zonlicht), biologische en chemische aantastingen en effecten van menselijk handelen. Interne belastingen komen voort uit het eigen gewicht van de constructie en uit de stromingskrachten veroorzaakt door waterbewegingen in de poriën van de verschillende grondlagen van de bekledingsconstructie.



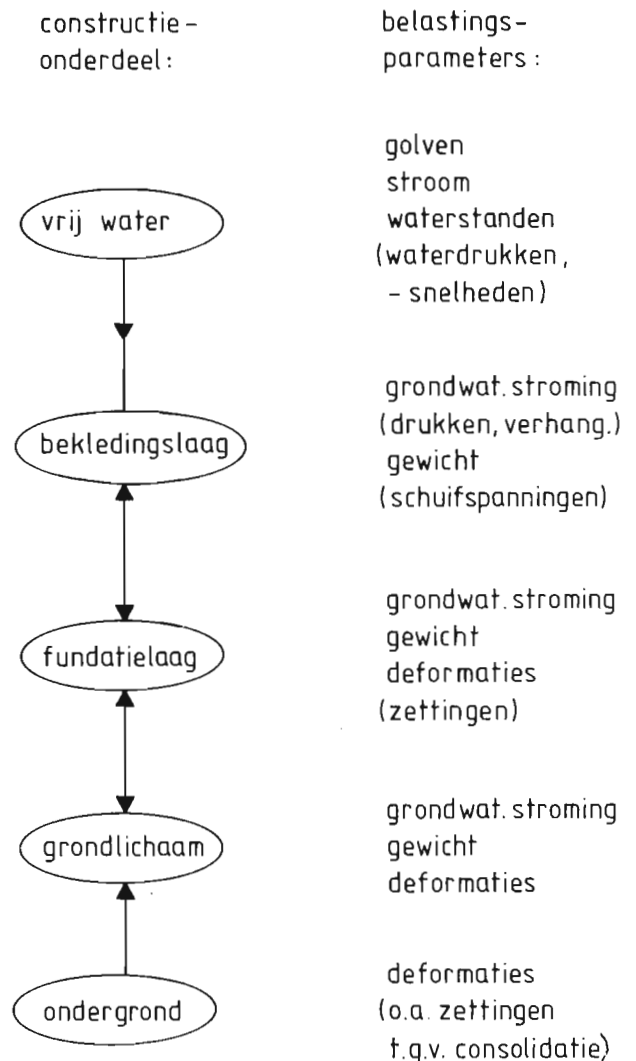
Figuur 1 bekledingsconstructie als onderdeel van dijk/oeverconstructie.

Door de geometrie, de doorlatendheids- en de stijfheidseigenschappen van de verschillende lagen, zijn interne belastingen sterk aan externe belastingen gecorreleerd. In de meeste gevallen kunnen de grondwaterstromingskrachten als een respons van de constructie op de uitwendige hydraulische belastingen worden gezien (fig. 2).

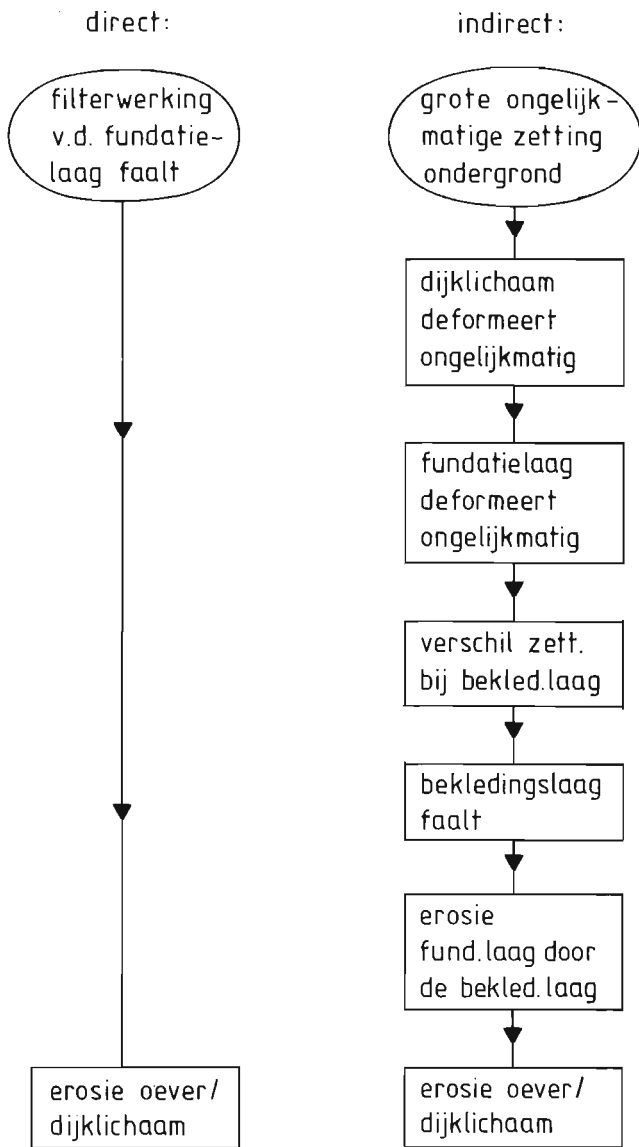
Het is belangrijk op te merken dat een totale oever- of dijkbekledingsconstructie in feite is samengesteld uit een aantal onderdelen die elkaar wederzijds beïnvloeden. Dit betreft respectievelijk van boven naar beneden (fig. 1) de bekledingslaag, de fundatielaag, het te beschermen dijk- of oeverlichaam zelf en last but not least de natuurlijke grondslag onder de dijk of oever. Elk van deze constructieonderdelen kan op zijn beurt weer uit één of meerdere lagen zijn samengesteld.

Omdat het (dis)functioneren van één onderdeel consequenties heeft voor de aangrenzende onderdelen, is het noodzakelijk het ontwerp van de bekledingslaag integraal

met het totale ontwerp van de dijk- of oeverconstructie aan te pakken. Hiermee kan worden voorkomen dat een aanvankelijk stabiele bekledingslaag in een later stadium alsnog kan bezwijken als gevolg van vervormingen van dieper gelegen lagen. In figuur 3 is een voorbeeld gegeven van een dergelijke indirecte gebeurtenissenreeks. Voor wat betreft de grondmechanische aspecten betekent het dat in de praktijk meer aandacht zal moeten worden besteed aan de kwaliteit van de fundatielaag, het kernmateriaal waaruit de dijk of oever is samengesteld en aan de ondergrond.



Figuur 2 belastingoverdracht tussen de onderdelen van een taludverdediging.



figuur 3 voorbeeld van gebeurtenissen reeks die tot falen van taludverdediging leidt.

Grondmechanische begrippen

Grondspanningen

De vervormingen en het evenwicht van de grond worden bepaald door de spanningen, die op en in de grond werken. De korrels van de grond zijn zelf weinig samendrukbaar; vervormingen zijn dan ook voornamelijk een gevolg van wijzigingen in de stapeling van de korrels. Deze wijzigingen worden veroorzaakt door de krachten tussen de korrels onderling. De krachten zullen van korrel tot korrel verschillend zijn, maar door te werken met korrelspanning, gedefinieerd als gemiddelde kracht per eenheid van oppervlakte over een groot aantal korrels, verkrijgt men een goede maat voor de krachten tussen de korrels.

De grond kan tevens lucht en water bevatten, die beide, naast de korrelspanning, hun bijdrage kunnen leveren aan de totale grondspanning.

Volgens één van de basisprincipes uit de grondmechanica kan de korrelspanning σ' in een bepaald punt worden

bepaald uit de totale grondspanning ter plaatse, verminderd met de heersende waterspanning u :

$$\sigma' = \sigma - u \quad (1)$$

De totale grondspanning σ in vergelijking (1) is gerelateerd aan het totale (natte) volumegewicht van de grond.

Schuifsterkte

De sterkte van een grondtalud wordt ontleend aan de schuifkrachten (wrijving en cohesie) die tussen de gronddeeltjes gemobiliseerd kunnen worden. De schuifsterkte τ_f langs een potentieel schuifvlak wordt gegeven door de relatie:

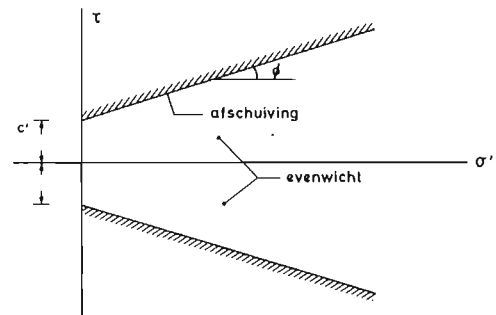
$$\tau_f = c' + \sigma \tan \phi \quad (2)$$

c' = echte cohesie

ϕ = echte interne wrijvingshoek

τ = korrelspanning c.q. effectieve normaalspanning op het afschuifvlak.

In figuur 4 is deze relatie in het $\tau - \sigma'$ diagram grafisch weergegeven.



Figuur 4 evenwicht en afschuiving afhankelijk van schuifsterkte parameters c' en ϕ

De schuifsterkte parameters c' en ϕ kunnen aan de hand van laboratoriumproeven op 'ongeroerde' monsters worden vastgesteld. Veel gebruikte proeven zijn: celproeven – voor klei/veen, triaxiaalproeven – voor alle grondsoorten, directe schuifproeven voor alle grondsoorten en van proeven – voor klei/veen.

Indien men reeds ervaring heeft opgedaan met de betreffende grondformatie kan ook gebruik worden gemaakt van empirische correlaties van gestandaardiseerde metingen, o.a. de Nederlandse sondering, DCPT of the Angelsaksische Standard penetration Test SPT, met de schuifsterkte.

Opgemerkt wordt dat uit de combinatie van (1) en (2) volgt dat de schuifsterkte rechtstreeks samenhangt met de heersende waterspanning u . Neemt bijvoorbeeld bij constante grondspanning de waterspanning toe, door welke oorzaak dan ook, dan zal de schuifsterkte afnemen. Voor niet-cohesieve gronden kan hierdoor de schuifsterkte zelfs tot nul dalen.

Waterspanningen

Aangezien de waterspanningen zowel de belasting als de sterkte beïnvloeden is het voor de beoordeling van de grondmechanische stabiliteit van een (onderwater)talud

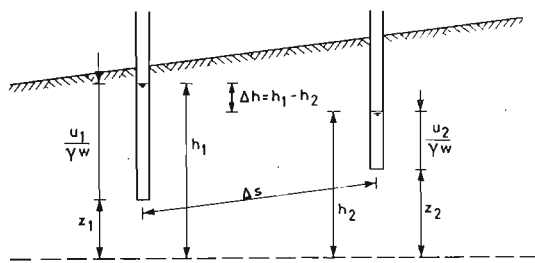
van groot belang een goed inzicht te hebben in het verloop van de waterspanningen in de omgeving van het talud. De waterspanningen in de grondlagen kunnen ontstaan in stilstaand water (hydrostatische drukverdeling) of in stromend water (stationair of instationair). Grondwaterstroming treedt op als er een verschil in stijghoogte (Δh) tussen twee met elkaar in verbinding staande grondgebiedjes bestaat. De stijghoogte (h) is daarbij gedefinieerd als de som van de plaatshoogte (z) en de drukhoogte u/γ_w (fig. 5). Grondwaterstroming impliceert enerzijds dat er tussen twee punten – op onderlinge afstand s – op één stroombaan een verschil in waterspanning $\Delta u = (\Delta h - \Delta z) \cdot \gamma_w$ heerst. Maar het betekent voorts dat er door het water stromingskrachten worden uitgeoefend op het korrelpakket, volgens de volumekracht:

$$f = \frac{\gamma_w \cdot \Delta h}{\Delta s} = \gamma_w \cdot i$$

waarin i de hydraulische gradiënt is. De bijbehorende hoeveelheid (3) kwelstroming, uitgedrukt in het specifiek debiet q (m/s) kan voor laminaire stroming met de empirische wet van Darcy worden geschat door:

$$q = -k \cdot i$$

met k de doorlatendheidscoëfficiënt (m/s).



Figuur 5 definitieschets grondwaterstroming.

Er zijn globaal drie groepen van oorzaken aan te geven die er toe leiden dat de waterspanningen in een grondlagen-systeem afwijken van de hydrostatische drukverdeling:

1. grondwaterstroming als resultaat van een verschil in grondwaterstijghoogten c.q. potentialen aan de randen van het grondmassief;
2. consolidatiegedrag (volumeverkleining onder invloed van normale spanningstoename, compressie) vooral bij cohesieve gronden;
3. volume-veranderingen onder invloed van schuifspanningen (dilatantie).

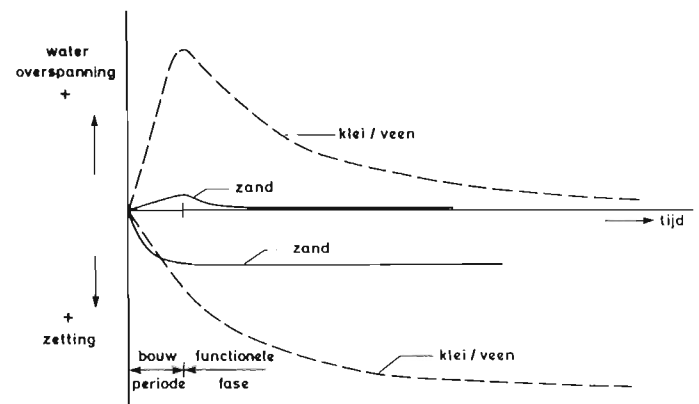
Voor het bepalen van de waterdrukken als gevolg van de eerstgenoemde groep dienen de veelal in de tijd variërende potentiaal-randvoorwaarden aan het buitenland in relatie tot de binnen-waterstand bekend te zijn. Er is een scala aan modellen beschikbaar om bij gegeven potentiaal-randvoorwaarden en doorlatendheidseigenschappen de interne waterdrukken te berekenen.

Bij een beperkt aantal modellen is het ook mogelijk het effect van berging in de korrelskelet zowel freatische berging door het omhoogkomen van de freatische lijn, als de elastische berging door volumevergroting van het grondpakket in rekening te brengen op het grondwatersturingpatroon.

De tweede groep hangt samen met het zogenaamde consolidatie verschijnsel dat zich met name in slecht doorlatende en sterk samendrukbare grondsoorten (klei, veen) uit in een tijdelijke verhoging van de waterspanningen. Indien deze grondsoorten belast worden door bijvoorbeeld een verticale bovenbelasting (Δp), dan zal de belasting in eerste instantie vrijwel volledig door het water worden gedragen dit wil zeggen $\Delta p = \Delta u$. De gronddeeltjes van deze sterk samendrukbare gronden kunnen immers alleen de belasting overnemen. Daardoor neemt de korrelspanning toe, als een dichtere pakking kan worden ingenomen. Echter, grond kan alleen comprimeren als er tegelijkertijd water wordt uitgedreven. Door de geringe doorlatendheid van cohesieve gronden, vergt dit afstromen een lange tijd. Afhankelijk van de samendrukbaarheid, beschreven door m_v (in m^2/kN) de doorlatendheid k (in m/s) veelal gecombineerd in de consolidatie coëfficiënt

$$c_v = \frac{k}{\gamma_w \cdot m_v}$$

en de laagdikte – maat voor de afstroo lengte – kan dit enkele maanden tot tientallen jaren duren (fig. 6).



Figuur 6 verband tussen wateroverspanning en zetting in de tijd bij een ophoging op een ondergrond van zand, klei en veen.

Het in de derde groep genoemde verschijnsel is verwant aan het consolidatie-mechanisme, met dit verschil dat de neiging tot volumeverandering nu niet wordt veroorzaakt door compressie belastingen, maar door schuifspanningsbelastingen. Dit verschijnsel werd het eerst onderzocht door Reynolds (1885). Hij vond dat dichtgepakte zandsoorten bij toenemende schuifvervorming een volumevergroting te zien gaven. Hieraan werd de naam dilatantie gegeven.

Bij losgepakte zanden treedt daarentegen bij toenemende schuifvervorming juist een neiging tot volumeverkleining op. Ook hier kan het korrelpakket alleen in volume afnemen als er tegelijkertijd water uit het pakket wordt gedreven.

Hoewel de afstrooittijd bij zandsoorten (door de hogere doorlatendheid) vele malen korter is dan bij cohesieve gronden, kan bij snelle schuifspanningsbelastingen toch een grote wateroverspanning optreden. Deze kan zelfs zo ver oplopen dat ze gelijk wordt aan de grondspanning, zodat de resulterende korrelspanning nul wordt. Op dat

moment is de beschikbare schuifsterkte (formule 2) verwaarloosbaar en zal dat deel van het zandpakket zich als een zware vloeistof gedragen. Het zand is dan verweekt. Als dit mechanisme, dat door het voortplantende karakter ervan (doorgeven wateroverspanningen aan de omgeving) een grote omvang kan hebben, zich afspeelt aan een talud, kan een grote grondmassa wegvloeien en wegzakken. Men spreekt dan van een zettingsvloeiing. Er zijn recente aanwijzingen onder meer bij opgetreden instabiliteiten bij de Markiezaatskade, Woubrugge en Streefkerk, dat ook in klei het dilatantie-effect een aanzienlijke ongunstige invloed heeft op de water- spanningen en daarmee op de stabiliteit.

Geotechnische grenstoelstanden

Algemeen

Een grenstoestand is gedefinieerd als een toestand waarbij een constructie of constructieonderdeel juist niet voldoet aan de functionele eisen. In het algemeen kunnen de grenstoelstanden worden geassocieerd met bezwijk- mechanismen of met deformatiemechanismen. In feite dienen alle gebeurtenissen die kunnen bijdragen aan het falen van de constructie te worden geëvalueerd. Voor de bekledingsconstructie spreekt men van falen als erosie van het te beschermen dijk- of oevermateriaal optreedt. Het gebruik van een foutenboom of soortgelijke schema's kan een belangrijk hulpmiddel zijn om op systematische wijze alle mogelijke oorzaken van het falen van de constructie vast te stellen.

Met betrekking tot de geotechnische grenstoelstanden voor de bekledingsconstructie kan, onafhankelijk van het te beschouwen onderdeel van de constructie, een tweetal typen mechanismen worden onderscheiden, namelijk micro-mechanismen en macro mechanismen.

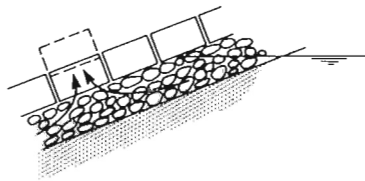
Micro-mechanismen

Micro-mechanismen worden gekenmerkt door het bezwijken of het transport van individuele elementen – gronddeeltjes, grindkorrels of stenen – waaruit de lagen van de constructie zijn opgebouwd. De belangrijkste mechanismen zijn (fig. 7.):

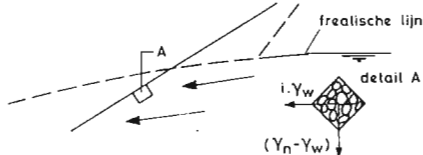
- Instabiliteit van de elementen aan de buitenzijde van een constructielaag: het oplichten van een betonblok uit de toplaag door overdrukken is een bijzonder voorbeeld van een dergelijk mechanisme. Het transport van zandkorrels aan de buitenzijde van het talud ten gevolge van uittredend grondwater is een ander voorbeeld.
- Suffosie: een vorm van filtertransport waarbij de deeltjes van één laag ten gevolge van de grondwaterstroming door de aangrenzende grovere laag (de filterlaag) worden getransporteerd.
- Interne erosie: een vorm van filtertransport waarbij de fijne fractie uit een laag door de grove fractie uit dezelfde laag uitspoelt.
- Piping: een vorm van erosie waarbij deeltjes van een laag onder invloed van de grondwaterstroming via een kanaalvormig patroon – pipes – aan de bovenzijde van deze laag worden afgevoerd. Deze kanaaltjes kunnen zich slechts aan de onderzijde van een min of meer samenhangende afdekkende laag ontwikkelen. Voorbeelden van dergelijke lagen zijn kleilagen, zoals bij rivierdijken het geval is, betonblokken, betonplaten, geotextielen/folies en asfaltlagen. Het pipingmechanisme begint aan de uittreezone van de grondwaterstroming en ontwikkelt zich tegen de stromingsrichting in naar de hoogwaterzijde.

Figuur 7 micro-mechanismen.

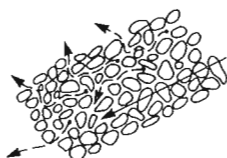
a.) oplichten element bekledingslaag.



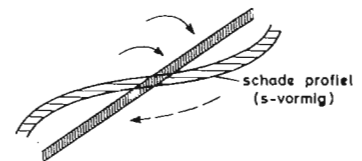
b.) micro instabiliteit buitenzijde.



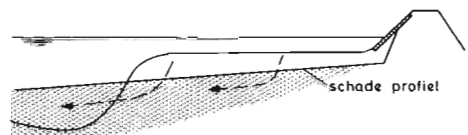
c.) intern filtertransport.



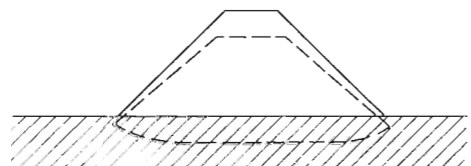
d.) cyclische verdichting o.v. golfklappen.



e.) zettingsvloeiingen (dijk/oeverval).



f.) consolidatie zettingen.



De beschrijving van de grenstoestanden, gerelateerd aan de micro-mechanismen, zouden in principe gebaseerd moeten zijn op het gedrag van de individuele korrel-water-korrel interactie. In deze discrete benadering spelen ondermeer korrelgeometrie, korrelgewicht, grondwaterstromingskrachten en wrijvingskrachten tussen de korrels een grote rol.

Aangezien echter de interactiekrachten op korrelschaal nogal complex zijn, wordt bij de beschrijving van deze mechanismen eenvoudigheidshalve vaak uitgegaan van per laag gemiddelde belasting- en sterkte parameters. Voorbeelden van dergelijke parameters zijn de volumestromingskrachten, de korrelverdelingskarakteristieken – zoals D50 – het poriëgehalte en de hoek van inwendige wrijving.

Macro-mechanismen

Geotechnische macro-mechanismen worden gekarakteriseerd door (grote) vervormingen van grondmassa's, die abrupt dan wel geleidelijk optreden. Hoewel de grondlagen in feite bestaan uit individuele korrels kunnen macro-mechanismen goed worden beschreven door uit te gaan van een continu medium. Daarbij worden aan de grond gemiddelde eigenschappen toegekend. Het begrip korrelspanning is hiervan een voorbeeld.

Indien de gronddeformaties groot zijn en zich in korte tijd ontwikkelen, spreekt men van een instabiliteit. De overige gevallen van macro-mechanismen worden aangeduid als deformatiemechanismen. Men dient zich te realiseren dat een scherpe scheidslijn tussen beide mechanismen niet altijd goed is aan te geven. Voor bekledingsconstructies zijn de volgende geotechnische macro-mechanismen van belang (fig. 8).

- taludafschuiving: een instabiliteit waarbij een grondmassa als geheel een neerwaartse verplaatsing ondergaat. Dit treedt op indien de totale schuifspanningen langs een potentieel glijvlak, veroorzaakt door het eigen gewicht, de beschikbare schuifweerstand langs dat vlak bereikt of overschrijdt. Hoewel cirkelvormige glijvlakken vaak belangrijk zijn, dient ook met afwijkende schuifvlakken rekening te worden gehouden. Zo zijn met name rechte glijvlakken van belang, wanneer er in de constructie dunne lagen met duidelijk afwijkende schuifsterkte voorkomen. Opgemerkt wordt dat een afschuifzone ook een beperkte omvang kan hebben (fig. 8.1.c).
- Squeezing: een instabiliteit waarbij een grondlichaam als geheel grote verticale verplaatsing ondergaat als gevolg van het horizontaal wegpersen van een onderliggende slappe laag. Dit verschijnsel lijkt op het uitpersen van een ijswafel.
- Cyclische verdichting: een deformatiemechanisme in granulair materiaal waarbij onder invloed van wisselende schuifspanningen in het grondpakket een cumulatieve volumeverkleining optreedt. Afhankelijk van de grootte van deze volumeverkleining in relatie tot de snelheid van de belastingwissel en de drainagemogelijkheden in de grondlagen, gaat deze volumeverkleining gepaard met een simultane opbouw van waterspanningen in de

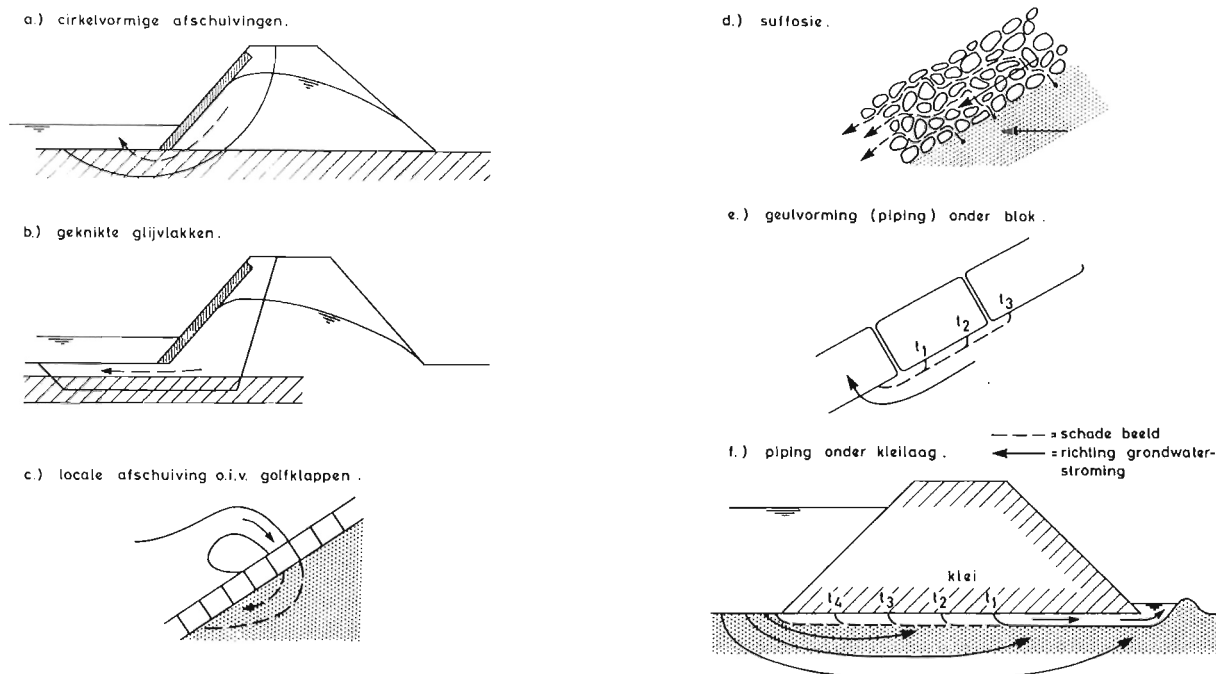
ondergrond. Dit kan zelfs tot volledige verweking van de grond leiden, waarbij grote vervormingen optreden.

