

Handleiding
voor het Ontwerpen van
granulaire Bodemverdedigingen
achter tweedimensionale Uitstromingsconstructies

Dit boek is samengesteld door:

A. Franken
E. Ariëns
L. Klatter

en uitgegeven door:

Bouwdienst Rijkswaterstaat, Hoofdafdeling Waterbouw
Postbus 20 000
3502 LA Utrecht

Bij de samenstelling van dit boek is de grootst mogelijke zorgvuldigheid betracht. Niettemin kunnen er fouten of onduidelijkheden in voorkomen. De gebruiker wordt verzocht om eventuele onvolkomenheden aan de redactie door te geven, zodat deze in een volgende editie gecorrigeerd kunnen worden.

De handleiding is bedoeld voor intern gebruik binnen de Rijkswaterstaat. De Bouwdienst stelt zich niet aansprakelijk voor schade welke voort komt uit fouten in deze handleiding of uit ondeskundig gebruik ervan.

copyright: Bouwdienst Rijkswaterstaat, Hoofdafdeling Waterbouw; 1995

Niets uit deze uitgave mag worden vermenigvuldigd zonder voorafgaande schriftelijke toestemming van de redactie.

INHOUDSOPGAVE

1	INLEIDING	5
1.1	Algemeen	
1.2	Doel	
1.3	Afbakening	
1.4	Referenties	
2	FUNCTIES EN EISEN	7
2.1	Functies	
2.2	Eisen	
3	ONTWERPMETHODIEK	11
3.1	Inleiding	
3.2	Ontwerpfilosofie	
3.3	Ontwerpprocedure	
3.4	Bepaling constructieparameters bodemverdediging	
3.5	Referenties	
4	ALTERNATIEVE CONSTRUCTIE-TYPEN	17
4.1	Inleiding	
4.2	Kenmerken van een volledig granulaire bodemverdediging	
4.3	Granulair materiaal op een geotextiel	
4.4	Blokkenmatten	
4.5	Gabions	
4.6	Matrassen	
4.7	Plaatvormige constructies	
4.8	Referenties	
5	LENGTEBEPALING BODEMVERDEDIGING	23
5.1	Inleiding	
5.2	Beschrijving van het mechanisme	
5.3	Kuildiepte zonder bovenaanvoer van sediment; ontwikkelingsfase	
5.4	Ontwerpcoëfficiënten	
5.5	Formule van Breusers	
5.6	Kuildiepte zonder bovenaanvoer van sediment; evenwichtsfase	
5.7	Ontgrondingsaspecten bij de rand bodembescherming	
5.8	Referenties	
6	TOPLAAG BODEMVERDEDIGING BIJ OVERTREKKENDE STROMING	39
6.1	Inleiding	
6.2	Stabiliteitsrelaties	
6.3	Ontwerpregel	
6.4	Toepassing van de ontwerpregel	
6.5	Toepassingsgebied	
6.6	Toekomstige ontwikkelingen	
6.7	Literatuur	

7	VERIFICATIE TOPLAAG OP GOLF- EN SCHEEPSBELASTINGEN	57
7.1	Inleiding	
7.2	Golfbelasting op een bodemverdediging	
7.3	Schroefstraalbelasting door schepen	
7.4	Referenties	
8	VERTICALE OPBOUW BODEMVERDEDIGING	65
8.1	Inleiding	
8.2	Functies en eisen	
8.3	Typen filters	
8.4	Ontwerpmethodiek	
8.5	Hydraulische belastingen	
8.6	Grensvlakstabiliteit	
8.7	Interne stabiliteit	
8.8	Waterdoorlatendheid	
8.9	Toekomstige ontwikkelingen	
8.10	Referenties	
9	DRIE-DIMENSIONALE INVLOEDEN	83
9.1	Inleiding	
9.2	Randeffecten	
9.3	Splitzen in grootschalige en lokale effecten	
9.4	Referenties	
10	PROBABILISTISCH ONTWERP	87
10.1	Inleiding	
10.2	Foutenboom	
10.3	Probabilistische benadering	
10.4	Referenties	
11	UITVOERINGSASPECTEN	93
11.1	Inleiding	
11.2	Materiaalkeuze	
11.3	Praktische laagdikte en uitvoeringstolerantie	
11.4	Verticale aansluiting	
11.5	Praktische afmetingen stortvelden	
12	INSPECTIE EN ONDERHOUD	103
12.1	Inleiding	
12.2	Onderhoud, de theorie	
12.3	Praktische uitwerking voor granulaire toplagen	
12.4	Referenties	
13	CASES	111
13.1	Inleiding	
13.2	Case stormvloedkering	
13.3	Case afsluiting	
	BIJLAGE 1 STANDAARD STEENSORTERINGEN	127
	BIJLAGE 2 LIJST VAN GEBRUIKTE SYMBOLEN	129

1 INLEIDING

A. Franken

1.1 Algemeen

Afgelopen decennia zijn door de Rijkswaterstaat vele waterbouwkundige kunstwerken ontworpen en gebouwd waarbij de bodemverdediging een essentieel onderdeel vormt. Voor wat betreft de kuststreek valt hierbij te denken aan stormvloedkeringen zoals in de Oosterschelde en de Nieuwe Waterweg, en afsluitingen van zeegaten en estuaria. Voor wat betreft de binnenwateren gaat het om bodemverdedigingen bij sluis- en stuwcomplexen. De functie van de bodemverdediging is hierbij het zodanig vastleggen van de bodem rond het kunstwerk dat eventuele ontgrondingen het kunstwerk zelf niet bedreigen. Ten behoeve van deze kunstwerken is veel modelonderzoek uitgevoerd naar de stabiliteit van de bodemverdediging achter dergelijke kunstwerken. Voor wat betreft bodemverdedigingen achter sluitkaden is ook fundamenteel modelonderzoek verricht, hetgeen heeft geleid tot een ontwerpregel voor het dimensioneren van het zwaarst aangevallen gedeelte van de bodemverdediging, zie [1.1].

In 1994 heeft de Bouwdienst Rijkswaterstaat een database opgezet waarin vrijwel alle resultaten van bij het Waterloopkundig Laboratorium verricht modelonderzoek voor bodemverdedigingen bij tweedimensionale overlaat- en schuifconstructies systematisch zijn opgeslagen. Met behulp van deze database zijn de proefresultaten geanalyseerd, en zijn bestaande stabiliteitsrelaties geïjkt. Op basis van de resultaten is een ontwerprelatie opgesteld waarmee de steendiameter van de toplaag van de bodemverdediging over de volledige lengte van de bodemverdediging bepaald kan worden.

Deze analyse en ontwerpregel, verwoord in hoofdstuk 6, zijn aanleiding geweest voor het verschijnen van deze handleiding.

1.2 Doel

De handleiding heeft tot doel een recept te geven waarmee op relatief eenvoudige wijze een bodemverdediging achter een tweedimensionale uitstromingsconstructie kan worden ontworpen.

Voor de verschillende constructieparameters als de lengte van de bodemverdediging, de benodigde steendiameter van de toplaag en de verticale opbouw, worden handzame ontwerpregels gegeven. Deze ontwerpregels zijn gebaseerd op de meest recente kennis en zoveel mogelijk getoetst aan de praktijk.

Als zodanig vormen deze ontwerpregels de 'standaard' waarmee de hoofdafdeling Waterbouw van de Bouwdienst Rijkswaterstaat haar ontwerpwerkzaamheden verricht.

1.3 Afbakening

Gezien de grote verscheidenheid in zowel de toepassingsgebieden van bodemverdedigingen als ook de constructie-typen is bij het opstellen van deze handleiding noodgedwongen een afbakening aangebracht.

Wat betreft het toepassingsgebied beperkt deze handleiding zich tot bodemverdedigingen achter uitstromingsconstructies als sluitkaden, stormvloedkeringen en sluizen, waarbij een overwegend tweedimensionaal stromingsbeeld heerst. Hierbij wordt uitgegaan van een homogene dichtheid van het water, dus zonder zout- en zoetwaterscheiding. Bodemverdedigingen in overwegend driedimensionale stromingsbeelden zoals rond pijlers of bij horizontale vernauwingen worden niet in beschouwing genomen. Hiervoor wordt verwezen naar [1.2].

Wat betreft het constructie-type richt deze handleiding zich op bodemverdedigingen die opgebouwd zijn uit losgestorte lagen granulair materiaal. Dit constructie-type wordt binnen en buiten Nederland het meest toegepast.

Zoals bij de doelstelling vermeld is de handleiding bedoeld om de ontwerper van praktische ontwerpregels te voorzien. Het is uitdrukkelijk niet de bedoeling uitvoerig in te gaan op de bestaande theoretische kennis; hiervoor wordt verwezen naar de betreffende handboeken en referenties.

Kern van de handleiding vormen de ontwerpregels ten behoeve van de bepaling van de constructieparameters; lengte, stabiliteit toplaag en verticale opbouw. Daarnaast wordt aandacht besteed aan onderwerpen als het programma van eisen, de ontwerpfilosofie, uitvoeringsaspecten en inspectie- en onderhoudsaspecten. Deze onderwerpen zijn essentieel bij het maken van een goed ontwerp van een bodemverdediging.

De handleiding is in 1994 tot stand gekomen met medewerking van een aantal medewerkers van de hoofdafdelingen Waterbouw van de Bouwdienst Rijkswaterstaat en de Dienst Weg- en Waterbouwkunde Rijkswaterstaat.