- Zettingsvloeiing: een instabiliteit waarbij een oorspronkelijk losgepakt granulaire grondmassa in verweekte toestand geraakt en als gevolg daarvan uitvloeit en daarbij grote verticale verplaatsingen ondergaat. De verwekingstoestand kan enerzijds het gevolg zijn van eerder genoemde belastingen; anderzijds kan een versteiling van een onderwatertalud tot toenemende schuifspanningen en dus ook volumeverkleining en simultane wateroverspanning leiden. Ook voor dit mechanisme zijn de relatieve dichtheid en de doorlatendheid van het grondpakket van essentieel belang.
- Consolidatie effecten: hiermee worden bedoeld de zettingen en horizontale deformaties van cohesieve grondsoorten als gevolg van de consolidatie van deze lagen onder invloed van de bovenbelasting. Afhankelijk van de laagdikte, de stijfheid en doorlatendheid kan dit deformatieproces enkele maanden tot tientallen jaren duren.
- Kruipverschijnselen: dit betreft tijdsafhankelijke vervormingen van grond onder constante belastingrandvoorwaarden. De oorzaak van deze vervormingen ligt in de visceuze eigenschappen of chemische veranderingen in de bindingsstructuur van de gronddeeltjes. Een voorbeeld van dit laatste is het zogenaamde seculair effect in klei. Dit effect treedt pas op nadat de periode van consolidatie nagenoeg is voltooid. Gebruikelijk is het seculair effect ook met een samendrukkingsconstante in rekening te brengen.

Met uitzondering van verschijnselen waarbij wateroverspanningen door volumeverkleining een rol spelen, zijn voor alle hiervoor genoemde macro-mechanismen voor de praktijk geschikte rekenmodellen beschikbaar. Voor wat betreft glijvlakberekeningen en bezettingsberekeningen wordt verwezen naar handboeken op het gebied van de grondmechanica (1). De grondgegevens nodig voor deze berekeningen kunnen worden verkregen uit standaard laboratoriumproeven op gestoken monsters.

Voor een voorspelling van de verschijnselen cyclische verdichting en zettingsvloeiing is een meer gedetailleerd onderzoek nodig. Hierbij speelt de bepaling van de dichtheid ter plaatse en het in het laboratorium te bepalen volumeveranderingsgedrag een belangrijke rol. In opdracht van RWS (TAW) voert LGM een studie uit om het zettingsvloeiingsmechanisme theoretisch te beschrijven.

Voor de berekening van verdichting bestaan reeds eindige elementenprogramma's, maar deze zijn door het geavanceerde karakter ervan of door het ontwikkelingsstadium waarin ze verkeren in het algemeen alleen door grondmechanische specialisten te hanteren.



Figuur 8 macro-mechanismen.

Filterconstructies

Algemeen

Een filterconstructie gewoonlijk opgebouwd uit één of meer lagen van verschillende korrelafmetingen, heeft als doel de onderliggende laag van fijner materiaal tegen erosie te beschermen en dient tegelijkertijd het grondwater, zonder grote drukverschillen, te laten passeren. Een filter heeft dus zowel een 'korrelafdichtende' als een 'waterdoorlatende' functie.

Bij vele typen bekledingsconstructies zal de fundatielaag als filter moeten fungeren voor het onderliggende materiaal van het dijk- of oeverlichaam. Omgekeerd zal de bekledingslaag als filter moeten dienen voor de fundatielaag.

Om de filterfunctie blijvend te kunnen vervullen dienen zowel overgangen tussen verschillende filter- en basislagen als de filter- en basislaag zelf stabiel te zijn.

Bij een goede dimensionering van een filterconstructie moet de sterkte van de filterlagen zijn afgestemd op de te verwachten belastingen op het filter en op de mate waarin eventueel filtertransport acceptabel is.

De belastingen, uitgedrukt in gradiënten of stroomsnelheden uitgeoefend door de grondwaterbeweging op het filter, worden bepaald door uitwendige hydraulische randvoorwaarden, de doorlatendheid van filterlagen en ondergrond, en door de dikte en de hellingen van de verschillende lagen. De filtersterkte wordt bepaald door geometrische eigenschappen van filterlagen, de grootte van openingen of poriën en de laagdikte, in relatie tot de korrelafmetingen van het basismateriaal en de contactkrachten tussen de korrels.

Zoals in principe voor alle micro-mechanismen geldt vertoont het filtertransport een duidelijk tijdsafhankelijk

gedrag. In het algemeen zal eerst van merkbare schade sprake zijn indien grote aantallen deeltjes verplaatst zijn. Dan zal ook de duur van de belasting van belang zijn. Per geval moet worden nagegaan of met een lange duur-belasting en/of met één extreme ontwerpbelasting moet worden gerekend. In dit verband kan het om economische redenen aantrekkelijk zijn voor de hoogste belastingen tijdens de levensduur een bepaalde hoeveelheid filtertransport toe te staan. Het filter hoeft dan alleen volledig 'korreldicht' te zijn onder lage gebruiksbelastingen.

Filterregels

Het moge duidelijk zijn dat men met name de geometrische eigenschappen van de filterlagen in relatie tot die van het basismateriaal van essentieel belang zijn. Enerzijds wordt de belasting op het filter sterk door deze eigenschappen beïnvloed, anderzijds hangt de filtersterkte hier rechtstreeks mee samen. De geometrische eigenschappen hebben betrekking op de korrelverdeling van de lagen, de pakkingsdichtheid en de laagdikte.

De beoordelingsmethode van filterconstructies heeft in het laatste decennium een belangrijke ontwikkeling doorgemaakt die voornamelijk voortgekomen is uit onderzoek dat in het kader van de Deltawerken is verricht.

De klassieke filterregels, zoals deze in 1922 door Terzaghi zijn geformuleerd, stellen uitsluitend eisen aan de korrelafmetingen van de filterlagen in relatie tot die van de basislaag. Kort samengevat komen deze empirische regels neer op de volgende eisen:

- suffosie D_{15}/d_{84} à 5
- doorlatendheid D_{15}/d_{15} 4 à 5
- interne erosie $U = D_{60}/D_{10}$ 10

D = diameter grovere of filterlaag, d = diameter fijnere of basislaag en het getal bijvoorbeeld 15 geeft het gewichtspercentage van de korreldiameter dat de zeef passeert. Bij bovengenoemde criteria wordt zowel het poriëngehalte als de grootte van de belastingen niet in rekening gebracht. Deze criteria zijn dan ook aan de veilige kant met name voor slecht gegradeerd basismateriaal ($U = d_{60}/d_{10}$). Echter voor breed gegradeerd basismateriaal kunnen de regels onveilig worden.

Een aanzienlijke winst op de geometrische criteria kan gehaald worden indien met de hydraulische belastingen rekening wordt gehouden. Uit filterproeven is gebleken dat 'niet-geometrisch dichte' filters pas bij overschrijding van een bepaalde belasting beginnen uit te spoelen. De beoordelingsmethode die hiermee rekening houdt, wordt aangeduid als de kritieke gradient benadering. Uit filteronderzoek voor de stormvloedkering in de Oosterschelde zijn op basis van een groot aantal proeven experimentele relaties afgeleid, waarmee voor gegeven korrelverdelingen van de filter- en basislaag en een gegeven poriëngehalte van de filterlaag het kritieke verhang van een laagseparatie kan worden bepaald. Toepassing hiervan leidt in vele gevallen tot een verruiming van de zeefseisen ten opzichte van de klassieke regels. Evenals bij de klassieke regels gaat echter de kritische verhang-benadering er nog steeds van uit dat het begin van korreltransport voorkomen moet worden.

Een nog verdere verruiming van de filtereisen is evenwel mogelijk door een beperkte hoeveelheid transport van korrels toe te staan. Dit kan niet alleen tot gevolg hebben dat minder strenge eisen aan de zeefkrommen behoeven te worden gesteld maar tevens dat de laagdikte van de filterlagen beperkt kan worden. Een voorwaarde voor de toepassing van deze methode is wel dat de hoeveelheid filtertransport, uitgedrukt in een zakking van de filterconstructie, voorspeld moet kunnen worden. Hoewel voor enkele toepassingen, aan de hand van zogenaamde zakkings-filterproeven, al voorspellingen zijn gemaakt, is er behoefte aan een goede theoretische beschrijving van het filtertransportmechanisme. Hiertoe wordt sinds enkele jaren door het LGM en WL in opdracht van Rijkswaterstaat een fundamenteel transportmodel ontwikkeld. Hoewel reeds deelresultaten van dit onderzoek bij de dimensionering van steenzettingen gebruikt zijn, is de verwachting dat binnen vier jaar het transportmodel zover gereed is dat dit in de praktijk op ruimere schaal kan worden toegepast.

Kwaliteitscontrole en monitoring

De kwaliteit van een constructie wordt bepaald door de mate waarin de constructie aan de gestelde functie-eisen voldoet. Deze kwaliteit wordt niet alleen bepaald door de kwaliteit van het ontwerp en de uitvoering, maar evenzeer door de kwaliteit van het beheer en eventuele onderhoud tijdens de functionele fase.

De kwaliteit met betrekking tot de geotechnische functie-eisen van een dijk- of oeverconstructie kan in de ontwerp-fase worden verhoogd door op systematische wijze alle

eerdergenoemde grenstoestanden te toetsen. Om de aan het ontwerp ten grondslag liggende uitgangspunten van de geometrische en materiaaltechnische eigenschappen daadwerkelijk te realiseren, dient tijdens de uitvoering een zorgvuldige controle op het werk plaats te vinden. De materiaaleisen en de keuringsmethoden dienen bij voorkeur in het bestek geregeld te zijn.

Afgezien van de onzekerheden over de veronderstelde eigenschappen van de verwerkte materialen, spelen bij de constructie nog meer onzekerheden een rol. Dit betreft onder meer de eigenschappen van de ondergrond, de grootte van de in werkelijkheid optredende uitwendige en inwendige belastingen en niet in de laatste plaats het fysisch gedrag van de constructieonderdelen onder invloed van deze belastingen.

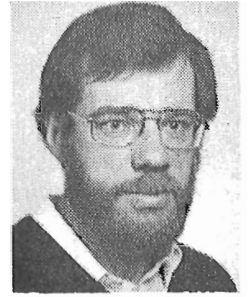
Om tijdig te kunnen signaleren of het werkelijke constructiegedrag in ongunstige zin afwijkt van hetgeen in het ontwerp is verondersteld, moet een adequaat inspectiesysteem voor de functionele fase van de constructie worden opgesteld. Dit systeem moet een wezenlijk bestanddeel vormen van een op te stellen beheers- en onderhoudsplan van de dijk- of oeverconstructie. Het inspectiesysteem zal naast detectiemetingen van zichtbare schade aan de bekledingen ook metingen dienen te bevatten die inzicht verschaffen in de geometrische eigenschappen, de belastingen op de constructie en het gedrag van de constructie zelf.

Literatuur

1. Grondmechanische aspecten funderingsgrondslag van bekledingsconstructies, Bijdrage OD 9 PATO Oever- en dijkbekleding, L. de Quelerij, 1986, Delft.
2. Filterconstructies, Bijdrage OD 8 PATO Oever- en dijkbekleding, H. den Adel, 1986, Delft.
3. Grondmechanica, A. Verruijt, DUM, 1983, Delft.
4. Handboek overbeschermingsconstructies, K&O, 1983, Rotterdam.
5. Grondmechanische instabiliteiten aan de rand van bodem beschermingsconstructies, Bijdrage AB 4.3 PATO Bodemverdediging, L. de Quelerij, 1984, Delft.
6. Leidraad cementbetonnen dijkbekledingen, TAW, CUR VB rapport 119, 1984, Den Haag.

Teen- en Overgang Constructies

*Ir. E.H. Ebbens
Dienst weg- en water-
bouwkunde, Rijkswater-
staat.*



Inleiding

Indien meerdere soorten bekledingen worden toegepast op waterkeringen of oevers dan wordt het gedeelte waar de overgang plaatsvindt van de ene naar de andere bekledingssoort, aangeduid als overgangsconstructie.

Een bijzondere vorm van de overgangsconstructie vormt de teenconstructie die de bekleding aan de onderzijde van het talud begrenst en daar de bekleding opsluit. Overgangsconstructies kunnen zowel betrekking hebben op overgangen loodrecht op, als evenwijdig aan het tracé van het talud. Dit artikel beperkt zich tot de overgangen evenwijdig op het tracé.

Teen- en overgangsconstructies worden vaak als 'sluitpost' behandeld. Uit schade-inventarisaties blijkt echter dat relatief veel schadegevallen samenhangen met de teen- of overgangsconstructies. Voor een blijvend goed functioneren van een bekleding is de teen- of overgangsconstructie dan ook van essentieel belang.

In het volgende zullen diverse aspecten van teen- en overgangsconstructies aan de orde komen.

Historie

Bij de vormgeving van overgangsconstructies spelen tradities al dan niet bewust nog een rol. Soms gaat het hierbij om gewoontes die aan de hand van praktijkervaringen zijn ontwikkeld in een tijd dat er andere bekledingsmaterialen werden toegepast. Bij het toepassen van andere, meer moderne materialen blijkt het handhaven van traditionele overgangsvormen tot minder gewenste neveneffecten te leiden.

In het verleden werden, vóór de algemene toepassing van zetsteen, taluds beschermd door rijshout en losse steen. Hierbij werden paalrijen toegepast om de niet zo erg vast liggende stenen steun te geven. Toen later de gezette glooiing zijn intrede deed bleken de aanwezige paalrijen de golfoploop te beperken en het veek tegen te houden. Mede daarom liet men ze vaak staan. De krachten van de golven die op de palen worden uitgeoefend worden nu echter voor een deel ook op de hecht gezette steenglooiing overgebracht, waardoor in de steenglooiing schade kan ontstaan.

Bij het gebruik van vilvoordse steen als zetsteen werden vrij kleine vakken omsloten door paalrijen om de zetting goed te klemmen. Ook bleken deze paalrijen de omvang van eventuele schade te beperken.

Bij beëindiging van onder en bovenzijde van gezette glooiingen van natuursteen werden perkoenpalen gebruikt

als opsluitconstructie. Bij het later hoger optrekken van de glooiing onstond dan een overgangsconstructie met perkoenpalen. De ongunstige werking van golfkrachten op de uit de glooiing stekende palen werd later waarschijnlijk wel onderkend; de lagere op de glooiing staande paalrijen werden vaak afgezaagd ter hoogte van de bovenkant van de steenglooiing. Toch was hierbij nog geen ideale constructie ontstaan, omdat ter plaatse van de rij perkoenen het verband tussen de gezette stenen minder optimaal is en bij belasting door golfaanval de perkoenen discontinuïteiten vormen bij de krachtoverdracht tussen de stenen onderling, en tussen de stenen en de ondergrond. Door trilling kan klei eroderen, waardoor perkoenen los raken. Ook bij geringe zettingen of vervormingen langs het talud vormt de perkoenenrij een discontinuïteit die leidt tot spleetvorming en afname van klemkrachten. Ook het wegrotten van de palen leidt tot een duidelijke afname van sterkte.

Het veelvuldig gebruik van paalrijen en perkoenen bij overgangsconstructies heeft, zoals volgt uit het voorgaande een duidelijk historische achtergrond. Verder is het gebruik van perkoenen uitvoeringstechnisch vaak nog aantrekkelijk. Tegenwoordig worden regelmatig perkoenen met teen-schotten toegepast.

De in het voorgaande genoemde bezwaren en de thans beschikbare moderne materialen en andere oplossingen, maken het mogelijk het gebruik van perkoenen en paalrijen te beperken. Daarnaast spelen nog andere overwegingen een rol.

De eisen die worden gesteld aan een waterkering zijn zwaarder dan vroeger het geval was. Tegenwoordig moet op extreme omstandigheden worden gedimensioneerd die ver buiten het ervaringsgebied liggen. Ook dat is aanleiding om oude constructies kritisch te beschouwen. Vroeger werd gewerkt in een voortdurende situatie van onderhoud en schadeherstel met veel inzet van vakbekwaam personeel. Zowel de kosten als de beschikbaarheid van vakbekwaam personeel beperken de mogelijkheden van het op een verantwoorde manier in goede staat houden van de traditionele constructievormen.

Schademechanismen

De voorkomende belastingen (golfklappen, wateroverdrukken, waterstroming onder en boven de toplaag, enz.) kunnen processen stimuleren die tot schade kunnen leiden. Deze processen worden aangeduid met schademechanismen.

Uit recent onderzoek (1, 2) kan een aantal schademechanismen worden afgeleid. Van belang zijnde mechanismen zijn

in bijlage 1 weergegeven. Er is hierbij geen volledigheid nagestreefd; onderscheid is gemaakt tussen directe schademechanismen (de belasting leidt vrijwel onmiddellijk tot ontoelaatbare vervorming of bezwijken) en indirecte schademechanismen (het gedurende enige tijd bloot staan aan een belasting leidt uiteindelijk tot een ontoelaatbare situatie of het optreden van directe schademechanismen).

De directe schademechanismen betreffen veelal de toplaag, terwijl de indirecte schademechanismen vaak betrekking hebben op de onderlaag of de ondergrond. Het in het verleden verricht onderzoek naar de stabiliteit van zetsteenglooiingen en analyse van schadegevallen beperkte zich aanvankelijk grotendeels tot de directe schademechanismen.

De invloed van overgangsconstructies op schadeontwikkeling

Uit schade-inventarisaties blijkt dat veel schadegevallen samenhangen met de aanwezigheid van overgangsconstructies. Als inleiding op het ontwerpen van overgangsconstructies wordt het effect van deze constructies op enkele schademechanismen aangegeven.

Uitlichten los element door golfbeweging (fig. 1)

Door discontinuïteit in de filter- of onderlaag kan extra overdruk ontstaan (a, c), maar kan de toevoer van water en ook de overdruk worden beperkt (b). Ook kan verminderde inklemming bij de overgang het uitlichten bevorderen (c).

Afschuiven of opdrukken door overdruk (fig. 2)

Een onderbreking van de watervoerende laag onder de bovenlaag door een teenschot of minder doorlatend materiaal, belemmert de afvoer van water en verhoogt de overdruk onder de bovenlaag.

Erosie of uitspoeling ondergrond

Interne erosie filterlaag

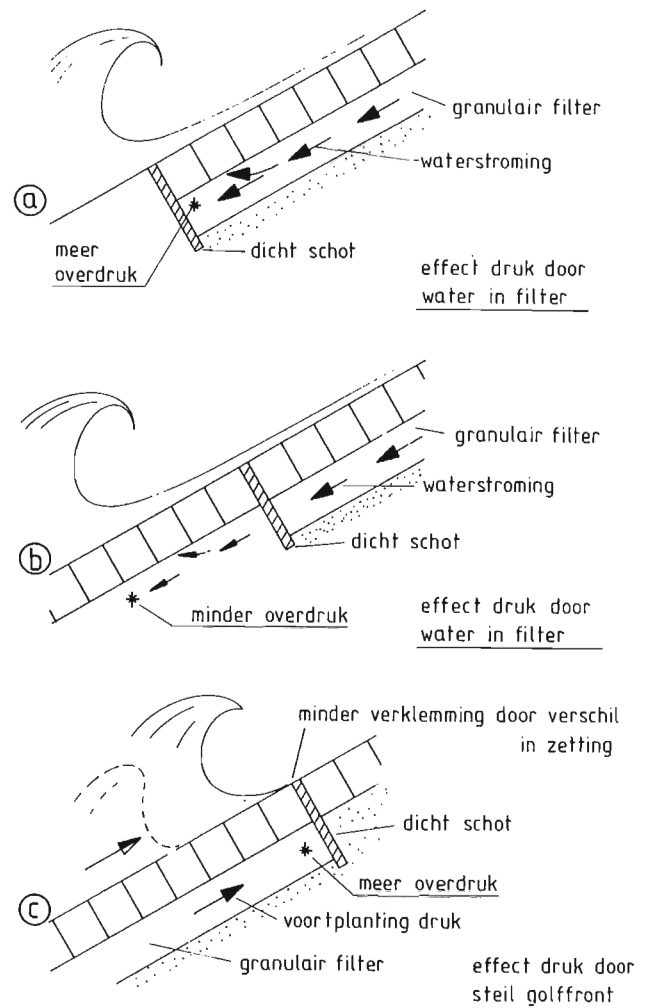
Erosie filterlaag (fig. 3 en 4.)

Bij een overgangsconstructie, met een verticale naad doorlopend in de filterlaag en/of de ondergrond, kan concentratie van waterstroming en een lokaal groter verhang ontstaan. Hierdoor neemt de kans op erosie van filterlaag en ondergrond toe. Ook kan via de overgang meer toevoer van water naar het filter of de onderlaag optreden, hetgeen eveneens tot meer erosie kan leiden.

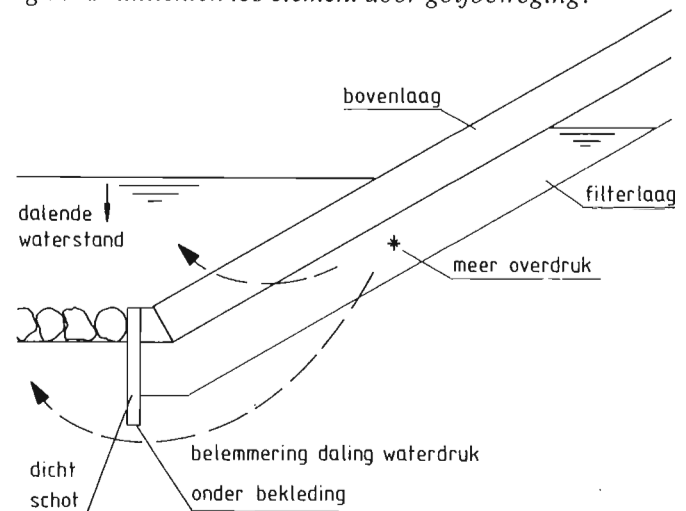
Bij een aansluiting tussen verschillende onderlagen, bijvoorbeeld mijnsteen tegen klei of zand, kan door het niet voldoen aan filterregels op de scheiding erosie van klei of zand optreden.

Erosie (gras op) klei

Bij golfoploop tot boven de overgang van een harde bekleding naar gras op klei ontstaat vaak erosie door



Figuur 1 uitlichten los element door golfbeweging.



Figuur 2 afschuiven of opdrukken door overdruk.

aanpassing van het stromingsbeeld van de harde bekleding aan dat gras op klei. Ook kan de vaak mindere kwaliteit van de grasmat op de overgang een rol spelen. Door een goede vormgeving kunnen de ongunstige effecten van overgangsconstructies worden beperkt of geheel weggenomen.

Eisen te stellen aan overgangsconstructies

Om te kunnen functioneren moet een overgangsconstructie aan een aantal (functionele) eisen voldoen.

Opsluiten

De overgang dient zodanig te zijn dat de bekleding onbelemmerd kan functioneren. Daartoe kan het nodig zijn dat de overgang tegengaat dat:

- de bekleding afglijdt van het talud;
- de bekleding afbrokkelt bijvoorbeeld door ondermijning;
- de bekleding desintegreert.

Een bekleding op een talud is bij ontwerpomstandigheden op zich niet altijd stabiel tegen afschuiven (met name gezette steen niet). Door de overgangsconstructie aan de onderzijde (veelal de teenconstructie) moet afschuiven worden voorkomen en moeten de door de bekleding uit te oefenen krachten worden opgenomen.

Beschermen ondergrond

De overgangsconstructie dient een tenminste even grote bescherming van de ondergrond te bieden als de zwaarste van de aansluitende bekledingen. De overgangsconstructie mag dus geen zwak element vormen in de totale bekleding. Dit kan betekenen dat de constructie ter plaatse even sterk of zwaar is en/of dat de belasting ten gevolge van de overgang niet plaatselijk hoger is door de vormgeving van de overgangsconstructie.

Grondichtheid en filtering

Een overgangsconstructie dient tenminste te voldoen aan de zwaarste eisen betreffende grondichtheid en filtering die gesteld kan worden aan de aansluitende bekledingen. Indien een filterconstructie wordt beëindigd ter plaatse van de overgang moet ook deze beëindiging aan dezelfde eisen voldoen.

Flexibiliteit

Een overgangsconstructie moet zo flexibel zijn dat eventuele differentiële zettingen of verschuivingen evenwijdig aan het talud even goed door de constructie kunnen worden gevolgd als door de aansluitende bekledingen. Indien de ondergrond of de funderingslaag van de bekleding verschilt aan weerszijden van de overgang of ter plaatse van de overgang, moet het eventuele extra verschil in zetting of verschuiving ten gevolge hiervan kunnen worden opgevangen door de overgangsconstructie zonder verlies van de overige functies. Voorkomen moet worden dat extra differentiële zettingen in de hand worden gewerkt door de vormgeving van de overgangsconstructie.

Duurzaamheid

Een overgangsconstructie dient minstens even duurzaam te zijn als de aansluitende bekledingen om te voorkomen dat voortijdig vervanging van een op zichzelf nog duurzame bekleding moet plaatsvinden.

Uitvoerbaarheid

Een belangrijk aspect bij de vormgeving van overgangsconstructies is de uitvoering: de constructie moet goed uitvoerbaar zijn.

Ontwerpoverwegingen

Uit de genoemde eisen zijn ontwerpoverwegingen af te leiden. Enkele worden in het volgende genoemd.

Opsluiten

Bij toepassing van damwand of perkoenpalen (met teenschot) als teenconstructie moet worden gerekend op enige vervorming hiervan, voordat deze de afschuivende krachten kunnen opnemen die de bekleding erop uitoefent. Ook kan bij langdurige belasting een langzame doorgaande vervorming optreden. Beter is het daarom de benodigde afschuiving krachten te laten opnemen door een aansluitende bestorting of bekleding in plaats van een perkoenenrij (met teenschot) of een damwand. Deze aansluitende bekleding of bestorting moet op deze krachten worden gedimensioneerd. Dit geldt ook indien om andere redenen toch een damwand of teenschot met perkoenen wordt aangebracht.

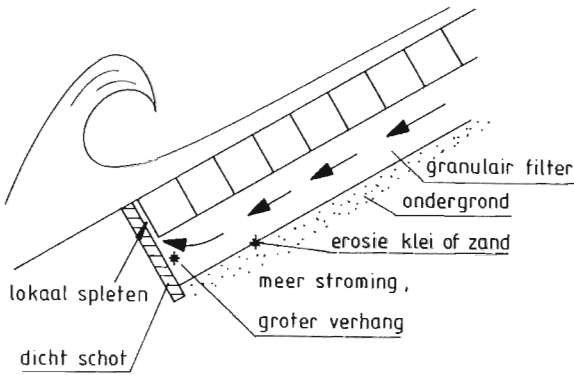
Beschermen ondergrond

Ter plaatse van de overgang tussen twee toplagen, waarvan één of beide gesloten zijn, dient over enige breedte een onderlaag aanwezig te zijn die zorgt voor voldoende sterkte nabij de naad tussen de aansluitende bekledingen. Doorlopende verticale naden over de volledige hoogte van de bekleding moeten worden vermeden vanwege de grotere kans op uitspoeling van de ondergrond en ongewenste indringing van water in de ondergrond (fig. 6).

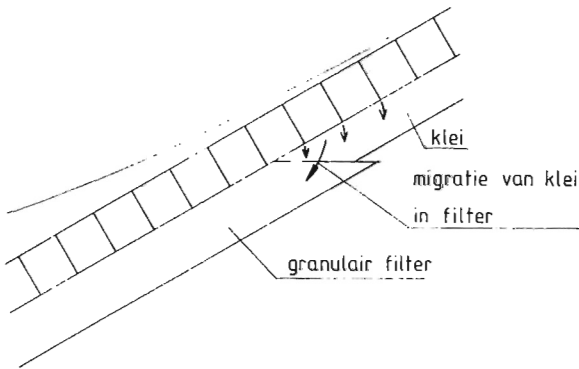
Verder moet worden vermeden dat plaatselijk een zwaardere belasting optreedt door extra wateroverdruk onder de bekleding. Dit impliceert dat de grondwaterstroming en/of de waterstroming in de filterlaag ten gevolge van de golfbeweging bij voorkeur niet gestoord moet worden door discontinuïteiten als verticale damwanden of diep insnijdende schotten. Indien dit niet te vermijden is moet rekening worden gehouden met een plaatselijk zwaardere bekleding, of moet de bekleding versterkt worden door bijvoorbeeld penetratie.

Grondichtheid en filtering

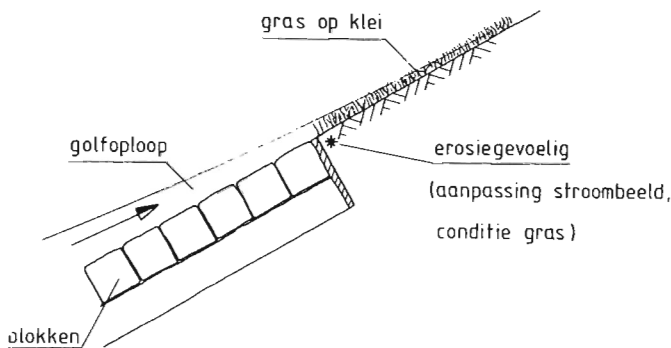
In het algemeen moet een aansluiting tussen de lagen van de verschillende bekledingstypen trapsgewijs verlopen zonder doorgaande verticale naden. Onderscheid kan worden gemaakt tussen overgangen van twee filterende bekledingen, overgangen van een filterende en een waterdoorlatende bekleding en overgangen van twee waterdoorlatende bekledingen.



Figuur 3 erosie filterlaag.



Figuur 4 erosie filterlaag.



Figuur 5 erosie (gras op) klei.

Overgangsconstructie tussen twee filterende bekledingen

Essentieel is in deze gevallen dat het filter niet wordt onderbroken en er geen doorgaande verticale naden voorkomen. Bij voorkeur moeten de filterlagen overlappend in elkaar overgaan (fig. 7).

Overgangsconstructie tussen twee waterdoorlatende bekledingen

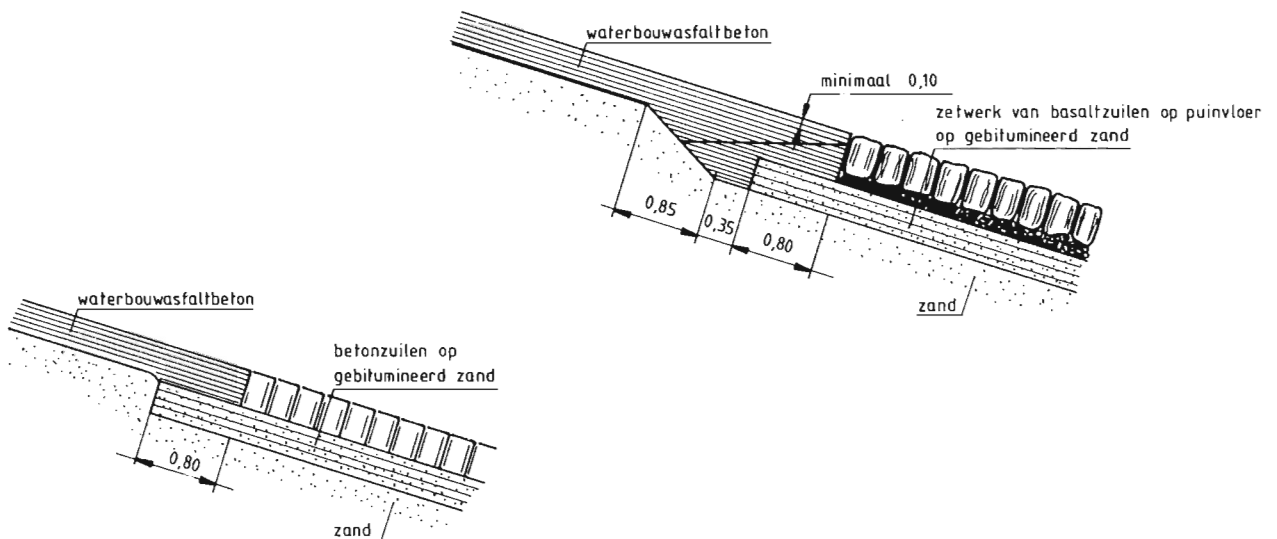
Voor deze overgangsconstructie is het van belang dat ter plaatse van de overgang geen 'lek' ontstaat. Hierdoor zou bij een eventuele overdruk onder de bekleding door dit lek materiaal kunnen uitspoelen met als gevolg schade aan de bekleding.

Overgangsconstructie tussen een ondoorlatende en een filterende bekleding.

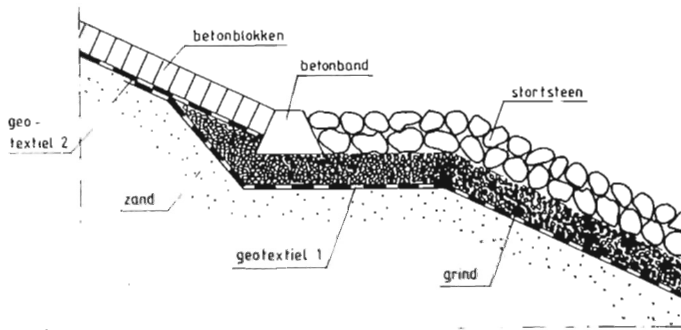
Van belang is hierbij dat voldaan wordt aan de ontwerp-eisen van de ondoorlatende bekleding.

1. De laag onder de ondoorlatende bekleding dient juist in verbinding te staan met de filterlaag onder de filterende bekleding om eventuele wateroverdrukken onder de ondoorlatende bekleding af te voeren (wateroverdrukken na hoge waterstanden).
2. De laag onder de ondoorlatende bekleding dient afgesloten te zijn voor de filterlaag onder de open bekleding om juist zich voortplantende drukken onder de ondoorlatende bekleding te vermijden (wateroverdrukken door golfbeweging).
In het eerste geval dient de filterconstructie overlappend voortgezet te worden onder de dichte bekleding.

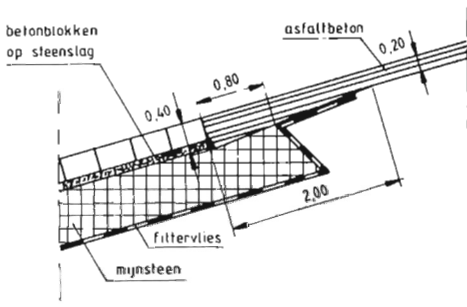
In het tweede geval dient de filterconstructie, waardoor de druk zich kan voortplanten, te worden afgesloten. In fig. 8 kan golfdruk zich voortplanten door de steenslag. Deze laag wordt afgesloten door een verdikking van de asfaltlaag. Tegelijkertijd wordt ook voorzien in de onder



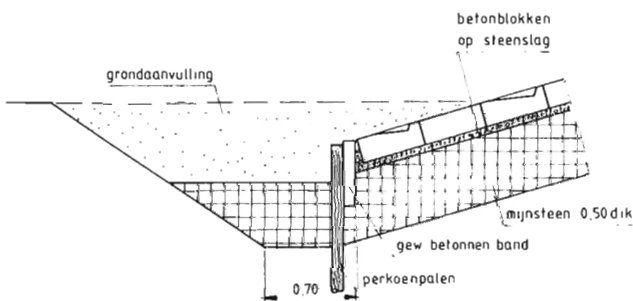
Figuur 6 overgangsconstructies met overlappende lagen.



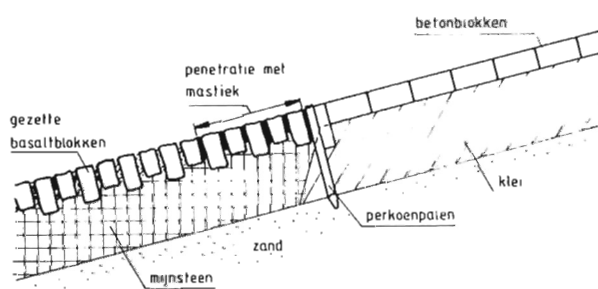
Figuur 7 overgang tussen twee filtrerende bekledingen.



Figuur 8 overgangsconstructie tussen betonblokken en asfaltbeton.



Figuur 9 teenconstructie.



Figuur 10 geopenetreeerde overgangsconstructie.

punt 1 genoemde probleem van wateroverdruk door hoge waterstanden. Bij een teenconstructie is het onder 1. genoemde aspect vaak van belang. Een oplossing als in fig. 9 getoond is dan mogelijk.

Flexibiliteit

Een trapsgewijze overgang van de verschillende lagen van de aansluitende bekledingen verdient de voorkeur.

Een eventueel zettingsverschil tussen de aansluitende bekledingen wordt zo over enige afstand verspreid en zal de belastingen daardoor beter en zonder schade kunnen doorstaan.

Een verschil in zetting aan weerskanten van de overgangsconstructie kan gepaard gaan met vermindering van inklemming van gezette glooiingen. Het ingieten van een strook langs de overgang is een goede remedie hiervoor (fig. 10). Bij niet meer aan rottingen onderhevige bekledingen kan de overgang ook versterkt worden door ingieten met cementmortel. De in figuur 10 aangegeven overgang is bij zwaardere en/of meer langdurige golfaanval overigens minder geschikt in verband met de mogelijke indringing van klei in de mijnsteen.

Duurzaamheid

In het algemeen moet worden vermeden dat bij de overgangsconstructie meer vergankelijke materialen worden toegepast dan bij de aansluitende bekledingen.

Uitvoerbaarheid

Vaak is in de gangbare praktijk vooral de uitvoering bepalend voor de gekozen overgangsconstructies. Aanbevolen wordt om eerst een goede afweging te maken tussen de voordelen van een gemakkelijke uitvoering en de nadelen van het minder goed voldoen aan één van de genoemde functionele eisen.

Besluit

Aanbevolen wordt om uitgaande van de functionele eisen de overgangsconstructie te ontwerpen volgens de in dit artikel gegeven ontwerpoverwegingen. Veelal zal er in de praktijk niet in dezelfde mate aan alle ontwerpuitgangspunten kunnen of moeten worden voldaan. Soms is een bepaald bekledingstype aanwezig waarop moet worden aangesloten. Ook kunnen bepaalde ontwerpoverwegingen minder relevant zijn. Bijvoorbeeld bij recente dijkverzwaringen met hoog voorland is veel gewerkt met een beneden het maaiveld aangebracht teenschot buiten de direct door de golven belaste zone. In die gevallen zijn opsluiten, beschermen, ondergrond, gronddichtheid, filtering en flexibiliteit van minder belang en kan de uitvoerbaarheid maatgevend zijn.

In het algemeen kan pas na het systematisch nalopen van de uit de functionele eisen volgende ontwerpprincipes en met in achtneming van de optredende belastingen een selectie van een aantal mogelijke constructies worden gemaakt. Deze selectie moet vervolgens worden getoetst op uitvoerbaarheid en kosten voordat tot een definitieve keuze wordt besloten.

Aanbevolen wordt om niet op voorhand al de uitvoering als overheersend keuzecriterium te hanteren. Verder moet zo veel mogelijk rekening worden gehouden met de sterk toegenomen mogelijkheden van moderne materialen als geotextielen, asfaltmastiek en gebonden al dan niet doorlatende onderlagen.

De voornoemde systematische aanpak geeft verder de meeste kans dat een optimaal gebruik van de beschikbare materialen wordt gemaakt.

Literatuur

- 1 *Taludbekleding van gezette steen, Overzicht onderzoek 1980-1984; Samenvattend verslag, Waterloopkundig Laboratorium, M1795, M1.*
- 2 *Taludbekleding van gezette steen, Belasting en sterkte van zetsteen versterkte dijken Appendix 5. Inventarisatie interne waarnemingen en bekledingen van zeedijken. Waterloopkundig Laboratorium, M1115.*
- 3 *J.C.P. Johanson, Overgangsconstructies bij bekledingen van zeedijken; Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde (verschijnt eind 1986).*
4. *K.A.G. Mouw, Teen- en overgangsconstructies; Syllabus van de cursus 'Oever- en dijkbekleding' PATO, 1986.*

Bijlage 1

Overzicht schademechanismen

– Directe mechanismen:

1. Uitlichten los element (blok) door golfbeweging (windgolf, scheepsgolf);
2. Afschuiven of opdrukken van (deel van) de bekleding door overdruk aan de onderzijde (getij, kwel, windgolven, scheepsgolven);
3. Afschuiven talud ondergrond (getij, kwel, overstortend water);
4. Scheuren bekleding door dynamische belasting (golfklappen, scheepvaart);
5. Mechanische beschadiging:
 - a. penetratie drijfijfs;
 - b. afschuiven bekleding door drijfijfs;
 - c. schade door drijvende voorwerpen;
 - d. schade door aanvaring schepen.

– Indirecte mechanismen:

1. Vervorming talud ondergrond door verdichting, zetting, verweking, verkneding;
2. Erosie of uitspoeling ondergrond:
 - a. via bekledingsvlak van het talud;
 - b. vlak evenwijdig aan het talud.
3. Interne erosie filterlaag.
4. Erosie filterlaag:
 - a. via bekledingsvlak van het talud;
 - b. vlak evenwijdig aan het talud.
5. Aantasting elementen van de bovenlaag:
 - a. aantasting van harde elementen/toplaag;
 - b. erosie gras op klei.
6. Differentiële zetting ondergrond.
7. Uitspoelen vul/stopmateriaal.
8. Vorstschade:
 - a. kapotvriezen van de bovenlaag (elementen);
 - b. opvriezen van onderliggende lagen.
9. Schade door:
 - a. vee;
 - b. graverij van dieren.

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



Inleiding

Taludbekledingen worden traditioneel gemaakt van losse stortsteen of grind, van gezette natuursteen of betonblokken, van betonnen platen of van min of meer gesloten asfalt. Taludbekledingen met blokkenmatten vormen een type apart al hebben ze met elk van de meer traditionele bekledingstypen wel één of meerdere specifieke eigenschappen gemeen.

Elke blokkenmat bestaat uit een aantal gerangschikte betonblokken die met elkaar verbonden zijn tot een flexibele mat. De verbinding kan ondermeer bestaan uit kabels die van blok tot blok lopen, 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 'hol en dol' systeem (fig. 1).

Vaak bedekken de betonblokken slechts een deel, bijvoorbeeld 80% van het totale oppervlak. 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. De hele betonblokkenmat-constructie bestaat in het algemeen, behalve uit de betonblokkenmat zelf, tevens uit granulair materiaal tussen de blokken, een geotextiel onder de mat – als dat al geen deel van de mat vormt – en soms ook nog uit een filterlaag of vlijlaag. Daarnaast is de verankering vaak een essentieel onderdeel van de constructie (fig. 2).

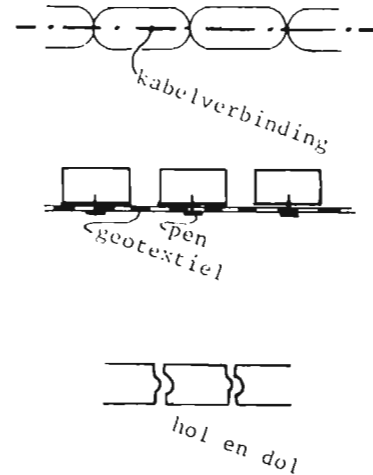
Fabricage en transport

De methode om blokkenmatten te fabriceren is afhankelijk van de constructie van de blokkenmatten. Er zijn twee hoofdgroepen te onderscheiden:

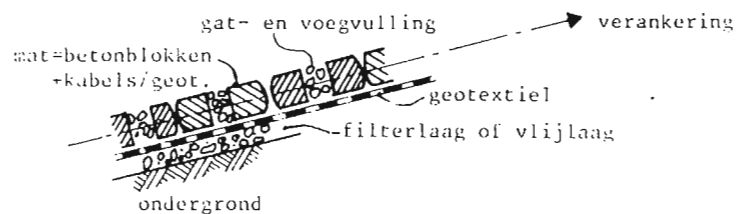
- blokkenmatten waarbij de blokken vooraf worden geproduceerd en na enige verhardingstijd, door assemblage tot een mat worden gevormd, meestal met behulp van kabels;
- blokkenmatten waarbij de blokken direct op een geotextiel worden gestort en zodoende een mat vormen.

Afhankelijk van de lokatie van het werk en de legmethode (van het land af of van het water), kan het transport worden uitgevoerd via de weg of via het water.

Bij transport over de weg is de breedte maximaal 2,40 m. De lengte is afhankelijk van het te beschermen talud. Om moeilijkheden tijdens het leggen te voorkomen en om schade te beperken, dienen matten redelijk nauwkeurig en met zorg op het transportmiddel te worden gestapeld.



Figuur 1 elementen van de verbindingen tussen de blokken.



Figuur 2 mogelijke onderdelen blokkenmat-constructie.

Uitvoering

Het leggen van matten is relatief eenvoudig en kan met een grote snelheid worden uitgevoerd. Hierdoor is het onbeschermde talud meestal slechts gedurende korte tijd blootgesteld aan de invloed van golven en stroom. Het leggen dient wel met de nodige zorg en nauwkeurigheid te gebeuren. Immers, wanneer een deel van de mat onder water is gelegd, is het weer oppakken en herleggen tijdrovend en dus een kostbare zaak.

De uitvoering kan worden verdeeld in drie fasen:

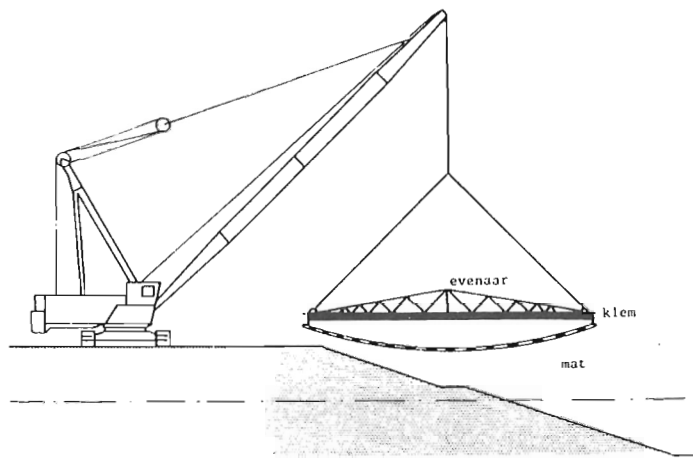
- voorbereiding;
- leggen;
- nabewerking.

I. De voorbereiding

- Afmaken van het talud; voor de stabiliteit is het van belang dat de blokkenmatten zo goed mogelijk aansluiten aan de ondergrond.
- Verdichting van het talud; om zettingen te voorkomen en stabiliteitsverlies van de onderlaag te vermijden, is het noodzakelijk dat de onderlaag bestaat uit min of meer

ongeroid materiaal of dat het talud vooraf wordt verdicht.

- Schoonmaken van het talud; geotextielen kunnen betrekkelijk eenvoudig worden beschadigd. Daarom dienen alle scherpe voorwerpen – wrakhout e.d. – van het talud te worden verwijderd voordat het geotextiel wordt gelegd.
- Leggen geotextiel; als het geotextiel geen onderdeel vormt van de blokkenmat, wordt het van tevoren gelegd en moet het eventueel verzekerd worden tegen opdrijven.



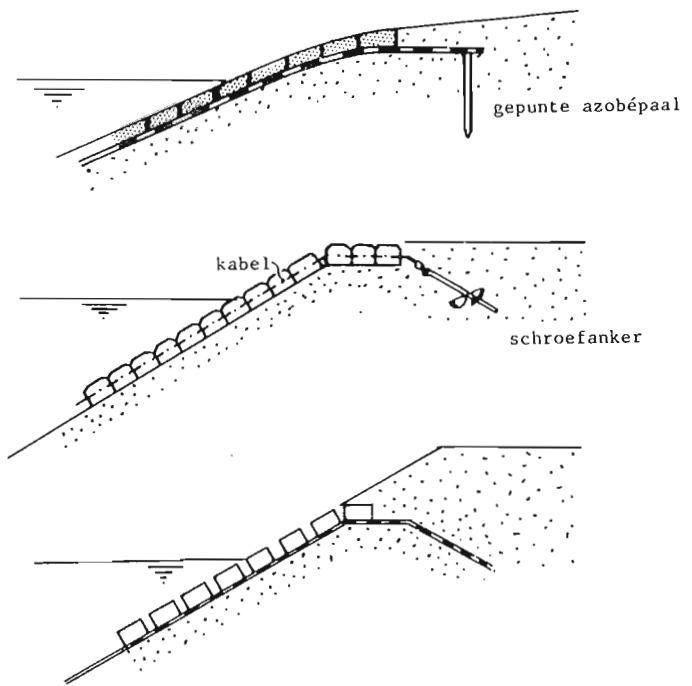
Figuur 3 leggen van de mat.