1.4 Referenties

- [1.1] Bouwdienst Rijkswaterstaat; 1993
Workshop CLODES 3.0
Bouwdienst Rijkswaterstaat, hoofdafdeling Waterbouw
- [1.2] H.N.C. Breusers; 1991
Scouring
A.A. Balkema

2 FUNCTIES EN EISEN

A. Franken

2.1 Functies

Tengevolge van de aanwezigheid of het gebruik van waterbouwkundige werken als sluitkaden, stormvloedkeringen of sluizen zullen de lokale stroomsnelheden toenemen. Hierdoor kan erosie optreden welke een bedreiging kan gaan vormen voor het functioneren en/of de standzekerheid van de constructie. Bij een afsluiting bijvoorbeeld kan erosie leiden tot het verzakken en daardoor bezwijken van de sluitkade. Bij een stormvloedkering of sluis kan overmatige erosie leiden tot het verzakken van de drempelconstructie of landhoofden, waardoor de kering niet meer sluit of in gesloten toestand een te grote lekopening kent.

De primaire functie van een bodemverdediging is het beschermen van de ondergrond aansluitend op een constructie tegen een dergelijke overmatige erosie.

Als constructie moet hierbij niet enkel aan een sluitkade of stormvloedkering worden gedacht, maar ook bijvoorbeeld aan aanpandende dijklichamen of kademuren.

Naast deze primaire functie kan een bodemverdediging tevens een functie hebben in het verzorgen van steundruk aan constructie-onderdelen, zoals damwanden en kribben, en in het verzorgen van een profiel van vrije ruimte voor de scheepvaart danwel afvoer.

2.2 Eisen

Om gedurende de planperiode aan de primaire functies te kunnen voldoen worden aan de bodemverdediging een aantal algemene eisen van functionele en technische aard gesteld. Deze algemene eisen vormen een onderdeel van het Programma van Eisen zoals dat bij aanvang van het ontwerp wordt opgesteld, en hebben betrekking op:

- horizontale afmeting
- stabiliteit
- verticale opbouw
- flexibiliteit
- faalkans
- levensduur.

Daarnaast kunnen in het Programma van Eisen specifieke eisen worden opgenomen welke opgelegd worden vanuit de omgeving van het project. Hierbij valt onder andere te denken aan (niet limitatief):

- scheepvaarteisen
- milieu-eisen
- uitvoeringseisen
- inspectie- en onderhoudseisen.

horizontale afmetingen

De bodemverdediging moet zodanige afmetingen hebben (lengte en breedte) dat als gevolg van de optredende ontgrondingen aan de rand van de bodemverdediging, een eventuele grondmechanische instabiliteit geen bedreiging vormt voor de constructie zelf en de aanpandende constructies.

stabiliteit

De bodemverdediging dient bestand te zijn tegen de optredende hydraulische belastingen (toplaagstabiliteit). Als belangrijkste hydraulische belastingen gelden hierbij overtrekkende stroming, golfbelasting en scheepsbelasting.

verticale opbouw

De verticale opbouw van de bodemverdediging dient zodanig te zijn dat onder de optredende belastingen geen of nauwelijks transport van bodemmateriaal in horizontale of verticale richting optreedt. De maximaal toelaatbare grootte van de porieën van de bodemverdediging is hiermee gerelateerd aan de korreldiameter van het bodemmateriaal.

Indien de bodemverdediging uit (meerdere lagen) granulair materiaal is opgebouwd geldt bovendien ook dat er geen verticaal transport van filtermateriaal mag optreden.

Hiermee worden eisen gesteld aan de korrelverdeling van elke filterlaag afzonderlijk (interne stabiliteit) als ook aan de verhouding van de korreldiameters van de lagen onderling (grensvlak stabiliteit).

flexibiliteit

Waar de bodemverdediging eindigt zal enige mate van erosie optreden. De (rand van de) bodemverdediging dient daarom zodanig flexibel te zijn dat zij deze ontgrondingen zonder problemen kan volgen.

faalkans

Zowel de hydraulische belasting als de sterkte van de bodemverdediging zijn stochastische grootheden. Er is dus een kans dat de sterkte van de bodemverdediging onvoldoende is met betrekking tot de optredende belastingen, zodat er sprake is van falen van de bodemverdediging.

De toelaatbare faalkans voor de bodemverdediging dient te worden afgeleid uit de toelaatbare faalkans voor de totale constructie. De toelaatbare faalkans van de totale constructie wordt bepaald op basis van de gevolgen die het falen met zich meebrengt. Zo geldt bijvoorbeeld voor de stormvloedkering in de Nieuwe Waterweg, gezien de consequenties voor Rotterdam en omstreken, een faalkans voor de totale constructie van $1 \cdot 10^{-6}$ /jaar. Voor bijvoorbeeld een sluitkade, die slechts gedurende een relatief korte periode moet functioneren en waarbij de gevolgen van falen relatief gering zijn, kan een beduidend grotere faalkans aangehouden worden.

levensduur

De vereiste levensduur van de bodemverdediging wordt bepaald door het feit of de bodemverdediging een tijdelijke danwel permanente functie moet vervullen. Zo zal bij bijvoorbeeld een afsluiting de vereiste levensduur relatief kort zijn. Bij bijvoorbeeld een stormvloedkering of sluis zal de bodemverdediging gedurende de hele (ontwerp)levensduur van het betreffende kunstwerk zijn functie moeten vervullen. Daar het vervangen van een bodemverdediging complex is en grote financiële en maatschappelijke consequenties heeft, wordt veelal geëist dat de levensduur van de bodemverdediging minimaal gelijk is aan de (ontwerp)levensduur van de totale constructie. Deze eis heeft zijn weerslag op de duurzaamheid van de toe te passen materialen in de bodemverdediging

scheepvaartseisen

Indien de bodemverdediging wordt aangelegd in een scheepvaartroute dient rekening gehouden te worden met eisen die betrekking hebben op:

- het maximaal toelaatbare niveau van de bovenzijde van de bodemverdediging (in verband met de benodigde vaardiepte)
- de toelaatbare stremming gedurende de uitvoering
- belastingen als gevolg van schroefstralen en dergelijke.

Deze eisen kunnen hun repercussies hebben op het toe te passen constructie-type.

milieu-eisen

Vanuit het milieu kunnen er eisen gesteld worden met betrekking tot de toe te passen materialen. In dit kader is in Nederland een vergunning in het kader van de Wet Verontreiniging Oppervlaktewater (WVO-vergunning) van toepassing, die bepaalde materialen zoals bijvoorbeeld koper- en loodslakken uitsluit.

uitvoeringseisen

De lokale omstandigheden en randvoorwaarden, zoals waterdiepte, beschikbare werkruimte en stroom- en golfcondities, bepalen de te stellen eisen aan het in te zetten materieel en te gebruiken materialen en sluiten bepaalde constructie-typen als bodemverdediging uit. Dit dient tijdens het ontwerp onderkent te worden.

Indien de bodemverdediging grenst aan een 'harde' constructie zoals kademuur, damwand of krib, dan dient de aansluiting met een dergelijke constructie zorgvuldig te gebeuren om eventuele erosie en daaruit volgend verlies van stabiliteit van de bodemverdediging en/of de constructie te voorkomen.

inspectie- en onderhoudseisen

Vanuit het oogpunt van inspectie en onderhoud kunnen er eisen worden gesteld aan:

- de bereikbaarheid van de bodemverdediging voor materieel, waarmee eventueel onderhoud en reparaties uitgevoerd worden
- de eenvoud waarmee de bodemverdediging gerepareerd kan worden
- het 'self-healing' karakter van de bodemverdediging.

3 ONTWERPMETHODIEK

A. Franken

3.1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt de methodiek beschreven op basis waarvan het ontwerp voor een bodemverdediging achter een uitstromingsconstructie tot stand komt. Uitgangspunten hierbij zijn de functionele en technische eisen, zoals die in hoofdstuk 2 zijn beschreven. De specifieke project eisen zijn niet in de methodiek opgenomen.

De verschillende stappen die genomen moeten worden om tot het ontwerp te komen, worden in de navolgende hoofdstukken nader uitgewerkt.

3.2 Ontwerpfilosofie

De ontwerpfilosofie omvat de gedachtengang die ten grondslag ligt aan het ontwerpproces. Het gaat hierbij om de keuze ten aanzien van de te hanteren rekenmethode en de onderhoudsfilosofie. Afhankelijk van de aard en omvang van de constructie kan ook de keuze voor de toe te passen type(n) constructie(s) hieronder vallen.

3.2.1 Rekenmethode

Ten aanzien van de rekenmethode kan onderscheid gemaakt worden tussen deterministische en probabilistische rekenmethoden.

In de 'klassieke' deterministische rekenmethode wordt uitgaande van de toegestane faalkans die de ontwerpbelasting S bepaald. Deze belasting heeft een overschrijdingskans gelijk aan de toegestane faalkans. De sterkte van de bodemverdediging, R , dient nu zodanig te zijn dat deze groter is dan de ontwerpbelasting. Omdat zowel de ontwerpbelasting als de bodemverdediging met onzekerheden omgeven zijn wordt een veiligheidsfactor F ($F > 1$) ingevoerd, zodat geldt:

$$R - F \cdot S \geq 0 \quad (3.1)$$

De grootte van de veiligheidsfactor F hangt af van de onzekerheden in de belasting- en sterkteparameter(s) en is niet op voorhand bekend. Een juiste bepaling ervan kan, zeker bij samengestelde belastinggevallen, gecompliceerd zijn. Daarnaast heeft de deterministische rekenwijze als beperking dat de bijdragen aan het falen van de bodemverdediging door andere dan de ontwerpbelasting niet expliciet worden meegenomen.