II. Het leggen

- Het leggen van de matten gebeurt met een evenaar en met behulp van een hydraulische of draadkraan (fig. 3). Om extra overslag van de matten te voorkomen worden ze waar mogelijk direct van de wagen of de bak in het werk gebracht.
- Onmiddellijk na het leggen dient de positie van de mat te worden gecontroleerd, nog voordat de klemmen van de evenaar worden gelost. Na het lossen van deze klemmen is geen correctie meer mogelijk. Het corrigeren van de positie van de mat moet zó gebeuren, dat het onderliggende geotextiel niet wordt verschoven. De nauwkeurigheid waarmee matten kunnen worden gelegd is groot. De nauwkeurigheid is vooral van belang ter voorkoming van naden tussen de matten. In de praktijk behoeven de naden tussen de matten niet groter te zijn dan maximaal 1 à 2 cm, mits tenminste een deel van de mat boven water kan worden gelegd. De nauwkeurigheid wordt al snel veel minder wanneer de matten geheel onder water worden gelegd.

III. De nabewerking

- Verankering. Blokkenmatten worden meestal verankerd aan de bovenzijde. Het soort verankering is afhankelijk van de matconstructie (fig. 4).
- Voegvulling. De voegvulling is afhankelijk van de gestelde eisen en wordt aangebracht met een kraan en daarna ingeveegd in de voegen. Veelal zorgt de normale golfwerking voor verder inwassen van het voegmateriaal.



Figuur 4 enige verankeringsmethoden.

Aansluitingen

De aansluitingen zijn vaak de zwakste punten in een constructie. Dat geldt ook voor een blokkenmatconstructie. Blokkenmatten kunnen deels boven water en deels onder water gelegd worden. Daardoor is het in de meeste gevallen mogelijk een aansluiting te vermijden bij de (laag)waterlijn tussen een boven-water constructie (steenzetting, asfaltbeton) en een onder-water constructie (kraagstuk).

Dat kan een groot voordeel zijn van blokkenmatten. De aansluiting tussen twee matten is vooral moeilijk als het om een bochtig talud gaat.

De aansluitconstructie van blokkenmatten op andere constructieonderdelen zoals damwanden, keermuren, uitwateringsbuizen e.d., is een zaak die met grote zorgvuldigheid moet worden ontworpen om 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 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 behulp van gietasfalt of ter plaatse gestort beton. Ook zijn er mogelijkheden om met stortsteen te werken.

Voor elke 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 waarbij losse stortsteen wordt gebruikt, omdat deze methode al snel realiseerbaar is met lokaal aanwezig materiaal.

Mogelijke schademechanismen

Golf- en stroomaanval kunnen tot schade leiden.

We onderscheiden de volgende schademechanismen:

1. Afglijden hele mat

Lokale overdruk onder een bekleding kan leiden tot een zodanige vermindering van de (korrel)drukspanning onder de bekleding dat afglijden van een stuk mat dreigt. Dit gevaar is vooral groot bij steile taludhellingen en relatief geringe doorlatendheid van de bekleding. De bekleding kan op sommige plaatsen zelfs worden opgelicht (fig. 5). Het afglijden kan voorkomen worden door steun van onder, of verankering naar boven (fig. 6).

2. Afschuiving van de ondergrond

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

3. Omslagranden

Bij blokkenmatten moet bijzondere zorg worden besteed aan de randen. Het gaat hier zowel om de boven- en onderrand als de zijranden. Onder invloed van de stroom kan omslagranden optreden (fig. 7).

4. Individueel blok uit bekleding

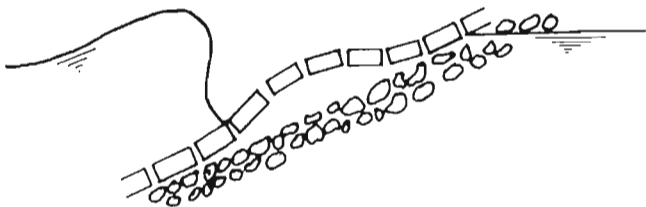
Door drukverschil over de bekleding of onder invloed van de stroom kan een individueel blok omhoog gezogen worden (fig. 8).

5. Uitspoelen voegvulling

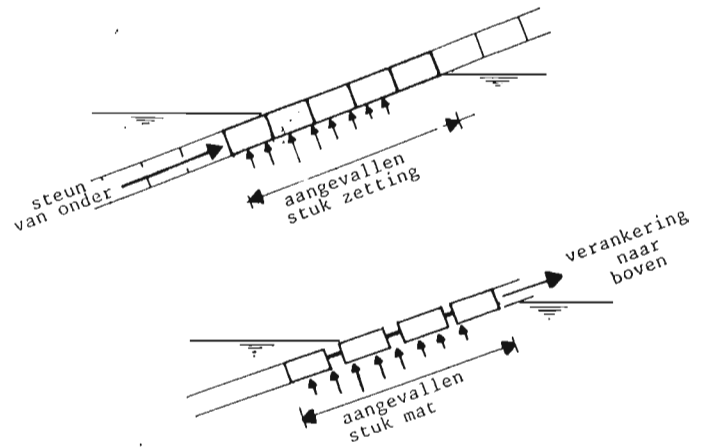
Dit kan leiden tot een slechtere verbinding tussen de blokken en tot geringere zanddichtheid van de mat (zie ook punt 6).

6. Erosie ondergrond

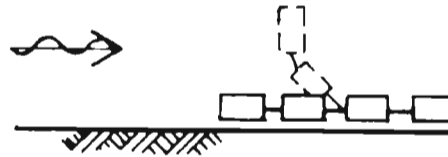
De grootste kans op erosie van de ondergrond treedt meestal op bij de randen van een mat (aansluitingen!) (fig. 9).



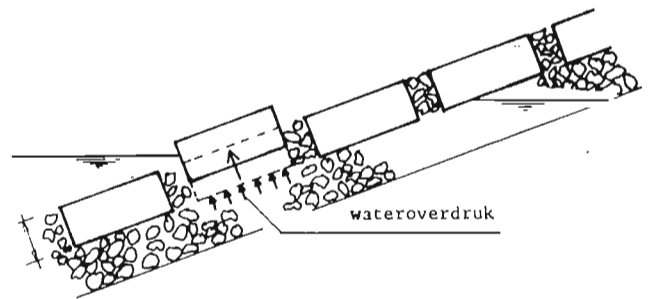
Figuur 5 oplichten stuk mat door wateroverdruk.



Figuur 6 afglijden mat; rol steun van onder of verankering naar boven.



Figuur 7 omklappen matrand.

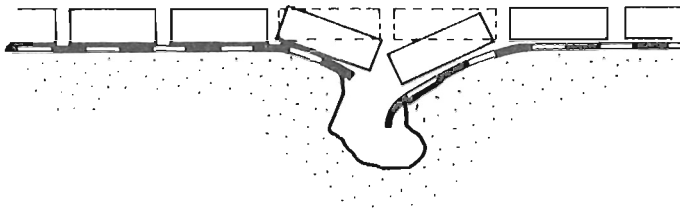


Figuur 8 individueel blok uit bekleding.

Invloed constructie-eigenschappen

Vergeleken met andere bekledingstypen zijn de volgende essentiële constructieve verschillen te noemen die van invloed zijn op mogelijke schade:

- Vergeleken met de individuele elementen van een bekleding van losse stortsteen liggen die van een blokkenmat erg netjes naast elkaar waardoor de stroming veel minder vat heeft op die elementen.
- De blokken zijn fabrieksmatig op enigerlei wijze met



Figuur 9 erosie bij aansluiting.

elkaar verbonden. Hierdoor is de kans op uitlichten van een enkel blok veel kleiner dan bij een steenzetting, tenminste als die verbinding sterk en duurzaam genoeg is. Overigens kunnen individuele blokken bij de meeste typen blokkenmatten wel een stuk opgelicht worden, hetgeen gepaard kan gaan met vervorming van het talud. De verbinding moet dan ook meer gezien worden als een extra veiligheid tegen het schademechanisme 'individueel blok uit bekleding' (zie C. van den Berg and J. Lindenberg, 'Stability of Armorflex revetment system under wave attack', Int. Conf. on Flexibel Armoured Revetements Inc. Geotextiles, London, maart 1984).

- Bij matten die bestaan uit een geotextiel met daarop bevestigde blokken, raken de blokken elkaar niet. Om weerstand tegen oplichten te verkrijgen die vergelijkbaar is met een steenzetting, is vulling van de voegen met granulair materiaal essentieel. Overigens gaat zo'n vulling ten koste van de flexibiliteit van de mat.
- Als onverhoopt lokale schade aan een blokkenmat optreedt, zal de verbinding tussen de overige elementen voorkomen dat de schade zich bij hevige golf- of stroomaanval snel uitbreidt. Reparatie van de schade is overigens lastig.
- De weerstand van een blokkenmat tegen afglijden of oplichten van een deel van de bekleding is aanzienlijk groter dan bij meer waterdichte bekledingen zoals betonnen platen en asfaltbeton. In dit opzicht is er een sterke overeenkomst met steenzettingen. Ook hier speelt de waterdoorlatendheid van de bekleding ten aanzien van de doorlatendheid van de ondergrond een grote rol. Gunstig is in dit opzicht:
 - * veel grote gaten in en tussen de blokken;
 - * vulling van die gaten met grof materiaal;
 - * een fijnkorrelige ondergrond;
 - * geen of een zo doorlatend mogelijk geotextiel.
 Helaas is die laatste eis nog al eens in strijd met de eis van een zanddicht geotextiel om erosie van de ondergrond te vermijden.
- Omtrent de weerstand tegen afglijden van de bekleding en afschuiving van de ondergrond, verschillen blokkenmatten wezenlijk van steenzettingen en de meeste andere bekledingstypen. Dat volgt uit het vermogen van blokkenmatten om trekkrachten op te nemen. Bij blokkenmatten is steun van onderen – ontleend aan damwanden, perkoenen of een steunberm – niet nodig, mits de kabels of het geotextiel met zijn verbinding aan de blokken sterk en duurzaam genoeg zijn. Ook de verankering aan de bovenzijde moet uiteraard voldoende zijn.
- Zettingen van de ondergrond en geringe erosie worden opgevangen, mits de mat flexibel is en blijft.

De toekomst van blokkenmatten

In Nederland worden betonblokkenmatten thans vooral toegepast als lichte oeverbescherming. De reden hiervoor moet vooral worden gezocht in de nog maar korte tijd dat ze in Nederland op de markt zijn. Er is dus betrekkelijk weinig ervaring mee opgedaan. In Groot Brittannië en de Verenigde Staten zijn betonblokkenmatten met diktes tussen 20 en 30 cm gangbaar. De ontwikkeling op dit punt staat bepaald niet stil. Prototypen met blokafmetingen van 120x120x23 cm, zijn reeds gesignaleerd.

Het is bepaald niet uitgesloten dat blokkenmatten in de toekomst gebruikt zullen worden voor het beschermen van zwaar aangevallen oevers of zelfs zeekeringen. (Zie ook Philipse in *WEG EN WATER* nr. 5 van mei 1985). Er zijn proefvakken in het Hartelkanaal aangelegd en ook zijn er proeven gedaan in de Deltagoot en in Duitsland, die goede resultaten opleveren. (Zie respectievelijk het rapport van



het Waterloopkundig Laboratorium voor Grondmechanica M1115XIIA en XIIB, het WL-rapport M1910 en Kniess und Meyer, Naturmessungen an Uferdeckwerken aus Beton-Verbundsteinen, *Zeitschrift für Binnenschiffart und Wasserstrassen* nr. 8/83.).

Betonnen plaatbekledingen

ir. J. Stuij
Technische Hogeschool Delft



Steeds weer wordt de vraag gesteld waarom wel betonbekledingen voor landwegen, maar niet voor waterwegen. De overwegingen om een bepaalde constructie of een bepaald materiaal toe te passen worden mede beïnvloed door de bekendheid.

In dit artikel wordt ingegaan op de gestelde vraag, waarbij aan de orde komt wat de verschillen zijn tussen een bekleding van een landwegdek en een bekleding van een oever van een waterweg of langs open water.

Tevens zal aan de orde komen welke aspecten van belang kunnen zijn bij de dimensionering en detaillering van doorgaande betonbekledingen.

Ontwerpfilosofie

Allereerst moet in het algemeen opgemerkt worden dat een ontwerp gebaseerd dient te zijn op een grondige analyse van de functionele eisen aan de te realiseren constructie en dat een oeverbekleding niet persé in beton gemaakt moet worden.

De stappen die het totale realisatieproces dan doormaakt zijn:

- ontwerpstadium : probleemdefinitie; generatie principiële alternatieven; vormgeving; dimensionering.
- uitvoeringsstadium: in principe dezelfde fasen als in het vorig stadium.
- beheersstadium : controle op gebruik en veranderingen in condities (zowel in absolute zin als de onzekerheden daaromtrent).
- aanpassings- of verwijderingsstadium

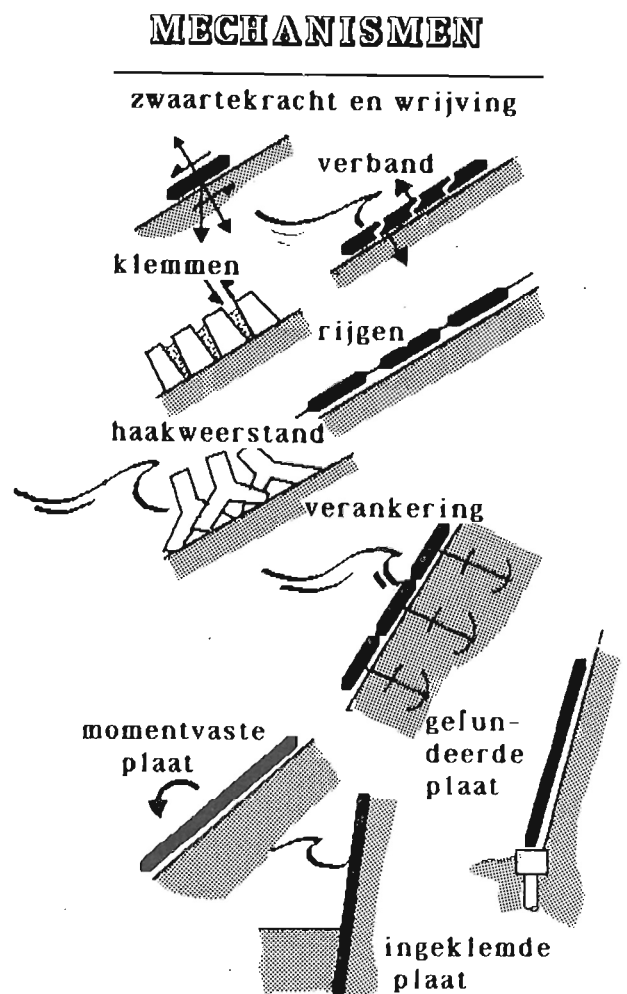
Opgemerkt moet worden dat er in deze stapsgewijze opsomming van activiteiten voor de realisatie vele onderlinge relaties en terugkoppelingen zijn, zowel tussen de stadia als tussen de fasen binnen elk stadium. Voor de kwaliteitsborging van het 'produkt' is in elke fase een (vanzelfsprekende) controle nodig op de handeling of het (tussen)produkt.

Voor het ontwerp, de uitvoering en het beheer en onderhoud moet bij voorkeur gebruik gemaakt worden van de moderne technieken met inbegrip van risico-analyse, ondersteund door gebeurtenissen- en foutenboomtechnieken en probabilistische berekeningen.

Principiële alternatieven voor bescherming van oevers

De primaire functionele eis gesteld aan de oeverbescherming is voorkomen dat te veel oorspronkelijk aanwezig materiaal wegspoelt. De uiteindelijke keuze van een type bekleding wordt bepaald door een groot aantal factoren, waarvan de kosten doorgaans één van de belangrijkste is. Het kan voorkomen dat een type bekleding in hoge mate aan de primaire eis voldoet en goedkoper is dan één die misschien ook aan deze eis voldoet, maar in mindere mate. Wellicht is een doorgaande betonbekleding zo'n constructie. Om dit te kunnen beoordelen is nog veel onderzoek nodig en wellicht ook een werkelijk bewijs in de vorm van een demonstratie project.

Figuur 1 illustreert een aantal mogelijke principes volgens welke een stabiele oeverbekleding mogelijk is.



Figuur 1 principiële mogelijkheden voor oeverbekleding.

De principes zijn:

- *wrijving tussen bekleding en ondergrond:*
component van de zwaartekracht loodrecht op het talud – eventueel verminderd met een opwaartse druk ten gevolge van grondwaterstroming – vermenigvuldigd met de wrijvingscoëfficiënt tussen bekleding en ondergrond is dan groter dan de component van de zwaartekracht langs het talud.
- *verband tussen elementen onderling:*
wanneer de elementen niet alle tegelijk belast worden hebben de minder belaste elementen sterkte over; deze kan gebruikt worden om de andere meer belaste elementen te ondersteunen; het verband kan verkregen worden door een bijzondere vormgeving van de elementen.
- *klemmen:*
het verband tussen de elementen onderling kan ook vergroot worden door de wrijving tussen de elementen onderling sterk te vergroten, bijv. door fijner hoekig materiaal in de (kleine) voegen te wassen.
- *rijgen:*
dit is in feite ook een methode om het onderlinge verband te vergroten; de krachten in de rijdraden moeten wel ergens afgevoerd kunnen worden.
- *haakweerstand:*
in feite ook weer een methode om het onderlinge verband te vergroten; door de grote krachten die op de haakvormige uitsteeksels optreden speelt de mechanische sterkte van het element een belangrijke rol in de totale sterkte van de bekleding.
- *wrijving met behulp van hulpelementen:*
wanneer de wrijving langs het talud overschreden wordt, doorgaans omdat de taludhelling te steil is, kan met succes de ‘wrijving’ in de richting loodrecht op het talud gemobiliseerd worden en wel met behulp van ankers.
- *momentvast op het talud:*
als de onderlinge samenhang tussen de individuele elementen zo groot wordt dat relatief grote schuifspanningen en momenten opgenomen kunnen worden dan vormt de verzameling een doorgaande plaat.
- *momentvast, niet op het talud:*
het bekledingselement kan niet meer zijn stabiliteit ontleen met behulp van de eerder genoemde werkwijzen; bovendien zal doorgaans het talud zo steil zijn dat dit ook zonder de belasting door het water niet stabiel is: de bekleding moet nu ook grondkerend zijn en grote momenten moeten kunnen verwerken.

Belastingen op de plaatbekleding

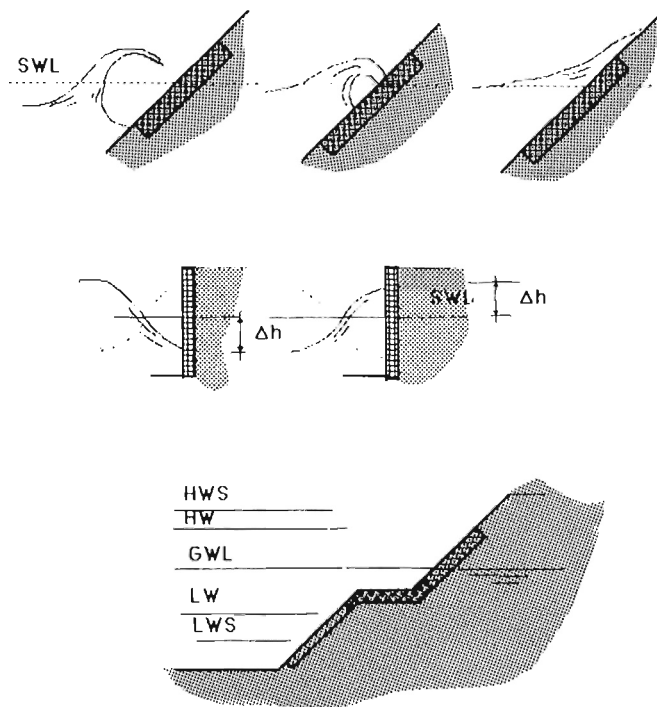
– *Hydraulische belastingen*

In voorgaande artikelen is uitgebreid ingegaan op de verschillende soorten belastingen ten gevolge van het bewegende water en het effect daarvan op de bekleding van de oever. Hier zal dit onderwerp slechts in zoverre aan de orde komen als dit van belang is voor de typische kenmerken van de doorgaande plaatbekleding.

De doorgaande betonplaatbekleding is zeer ondoorlatend voor water. 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

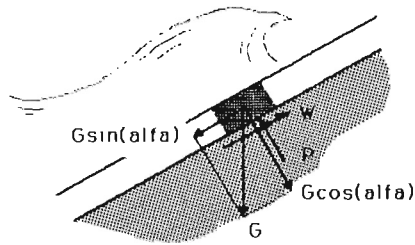
‘grondzijde’ sterk achter (zowel in fase als wat betreft amplitude). Hierdoor ontstaan grote verschillen in belastingen aan weerszijden van de bekleding met als effect een resulterende belasting, die op elk moment in grootte en richting anders kan zijn.

In figuur 2 zijn enkele belastingssituaties schematisch weergegeven voor de doorgaande (waterdichte) betonplaatbekleding. De tijdschaal van de variaties in de belasting kan seconden (wind- en sloopgolven) 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. Tenslotte kan het grondwater zo laag gelegen zijn dat er vanaf de grondzijde geen belasting op de bekleding wordt uitgeoefend.



Figuur 2 enkele belastingssituaties voor waterdichte bekleding.

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



Figuur 3 evenwicht van krachten voor een waterdichte bekleding.

Voor de grenstoestand afglijden geldt:

$$h \geq \frac{f \cdot \rho_w \cdot g (P + h \cos \alpha)}{\rho_b \cdot g (f \cos \alpha - \sin \alpha)}$$

Voor de grenstoestand opdrukken geldt:

$$h \geq \frac{\rho_w \cdot g (P + h \cos \alpha)}{\rho_b \cdot g \cos \alpha}$$

waarbij: h = dikte bekleding;

α = taludhelling;

ρ_w = specifieke dichtheid water;

ρ_b = specifieke dichtheid beton;

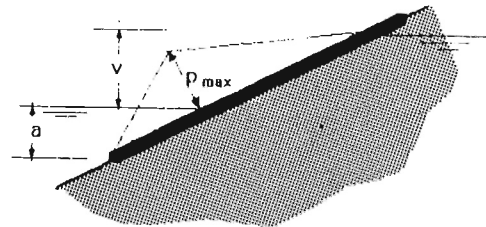
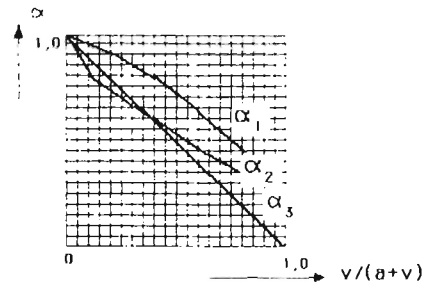
p = maximale waterdruk; voor opdrijfcriterium meestal een zeldzaam voorkomend waterstandsverschil, voor het afglijdcriterium een frequenter voorkomend waterstandsverschil.

f = wrijvingscoëfficiënt; $f = \tan \phi$ indien $\phi < \theta$, anders $f = \tan(\theta)$;

ϕ = hoek van inwendige wrijving van de ondergrond;

θ = wrijvingshoek tussen bekleding en ondergrond.

In figuur 3 is ervan uitgegaan dat de belasting door het bewegende water bekend was. Voor een constant peil in het open water en een constante (en horizontale) grondwaterpiegel kan voor een eerste benadering voor berekening van de resulterende maximale waterdruk op de waterdichte bekleding de zogenaamde driehoeksregel worden toegepast (fig. 4).



Figuur 4 maximale overdrukken op gesloten bekledingen, eenvoudige benadering met behulp van driehoeksregel (α_3), betere benadering voor niet stationaire stroming (α_2) en stationaire stroming (α_1).

$$p(\max) = \alpha \cdot \phi_v$$

waarbij: ϕ_v = grondwaterpotentiaal ten opzichte van de stilwaterlijn;

$$\alpha = 1 - \frac{v}{v + a};$$

v = hoogte van grondwaterspiegel boven stilwaterlijn;

a = diepte van teen van de bekleding beneden de stilwaterlijn.

Deze maximale druk treedt op ter plaatse van de stilwaterlijn (die kan variëren met het getij of een hoogwatergolf; nb. voor windgolven gelden duidelijk andere benaderingen).