Rekenmethoden die deze nadelen niet hebben zijn de probabilistische rekenmethoden. In deze methoden worden de belasting en de sterkte meegenomen als stochastische grootheden, elk met een eigen kansverdeling. In de bepaling van de faalkans worden hiermee de bijdragen van alle belastinggevallen expliciet meegenomen en is het niet nodig met veiligheidsfactoren te werken.

Bij de probabilistische rekenwijzen kunnen, conform internationale conventies, een aantal niveaus onderscheiden worden:

- niveau III : probabilistische methoden waarbij uitgegaan wordt van de 'werkelijke' kansverdeling van de sterkte- en belastingparameters
- niveau II : probabilistische methoden waarbij uitgegaan wordt van geschematiseerde kansverdelingen voor de belasting- en sterkteparameters
- niveau I : semi-probabilistische methoden waarbij voor de verschillende parameters partiële veiligheidsfactoren worden gehanteerd

De complexiteit van de berekeningen neemt toe met de hoogte van het niveau. In hoofdstuk 10 wordt nader ingegaan op de probabilistische rekenmethoden. In de rest van de handleiding wordt uitgegaan van de deterministische benadering. Er worden dus geen kansdichtheidsverdelingen met gemiddelden en standaardafwijkingen gebruikt.

3.2.2 Onderhoudsfilosofie

De mate van onderhoud aan de bodemverdediging gedurende de planperiode hangt af van de sterkte en duurzaamheid van de bodemverdediging. Naarmate het ontwerp 'robuuster' is neemt het te plegen onderhoud af. Een 'robuuster' ontwerp vertaalt zich echter in het algemeen wel in hogere realisatiekosten.

Bij volledig granulaire bodemverdedigingen wordt de mate van onderhoud in sterke mate bepaald door het toelaatbare transport van top laagmateriaal onder de optredende belastingen. Dit toelaatbare transport is gerelateerd aan de keuze voor de waarde van de transportparameter ζ (zie hoofdstuk 6), waarbij twee uitersten te onderscheiden zijn:

- * "begin van bewegen"
gerelateerd aan een lage waarde van de transportparameter en resulterend in een relatief zware (= dure) top laag met relatief weinig onderhoud
- * "doorgaand transport"
gerelateerd aan een hoge waarde van de transportparameter en resulterend in een relatief licht (= goedkopere) top laag met relatief veel onderhoud.

Voorafgaand aan het ontwerp zal een keuze ten aanzien van het toelaatbare transport en het daaruit volgend onderhoud genomen dienen te worden, waarbij de volgende overwegingen een rol spelen:

- de herstelmogelijkheden
- de hinder voor de omgeving
- de totale kosten gedurende de planperiode, bestaande uit de som van de realisatiekosten en de gekapitaliseerde onderhoudskosten.

In het algemeen geldt dat het repareren van een bodemverdediging gepaard gaat met hoge kosten en een aanzienlijke hinder voor de omgeving, welke vaak niet opwegen tegen de besparing op de realisatiekosten.

Indien de filosofie is dat bij de maatgevende belastingen de bodemverdediging mag falen (extreme schade) zal geverifieerd moeten worden of bij vaker voorkomende belastingen geen ontoelaatbaar groot transport van toplaagmateriaal en/of filtermateriaal optreedt.

3.3 Ontwerpprocedure

In onderstaand schema is in hoofdlijnen de procedure aangegeven om, uitgaande van de functionele en technische eisen, te komen tot een ontwerp van de bodemverdediging.

Allereerst zal, op basis van het Programma van Eisen en de globale hydraulische randvoorwaarden, een voorlopige keuze voor het type constructie gemaakt moeten worden. In deze handleiding wordt in de verdere uitwerking uitgegaan van een volledig granulaire bodemverdediging, behalve in hoofdstuk 4 waar ingegaan wordt op alternatieve constructie-typen.

Vervolgens wordt de benodigde lengte van de bodemverdediging bepaald (hoofdstuk 5). De benodigde lengte is afhankelijk van de grondslag en de uiteindelijk optredende diepte van de ontgrondingskuil, welke bepaald wordt door de stroomsnelheid en de turbulentiegraad.

Nadat de lengte is bepaald volgt de dimensionering van de toplaag. Allereerst wordt hierbij de toplaag gedimensioneerd op de overtrekkende stroming (hoofdstuk 6). Deze vormt in de meeste gevallen de maatgevende belasting. De benodigde grootte van de toplaag-elementen (steendiameter) wordt bepaald door de optredende stroomsnelheid en turbulentiegraad en neemt in het algemeen af naarmate de afstand tot de constructie toeneemt.

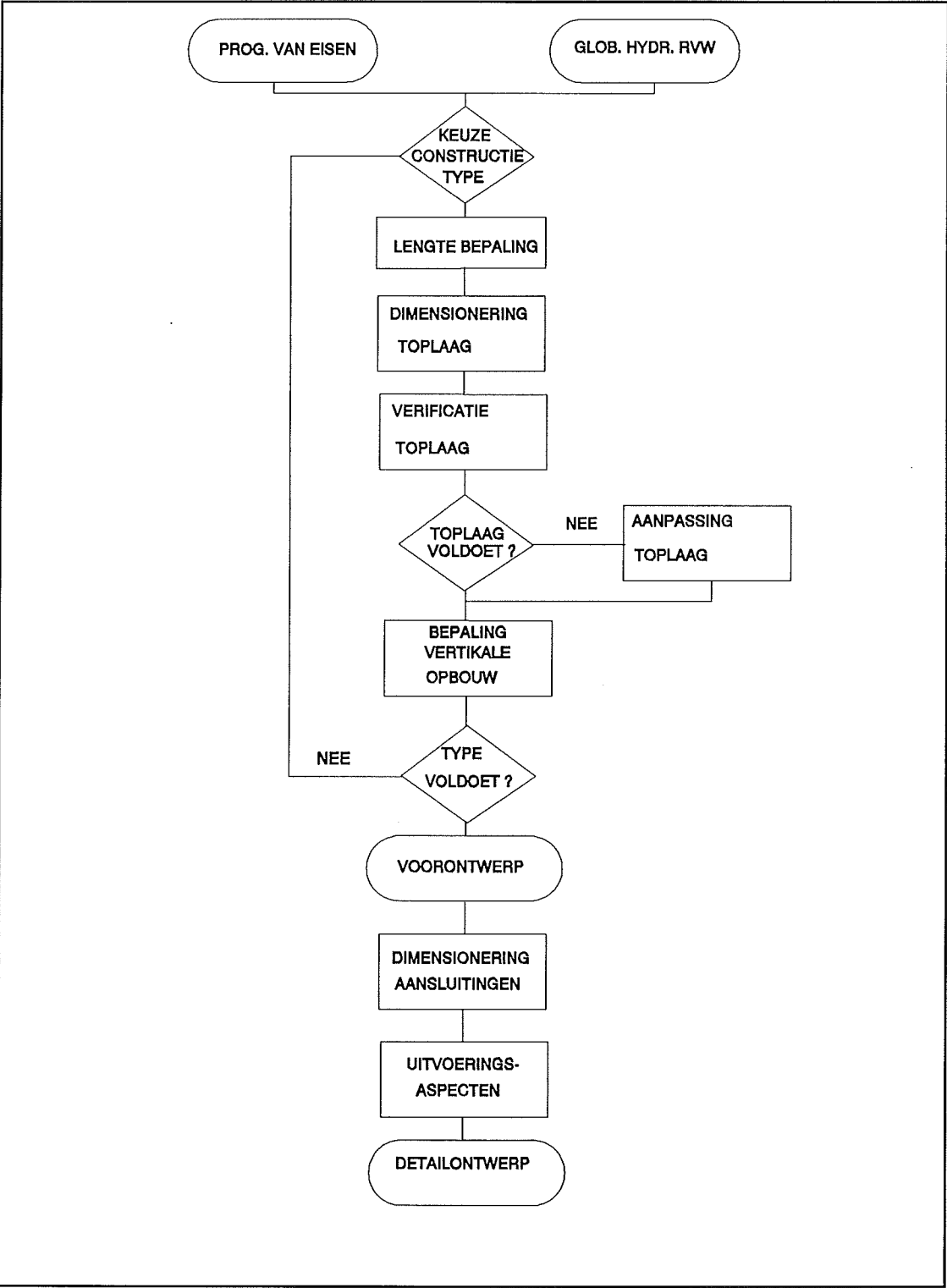
Naast de overtrekkende stroming dient de toplaag ook stabiel te zijn voor de andere mogelijk optredende belastingen zoals golf- en scheepsbelastingen (hoofdstuk 7). Met name bij relatief ondiep water of op grotere afstand tot de constructie kunnen deze belastingen leiden tot strengere eisen aan de toplaag dan in geval van overtrekkende stroming. Indien dit het geval is zal het ontwerp van de toplaag hierop aangepast moeten worden.

Uitgaande van de gedimensioneerde toplaag wordt vervolgens de verticale opbouw bepaald (hoofdstuk 8). Deze opbouw is mede afhankelijk van de lokale hydraulische belasting en de karakteristieke afmetingen van het bodemmateriaal en de toplaag. Daar de karakteristieke afmetingen van de toplaag-elementen (steendiameter) veelal afnemen met de afstand tot de constructie zal ook de verticale opbouw variëren met de afstand.

Getoetst zal moeten worden of het aangenomen type constructie het meest haalbaar en economisch is, of dat gegeven de resultaten een ander type constructie de voorkeur verdient.

Indien het constructie-type voldoet kan het voorontwerp van de bodemverdediging afgerond worden. Als functie van de afstand tot de kering wordt de benodigde toplaag en de bijbehorende verticale opbouw aangegeven.

Na dimensionering van de aansluitingen kan het detailontwerp voltooid worden.



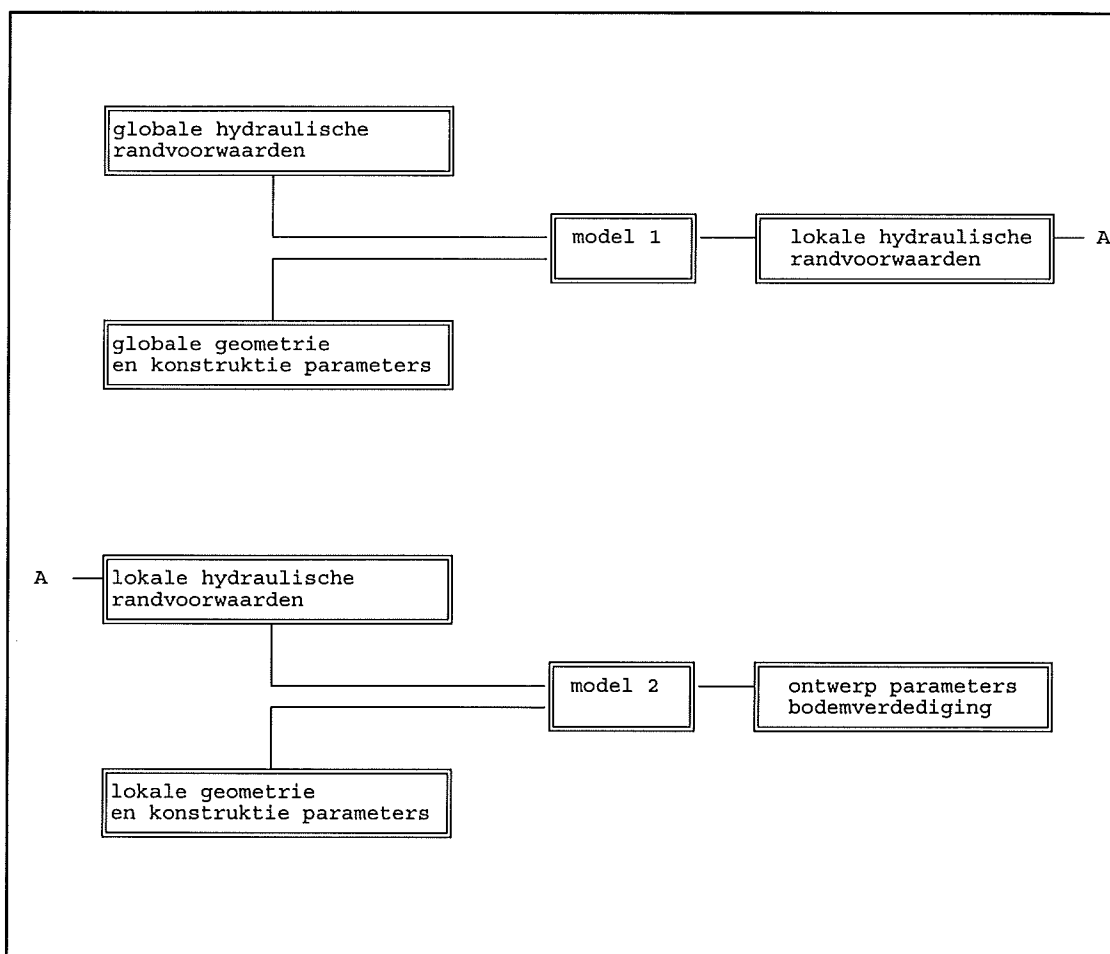
Figuur 3.1 Ontwerpprocedure

3.4 Bepaling constructieparameters bodemverdediging

Uit de beschrijving van de stappen in paragraaf 3.3 blijkt dat de constructieparameters voor de bodemverdediging gevormd worden door de lengte, de benodigde afmeting van de toplaag-elementen (steendiameter) en de verticale opbouw.

Deze parameters worden mede bepaald door de optredende hydraulische belasting (stroomsnelheid). Daarnaast zijn specifieke geometrie- en materiaalparameters van belang.

De bepaling van de verschillende constructieparameters kan geschieden op basis van de volgende modellen:



Figuur 3.2 Bepaling ontwerp parameters bodemverdediging

De globale hydraulische randvoorwaarden worden hierbij bepaald door de grootschalige waterbeweging, zoals getijden en rivierafvoer. Door middel van het model 1 zijn uit deze globale hydraulische randvoorwaarden, gegeven de globale geometrie van de constructie en de constructieomgeving, de lokale hydraulische randvoorwaarden in de directe omgeving van de constructie te bepalen.

Deze lokale hydraulische randvoorwaarden betreffen de waterstanden, golven, debiet en/of stroomsnelheden.

Uit de lokale hydraulische randvoorwaarden en de gedetailleerde geometrie van de constructie zelf zijn vervolgens door middel van model 2 de betreffende constructieparameters voor de bodemverdediging te bepalen.

In deze handleiding worden de lokale hydraulische randvoorwaarden bekend verondersteld. De bepaling ervan kan geschieden door middel van één of twee-dimensionale waterbewegingsmodellen, zoals ZWENDL, DUFLOW, SOBEK en WAQUA. Dit valt buiten de scope van de handleiding. In geval van een afsluiting wordt verwezen naar [3.1], waarin voor verschillende geometrieën en getij-amplituden het verloop van de maximaal optredende stroomsnelheid per sluitfase is gegeven.

In de hoofdstukken 5 (lengte bepaling), 6 (toplaag bij overtrekkende stroming), 7 (toplaag bij overige belastingen) en 8 (verticale opbouw) wordt per constructieparameter het betreffende model 2 verder uitgewerkt.

3.5 Referenties

- [3.1] Jorissen, Klatter, Konter; 1992
Afsluitdammen, regels voor het ontwerp
Bouwdienst Rijkswaterstaat, hoofdafdeling Waterbouw

4 ALTERNATIEVE CONSTRUCTIE-TYPEN

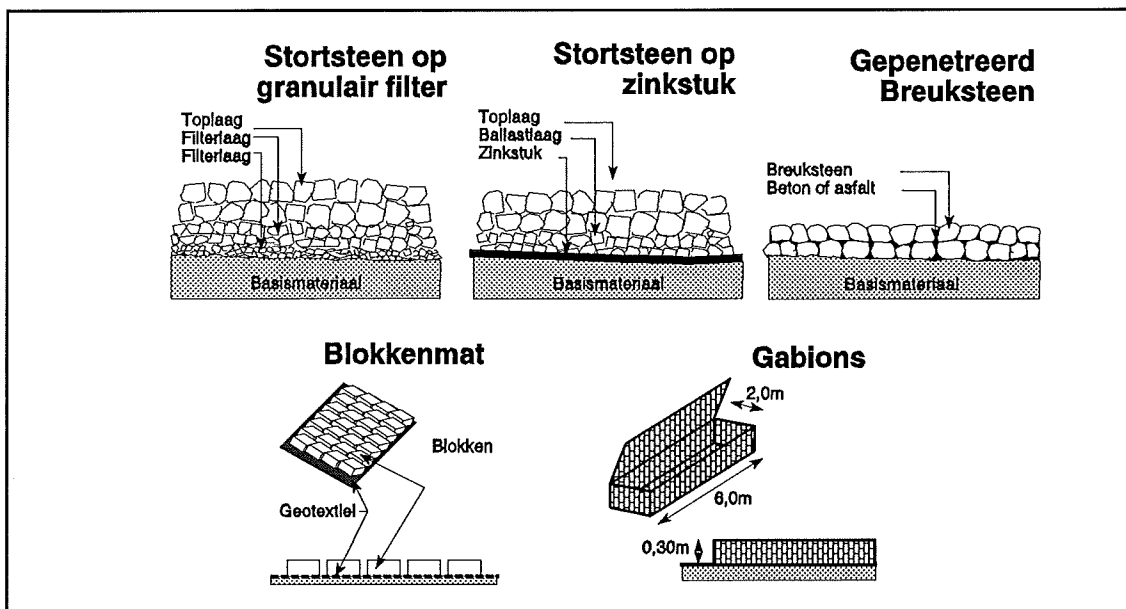
A. Franken

4.1 Inleiding

Zoals in de inleiding is gesteld beperkt deze handleiding zich tot bodemverdedigingen die zijn opgebouwd uit één of meerdere lagen losgestort granulair materiaal. Dit type constructie wordt binnen en buiten Nederland veelvuldig toegepast.

Naast de volledig granulaire bodemverdediging zijn de volgende alternatieve constructies mogelijk (zie figuur 4.1):

- stortsteen op een geotextiel
- blokkenmat
- gabions
- matrassen
- plaatvormige constructies.



Figuur 4.1 Alternatieve constructie-typen

Bij het ontwerp zal de uiteindelijke keuze voor het type constructie bepaald worden door de een afweging op de aspecten:

- mate waarin voldaan wordt aan functionele en technische eisen
- risico's
- uitvoeringsgemak
- uitvoeringsrisico's
- onderhoudsinspanning
- herstel mogelijkheden
- invloed op de omgeving
- totale kosten.

In dit hoofdstuk worden eerst de belangrijkste kenmerken van de volledig granulaire bodemverdediging beschreven. Vervolgens wordt elk alternatief kort beschreven en worden de belangrijkste kenmerken ervan aangegeven. Ontwerpformules voor de alternatieven zijn te vinden in [4.1] en [4.2].