Voor een wat betere benadering kan voor α geschreven worden:

voor stationaire stroming:

$$\alpha = \left[1 - \left(\frac{v}{a + v} \right)^{\pi \theta} \right]^{0.5}$$

voor niet-stationaire stroming:

$$\alpha = \frac{1}{\pi} \arccos \left[2 \left(\frac{v}{a + v} \right)^{\pi \theta} - 1 \right]$$

waarbij: $\theta = \arctg(n) + \pi/2$;

$1:n$ = taludhelling.

Voor de invloed van waterdichte damwanden, vooroeverbeschermingen e.d. kan een aanpassing van de gegeven waarden nodig zijn, omdat de gegeven formules gelden voor ontwerpen waarbij de grondwaterspiegel boven de stilwaterlijn niet meer mag bedragen dan 80% van de totale hoogte (verticaal gemeten) van de bekleding.

Voor snelle fluctuaties van het open water gelden andere benaderingen. De belastingen door brekende wind- of scheepsgolven worden algemeen als grootste belasting aangemerkt. De grootte van de hierdoor veroorzaakte golfklap wordt geschematiseerd tot een zeer kortdurende drukstoot geschematiseerd tot een lijnlast.

De grootte van de golfklap wordt als volgt bepaald:

$$P = \rho \cdot b$$

waarbij: P = grootte van de golfklap;
 ρ = grootte van de drukstoot;
 b = breedte waarover de drukstoot werkt, meestal wordt de waarde $0,4H$ aangehouden;
 H = golfhoogte.

Voor de waarde van de grootte van de drukstoot wordt wel aangehouden:

$$\rho = \rho_w \cdot g \cdot q \cdot H$$

waarbij: ρ_w = specifieke dichtheid van water;
 g = versnelling van de zwaartekracht;
 q = factor afhankelijk van de taludhelling (bijv. voor een taludhelling 1 à 4 : 2,3);
 H = golfhoogte.

– Grondmechanische belastingen

Doorgaans wordt er onderscheid gemaakt tussen in- en externe belastingen, resp. hydraulische en grondmechanische belastingen. Dit onderscheid is wat kunstmatiger, zeker voor ondoorlatende constructies zoals de doorgaande betonplaatbekleding. Met interne belastingen wordt dan bedoeld de belastingen veroorzaakt door grondwaterstromingen zoals eerder aangegeven. De belasting door grondwaterstroming wordt enerzijds bepaald door het karakter van de belasting (snelheid en grootte van de variatie) en anderzijds door de doorlatendheid van de bekleding en de ondergrond.

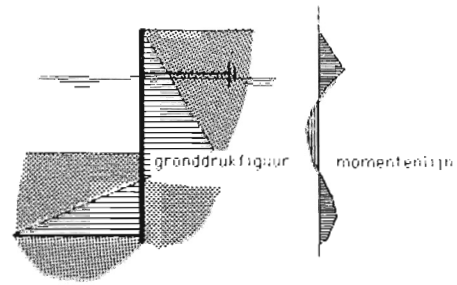
Voor condities waarbij de ondergrond niet meer stabiel is, ook niet zonder de belasting door bewegend water, oefent de grond een belasting op de bekleding uit. Deze conditie doet zich voor indien:

$$\text{tg } \alpha \leq \text{tg } \phi \left[1 - \frac{\rho_w}{\rho_g} \right]$$

waarbij: α = helling van het talud;
 ϕ = hoek van inwendige wrijving van de ondergrond;
 ρ_w = specifieke dichtheid van het water;
 ρ_g = specifieke dichtheid van de natte grond.

De berekeningswijze voor de bepaling van de sterkte en stabiliteit van de bekleding is die van de normale damwand-berekening. In figuur 5 zijn de belastingen voor dit geval schetsmatig weergegeven.

Voor niet grondkerende bekledingen levert de ondergrond de oplegreacties voor de plaatvormige bekleding. De



Figuur 5 belasting op een plaatvormige bekleding, die grondkerend is.

ondergrond moet een schuifkracht kunnen leveren langs het talud en een component loodrecht op het talud. De component loodrecht op het talud is zolang de richting van de belasting naar de grond gekeerd is, nooit een probleem, tenzij door een (snelle, geringe) verplaatsing van de bekleding het korreelpakket in elkaar wordt gedrukt, waardoor de waterspanning in het grondmassief zo hoog oploopt dat verweking kan ontstaan. De component langs het talud wordt gemobiliseerd door de normaalkracht (N) op het talud en de haakweerstand tussen de bekleding en de ondergrond (ϕ) (fig. 3).

– Belastingen door wisselingen in temperatuur en vochtgehalte

Doordat de doorgaande plaat anders dan bij losgestorte of zelfs gezette steen nauwelijks ruimte biedt aan volumeveranderingen van het materiaal door wisselingen in temperatuur en vochtgehalte, kunnen spanningen in het materiaal ontstaan. De invloed van veranderingen in vochtgehalte wordt gering geacht. Plaatbekledingen onder water zullen doorgaans geen grote wisselingen in vochtgehalte ondergaan, maar boven (hoog)water gelegen gedeelten wel. De volumeveranderingen (vervormingen) worden tegengewerkt door de wrijving met de ondergrond, waardoor trekspanningen ontstaan bij afkoelen en uitdrogen en drukspanningen bij verwarmen of verhoging van het vochtgehalte.

Om de trekspanningen te beperken en ongewenste scheurvorming te voorkomen kunnen, net als bij betonwegen krimpvoegen worden aangebracht.

De ervaring met betonwegen is dat de drukspanningen door de betonplaat opgenomen kunnen worden als de plaat dikker is dan 0,15 m. Bij geringere dikte moeten in de plaat ook uitzetvoegen worden aangebracht. De verwachting is dat de criteria 'opdrukken' of 'afglijden' eerder maatgevend zijn voor de dikte van de bekleding. De ervaring in de wegenbouw leert verder dat ten gevolge van temperatuurverschillen in de boven- en onderkant van de plaat buiging in de plaat op kan treden. Er is een zgn. kritische lengte berekend, waarvoor geldt dat de plaat bij verwarming aan de bovenzijde alleen in het midden de ondergrond raakt. Daar is de spanning in de plaat het grootst:

$$\sigma_t = \frac{h}{2(1-\nu)} \cdot \alpha E \Delta t$$

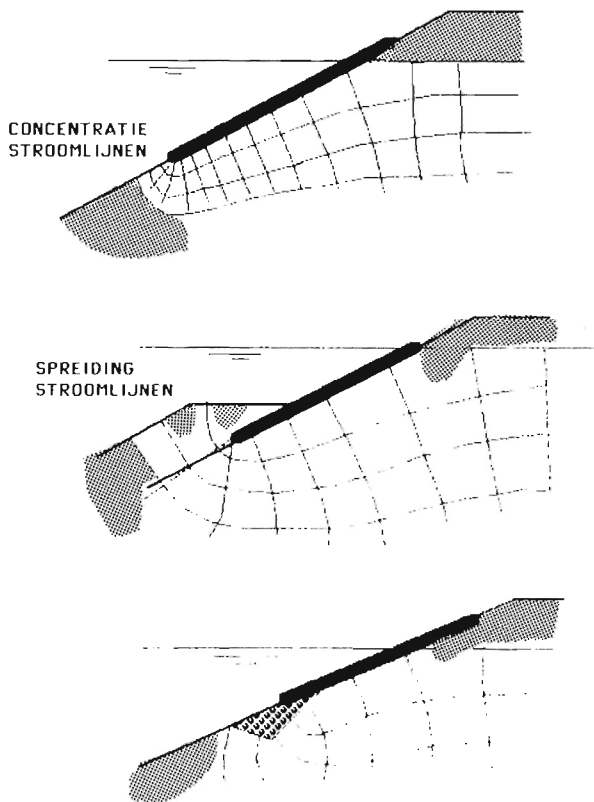
waarin: σ_t = trekspanning aan de rand van de plaat;
 h = plaatdikte;
 ν = dwarscontractiecoëfficiënt;
 α = thermische uitzettingscoëfficiënt;
 Δt = temperatuurgradiënt in de plaat.

Of deze resultaten ook bruikbaar zijn voor dimensioneren van bekledingen van hellende oevers moet nog worden geverifieerd.

Sterkte van de bekleding

Het duurzaam functioneren van een bekleding is enerzijds een functie van belasting en anderzijds van sterkte. Voor een duurzaam functioneren is niet alleen de stabiliteit van de totale constructie van belang, maar ook de (mechanische) sterkte van de constructie zelf. Bij een gelijkmatig verdeelde belasting (stilstaand water) is de ondersteuning van de doorgaande bekleding ook gelijkmatig en treden er geen momenten en dwarskrachten in de plaat op. Deze situatie zal dan ook niet maatgevend zijn voor de dimensionering.

Slechts aan de randen van de plaat kunnen de spanningen hoger oplopen omdat daar de stroomlijnen (en dus ook de potentiaallijnen) zich concentreren en dus grotere waterdrukken kunnen voorkomen dan op plaatsen meer van de rand af gelegen (fig. 6).



Figuur 6 maatregelen te treffen bij randen van waterdichte constructie
 a. zonder maatregelen
 b. spreiding van stroomlijnen
 c. filter aan teen.

De belastingen door de statische waterdruk zijn hiervoor al behandeld en kunnen worden uitgedrukt in een benodigd volume per vierkante meter, waaruit bij een gegeven specifieke dichtheid van het materiaal van de bekleding een dikte kan worden afgeleid.

Wordt het afschuifcriterium lokaal (ter plaatse van de grootste overdrukken, bepaald met een van de hiervoor gegeven formules die voor die maximale overdrukken gelden) tijdelijk overschreden, dan kan stabiliteit ontleend worden aan minder belaste onderdelen van de totale – monolitische – constructie. De krachten (doorgaans zullen deze zich manifesteren als trekspanningen in de plaat) moeten dan wel overgebracht kunnen worden zonder overbelasting van de rest van de plaat. Voegconstructies moeten hier ook op berekend zijn.

Voor het verwerken van (dynamisch) golfbelasting dient het samenspel met de ondergrond veel meer dan bij de verwerking van andere typen belasting in beschouwing genomen te worden. In het algemeen trekt dat onderdeel van een constructie, dat het meest stijf is de belasting naar zich toe. In het geval van een stijve betonplaat op een relatief slappe ondergrond zal (afhankelijk van de dikte van de plaat) dat de doorgaande plaatbekleding zijn. Voor asfaltbekledingen is een rekenmodel ontwikkeld, gebaseerd op een elastische ondergrond met demping en een elastische asfaltplaat. Worden dezelfde aannamen gedaan voor de schematisatie, dan kan het moment in de betonplaat en dus ook de spanning aan de rand van de plaat berekend worden:

$$m = \frac{P}{4 \sqrt[4]{\frac{c}{4k}}}$$

waarbij: P = golfbelasting
 c = veerconstante ondergrond
 K = buigstijfheid van de plaat

$$= \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)}$$

ν = dwarscontractiecoëfficiënt

Deze formule kan gebruikt worden om de plaatdikte te berekenen bij een gegeven elasticiteit van de ondergrond, de buigstijfheid van de plaat, de bezwijkspanning van de plaat en de grootte van de golfklap, waarbij nog een reductie kan worden toegepast voor het feit dat in werkelijkheid de aangenomen lijnbelasting van de golfbelasting een eindige lengte heeft.

Zodat:

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

waarbij: σ_b = bezwijkspanning van betonplaat

Herhaling van de wisselbelastingen kan vermoeiing in de plaat veroorzaken. Uit de resultaten van het onderzoek naar de vermindering van de sterkte van beton volgen aanbevelingen voor de te hanteren relatie tussen de grootte van de belastingwisselingen en het aantal wisselingen tot breuk.

Voor wegverhardingen van beton wordt hiervoor de volgende formule gehanteerd:

$$\log N = 12,6 \left[\frac{1 - 0,8 \frac{\sigma_{b \max} - \sigma_{\min}}{\sigma_{\text{kar}}}}{0,8 - \frac{T_{\min}}{T_{\text{kar}}}} \right]$$

waarbij: T_{\max} = maximale spanning
 T_{\min} = minimale spanning
 T_{kar} = karakteristieke buigsterkte van beton

Na een aantal wisselingen treden er veranderingen in het materiaal op, nog geen bezwijken. Na n belastingwisselingen treedt er n/N schade op. Volgens de regel van Palmgren-Miner treedt dan bezwijken van het materiaal op indien:

$$\sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i} = 1$$

Of deze resultaten zonder meer van toepassing zijn op bekledingen van oevers vergt nog nadere studie. Er zijn verschillen in belastingen. Zo is de belasting door een wiel steeds in één richting naar de ondergrond gericht.

Bij golfbelasting is er een golftop, die eventueel een golfklap kan veroorzaken, maar ook een golfdal dat, omdat de grondwaterstand achter blijft bij de snelle fluctuatie, resulteert in een belasting in de tegenovergestelde richting van de ondergrond.

Er is ook een verschil in de grootte van de belasting:

voor zwaar verkeer wordt voor betonwegen een wiellast in rekening gebracht van 80 kN

voor een golfhoogte van ca 3 meter kan met eerder vermelde formules berekend worden:

$$P = 8H \cdot H = 70 \text{ kN}$$

voor situaties waar scheepsgolven maatgevend zijn geldt voor de golfklap ($H = \text{ca } 1 \text{ meter}$):

$$P = 8 \text{ kN}$$

voor een spiegel daling van 0,5 m ten gevolge van een scheepspassage geldt $p(\text{max}) = 5 \text{ kN/m}^2$

Dus voor bekledingen op zeeeringen ligt de belasting voor meer frequent voorkomende golven (voor Nederlandse omstandigheden) in dezelfde orde van grootte.

Bij zwaardere stormen, waarbij hogere golven voorkomen, kunnen de belastingen aanzienlijk hoger worden (de grootte van de golfklap is evenredig met het kwadraat van de golfhoogte).

Voor veel meer voorkomende, lagere belastingen ten gevolge van scheepspassages zijn de belastingen een orde lager.

Het is mogelijk om een rekenmodel te ontwikkelen, waarin zowel de grootte van de golf als de frequentie van voorkomen in rekening wordt gebracht.

Om een idee te krijgen over de belastingwisselingen tijdens een levensduur van 50 jaar zijn enige waarden voor verschillende gevallen gegeven:

kanaal (klasse V)	3000.000
zeewering (Nederland)	150.000
zwaar verkeer	25000.000

De belastingen door temperatuur- en vochtgehaltewisselingen worden gerelateerd aan een kritische plaatlengte, waarin de sterkte van de constructie is opgenomen (zie boven).

Randen en overgangen bij de plaatbekledingen

Het feit dat betonnen plaatbekledingen waterondoorlatend zijn betekent dat water dat toch achter de bekleding wil afstromen, aan de randen of bij lekken in voegen of scheuren kan ontsnappen. Het totaal stroombeeld zal door die lokale afvoermogelijkheden niet in hoge mate beïnvloed worden. Hierdoor kunnen grote verhangen ontstaan ter plaatse van die afvoermogelijkheden. Deze grote verhangen kunnen verstoringen in het evenwicht veroorzaken van waterondoorlatende grond: de grond wordt uitgedrukt. In meer doorlatende grond kan de grondwaterstroom een zodanige hoge snelheid bereiken dat gronddeeltjes kunnen worden uitgespoeld, als geen bijzondere maatregelen zijn getroffen.

Dergelijke maatregelen kunnen gebaseerd zijn op:

de korrels tegenhouden met behulp van een bindmiddel (bijv. cement of bitumen);

de stroomlijnen spreiden met een extra constructieonderdeel (fig. 6);

een vezel- en/of granulaire filter toepassen onder de voeg of teen.

Eerder is aan de orde geweest dat er voegen in de plaatbekleding nodig zijn om ongewenste spanningen te voorkomen. De voegen kunnen, net als in de betonwegenbouw, worden uitgevoerd als zaagsneden, die niet geheel tot de onderkant van de plaat doorlopen. Het onderste-niet-ingezaagde-gedeelte van de plaat zal gaan scheuren waardoor een vertande voeg ontstaat (aggregate interlock). Deze voeg is naar verwachting niet waterdicht maar wellicht direct na de aanleg nog wel grond dicht. Het is niet te verwachten dat een dergelijke voeg een duurzame afdichting voor de ondergrond blijft. Daarom zijn aanvullende maatregelen nodig, gebaseerd op het principe van zorgen dat:

de voeg (zeer) klein blijft, dus in feite een filterfunctie kan vervullen;

onder de voeg reeds voor het aanbrengen van de plaat een granulaire of vezelfilter wordt aangebracht.

Om te voorkomen dat de voegen groter worden moeten krachten in de voegen kunnen worden overgebracht. Dit kan verwezenlijkt worden met bijvoorbeeld koppelstaven of hechtende, elastische voegvullingen, zoals polymeer- of epoxybitumen.

De voegverbindingen moeten bij voorkeur niet star worden uitgevoerd, omdat de voeg de enige mogelijkheid is om ongelijke zettingen in de ondergrond te kunnen volgen. De relatief starre betonplaat zal dit alleen onder zijn eigen gewicht waarschijnlijk niet doen.

Voorbeelden van doorgaande betonbekledingen

Op diverse manieren kunnen indelingen gemaakt worden voor plaatvormige bekledingen. Als criterium kan onder andere gebruikt worden:

- afmeting (doorgaand met alleen uitzettingsvoegen; doorgaand met werkvoegen; transporteerbaar);
- wijze van uitvoering (ter plaatse; 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 gecombineerd worden. De volgende voorbeelden geven geen volledig beeld van alle mogelijkheden, maar illustreren er slechts 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.

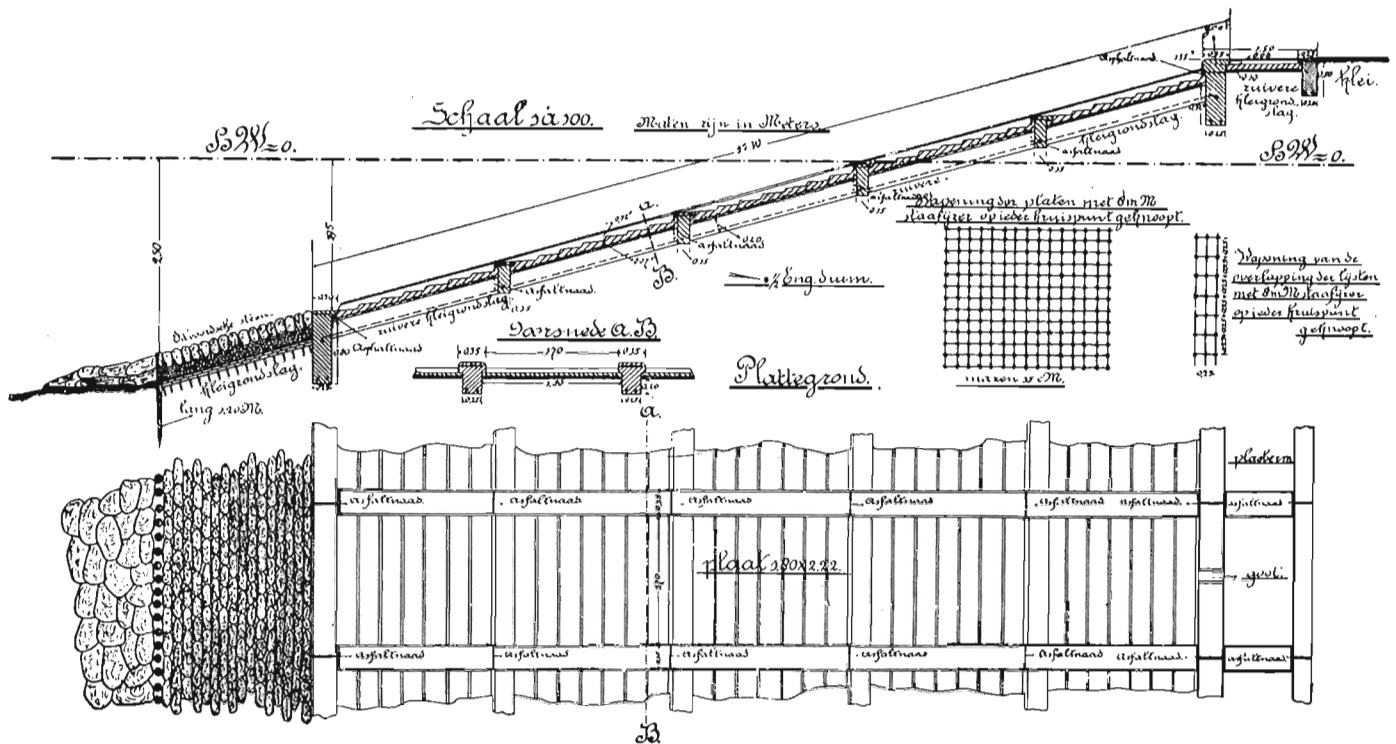
De muralt betonglooiing

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 oeverbekleding. De overwegingen waren toen: onafhankelijkheid van buitenlandse leveringen van grondstoffen, deviezenbesparing en bestrijding van werkeloosheid.

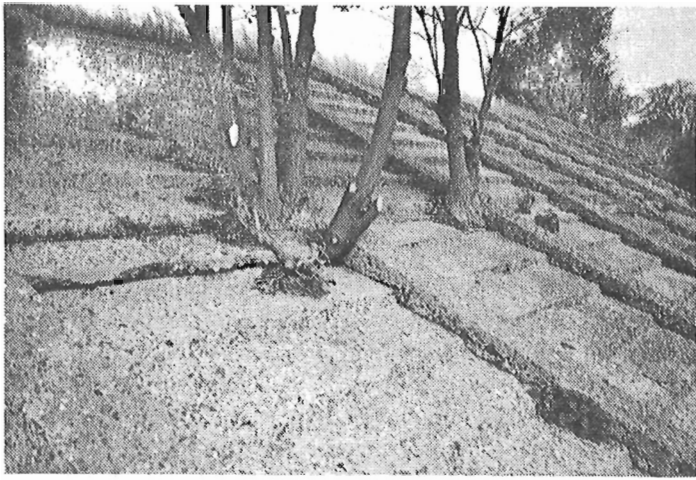
De Schouwse waterstaatsingenieur ir. Jhr. R.R.L. de Muralt ontwikkelde een systeem om ter plaatse op de kortgemaaide grasmat van een oude zeedijk trapvormige platen van gewapend beton te storten. De platen hadden afmetingen van ca 0,10·1,80·2,75 m. In de brede voegen tussen de platen werden na verharding 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 ten gevolge van ongelijke zettingen en lekkage door de naden tussen de balken en platen. Ook door activiteiten van gravend gedierte ontstonden verplaatsingen van grond en holten onder de plaat.

Figuur 7 geeft een doorsnede over de betonglooiing en figuur 8 een beeld van de huidige staat. Duidelijk is de doorgroei te zien, die nu optreedt. Ook wordt momenteel slechts in beperkte mate onderhoud gepleegd, omdat de glooiing nauwelijks meer een functie heeft.

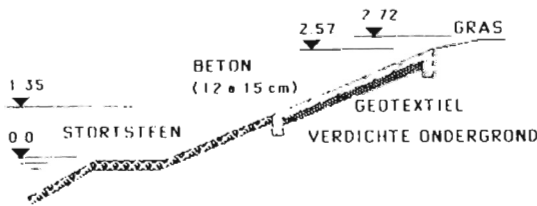


Figuur 7 doorsnede Muralt betonglooiing.



Figuur 8 oude Muraltglooiing, nu na 80 jaar niet meer in functie.

Restauratie betonglooiing langs Limfjord in Denemarken
 Onlangs is in Denemarken een oeverbekleding gerestaureerd. De oude betonbekleding werd afgebroken en de nieuwe werd in vakken van ca 5·5 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, 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. De beton werd in mixers aangevoerd en in het werk gestort. De afwerking vond met de hand plaats, na spreiden en verdichten met trilnaalden. Figuur 9 geeft een doorsnede van de constructie, figuur 10 een foto van bekleding.



Figuur 9 doorsnede gerestaureerde betonglooiing langs Limfjord in Denemarken.

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

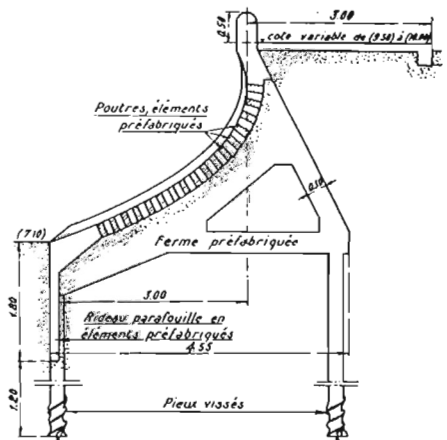
Deze doorgaande betonnen oeverbekleding bestaat uit een spant dat dieper gefundeerd is en waarop doorgaande balken geplaatst zijn. Deze oplossing lijkt minder logisch, omdat er een verschil in zetting tussen het dieper gefundeerde spant en de grondaanvulling onder de balken zal kunnen voorkomen. Figuur 11 geeft een dwarsdoorsnede van de bekleding.

Oeverbekleding langs het kanaal Milaan-Cremona-Po
 De hoge eisen aan de waterdichtheid hebben voor dit

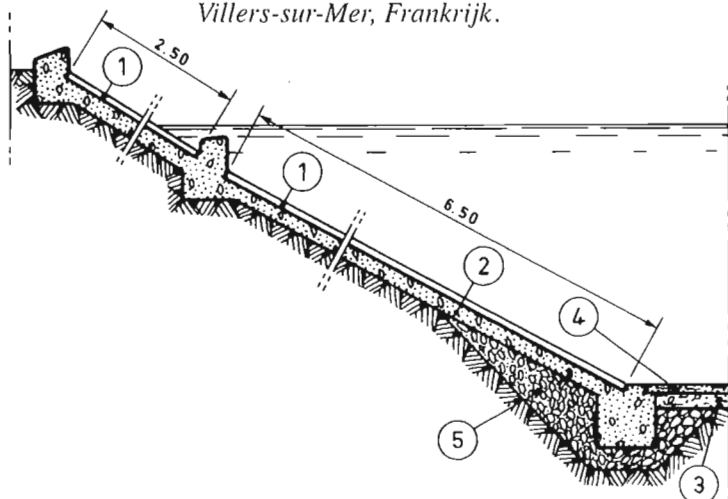
scheepvaartkanaal geleid tot een betonbekleding. Deze bestaat uit twee gedeelten, te weten een massieve basis van beton en een dunne afdekking van voorgespannen betonplaten. De basis is 0,15 m dik, de dunne platen slechts 0,05 m. De oevers zijn steil zodat een toepassing van bitumineuze bekledingen minder geschikt was. Veel aandacht is aan de volgorde van werken besteed omdat het kanaal aangelegd werd op een draagkrachtige grondslag en er zettingen te verwachten waren. Figuur 12 geeft een doorsnede over de bekleding.



Figuur 10 gerestaureerde betonglooiing langs Limfjord in Denemarken.



Figuur 11 dwarsdoorsnede van een oeverbekleding te Villers-sur-Mer, Frankrijk.



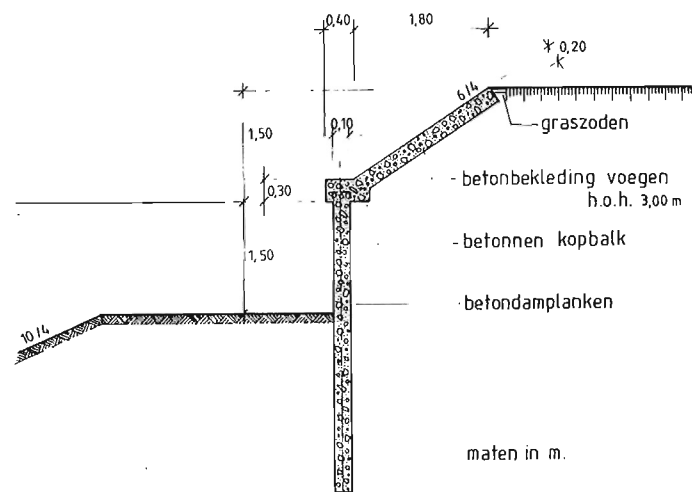
Figuur 12 doorsnede van oeverbekleding langs het kanaal Milaan-Cremona-Po.

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 van de werken 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 grond tijdens het aanbrengen van de plank.

De 50 cm 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. 13).



Figuur 13 nieuwe oeververdediging langs het Albertkanaal, België.

De groeven tussen de planken blijven een potentieel zwakke plek in de verdediging, vanwege het gevaar voor verlies van fijn materiaal door de voeg. 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 verharding, met behulp van een kraan zijn geplaatst. Bij toepassing in kleigrond werd kort voor de plaatsing een geul gespoten, terwijl bij zandgrond ingebetonnerde spuitlansen (plastic pijpen) werden gebruikt. De voortgang bedroeg ca 50 m/dag in zandgrond en ca 35 m in kleigrond.

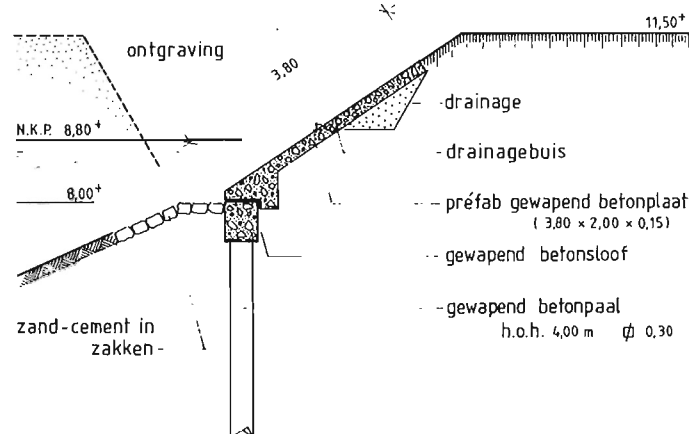
Ervaringen met proefvakken in het zee kanaal Brussel-Rupel, België

Om te komen tot een keuze voor de oeverbescherming van het kanaal, dat vanwege vervanging van een aantal sluizen aangepast moest worden, zijn een aantal proeven genomen met een tiental verschillende typen bekleding. De basisva-

rianten waren:

- verticale damwand van staal of beton tot onder of boven het kanaalpeil, al of niet gecombineerd met een betonplaat op talud;
- onder- en bovenwatertalud bekleed met al of niet gepenetreerde bestorting, betonblokken op een filter, kunststofdoek gevuld met zand-cement mengsel; de teen van de bekleding werd al of niet ondersteund door een betonbalk.

In figuur 14 is als voorbeeld van een beproefd ontwerp een damwand gegeven.



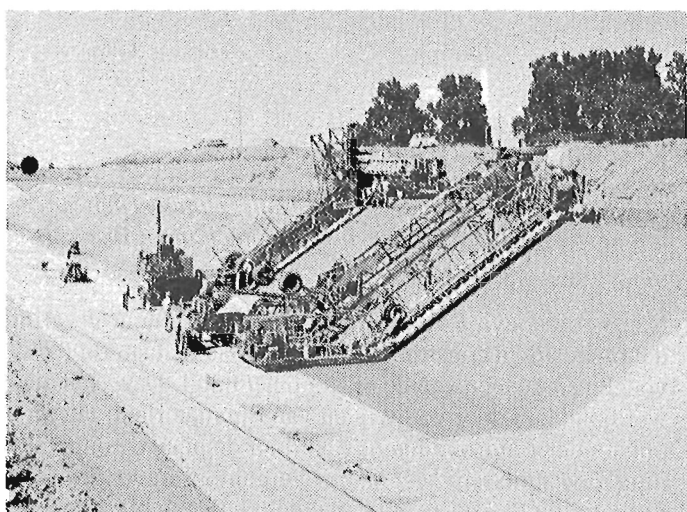
Figuur 14 één van de karakteristieke ontwerpen van een serie beproevingen in het kanaal Brussel-Rupel.

Na een beproefing van vier jaar was de algemene ervaring dat bij gesloten constructies schade was ontstaan rond de voegen en de teen van de plaat op het talud. Deze schade werd ingeleid door verdwijnen van fijn materiaal. Hierdoor ontstonden ontgrondingen, waardoor de plaat de ondersteuning moest missen. Met name overgangen en voegen rond de waterlijn bleken zwakke plekken, hetgeen bij (grond)lekage te verwachten is, gezien de drukverdeling achter een gesloten bekleding (figuur 4). In het definitieve ontwerp is op deze plaats een granulaire filter aangebracht. Een andere zwakke plaats bleek de teen van de constructie. Ook hier kunnen ontgrondingen ontstaan, nu niet door overdrukken en lokale lekkage, maar ten gevolge van contractie van stroomlijnen, dus grotere verhangen en dus grotere snelheid van het grondwater (fig. 6).

Overigens is gekozen voor een stalen damwand met betonsloof.

Kanaal van het 'California Waterplan'

In het kader van het California Waterplan zijn ten behoeve van de watervoorziening een groot aantal dammen, hydrocentrales, pompstations en transportleidingen voor water aangelegd. Zo'n 1000 km kanaal moest worden gerealiseerd. Teneinde de waterverliezen tegen te gaan werd een waterdichte bekleding toegepast. Na het graven van het kanaal werd de oever afgewerkt met een 11,5 cm dikke betonlaag. Gezien de zeer grote hoeveelheden te verzetten grond en grote oppervlakken met beton af te werken talud werd, gebaseerd op ervaringen met kleinschaliger projecten, nieuw materieel ontwikkeld. Figuur 15 geeft een beeld van een dergelijke waterwegbouwmachine. De 'trein' bestaat uit een 'trimmer' die het aarden talud op de juiste maat en dichtheid bewerkt, daarna de betonstortmachine, dan het platform voor arbeiders, die met de hand het verse beton afwerken en tenslotte een platform van waaraf de voegen worden ingezaagd (op de figuur is de trimmer niet getoond). De voortgang van de trein is ca 50 m/uur.



Figuur 15 'trein' voor het aanbrengen van een doorgaande plaatbekleding.

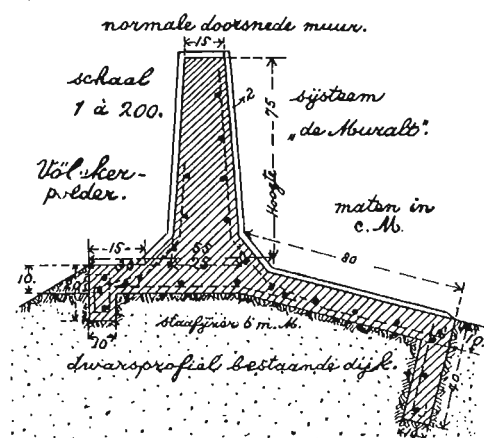
Door de hoge mate van mechanisatie werd niet alleen een hoge productie bereikt, maar ook kon door een ver doorgevoerde kwaliteitsborging een geringere spreiding in de opgeleverde plaatdikte – ca 5% van de plaatdikte – bereikt worden (voor conventionele methoden ca 25%). Dit betekent een aanzienlijke besparing op de totale hoeveelheid te verwerken beton.

Keermuren als bovenste begrenzing van talud-beschermingen

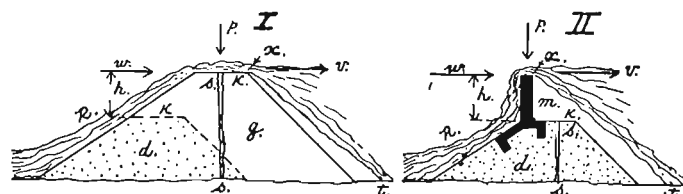
Hoewel misschien geen doorgaande plaatbescherming, het onderwerp van dit artikel, is de bovenste beëindiging in de vorm van een keermuur een interessante toepassing van beton als bescherming van een waterkering. Een dergelijke beëindiging kan de kerende hoogte van de waterkering beperken.

De eerder genoemde ir. de Muralt paste dergelijke muren - toe als alternatief voor een dijkverhoging in grond. Figuur 16 geeft een doorsnede van het ontwerp, waarvan er vele kilometers zijn gerealiseerd. In de figuur zijn ook enkele schetsen van zijn hand over de 'extra' gunstige werking van een dergelijke golfkering. De 'spray' die

veroorzaakt wordt door het toch nog over de muur 'waaiende' water, komt op het binnentalud terecht. Dit is minder ernstig omdat anders het gevaar groot is dat de kruin verweekt door water, dat in de (droogte)scheuren van de kruin dringt.

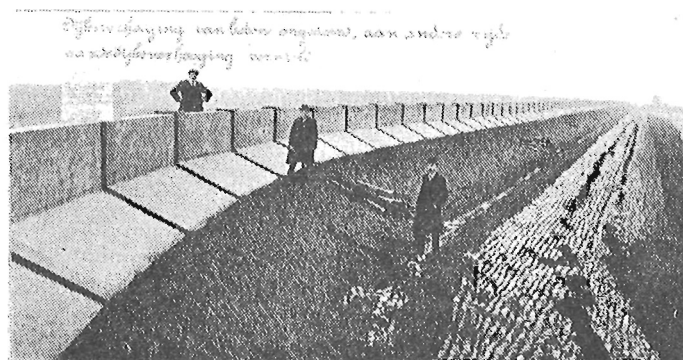


Figuur 16a doorsnede Muralt muurtje.



Figuur 16b schetsen van ir. de Muralt met uitleg werking betonmuur.

Dat hij geloofde in zijn ontwerp mag figuur 17 illustreren. De bijgeschreven tekst op de oude foto vermeldt: 'dijksverhoging van beton ongedeerd, aan andere zijde (van het eiland) aardedijksverhoging vernield; betonwerk na orkaan van 30 september 1911, van der Seij getuige'. Tijdens de stormramp van 1953 hebben de (in tweede instantie soms verhoogde) muurtjes massief water moeten keren, hetgeen niet in alle gevallen met succes doorstaan werd. Evenwel de ramp zou wellicht nog veel groter zijn geweest als de muurtjes er niet waren geweest.



Figuur 17 'dijksverhoging van beton', na orkaan in 1911.

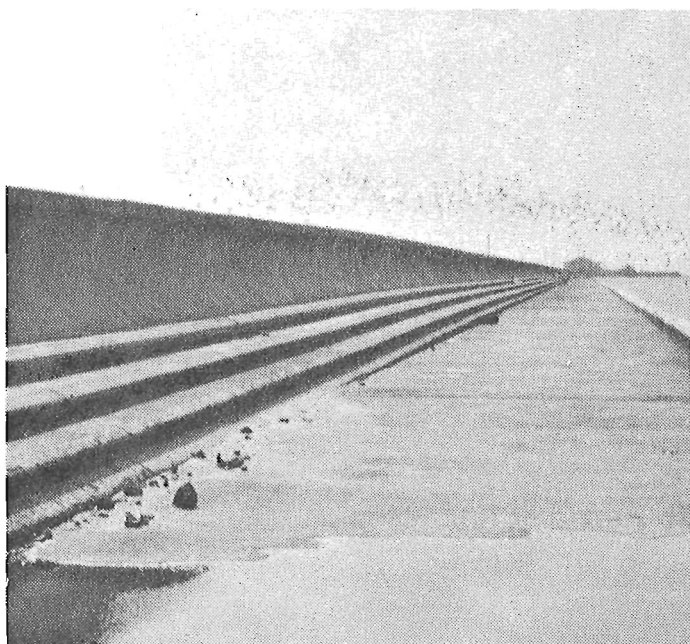
Een ander voorbeeld van een dergelijke kering is de golfkering voor de kust van het Demerara in Guyana. De waterstanden op de Atlantische Oceaan, waarlangs deze kust ligt kent nauwelijks waterstandsverhogingen; wel komen er windgolven voor. Er is dus geen hoge zeedijk

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 binnenland naar de kust te transporteren. Vandaar dat hier voor een doorgaande betonverdediging is gekozen, die evenwel op een beperkt aantal plaatsen langs de kust gerealiseerd kon worden vanwege gebrek aan fondsen (fig. 18).

Besluit

Als voorlopige conclusie kan getrokken worden dat de doorgaande betonplaat bekleding van oevers, wanneer voldaan wordt aan een aantal voorwaarden, in principe een geschikte constructie is. Doordat de betonplaat krachten kan overbrengen heeft deze de eigenschap belastingen te kunnen opnemen op plaatsen waar deze zeer hoog zijn, door te kunnen geven 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



Figuur 18 zewering van beton langs de Demerakust in Guyana.

volstaan. Bij deze kleinere elementen immers moet elk element zelf voor zijn eigen stabiliteit zorgdragen met behulp van eigen gewicht en 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.

Voor een economisch gebruik van het bouw materiaal zal men geneigd zijn de overal aanwezige fundering als een gelijkmatige ondersteuning aan te nemen. Verdwijnt die ondersteuning geheel of gedeeltelijk ten gevolge van ongelijke zettingen of verplaatsing van fundatiemateriaal

dan kan de plaat wellicht de uitwendige belasting verwerken.

Voor een duurzaam betrouwbare toepassing van beton zal men dan ook de eigenschappen van de fundering van tevoren zeer goed moeten kennen, als ook het gedrag onder invloed van de belastingen, zowel wat betreft de belastingen die de betonbekleding doorgeeft aan de ondergrond, als ook de belasting die de ondergrond zelf direct te verwerken krijgt (grondwaterstroming).

Bij het ontwerp zal bijzondere aandacht besteed moeten worden aan de detaillering van de overgangen naar andere onderdelen van de oeverbekleding, zowel in als loodrecht op het vlak van de plaat. Doorgaans zullen deze onderdelen andere eigenschappen hebben wat betreft waterdoorlatendheid en stijfheid. Daardoor zullen concentraties van stroom- en/of krachtlijnen op kunnen treden, die lokaal verplaatsing van funderingsmateriaal en/of (te) hoge spanningen in de plaat kunnen veroorzaken.

Voorlopig lijkt een toepassing van doorgaande plaatbekledingen voor wat betreft de uitvoering alleen geschikt voor lokaties boven de (grond- en oppervlakte) waterspiegel. Voor een uitvoering onder water lijkt een methode, waarbij gebruik wordt gemaakt van geprefabriceerde elementen meer geschikt. Dan kan het element ook ontworpen worden om grond te keren. De elementen kunnen in een (ver verwijderde) fabriek of op de bouwplaats zelf geprefabriceerd worden. Bij deze laatste oplossing kunnen de elementen aanzienlijk groter – en dus met minder (hinderlijke) overgangen – uitgevoerd worden.

Bij gebruik van 'normale' wegenbouwmachines 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.

Bij een dergelijke gemechaniseerde uitvoeringswijze is een goede beheersing van het proces te realiseren, waardoor een beheersing van een goede kwaliteit en een optimaal gebruik van het bouw materiaal mogelijk wordt.

Bovenstaande beweringen en opmerkingen zijn het resultaat van een – niet uitputtend – literatuuronderzoek en enkele gesprekken met waterbouwkundigen en betonwegenbouwers. Dit artikel heeft niet meer pretentie dan om een aanleiding te zijn voor een meer gestructureerd onderzoek naar de mogelijkheden van doorgaande plaatbekledingen voor oevers en uitgebreider de ervaringen met dit type bekledingen systematisch in binnen- en buitenland te onderzoeken. Voor het verrichten van een dergelijk onderzoek lijken mij de noodzakelijke organisatorische kaders ruimschoots voorhanden.

Colloïdaalbeton in bekledingen

Ir. D. Vandenbossche
Ingenieursbureau Haecon, Gent



INLEIDING

Het gebruik van colloïdaal beton in oever- en dijkbekledingen is tamelijk recent. De ontwikkeling van deze betonsoort voor gebruik in de natte waterbouw dateert van omstreeks 1977, althans in België. Dit is waarschijnlijk de hoofdreden dat het materiaal (nog) niet algemeen geaccepteerd is. Getuigen hiervan zijn recente literatuur, richtlijnen en speurwerkprojecten waarin colloïdaal beton door zijn afwezigheid opvalt. Toch kunnen met colloïdale betonprodukten voor oever- en dijkconstructies goede monolithische afdekkingen gerealiseerd worden, in het werk gestort en zowel open als gesloten. Colloïdaal beton kan dus toegevoegd worden aan het ruime scala van bekledingsmaterialen.

In dit artikel wordt ingegaan op:

- de eigenschappen van het materiaal gerelateerd aan toepassingen in ontwerpen van oever- en dijkbekledingen;
- de voor het materiaal specifieke ontwerp- en uitvoeringsaspecten;
- enkele toepassingen in rivierdijkbekledingen en in zeegolfbrekers in België.

Bekledingen van colloïdaal beton zijn te ontwerpen met rekenmodellen die worden toegepast voor waterdoorlatende en ondoorlatende monolietconstructies. Deze bekledingen moeten analytisch ontworpen worden uitgaande van de verschillende optredende belastingen en schademechanismen. Om te komen tot hanteerbare rekenmodellen is nog basisonderzoek nodig. Op deze ontwerpaspecten, bepaald niet specifiek alleen voor colloïdaal betonbekledingen, wordt in dit artikel niet verder ingegaan. Hiervoor wordt verwezen naar de betreffende literatuur.

Aangezien de keuze van materialen voor rivieroever- en zeedijkbekledingen geen eenvoudige noch éénduidige zaak is, worden bij de behandelde toepassingen, de achtergronden besproken van het ontstaan en de uitwerking van het colloïdaal betonontwerp. Tevens worden alternatieven gegeven, wanneer relevant, teneinde het ontwerp te situeren.

Deze bijdrage behandelt opgedane ervaringen en resultaten van onderzoekswerk uitgevoerd in België. Daarbij zijn de karakteristieken van het materiaal aangegeven in de in België gebruikte omschrijvingen, die enigszins kunnen

afwijken van de in Nederland gebruikelijke. Toch dient te worden opgemerkt dat het weldegelijk over dezelfde materialen gaat met weliswaar een verschillende aanduiding.

COLLOIDAAL BETON

Colloïdaal beton onderscheidt zich als 'waterbouwbeton' van normaal 'konstruktiebeton' door de volgende eigenschappen:

- in stromend water (en golven) worden cement en andere fijne delen niet uitgespoeld en blijft het betonmengsel samenhangend en homogeen;
- na het storten hoeft het mengsel niet verdicht te worden, terwijl de consistentie verwerking op taluds nog toelaat.

Colloïdaal beton wordt verkregen door aan normale betonspecie natuurlijke polymeren toe te voegen, die de cohesie van het mengsel bevorderen zonder dat de overige betoneigenschappen nadelig worden beïnvloed.

De in België sedert 1977 gebruikelijke soorten colloïdale betonspecies, gebruikt voor waterbouwkundige constructies zijn:

- *Dicht colloïdaal beton*: met gesloten structuur samengesteld uit granulaten 4/14 of 4/28, zand, cement, water en colloïdale hulpstof. Het is waterondoorlatend.
- *Open colloïdaal beton*: beton met een open structuur samengesteld uit grind 2/7, 2/14, 7/20 of 4/28, cement, water en colloïdale hulpstof. Het is waterdoorlatend.
- *Colloïdaal macro-beton*: een open colloïdaal beton, doch met een grover granulaat dan het normale open colloïdaal beton: 14/28 of 20/32.
- *Colloïdale mortel*: een dicht mengsel van zand, cement, water en colloïdale hulpstof.

EIGENSCHAPPEN COLLOÏDAAL BETON

De eigenschappen van colloïdaal beton gebruikt in de natte waterbouw zijn uitgebreid onderzocht bij het 'Proefvak Beneden Nete, Duffel'. Hierbij zijn naast laboratoriummengsels en proefstukken ook proefplaten en -stukken gebruikt uit het proefvak Duffel. [R1, R6 en R9]

Volumegegewicht

Op basis van de metingen waarvan in tabel 1 enkele resultaten zijn opgenomen, zouden als rekenwaarden voor colloïdale betonmengsels aangenomen kunnen worden:

- dicht colloïdaal beton: 2.250 kg/m³
- open colloïdaal beton: 1.850 kg/m³
- colloïdaal macro-beton: 1.800 kg/m³

Voor de aan te nemen rekenwaarden bestaan tot op heden nog geen richtlijnen en bestekvoorschriften. Vastgesteld is dat het volumegegewicht sterk wordt bepaald door de korrelgrootte en eigenschappen van het toeslagmateriaal. Wanneer het van belang is bij het ontwerp wordt daarom aangeraden de aangenomen waarden te controleren met proefmengsels.

Gezien de spreiding in de resultaten is het aan te bevelen rekenwaarden probabilistisch te omschrijven in plaats van deterministische waarden aan te nemen.

Waterdoorlatendheid

Uit een tweetal proeven is gebleken dat de doorlatendheid van colloïdaal beton en macro-beton in dezelfde orde ligt als zand en grind, nl. k-waarden voor: [R3]

- open colloïdaal beton: $4,8 \times 10^3$ m/sec.
- colloïdaal macro-beton: $2,94 \times 10^2$ m/sec.

Tabel 1 geeft enkele eigenschappen van colloïdaal beton, gemeten in het laboratorium van Mugnel en het proefvak Duffel.

	Volumemassa (kg/m ³)		Druksterkte (N/mm ²)		Vloeibaarheid	
	Labo Mugnel (na 28d)	Proefvak Duffel (na 28d)	Labo Mugnel (1)	Proefvak Duffel (1) (2)	Labo Mugnel (3)	Proefvak Duffel (3)
Dicht colloïdaal beton	2.260	–	33,8	–	1,82	–
Doorlatend colloïdaal beton 2/7	1.800	1.881 1.955	12,0	16,5 18,4	1,32	1,37 1,50
Colloïdaal macro-beton 20/32	1.540	1.887	3,8	15,3 14,8 10,2	1,14	1,11

(1) kubussterkte na 28 dagen

(2) op kernen uit proefplaat nr. 5

(3) schoktafel (flow)

tabel 1 Proefvak Duffel – eigenschappen colloïdaal beton.

Uitspoel weerstand

Colloïdaal beton dankt zijn toepassing in de natte waterbouw aan zijn uitspoelweerstand. Het is belangrijk over

een kwantitatieve maat te beschikken om deze eigenschap te karakteriseren.

Door de producenten is daarom een standaard testprocedure ontwikkeld waarbij een hoeveelheid beton in een geperforeerde korf aangebracht, onderworpen wordt aan een valproef over 1,70 m in een waterkolom. Als eis wordt gesteld: een beton is colloïdaal beton indien er na één passage minder dan 3% gewichtsverlies is en na drie passages minder dan 5%. Bij normale betonmengsels kan het gewichtsverlies na een passage al meer dan 25% bedragen.