4.2 Kenmerken van een volledig granulaire bodemverdediging

De volledig granulaire bodemverdediging kenmerkt zich door:

- het grote aantal mogelijkheden met betrekking tot de toe te passen steendiameters
- het continue karakter (geen interne aansluitingen)
- de grote mate van flexibiliteit, waardoor eventuele zettingen en optredende erosie niet tot problemen/schade leidt
- het relatief eenvoudig realiseren van de aansluitingen
- de veelal relatief eenvoudige uitvoering
- de relatief grote levensduur (veel meer dan 100 jaar is mogelijk)
- de grote (ontwerp)bekendheid.

De volledig granulaire bodemverdediging heeft als nadeel:

- een relatief grote constructiehoogte, zeker naarmate de steendiameter van de top laag en het aantal filterlagen toeneemt
- een beperkte toepassing in situaties waarbij sprake is van relatief grote snelheden in relatief ondiep water
- een beperkte toepassing in situaties waarbij sprake is van een overstortende straal.

4.3 Granulair materiaal op een geotextiel

In dit alternatief draagt een geotextiel zorg voor de zanddichtheid van de constructie. Het geotextiel vervangt hiermee de onderste lagen van het granulaire filter.

Om uitvoeringstechnische redenen is het geotextiel veelal voorzien van een roosterwerk van wiepen (wilgenhout) en beschermd met een rietmat, een zogenaamd zinkstuk.

In vergelijking met een volledig granulaire bodemverdediging kenmerkt deze constructie zich door:

- het discontinue karakter door beperkte afmetingen van de zinkstukken; interne aansluitingen dienen zanddicht uitgevoerd te worden
- een geringere mate van flexibiliteit als gevolg van de grotere stijfheid van het zinkstuk
- aansluitingen op bestaande 'harde' constructies zijn lastiger
- levensduur van geotextiel (ruim 50 jaar) is bepalend
- beperkte constructiehoogte.



Foto 4.1 Het springen van breuksteen in de groeve

4.4 Blokkenmatten

Blokkenmatten bestaan uit een geotextiel (zanddichtheidsfunctie) waarop (beton)blokken zijn bevestigd (stabiliteitsfunctie). De stabiliteit van de blokkenmatten hangt primair af van de grootte en dikte van de (beton)blokken en de 'interlock' tussen de blokken. Deze 'interlock' kan vergroot worden door de blokken onderling te koppelen door staaldraden of door de ruimte tussen de blokken op te vullen met bijvoorbeeld grind.

In vergelijking met een volledig granulaire bodemverdediging kenmerkt deze constructie zich door:

- grote mate van stabiliteit door 'gladde' oppervlak van de (beton)blokken
- discontinue karakter door beperkte afmeting van de blokkenmatten; onderlinge aansluitingen dienen zanddicht uitgevoerd te worden
- een geringere mate van flexibiliteit als gevolg van de grotere stijfheid van de blokkenmatten
- aansluitingen op bestaande 'harde' constructies zijn lastiger

- levensduur van geotextiel (ruim 50 jaar) is bepalend; indien stabiliteit mede bepaald wordt door de staaldraden waarmee de blokken onderling verbonden zijn, dan is ook de levensduur van deze staaldraden van belang
- zeer beperkte constructiehoogte met zeer nauwe toleranties
- moeilijk te repareren.

4.5 Gabions

Bij gabions worden korven van gaas gebruikt die gevuld zijn met granulair materiaal. Niet het individuele gewicht van de steen, maar het gewicht per m² van de korf is bepalend voor de stabiliteit van de constructie, zodat volstaan kan worden met een relatief lichte sortering als vulmateriaal.

De stabiliteit van de gabions wordt primair bepaald door de hoogte van de gabion en kan vergroot worden door de gabions onderling te koppelen. Gabions kunnen worden toegepast als toplaag van een volledig granulair filter of als toplaag op een geotextiel/zinkstuk. Ten opzicht van een volledig granulaire bodemverdediging kenmerkt de gabion zich door:

- grote mate van stabiliteit
- discontinue karakter door beperkte afmetingen van de gabions; onderlinge aansluitingen dienen zodanig uitgevoerd te worden dat geen migratie van onderliggend materiaal optreedt
- aansluitingen op bestaande 'harde' constructies zijn lastiger
- levensduur van gabions wordt bepaald door levensduur korf; 30-50 jaar is haalbaar
- beperkte constructiehoogte
- zeer nauwe toleranties
- moeilijk te repareren
- gevoelig voor vallende en slepende ankers.

4.6 Matrassen

Matrassen kunnen beschouwd worden als lange relatief dunne gabions van grotere lengte die zowel aan de onderzijde als bovenzijde voorzien zijn van een geotextiel. In het matras zijn de stabiliteitsfunctie en zanddichtheidsfunctie geïntegreerd, zodat het matras als zelfstandig element kan dienen.

Matrassen kenmerken zich door:

- grote mate van stabiliteit, uitgezonderd aan de randen waar het matras stroom kan 'grijpen'
- discontinue karakter door beperkte afmeting van de matrassen; onderlinge aansluitingen dienen zodanig uitgevoerd te worden dat geen migratie van onderliggend materiaal optreedt
- aansluitingen op bestaande 'harde' constructies zijn lastiger
- levensduur wordt bepaald door levensduur geotextiel; 50 jaar is haalbaar
- afhankelijk van de omvang van de matrassen vergt uitvoering zwaar materieel
- zeer beperkte constructiehoogte
- zeer nauwe toleranties
- moeilijk te repareren
- gevoelig voor vallende en slepende ankers.

4.7 Plaatvormige constructies

Hieronder worden verstaan constructies bestaande uit met colloïdaal beton of asfalt gepenetreerd granulair materiaal. De stabiliteitsfunctie en zanddichtheidsfunctie zijn hierbij geïntegreerd. De constructie ontleent zijn stabiliteit primair aan zijn gewicht en plaatvorm.

Het alternatief kenmerkt zich door:

- zeer grote mate van stabiliteit tegen overtrekkende stroming
- continue karakter
- relatief starre constructie, waardoor eventuele zettingen en optredende erosie tot schade kunnen leiden
- aansluitingen met bestaande 'harde' constructies relatief eenvoudig te realiseren
- relatief forse constructiehoogte, als gevolg van het feit dat optredende overdrukken door het eigen gewicht gecompenseerd dienen te worden
- relatief grote levensduur mogelijk, veel meer dan 100 jaar.

4.8 Referenties

- [4.1] de Swart et al; 1989
Ontwerpregels voor de waterbouwkunde
Bouwdienst Rijkswaterstaat, hoofdafdeling Waterbouw
- [4.2] Berendsen, Hombergen, de Wilde; 1993
Ontwerpnota Bodemverdediging Hartelkering; doc.nr BBKW-N-93068
Bouwdienst Rijkswaterstaat, hoofdafdeling Waterbouw

5 LENGTEBEPALING BODEMVERDEDIGING

F. Stroeve

5.1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt de lengtebepaling van de bodemverdediging behandeld. Het relevante bezwijkmechanisme wordt ingeleid door een geotechnische instabiliteit aan de rand van de bodemverdediging. Een dergelijke instabiliteit (afschuiving of zettingsvloeiing) kan optreden als de ontgrondingskuil benedenstrooms van de bodemverdediging diep genoeg is en/of de aanzethelling van de ontgrondingskuil steil genoeg is. Afhankelijk van de inscharingslengte kan een afschuiving of een zettingsvloeiing de stabiliteit van de waterbouwkundige constructie bedreigen.

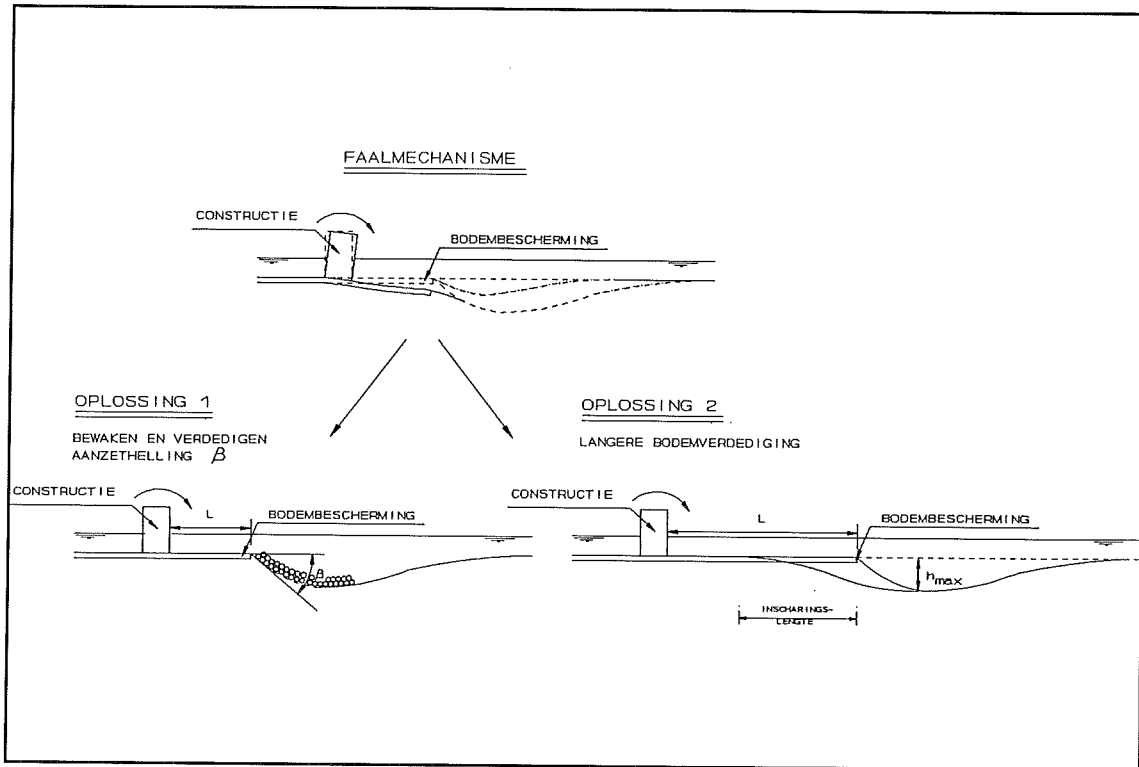
In paragraaf 5.2 wordt het bezwijkmechanisme en de hierop van toepassing zijnde ontwerprelatie beschreven. Deze ontwerprelatie is gebaseerd op het uitgangspunt, dat een mogelijke inscharing na het optreden van een instabiliteit aan de rand van de bodemverdediging de constructie niet mag bereiken. Belangrijke parameters voor de bepaling van de inscharingslengte zijn de maximale diepte van de ontgrondingskuil en de steilheid van de aanzethelling.