Tabel 2 geeft het massaverlies van normaal beton en colloïdaal beton na het uitvoeren van de standaard testprocedure.

	Originele samenstelling (kg)	Residuele samenstelling	
		normaalbeton (kg)	colloïdaal beton (kg)
Cement	350	158	346
Grind 4/28	1.070	1.070	1.070
Zand	700	317	692
Water	180	–	–
Massaverlies		25%	0,5%

Tabel 2 resultaat standaard uitspoeling test voor normaal beton en colloïdaal beton.

Mechanische eigenschappen

Volgens de richtlijnen van de producent kunnen de minimale kubusdruksterkten van dicht en open colloïdaal beton na 28 dagen respectievelijk 25 en 10 N/mm² bedragen. Uit de resultaten van proeven [R3] blijkt dat deze sterkten op laboratoriumschaal moeilijker haalbaar zijn, wat wordt veroorzaakt door het wandeffect. Kernen uit het proefvak te Duffel bleken aan de eisen ruimschoots te voldoen (tabel 1).

Voor colloïdaal macro-beton gelden doorgaans dezelfde waarden als voor normaal open colloïdaal beton. De minimale treksterkte is niet bekend uit proeven doch kan geraamd worden op ca 1 N/mm². De mechanische weerstand van colloïdaal beton is vergelijkbaar met normale betonmengsels met een gelijkwaardige structuur en cementgehalte (tussen 300 en 350 kg/m³).

Consistentie

Bij het gebruik van colloïdaal beton als penetratiespecie is de mate van vloeibaarheid belangrijk. Uit de proefresultaten valt de zeer grote vloeibaarheid op van dicht colloïdaal beton terwijl open colloïdaal beton en macro-beton stugger zijn.

Voor het bepalen van de zetmaat moeten de geldende standaardprocedures voor colloïdaal beton worden aangepast. Bij gewone betonmengsels treedt de totale zetting bijna onmiddellijk op terwijl colloïdaal beton een redelijk lange nazakking heeft. Pas na ca 30 sec. wordt de eindwaarde bereikt.

Goed verwerkbaar dicht colloïdaal beton heeft een zetmaat tussen 180 en 200 mm, open colloïdaal beton heeft een zetmaat tussen 160 en 190 mm.

Begroeiing

Doorlatend colloïdaal beton heeft een structuur die eolisch aangevoerde zand en gronddeeltjes kan vasthouden. Tezamen met vocht uit diverse bronnen kan een micro-substraat ontstaan waarop natuurlijke vegetatie mogelijk is.

Uit begroeningsproeven [R6] is gebleken dat beoogde begroeiing tevens op een gecultiveerde wijze snel kan worden aangebracht. Indien gewenst, kunnen colloïdaal betonnen oeverbekledingen landschappelijk worden ingepast. Men dient er in het ontwerp dan wel rekening mee te houden dat de doorlatendheid van de bekleding afneemt.

TOEPASSINGEN COLLOIDAAL BETON IN RIVIEROEVERBEKLEDINGEN

Proefvak Beneden-Nete (Duffel, Antwerpen)

In het SIGMA-plan, opgesteld door het Ministerie van Openbare Werken, Bestuur der Waterwegen, is voorzien in de versterking, respectievelijk verhoging van de dijken in het stroomgebied van de Zeeschelde, dus in het gedeelte onderhevig aan het getij. In 1978-1982 zijn werken aan de Beneden-Nete in de provincie Antwerpen uitgevoerd. In een bepaald deel diende de dijk tevens als scheidingsdam tussen de rivier en een drinkwaterreservoir van de Antwerpse Waterwerken (fig. 1). Hierbij zijn twee penetraties uitgevoerd:

- aan de reservoirzijde de stortsteendam in steen 60/120 mm met dicht colloïdaal beton;
- aan de rivierzijde een laag stortsteen op een onderlaag van filterdoek en wiepen met open colloïdaal beton.

Deze eerste toepassing heeft geleid tot goede resultaten: de stenen bleken goed gebonden; het beton onder water gestort, is niet ontmengd; de gepenetreerde lagen hebben zonder problemen kleinere differentiële zettingen kunnen volgen.

Aangezien de colloïdale betonpenetratie economisch voordeliger was en op zijn minst technisch gelijkwaardig aan het alternatief met bitumineuze producten, werd door de beheerder – Directie Zeeschelde Antwerpen – besloten

in 1980 tot de uitvoering van verschillende proefvakken met bekledingen op basis van colloïdaal beton. Aan deze proefvakken is uitgebreid onderzoek uitgevoerd om de fysische eigenschappen van het product vast te stellen alsmede het gedrag in prototype, zowel bij de uitvoering als in gebruiksomstandigheden.

De beproefde oeverbekledingen waren:

- penetratie van een stortsteenlaag 5/25 kg met open colloïdaal beton 2/7, cementgehalte 350 kg/m³, pro rata 150 kg/m²;
- penetratie van een stortsteenlaag klasse 10/50 kg met open colloïdaal 4/14, cementgehalte 300 kg/m³, pro rata 100 kg/m²;
- een monolitische laag macro-beton 20/32, dik 25 a 30 cm, cementgehalte 300 kg/m³.

In de proefvakken was voorzien in een vijftal wegneembare proefplaten welke in het laboratorium verder konden worden beproefd op volumegewicht, waterdoorlatendheid en mechanische weerstand.

Van een oeverbekleding samengesteld uit stortsteen gepenetreerd met open colloïdaal beton zijn de volgende eigenschappen bepaald:

Volumegewicht

Uit een analyse, weergegeven in tabel 3, van de vier proefplaten met colloïdaal beton gepenetreerde steenlagen, kunnen de volgende conclusies worden getrokken: [R3.R9]

Type dikte bekleding (cm)	dikte (*)	Hoeveelheid colloïdaal beton (dm ³ /m ²)	Volumegewicht bekleding	
			ondoorlatend (t/m ³)	doorlatend (t/m ³)
(1)	20	65,3	2,513	2,382
(2)	20	60	2,524	2,404

1. gemiddelde waarde uit analyse van de proefresultaten
 2. Typische rekenwaarden uitgaande van een poriënvolume van 30% en een volle penetratie met hetzij ondoorlatend, hetzij doorlatend colloïdaal beton
- (*) Breuksteen van de klasse 10/50 kg of 5/25 kg.

Tabel 3 Proefplaten Duffel – volumegewicht oeverbekleding met colloïdaal beton.

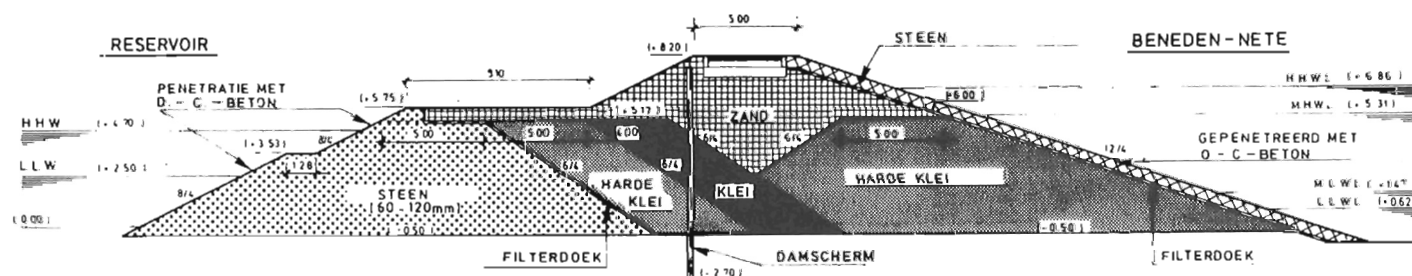


Fig. 1 Dwarsdoorsnede dijkontwerp van de Nete-rivier bij Duffel.

Waterdoorlatendheid

De proeven uitgevoerd op de proefplaten leidden tot volgende conclusies:

- waterdoorlatendheid met quasi laminaire tot turbulente stroming. Dit wijst op een homogene verdeling van kleine openingen;
- doorlatendheid van de colloïdale macro-betonplaat blijkt groot te zijn (ca k voor grind) met een homogene verdeling van kleine openingen;
- doorlatendheid blijkt niet sterk af te hangen van de al dan niet aanwezigheid van het filterdoek.

Mechanische sterkte

De gepenetreerde steenbekleding blijkt een nieuw materiaal te zijn met een behoorlijke sterkte. Het colloïdaal beton vult dus niet alleen de ruimten doch hecht met het basisgesteente tot een sterk geheel.

Aanzienlijke drukbelastingen kunnen worden opgenomen voordat de plaat, na een aanzienlijk te noemen vervorming, breekt. Dit is aangetoond met laboratoriumproeven uitgevoerd op de testplaten uit het proefvak Duffel. De platen van 2 x 2 m² zijn vrij opgelegd op een zandbed. In het centrum van de oplegging was in het zand een kegelvormige holte aangebracht met een diameter van 1,00 m. De platen werden aan een centrische drukbelasting onderworpen door een hydraulische vijzel. De resultaten zijn samengevat in tabel 4.

PLAAT			
Materiaal	Gemid. dikte (cm)	Breuklast (kN)	Vervorming bij 50 kN (cm/m)
Breuksteen 10/50 kg O.C. beton 2/7, cement: 350 kg/m ³	30,2	121	1,5
Breuksteen 5/25 kg O.C. beton 2/7, cement: 300 kg/m ³	27,5	128	2
O.C. macrobeton 20/32 cement: 300 kg/m ³	33,3	220	0,6

Tabel 4 proefplaten Duffel – mechanische sterkte en vervorming

Uit de proevenserie zijn de volgende richtlijnen voor het gebruik van colloïdaal beton in oeverbekledingen af te leiden:

- Bij penetratiewerken moet gestreefd worden naar een zo uniform mogelijke steengradatie. De hoeveelheden kleine steen moeten zo veel mogelijk worden beperkt. Dan kan met open en gesloten colloïdaal beton gepenetreerd worden. Het bestekvoorschrift van de Nederlandse Rijkswaterstaat voor stortsteen 10/60 kg kan hieraan voldoen. In België zijn hierover geen algemeen geldende voorschriften gepubliceerd.
- De vloeibaarheid van colloïdaal beton voor penetratie, dient met zorg bepaald te worden voor elk project. Waterdoorlatendheid en vloeibaarheid (dus verwerkbaarheid) werken elkaar tegen. Gestreefd moet worden naar een vloeibaarheid die zorgt voor de vereiste penetratie

maar waarbij ook de gewenste waterdoorlatendheid wordt bereikt. Steenklassen gebruikelijk in oeverbekledingen (5/25 kg en 10/50 kg) zijn met de voorhanden zijnde open colloïdaal betonsoorten volledig te penetreren over de volledige laagdikte van ca 0,20 tot 0,40 m.

- Een volle penetratie is belangrijk om klapperen van het filterdoek te vermijden en om een op het dijklichaam volledig aansluitende bekleding te verkrijgen.
- Het nodige volume colloïdaal beton voor penetratie is te ramen op 30% van het volume van de bekleding dus 60 l/m² tot 120 l/m² voor laagdikten van 0,20 tot 0,40 m.
- Lagen van colloïdaal macro-beton hebben de doorlatendheidseigenschappen van zand tot grind. Echter, om elke migratie van gronddeeltjes door de bekleding te vermijden en tevens om het geleidelijk dichtslibben van de open bekleding tegen te gaan is het raadzaam een filterdoek toe te passen.
- Een colloïdale betonnen oeverbekleding is eerder stijf dan flexibel te noemen. Daarom dient het dijklichaam of de ondergrond met zorg verdicht te worden om grote zettingen en differentiële vervormingen te vermijden.
- Naast deze richtlijnen, specifiek voor van colloïdaal betonnen oeverbekledingen, dienen uiteraard alle andere ontwerpdetails van een oververdediging verzorgd te worden. Met name de teenverdedigingen moeten met zorg ontworpen en uitgevoerd worden.
- Het proefvak Duffel is nu ruim 5 jaar oud. Ondanks enkele beschadigingen te wijten aan de teenverdediging, is er nog geen onderhoudswerk nodig gebleken en is de oeverbekleding nog in goede staat.

Type-ontwerp colloïdaal beton oeverbekledingen

Voor een technisch-economische analyse van oeverbekledingen met colloïdaal beton, is een ontwerp genomen langs de Zeeschelde in België. [R9]

Alle beschouwde oeverbekledingen voldoen uiteraard aan dezelfde ontwerpvoorwaarden en zijn als zodanig technisch gelijkwaardig. Voor elk beschouwd ontwerp zijn kostenramingen gemaakt op basis van eenheidsprijzen en geldende markt economische voorwaarden, geldig in het voorjaar '82 (Fig. 2).

Na overweging van de aanlegkosten, onderhoudskosten, geloten/open bekleding blijft uiteindelijk de keuze tussen penetraties met open colloïdaal beton (A3 en B3, fig. 2) of open colloïdaal macro-beton bekledingen (A4 en B4, fig. 2). Hierin kunnen de uitvoeringsoverwegingen doorslaggevend zijn. De kwaliteitscontrole van het geleverde en gestorte product kan beter verzekerd worden voor macro-beton bekledingen dan voor penetraties. Dit geldt zowel voor boven- als onderwaterwerk.

COLLOIDAAL BETON IN DAMCONSTRUCTIE TE ZEEBRUGGE

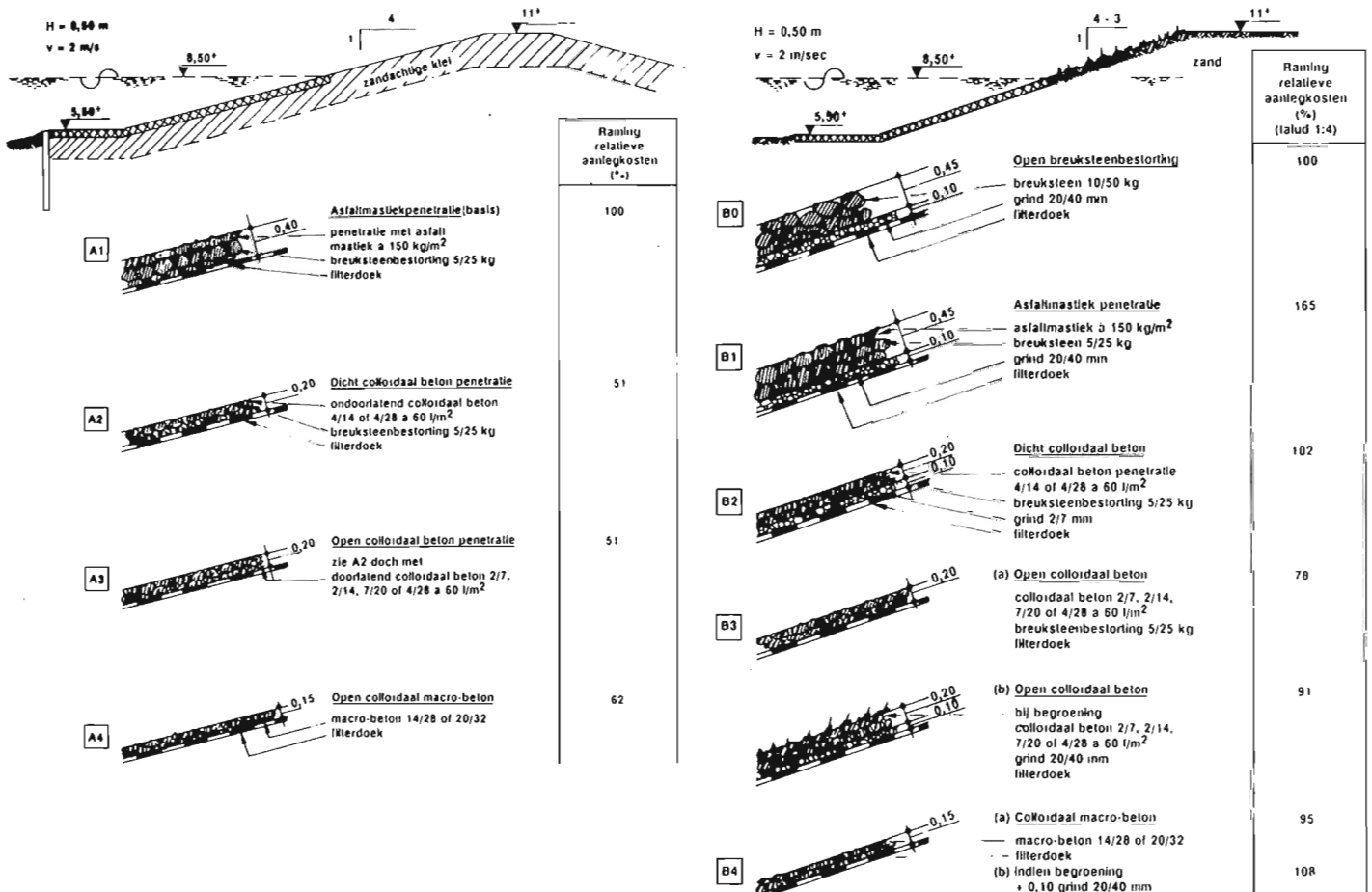
Bij de realisatie van de buitenhaven in Zeebrugge is op enkele plaatsen, om soms verschillende redenen, colloïdaal beton toegepast (fig. 3).

Zeebrugge Werkhaven: oeverbekleding noordelijke werkhavendam

De eerste fase van de uitbreiding voorzag in een werkhaven, met bestemming diensthaven, na realisatie van de buitenhaven.

De zandasfaltkaden of -lagen van de werkhavendammen werden afgewerkt met een bekleding. [R7] De noordelijke werkhavendam werd voorzien van een open steenasfaltbekleding dik 0,30 m voor alle zeewaartse taluds boven peil Z + 5,00 (fig. 4).

Fig. 2 Type ontwerpen bekledingen-rivieroevers.

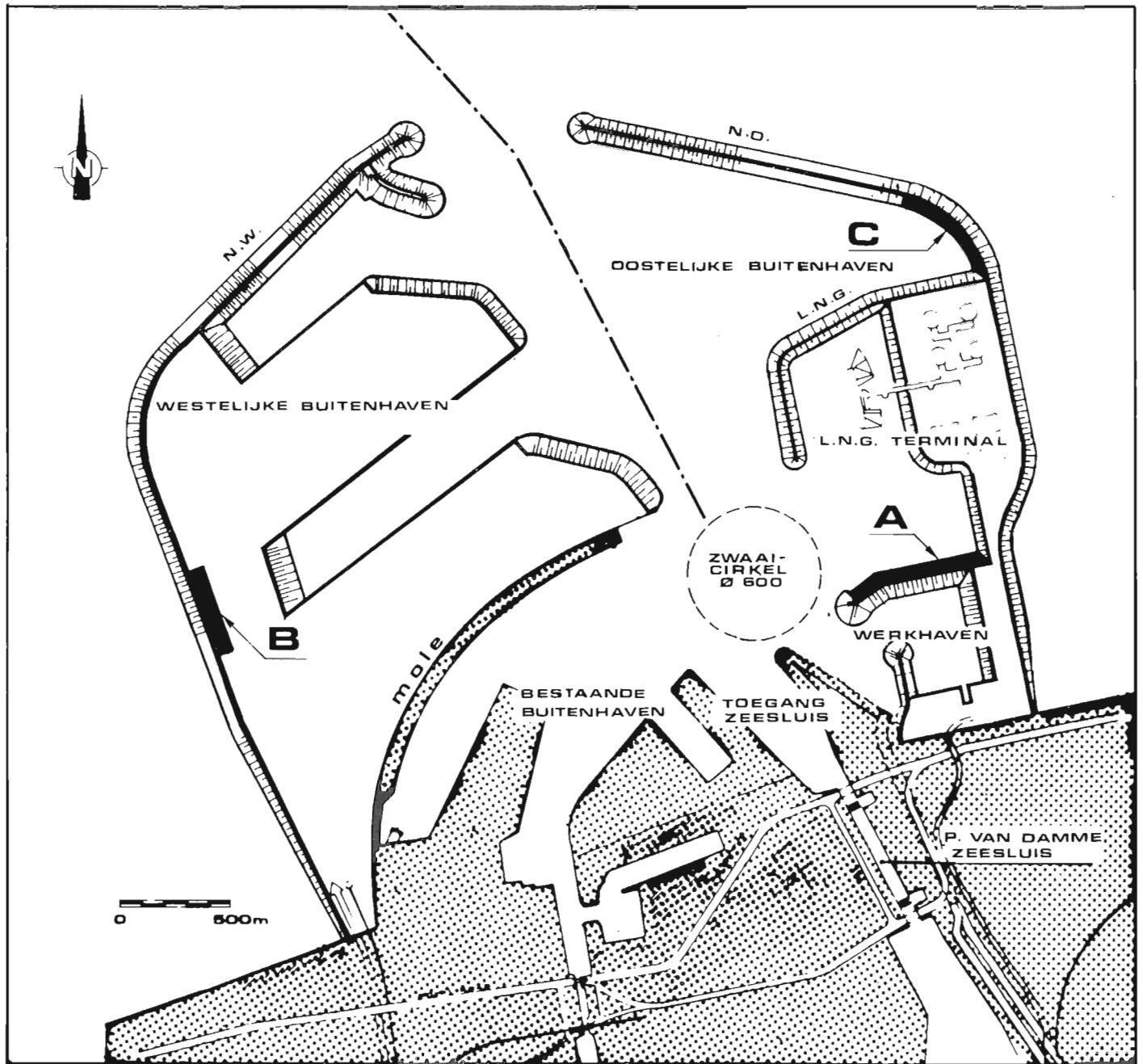


Van Z + 5,00 naar de teenverdediging toe diende een ander materiaal te worden toegepast. Ter plaatse gestort open steenasfalt kan noch onder water, noch in de spat-zone worden verwerkt.

Omschrijving	Raming relatieve kosten (%)	(1)
A1 Steenbestorting 40/80 gepenetreerd met asfaltmastiek	186	
A2 Idem, doch penetratie met colloïdaal betonmortel	101	
B1 Open steenasfaltbekleding gekombineerd met stortsteen 40/80 kg (0,3/1 t) gepenetreerd met asfaltmastiek	134	
B2 Idem, gepenetreerd met colloïdaal betonmortel of dicht colloïdaal beton (finaal gekozen)	102	
C Open colloïdaal macro-betonlaag van Z + 5,50 tot teenverdediging	100	

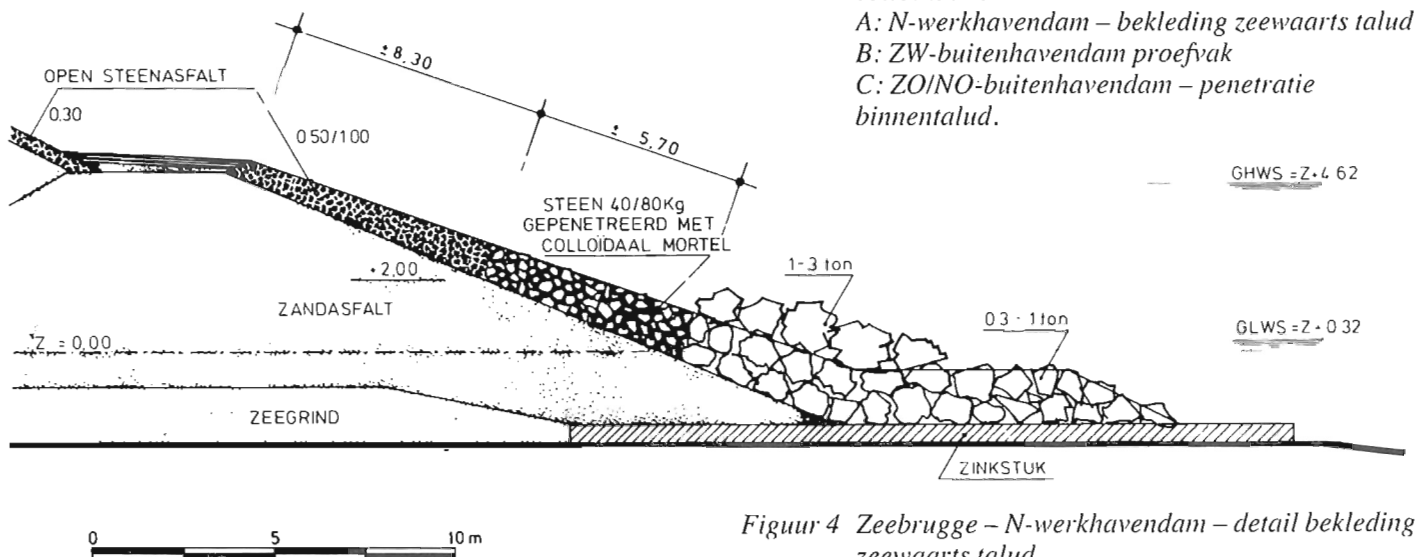
(1) Opmerking: de relatieve kostenwaarden dienen met de nodige omzichtigheid gehanteerd. Van tijd tot tijd en van geval tot geval kunnen de economische omstandigheden sterk verschillen.