De stabiliteit van waterbouwkundige constructies kan worden gewaarborgd door het verlengen van de bodemverdediging. Dit heeft zowel effect op de ontgrondingen als op de gevolgen van een eventuele instabiliteit aan de rand van de bodemverdediging. Door het verlengen van de bodemverdediging zal de turbulentie in de waterbeweging benedenstrooms van de constructie verder uildampen, hetgeen leidt tot een geringere ontgroning met flauwere aanzethellingen. Tegelijkertijd zal de inscharingslengte afnemen en verder van de constructie verwijderd blijven.

Zowel de kans op als de gevolgen van een geotechnische instabiliteit worden in sterke mate bepaald door de ontgrondingen, die achter de bodemverdediging optreden. Deze ontgrondingen worden veroorzaakt door het veelal sterk turbulente stroombeeld benedenstrooms van waterbouwkundige constructies. De maximale diepte van de ontgrondingskuil en de aanzethelling zijn onder andere een functie van stroomsnelheid en turbulentie. In paragraaf 5.3 wordt aangegeven op welke wijze het ontgrondingsproces kan worden beschreven. Deze beschrijving geldt voor de maximale diepte van de ontgrondingskuil. In paragraaf 5.4 zijn de voor het ontwerpen aanbevolen coëfficiënten uit de ontgrondingsformules opgenomen. Het ontgrondingsproces kan worden beïnvloed door de bovenaanvoer van sediment. In paragraaf 5.5 wordt de methode voor de berekening van de maximale kuildiepte onder invloed van dit fenomeen besproken.

Soms is het voor een ontwerp voldoende om een bovengrens van de kuildiepte te bepalen. Voor deze bovengrens wordt dan de evenwichtskuildiepte zonder bovenaanvoer van sediment genomen. In paragraaf 5.6 is beschreven hoe deze bovengrens kan worden bepaald.

De stabiliteit van de waterbouwkundige constructie kan ook worden gewaarborgd door het bewaken van de aanzethellingen, die vervolgens dienen te worden verdedigd, wanneer deze een kritische steilheid overschrijdt. In paragraaf 5.7 wordt de ontwerprelatie voor de maximale aanzethelling van de ontgrondingskuil aan de rand van de bodemverdediging beschreven, waarna in paragraaf 5.8 de detaillering van de rand van de bodembescherming aan de orde komt.



Figuur 5.1 Bezwijkmechanisme en mogelijke oplossingen

5.2 Beschrijving van het mechanisme

5.2.1 Inleiding

In deze paragraaf wordt een methodiek beschreven voor het bepalen van de vereiste lengte van de bodemverdediging. Deze methode is gebaseerd op een bergingsmodel, waarin de twee situaties, direct voor en na geotechnische instabiliteit, met elkaar worden vergeleken. In paragraaf 5.2.2 wordt dit bergingsmodel beschreven en wordt een algemene ontwerpprelatie voor de lengte van de bodemverdediging afgeleid.

Het bezwijken van de bodembescherming als gevolg van een geotechnische instabiliteit wordt ingeleid door het ontstaan van ontgrondingen aan de rand van de bodembescherming. Als hier te steile hellingen in combinatie met te diepe kuilen ontstaan, kan afhankelijk van de grondslag een afschuiving of een zettingsvloeiing optreden.

In de paragrafen 5.2.3 en 5.2.4 worden achtereenvolgens de criteria voor het optreden van zettingsvloeiing en afschuiving behandeld.

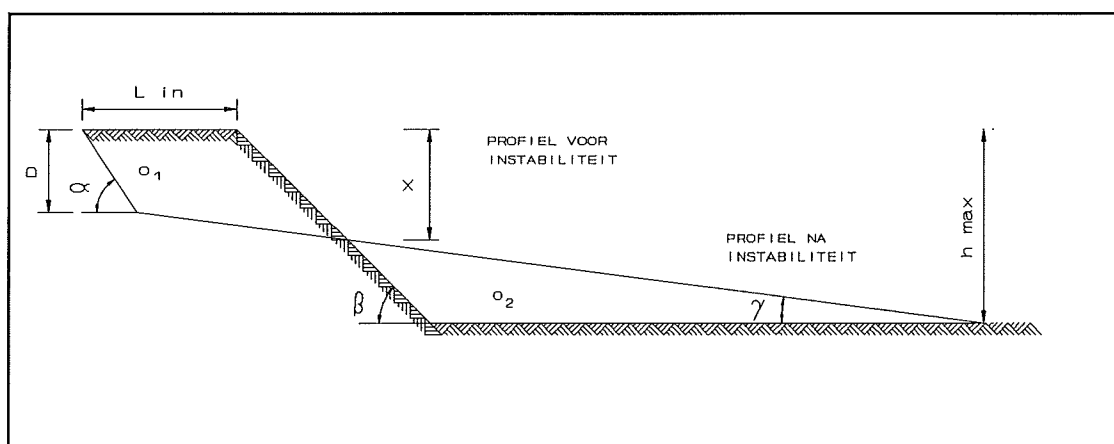
5.2.2 Algemene ontwerprelatie voor lengtebepaling van bodemverdediging

De helling na het optreden van het faalmechanisme bepaalt de horizontale afmetingen van de bodembescherming. De lengte van de bodembescherming dient groter te zijn dan de lengte van de inscharing na instabiliteit, of in formulevorm:

$$L_{bod} \geq L_{in} \quad (5.1)$$

$$\begin{aligned} L_{bod} &= \text{Lengte van de bodembescherming [m]} \\ L_{in} &= \text{Lengte van de inscharing na instabiliteit [m]} \end{aligned}$$

In Figuur 5.2 is het berekeningsprincipe van de inscharingslengte weergegeven, dat gebaseerd is op een 2-dimensionaal bergingsmodel, uitgaande van onbeperkte berging. Voor meer complexe bergingsmodellen, zoals een bergingsmodel met beperkte berging en een 3-dimensionaal bergingsmodel wordt verwezen naar [5.11]



Figuur 5.2 Twee-dimensionaal bergingsmodel met onbeperkte berging

$$\begin{aligned} D &= \text{Breshoogte [m]} \\ h_{max} &= \text{Kuildiepte op het diepste punt in de ontgrondingskuil [m]} \\ \beta &= \text{Aanzethelling [°]} \\ \gamma &= \text{Helling na instabiliteit [°]} \\ \alpha &= \text{Helling van de bres na instabiliteit [°]} \\ x &= \text{Valhoogte [m]} \\ O_1, O_2 &= \text{Oppervlakken [m}^2\text{]} \end{aligned}$$

In dit bergingsmodel behoeven de oppervlakken O_1 en O_2 niet gelijk aan elkaar te zijn. Met een beperkte berging als gevolg van de geometrie van de ontgrondingskuil is geen rekening gehouden. De inscharingslengte kan berekend worden met de relaties 5.2, 5.3 en 5.4 volgens [5.11].

$$L_{in} = x \cdot (\cot\epsilon - \cot\beta) \quad (5.2)$$

$$\cot\epsilon = \frac{(x - D) \cdot \cot\gamma + D \cdot \cot\alpha}{x} \quad (5.3)$$

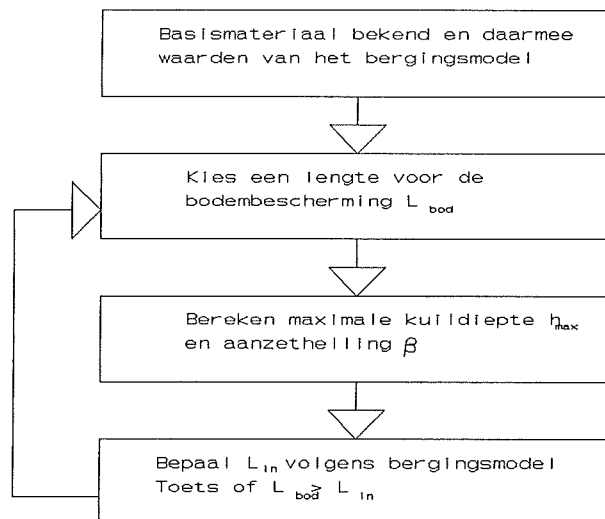
$$x = a \cdot h_{\max} \quad (5.4)$$

ϵ = Gemiddelde helling na instabiliteit vanaf het punt waar de valdiepte x wordt bepaald tot het punt van maximale inscharing [°]

a = Coëfficiënt [-]

Voor een indicatie voor de waarden van de gebruikte variabelen wordt verwezen naar paragrafen 5.2.3 en 5.2.4. Voor meer details over het gebruik van bergingsmodellen wordt verwezen naar [5.11].

Het proces van het bepalen van de vereiste lengte van de bodemverdediging is een cyclisch proces en is hieronder weergegeven:



Figuur 5.3 Proces voor de bepaling van de lengte van de bodemverdediging

5.2.3 Criteria voor zettingsvloeiing

Een zettingsvloeiing treedt op als gevolg van verweking van zand. Bij de verweking van zand speelt dilatantie een grote rol. Onder dilatantie wordt de volumeverandering verstaan, als gevolg van toename van schuifspanningen. In het geval van een volumeverkleining van bodemmatiaal dat met water verzadigd is, treedt een verhoging van de waterdruk op, wat een verlaging van de korrelspanning tot gevolg heeft. Er treedt dan verweking op.

De optredingscriteria voor zettingsvloeiing zijn hieronder weergegeven (zie tevens [5.8] en [5.9]):

- 1) Het zand moet verwekingsgevoelig zijn. Of dit het geval is, dient onderzocht te worden door grondmechanisch onderzoek.
- 2) De doorlatendheid van het bodempakket moet voldoende klein zijn.
- 3) Er dient een aandrijvende kracht te zijn, zoals een versteiling van de aanzethelling β .
- 4) $h_{\max}$ moet groter zijn dan ± 5 meter.
- 5) De aanzethelling dient over een hoogte van minimaal 5 meter steiler of gelijk te zijn aan 1 : 4.

Voor het geval van zettingsvloeiingen zijn de parameters van het bergingsmodel geanalyseerd. Uit een analyse van een groot aantal Zeeuwse zettingsvloeiingen blijkt volgens [5.11]:

Variabele	Gemiddeld	Standaardafwijking
α	20°	5°
β (gemiddeld over de kuildiepte)	15°	5°
γ	3.5°	1°
D	0,43 $h_{\max}$	2 m
a	$0,5 \leq a \leq 1,0$	

Tabel 5.1 Gemiddelde waarden en standaardafwijkingen van verschillende variabelen na analyse van Zeeuwse zettingsvloeiingen

N.B.: Merk op dat het toepassen van $D = 0,43 h_{\max}$ bij grote kuildiepte resulteert in grote breshoogte. In werkelijkheid zal de breshoogte D begrensd zijn. Voor ontwerpdoel-einden wordt aangeraden om uit te gaan van een veilige waarde van $D = 0,0$.

Wanneer vervolgens blijkt dat de kans klein is dat er zettingsvloeiing op zal treden, is het raadzaam om te onderzoeken of het bezwijkmechanisme afschuiving op zal treden.

5.2.4 Criteria voor afschuiving

Dit mechanisme treedt op wanneer de aandrijvende kracht ten gevolge van het eigengewicht van het bodemmateriaal groter wordt dan de schuifspanning in de ondergrond.

In [5.13] wordt een schatting van de optredingscriteria gegeven voor zandgronden, na analyse van opgetreden afschuivingen in de Zeeuwse wateren. Deze zijn:

- 1) Het zand is niet zettingsvloeiingsgevoelig.
- 2) De ontgrondingskuildiepte moet groter zijn dan 9 à 14 meter.
- 3) De aanzethelling is over een hoogte van minimaal 5 meter steiler dan 1 : 2.
- 4) De gemiddelde aanzethelling, gemeten vanaf de rand van de bodemverdediging tot het diepste punt van de ontgrondingskuil, is steiler dan 1 : 4,5.

Aanbevolen wordt om voor ieder specifiek geval de stabiliteit van de ontgrondingskuil te controleren met een rekensom volgens de theorie van Bishop [5.8].

Voor de variabelen in het bergingsmodel zijn in [5.13] de volgende waarden gegeven, gebaseerd op waarnemingen van afschuivingen in de Zeeuwse wateren:

In 95 % van de gevallen geldt:

- $0.25 * h_{\max} < D < 0,65 * h_{\max}$
- $0.55 * h_{\max} < \text{inscharingslengte } (L_{\text{in}}) < 2.1 * h_{\max}$
- $0.5 * h_{\max} < \text{valdiepte } x < 1.0 * h_{\max}$
- Gemiddelde eindhelling ϵ is steiler dan of gelijk aan 1 : 6.

De waarden voor de variabelen α en β zijn niet bekend uit [5.13]. In ieder geval kan gesteld worden dat de aanzethelling β gemiddeld over de kuildiepte kleiner zal zijn dan de aanzethelling aan de rand van de bodemverdediging. Deze laatstgenoemde kan met behulp van paragraaf 5.7 worden bepaald.

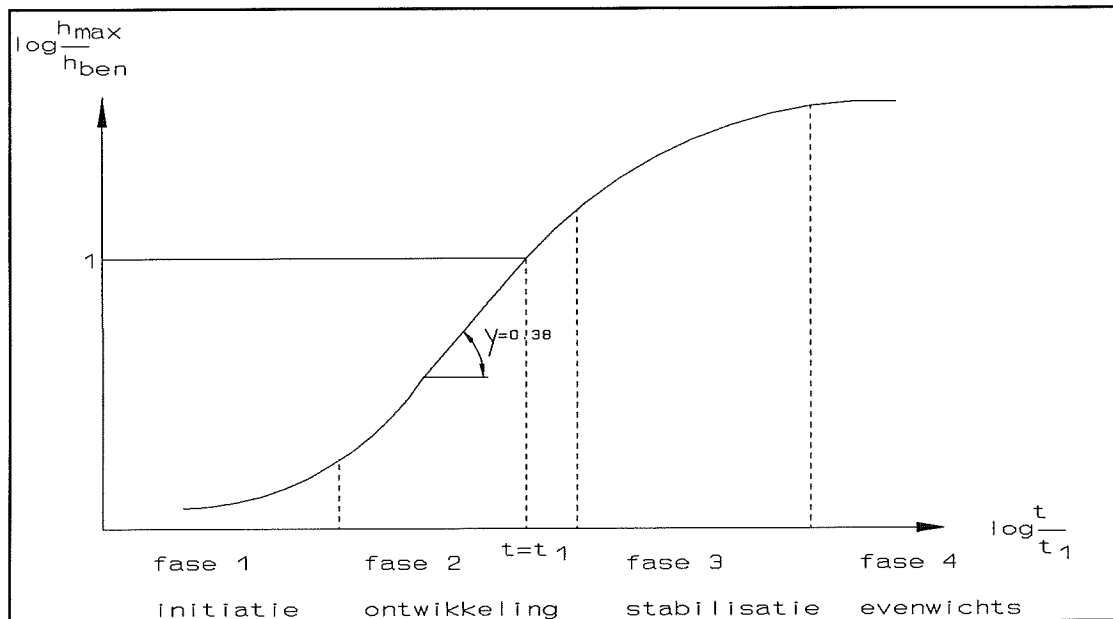
5.3 Kuildiepte zonder bovenaanvoer van sediment; ontwikkelingsfase

5.3.1 Beschrijving van het ontgrondingsproces

Het ontgrondingsproces, dat zich achter de bodembescherming ontwikkelt kan in 4 fasen opgedeeld worden:

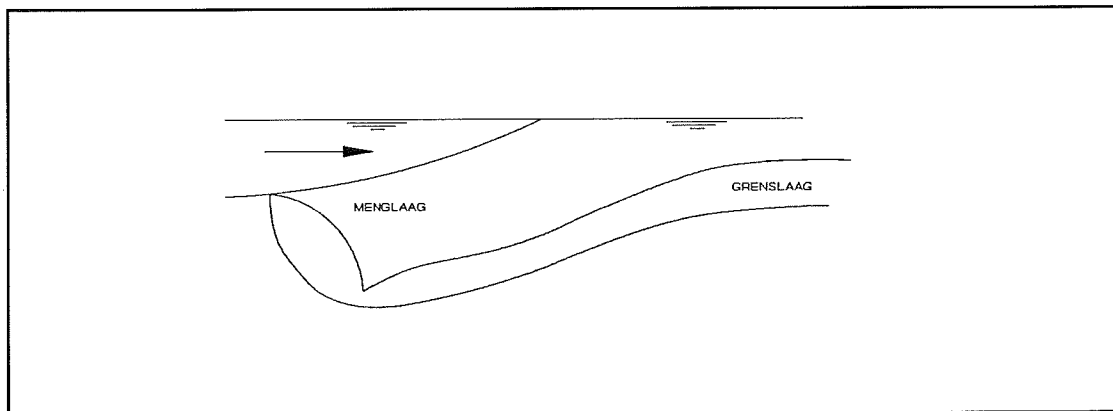
- 1) Beginfase, waarin de stroom achter de bodembescherming nog even blijft aanliggen en de eerste erosie optreedt. Bij toenemende erosie zal zich een relatief steile aanzethelling ontwikkelen en zal de stroming loslaten.
- 2) Ontwikkelingsfase, waarin de ontgrondingskuil zich vrijwel geometrisch gelijkvormig ontwikkelt.
- 3) Stabilisatiefase, waarin de ontwikkeling sterk afneemt. In deze fase groeit de kuildiepte vrijwel niet meer, terwijl de benedenstroomse helling verder erodeert.
- 4) Evenwichtsfase, waarin de kuildiepte niet meer toeneemt.

In Figuur 5.4 zijn de verschillende fasen van de ontgroning weergegeven.



Figuur 5.4 Fasen in het ontgrondingsproces

In Figuur 5.5 is een schets gegeven van het optredende stroombeeld bij en in een ontgrondingskuil.



Figuur 5.5 Stroombeeld in een ontgrondingskuil

In het algemeen is er sprake van bovenaanvoer van sediment. Hierdoor zullen de ontgroningen worden gereduceerd. Allereerst dient het ontgrondingsverloop in de tijd zonder bovenaanvoer van sediment bepaald te worden. In paragraaf 5.3.2 wordt hiervoor een methode gegeven.