Tabel 5 Zeebrugge – N-werkhavendam – raming relatieve kosten van alternatieven.



Figuur 3 Zeebrugge – buitenhaven – situering werken met colloïdaal beton.

- A: N-werkhavendam – bekleding zeewaarts talud
- B: ZW-buitenhavendam proefvak
- C: ZO/NO-buitenhavendam – penetratie binnentalud.



Figuur 4 Zeebrugge – N-werkhavendam – detail bekleding zeewaarts talud.

Na afweging van kosten (tabel 5), risico's en praktische omstandigheden werd het alternatief B2 gekozen (fig. 4). In de praktijk werden in sommige doorsneden als basissteen de klasse 0,3/1 ton gebruikt. Het colloïdaal beton werd gedurende de winter in eerder ruwe klimatologische en hydraulische condities aangebracht met behulp van stortkubels en pompen. De penetratiewerken werden naar behoren uitgevoerd. De stortkubelmethode gaf de beste resultaten. Er dient aan toegevoegd dat door omstandigheden de steengradatie verre van ideaal was te noemen.

In maart '80 werd het bekledingswerk opgeleverd. De noordelijke werkhavendam doorstond met succes de zware NW- tot N-storm van 19/20 april 1980; golven tot $H_s = 3,50$ m en piekperiodes van 9 tot 10 sec. Tot op heden, voorjaar 1986, is het gedrag van de bekleding uitstekend en zonder onderhoud.

Zeebrugge Buitenhavendammen : filterconstructie op het binnentalud van de ZW-buitenhavendam

De Zuidelijke Westdam voorziet in een havenwaarts gericht beschermend strand (fig. 5).

De zandopspuiting vorderde simultaan met de damkernwerken. Het strand beschermde het 1/3 ton talud onder helling 1:1,5 tegen NW N schuine golfaanval tijdens de uitvoering van de Westelijke Buitenhavendam.

Het gekozen ontwerp bestaat uit een kern in steen 2/300 kg of 1/3 ton alnaargelang de voorkomende golfcondities met een 1/3 ton steenlaag voor het binnenbeloop. Het basisontwerp voor de filterconstructie voorzag in: een 2/300 kg steenlaag met dikte 1,00 m afgedekt met een zeegrindlaag van 2,00 m dikte. De filterconstructie werd progressief met de vordering van de zandpersing geplaatst (fig. 5).

Van de mogelijke colloïdaal betontoepassingen werden er uiteindelijk drie ontwerpen onderzocht als alternatief voor het basisontwerp van de filterconstructie. [R8]

- Alternatief A en B: volle penetratie met open colloïdaal macro-beton van een 0,3/1 ton-steenlaag (A) of van een 1/3 ton-steenlaag (B). Een zeegrindlaag van 1,00 m wordt toegevoegd onmiddellijk voorafgaand aan de zandaanpersing (fig. 5).

- Alternatief C: spikkelpenetratie met open colloïdaal macro-beton van een 0,3/1 ton-laag. De ontworpen dubbellaagige filterconstructie met 1,00 m 2/300 kg steen en 2,00 m zeegrind wordt geplaatst voorafgaand aan de zandpersing.

Uiteindelijk werd alternatief B gekozen om uitgevoerd te worden in een prototype-proefvak. De overwegingen hierbij waren:

- Economisch; het B-alternatief geeft de grootste kostenmarge ten aanzien van het basisontwerp. De kosten voor het produceren en storten van het macro-beton moeten nog worden toegevoegd om de uiteindelijke aanlegkosten te verkrijgen.
- Technisch; de mechanische weerstand ten aanzien van golfbelastingen is intrinsiek hoger.
- Uitvoering; het uitvoeringsschema is eenvoudiger omdat de basis-steenklasse 1/3 ton stabiel is dan de 0,3/1 ton.

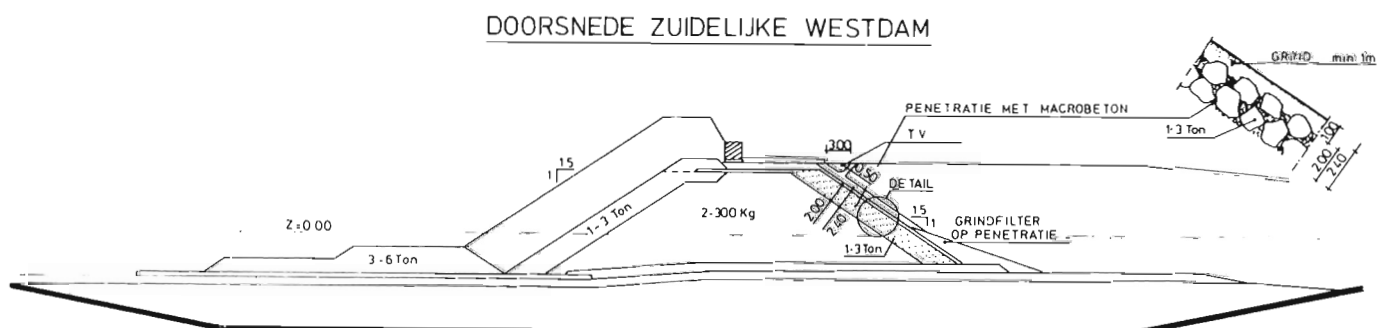
Vóór de uitvoering van het prototype-proefvak werd gevreesd dat de vloeibaarheid van het macro-beton zodanig zou zijn dat de penetratie te diep zou doordringen in de 1/3 ton steenkern. Daarom was geadviseerd een aanvulling met steen 2/80 kg. De uitvoering in het proefvak heeft echter uitgewezen dat dit niet nodig was.

De volle penetratie over ca 2,00 m dikte van de 1/3 ton laag met open colloïdaal macro-beton kan beschouwd worden als een zanddicht filter. Als extra veiligheid tegen zandverliezen door rest-openingen in de penetratie of onvoorziene scheuren werd echter een zeegrindlaag toegepast van 1,00 m dikte. Dit omdat de ontwikkelde techniek nieuw was en omdat het herstel van een 'lekkend' filter kostbaar is.

Gezien de doelstelling – de verwezenlijking van een zanddichte laag – werd, het colloïdaal macro-beton mengsel zowel op 'droge' als 'natte' prototype hellingen uitgetoet. Hierdoor kon inderdaad getest worden onder welke praktische voorwaarden de penetratie met macro-beton als filterconstructie uitvoerbaar was.

De ontwerpstudie van de penetratie was van een specie-

Figuur 5 Zeebrugge – ZW-buitenhavendam



hoeveelheid van 0,74 m³/m² uitgegaan. Uiteindelijk werd 0,80 m³/m² in het eigenlijke proefvak toegepast.

Uit de beschouwing van de kostenverhoudingen (tabel 6) kunnen we opmerken dat voor Zeebrugge de ZW-dam, de aanlegkosten van het penetratie alternatief B nauw aansluiten met het granulaair-filter met filterdoek. Het economisch voordeel van het B-alternatief blijkt duidelijk wanneer de schadeprovisie voor het 1/3 ton talud, onbeschermd tot wanneer de zandpersing was uitgevoerd (6 maanden tot een jaar), in rekening wordt gebracht. Dit demonstreert overduidelijk het voornaamste technisch voordeel van het penetratieconcept; het opwaarderen van het 1/3 ton talud ten aanzien van golfstabiliteit.

Zeebrugge Buitenhavendammen: penetratie binnentalud van ZO/NO dambocht.

Het alternatief C met spikkelpenetratie kan overwogen worden wanneer de opwaardering economisch gunstig is in vergelijking met het schaderisico van het ontwerptalud.

Dit is toegepast in de bochtsectie van de ZO/NO dam (fig. 4). Hier kon een tijdelijke aanvullende 3/6 ton laag of 2-voudige 1/3 ton laag vermeden worden op het binnentalud door het spikkelen met colloïdaal macro-beton van de ontworpen 1/3 tonlaag. Een hoeveelheid van gemiddeld 500 l/m² macro-beton is verwerkt als penetratiespecie (R.8).

Deze voorzorg bleek nodig gezien de fasering van de NO-dam vooruitlopend op de NW-dam. Golfenergie uit de W-NW sector moest opgevangen worden. De penetratie-oplossing bleek bijzonder economisch en heeft daarboven volledig beantwoord aan de gestelde eisen. Er is geen onderhoud nodig gebleken en geen schade vastgesteld.

	Aanleg $\frac{K}{K_o} \times 100$ (%)	Totaal (aanleg + onderhoud) $\frac{K + M}{K_o + M_o} \times 100$ (%)
1. Basisontwerp (0) Steenlaag 2/300 kg, dikte 1,00 + zeegrond 2,00 m dikte	100	100
2. Colloïdaal macro-beton penetratie Alt. B: 1/3 ton laag over ca 2,00 m dikte – pro rato 0,8 m ³ /m ² – pro rato 0,6 m ³ /m ²	101 93	78 72
3. Granulaair filter met filterdoek Steenlaag 2/300 kg, dikte 1,00 m + 0,50 m 0/2 kg. groeve-afval + filterdoek	94	96
4. Granulaair filter Steenlaag 2/300 kg, dikte 1,00 m + groeve-afval 0/2 kg, dikte 0,50 m + zeegrond, dikte 1,50 m	101	101
Nota: 1) K = aanlegkosten inclusief materiaalverliezen tijdens constructie M = onderhoudsprovisie voor de onbeschermd 1/3 ton helling. 2) De relatieve kostenverhoudingen dienen met de nodige omzichtigheid gebruikt. Inderdaad, van tijd tot tijd en van geval tot geval kunnen de economische omstandigheden verschillend zijn.		

Tabel 6 Zuidelijke Westdam, Zeebrugge – relatieve kostenverhoudingen van alternatieven.

UITVOERINGSASPECTEN

Colloïdaal betonproducten worden geproduceerd in betonmortelcentrales en zijn dus fabrieksmatig vervaardigd. Hierdoor zijn alle mogelijkheden aanwezig voor kwaliteitsborging.

De materiaaltechnologie voor colloïdaal beton heeft een zodanig ontwikkelingsniveau bereikt, dat voor elke specifieke toepassing in de natte waterbouw een aangepast mengsel kan worden ontworpen. De vloeibaarheid, rheologie, cementgehalte, watergehalte enz. kunnen afgesteld worden, zodat voldaan kan worden aan de ontwerpeisen inzake verwerkbaarheid, volumegewicht, waterdoorlatendheid, mechanische weerstand enz. Doorgaans maken projecten met oeverbekledingen van voldoende omvang het mogelijk om een voorstudie met proefmengsels uit te voeren. Slechts in uitzonderingen dienen recept-mengsels gebruikt te worden. Deze zijn steunend op ervaring, beschikbaar.

Het aanbrengen van colloïdaal beton kan uiteraard boven en onder water gebeuren omdat geen uitwassing en ontmenging optreedt. De uitvoeringsmethoden zijn eenvoudig. Pompen (alleen voor dicht colloïdaal beton), storten met grijperbak, stortkubel of uit betonmixer. De intrinsieke eigenschappen van colloïdaal beton laten toe dat zonder risico geruime tijd (3 à 4 uur voor plaatsing) het beton aangemaakt kan worden. Teneinde een regelmatige spreiding alsook een gegarandeerde aansluiting van de verschillende storten te verkrijgen, zijn bijzondere stortmiddelen ontwikkeld.

CONCLUSIES

1. Colloïdaal beton is toe te passen voor penetratiewerken, alsmede monolietplaten in het werk vervaardigd, zowel open als gesloten.
2. Uit praktijkervaringen blijkt dat er geen onderhoudsgelden in rekening behoeven te worden gebracht bij het ontwerp.
3. Colloïdaal betonproducten worden vervaardigd in betonmortelcentrales en zijn dus fabrieksmatig geproduceerd. Daardoor zijn alle mogelijkheden aanwezig om een constante kwaliteit te verzekeren.
4. De materiaaltechnologie is dermate ontwikkeld dat voor elk werk een specifiek colloïdaal betonmengsel op maat kan worden ontworpen.
5. Het storten van colloïdaal beton is zowel boven als onder water eenvoudig te noemen. Tevens zijn er uitvoeringsmiddelen ontwikkeld om een regelmatige spreiding en aansluiting van het materiaal bij diverse storten te verkrijgen.
6. Basisonderzoek is nodig om rekenmodellen te ontwikkelen om analytisch monoliete bekledingsconstructies te ontwerpen. Deze conclusie geldt niet uitsluitend voor colloïdaal betonbekledingen doch in het algemeen voor alle vergelijkbare monoliete structuren (gezette betonbekledingen, open steenasfalt, enz.).

DANKBETUIGING

Het past tot slot te vermelden dat deze bijdrage tot stand is gekomen steunend op de studie- en onderzoekswerken uitgevoerd door diverse instanties zoals vermeld in de referenties. Onze erkentelijkheid gaat uit naar N.V. INTERBETON en N.V. MEBIN voor de bekomen informatie en steun. De bijdragen van medewerkers van N.V. HAECON worden naar waarde geschat.

Referenties:

N.V. Interbeton, Brussel en N.V. Mebin, 's-Hertogenbosch: Diverse notities en mededelingen omtrent materiaal-technologie colloïdaal beton.

N.V. Interbeton, Brussel – Technische nota Proefvak Duffel: Overbekleding – penetratie breukstenen met colloïdaal beton, februari 1981.

Rijksuniversiteit Gent, Lab. Magnel voor Gewapend Beton: Proefvak Duffel:

- verslag omtrent proeven op platen van doorlatend 'hydro beton', augustus 1981;
- verslagen: vergelijkende proeven op gewoon beton en op hydro-beton, juli 1981.

Rijksuniversiteit Gent, Laboratorium voor Hydraulica
– verslag: Doorlatendheidsproeven op vijf platen hydro-beton, augustus 1981.

Orex, Brussel – verslag: Proeven op 4 kernen uit hydro-beton, maart 1981.

Rijksstation voor Sierplantenteelt, Melle – verslag: Begroenen van hydro-beton, januari 1981.

Haecon-Zeebrugge, Gent: verschillende studierapporten en ontwerpnota's betreffende de bekleding van de noordelijke werkhavendam, oktober 1979.

Haecon N.V., Gent:

- studie: Toepassing van hydro-beton bij de havendammenbouw te Zeebrugge, november 1981.
- Diverse studierapporten en nota's betreffende het ontwerp van de filterconstructies 1981 – 1982.

Haecon N.V., Gent – Studie: oeverbekledingen met hydro-beton, technisch-economische studie, april 1982.

Literatuurlijst

1. P. VAN HOVE; Colloïdaal beton / Hydrobeton: karakteristieken en toepassingen. Symposium: Recente evolutie in de bouwmaterialen, K.U. Leuven, april 1981.
2. P. VAN HOVE, D. VANDENBOSSCHE; Colloidal concrete a new technique in hydraulic engineering. 8th International Harbour Congress, Antwerp, June 1983.
3. Vereniging Nederlandse Cementindustrie; klaar voor onderwater, Betoniek, oktober 1983.
4. Hydrocrete blijkt in de praktijk waardevol materiaal, Land- en Water, februari 1984.
5. P. KERSTENS, P. VAN HOVE, J. DE REGGE; experiences with armoured revetments of riverbanks bonded with colloidal concrete – technical and economic evaluation – PIANC bulletin nr. 48, 1985.

Blokkenbekleding op de Oesterdam.

Ing. R.J. Termaat,
Dienst Weg- en Waterbouw-
kunde, Rijkswaterstaat.



Inleiding

De constructie van de talusbekleding die uiteindelijk is gekozen voor de Oesterdam, is weergegeven in figuur 1. Deze constructie was economisch het meest aantrekkelijk. In de ontwerpfase werden enkele onzekerheden gesignaleerd ten aanzien van een fundatielaag van klei.

De belangrijkste hiervan zijn:

- eventuele erosie van de klei;
- vlakke afwerking van het klei-oppervlak;
- haalbaarheid van de vereiste kleikwaliteit.

Op basis van geïnventariseerde praktijkervaringen en laboratoriumonderzoek zijn deze onzekerheden voor een belangrijk deel weggenomen.

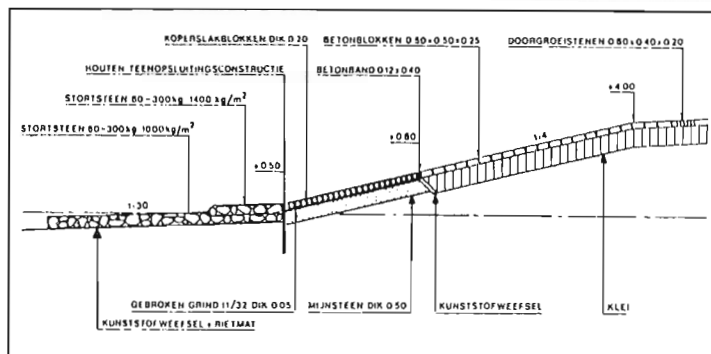
Met een alternatieve fundatielaag van bijvoorbeeld mijnsteen had men deze onzekerheden kunnen omzeilen. Daarentegen zou men voor het verkrijgen van een gelijkwaardige constructie qua sterkte dikkere betonblokken moeten toepassen. Dit laatste betekent voor de Oesterdam een kostentoeename van ongeveer fl. 150 m¹ per glooiing. De grotere dikte is nodig omdat mijnsteen in tegenstelling tot klei waterdoorlatend is. In een doorlatende fundatielaag blijft het waterniveau achter ten opzichte van de golfbeweging aan de buitenkant. Als de waterdruk onder de blokken bij de neergaande golfbeweging hoger wordt dan het gewicht van de blokken, dan zal de bekleding bezwijken (fig. 2). In klei treedt dit effect niet op.

Voor de Oesterdam is op economische gronden gekozen voor een fundatielaag van klei. Het voordeel ten opzichte van mijnsteen was voldoende groot, om de resterende onzekerheden van klei te accepteren. Een groot deel van de talusbekleding van de Oesterdam is thans al meer dan een jaar gereed. Heeft men nu door deze nieuwe ervaring meer inzicht verkregen in de onzekerheden van klei? Een belangrijke vraag, omdat de nog aan te brengen talusbekleding van de Philipsdam (fig. 3), eveneens voor een groot deel bestaat uit blokken op klei.

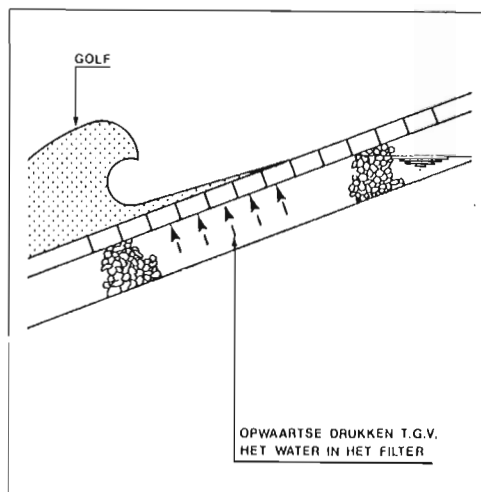
Erosiegevoeligheid van klei

Uit de uitgevoerde inventarisatie van praktijkervaringen en het laboratoriumonderzoek kan worden geconcludeerd dat de kans op erosie wordt geminimaliseerd als de klei aan de volgende voorwaarden voldoet:

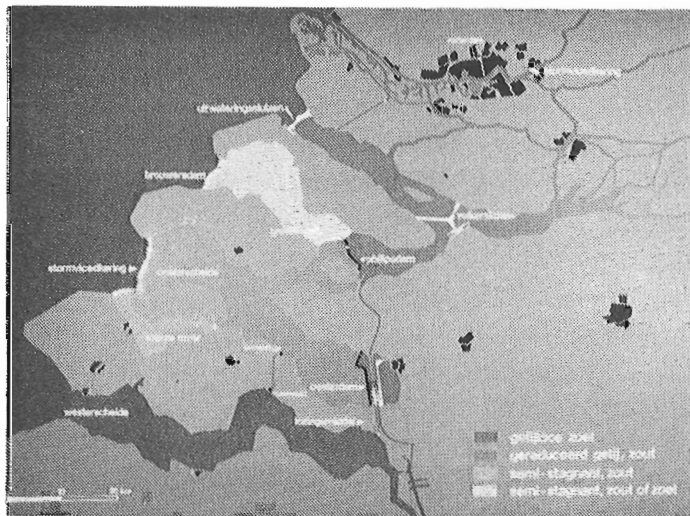
- lutumgehalte > 20%;
- zandgehalte < 25%;
- geen verontreinigingen van het klei-oppervlak;
- een vlak afgewerkt klei-oppervlak.



Figuur 1 constructie Oesterdam.



Figuur 2 bezwijkmechanisme.



Figuur 3 situering Philipsdam.

Het Oesterdamproject bevestigt nog eens dat verontreinigingen en een slecht afgewerkt klei-oppervlak aanleiding geven tot erosie. Figuur 4 toont een verzakking van de glooiing. Bij opbreken bleek het klei-oppervlak verontreinigd te zijn met fosforslakken. Door de waterstroming rond deze verontreiniging is erosie mogelijk.

Afwerking van het klei-oppervlak

Bij de aanleg van de Oesterdam zijn voor het afwerken van het klei-oppervlak drie verschillende methoden toegepast. De eerste methode bestond uit een afrijbalk waarmee het klei-oppervlak vlak werd afgeschraapt (fig. 5). Met deze methode werden goede resultaten verkregen. Wel moet worden opgemerkt dat het resultaat sterk afhangt van het balkgewicht en de kracht en de hoek waaronder wordt getrokken.

Bij de tweede methode werd de klei met de bak van een hydraulische kraan afgeschraapt. Door het korrelige karakter van de klei werd het oppervlak echter opengetrokken bij het afschrapen. Gezien dit negatieve resultaat werd overgestapt op een derde methode. Bij deze methode wordt het klei-oppervlak met een hydraulische kraan zo vlak mogelijk afgeschraapt en de resterende onvlakheden worden vervolgens met een laagje kruimelaarde weg-gewerkt.

De taludbekleding werd ongeveer een jaar na aanbrengen op een aantal plaatsen opgebroken. Het deel dat was afgewerkt met de hydraulische kraan zonder strooilaag vertoonde aanzienlijke erosie (fig. 6.). Op de overige gedeelten werd geen erosie waargenomen.

Haalbaarheid van de vereiste kleikwaliteit

In het bestek werden eisen gesteld aan de samenstelling van de klei op basis van functionele eisen, o.a. sterkte en erosiebestendigheid. Om deze functionele eisen te waarborgen was kwaliteitscontrole noodzakelijk. Gewoonlijk wordt de kleikwaliteit bepaald op de winplaats voor afgraven, of tijdens de aanvoer. Voor de Oesterdam werd echter gekozen voor keuring tijdens de aanvoer. Bij deze aanpak werden door ons twee knelpunten gesignaleerd.



Figuur 5 afwerken klei.

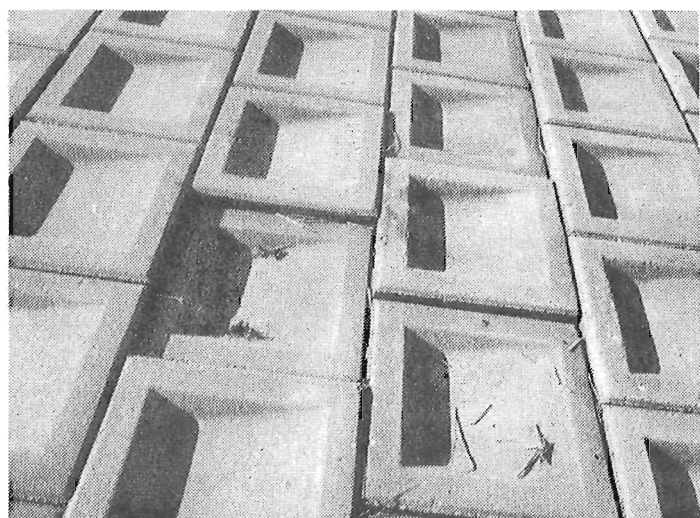


Figuur 6 erosie klei.

Ten eerste vereist een keuring bij aanvoer een intensieve bemonstering en een snelle beproevingsprocedure. Organisatorisch gaf dit soms problemen wanneer in korte tijd grote hoeveelheden klei werden aangevoerd. Ten tweede was er regelmatig discussie over de haalbaarheid van de eisen ten aanzien van de samenstelling. Een dergelijke discussie zou zich ook hebben voorgedaan bij een keuring vooraf bij de winplaats. Bij deze laatste oplossing komen dan nog de onzekerheden van het juist afgraven van de winplaats.

Keuring van klei is een moeilijke zaak. Men kan niet altijd die kleikwaliteit krijgen die men wenst. Klei is een natuurproduct en de winplaatsen zijn vaak schaars. Naar mijn mening zouden de problemen enigszins kunnen worden verkleind, wanneer men:

- meer inzicht heeft in de invloed van de kleikwaliteit op de functionele eisen zodat de constructie zonodig kan worden aangepast aan de beschikbare klei;
- kan beschikken over een norm voor het vooraf bepalen van de geschiktheid van een winplaats, zodat verrassingen tijdens de uitvoering zoveel mogelijk kunnen worden voorkomen.



Figuur 4 verzakking glooiing.