5.3.2 Kuildiepte zonder bovenaanvoer van sediment; ontwikkelingsfase

De formule van Breusers is ontwikkeld om de ontgrondingen bij de afsluitingen in het kader van het Deltaplan te voorspellen. Door de grote waterdieptes, het relatief fijne sediment, de snel variërende hydraulische belastingen als gevolg van de voortgang van de afsluiting en de beperkte duur bleek het van groot belang inzicht te hebben in de tijdschaal van het ontgrondingsproces.

In het kader van deze probleemstelling is in de jaren 70 door het Waterloopkundig Laboratorium het systematische ontgrondingsonderzoek verricht, dat geleid heeft tot de bestaande relaties voor tijdsafhankelijke ontgrondingen. In essentie zijn deze empirische relaties ongewijzigd gehanteerd gedurende de laatste 20 jaar. Wel is een groot aantal toevoegingen en verfijningen geformuleerd om de relaties in de ontwerp praktijk te kunnen toepassen.

De empirische ontgrondingsrelatie, afgeleid op basis van de resultaten van het systematisch ontgrondingsonderzoek, is in de relaties 5.5 en 5.6 weergegeven voor de ontwikkelingsfase van het ontgrondingsproces.

$$\frac{h_{\max}}{h_{\text{ben}}} = \left(\frac{t}{t_1}\right)^{\gamma} \quad (5.5)$$

$$t_1 = 330 * \Delta^{1,7} * h_{\text{ben}}^2 * (\alpha_l U_d - U_{kr})^{-4,3} \quad (5.6)$$

- $h_{\max}$ = Maximale kuildiepte [m]
- h_{ben} = Waterdiepte aan de rand van de bodemverdediging (of de lokale straalhoogte, zie paragraaf 6.3.1) [m]
- t_1 = Tijdstip, waarop $h_{\max} = h_{\text{ben}}$ [uren]
- Δ = Relatieve dichtheid bodemmateriaal [-]
- γ = Factor [-]
- α_l = Lokale turbulentiefactor [-]
- U_d = Karakteristieke dieptegemiddelde stroomsnelheid bij rand bodembescherming [m/s] (Voor de bepaling wordt tevens verwezen naar paragraaf 6.3.1)
- U_{kr} = Kritieke stroomsnelheid bodemmateriaal [m/s]

Voor 2-dimensionale ontgrondingen geldt over het algemeen: $\gamma = 0,4$. Onderzoek naar drie-dimensionale ontgrondingen geeft een γ die varieert tussen 0.3 en 0.6. Verwezen wordt hiervoor naar [5.12].

Relaties 5.5 en 5.6 zijn gebaseerd op gootexperimenten waarbij de stroming stationair was. In gevallen met een stationaire stroming is de karakteristieke stroomsnelheid U_d gelijk aan de optredende constante stroomsnelheid.

In het algemeen zullen in de praktijk de optredende stroomsnelheden in de tijd variëren. De karakteristieke stroomsnelheid is dan gedefinieerd als een constante stroomsnelheid die over een zelfde tijdsduur dezelfde ontgrondingen veroorzaakt als de situatie met variërende stroomsnelheden.

Voor een sinusvormig getij kan de waarde voor de karakteristieke stroomsnelheid U_d geschat worden met relatie 5.7, waarna t_1 wordt berekend met relatie 5.6.

$$U_d \approx 0,8 U_{\max} \quad (5.7)$$

$$U_{\max} = \text{Maximale stroomsnelheid van het getij [m/s]}$$

In de gootexperimenten, waar de relaties 5.5 en 5.6 op gebaseerd zijn, was geen sprake van bovenaanvoer van sediment. Dit wordt "clear water scour" genoemd. In werkelijkheid is er vaak wel sprake van bovenaanvoer van sediment, de zogenaamde "live-bed scour". Hierdoor worden de ontgrondingen gereduceerd. De relaties volgens Breusers geven dan een bovengrens van de ontgrondingskuildiepte. Een manier om de gereduceerde ontgrondingskuildiepte te voorspellen wordt gegeven in Paragraaf 5.5.

De bovenstaande methode kan alleen worden gebruikt voor de ontwikkelingsfase van het ontgrondingsproces. Voor het berekenen van het ontgrondingsverloop in de stabilisatie- en evenwichts-fase wordt verwezen naar [5.12].

5.4 Ontwerpcoëfficiënten

5.4.1 Relatieve turbulentie-intensiteit

Er is onlangs een verband afgeleid tussen de geometrie (waterdiepte, lengte bodembescherming en drempelhoogte) en de relatieve turbulentie-intensiteit r_0 . Dit is gedaan op basis van de gegevens uit [5.2] en [5.3]. Zie relatie 5.8. Deze relatie is geldig voor 2-dimensionale situaties achter een drempelconstructie.

$$r_0 = \sqrt{0.0025 \cdot \left(1 - \frac{D_{\text{drempel}}}{h_{\text{ben}}}\right)^{-2} \cdot \left(\frac{L_{\text{bod}} - 6D_{\text{drempel}}}{6.67 h_{\text{ben}}} + 1\right)^{-1.08} + 1.45 \frac{g}{C^2}} \quad \text{voor : } L_{\text{bod}} > 6D \quad (5.8)$$

$$r_0 = \sqrt{0.0225 \cdot \left(1 - \frac{D_{\text{drempel}}}{h_{\text{ben}}}\right)^{-2} + 1.45 \frac{g}{C^2}} \quad \text{voor : } L_{\text{bod}} \leq 6D$$

- r_0 = Relatieve turbulentie-intensiteit [-]
- C = Chézy-ruwheid betrokken op de bodembescherming [$m^{0.5}/s$]
- D_{drempel} = Drempelhoogte [m]
- h_{ben} = Waterdiepte aan de rand van de bodembescherming [m]
- L_{bod} = Lengte van de bodembescherming vanaf het punt in de waterbouwkundige constructie waar de turbulentie wordt opgewekt tot de rand van de bodemverdediging [m]
- g = Zwaartekrachtsversnelling = 9,81 [m/s^2]

Relatie 5.8 is vergeleken met metingen, uitgevoerd in het kader van het systematisch onderzoek. Uit deze vergelijking bleek dat de gemeten turbulenties met relatie 5.8 goed voorspeld kunnen worden.

Voor schuifconstructies kan de relatieve turbulentie-intensiteit r_0 ook bepaald worden met relatie 5.8 voor $L_{\text{bod}} > 6D$. Hierin dient dan echter voor de variabele D_{drempel} de waarde

voor $(h_{\text{ben}} - h_s)$ ingevuld te worden. Voor de betekenis van h_s wordt verwezen naar figuur 6.1.

5.4.2 Turbulentiecoëfficiënt α_l

Ontgrondingen zijn sterk afhankelijk van de turbulentie van de waterbeweging benedenstrooms van de constructie. In [5.5] een ontwerprelatie ontwikkeld, waarin het verband tussen α_l en de lokale relatieve turbulentie-intensiteit r_0 wordt gegeven. Zie relatie 5.9.

$$\alpha_l = 1,5 + 5r_0 \quad (5.9)$$

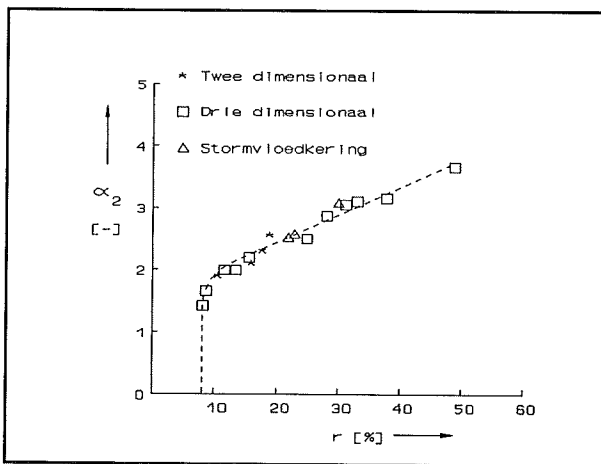
$$\begin{aligned} \alpha_l &= \text{Locale turbulentie-coëfficiënt [-]} \\ r_0 &= \text{Relatieve turbulentie-intensiteit volgens relatie 5.8 [-]} \end{aligned}$$

In Figuur 5.6 is α_l uitgezet tegen r_0 . Tevens is hierin de relatie 5.9 weergegeven. Bij het her-analyseren van relatie 5.9 is niet alleen gekeken naar de invloed van turbulentie, maar ook de vorm van de snelheidsverticaal. Door relatie 5.10 wordt aan beide effecten recht gedaan.

$$\alpha_l = 1,5 + 4,4 r_0 f_c \quad (5.10)$$

$$\begin{aligned} f_c &= C/C_0 \text{ voor } C > 40 \text{ m}^{0,5}/\text{s}, \text{ anders } 1 [-] \\ C &= \text{Chézy-ruwheid betrokken op de bodembescherming [m}^{0,5}/\text{s]} \\ C_0 &= 40 \text{ m}^{0,5}/\text{s} \end{aligned}$$

Relatie 5.10 levert, betrokken op een groot aantal proefresultaten afkomstig van het systematisch onderzoek, een vergelijkbare (standaard)afwijking op als vergelijking 5.9.



Figuur 5.6 α_l uitgezet tegen r_0

5.5 Formule van Breusers

Met de methode van Breusers en Breusers-Dietz kunnen de ontgrondingen voorspeld worden in geval er geen sprake is van bovenaanvoer van sediment; de methode "clear water scour". Ten gevolge van initieel sedimenttransport worden deze ontgrondingen gereduceerd. In [5.6] wordt een methode gegeven waarmee de reductie kan worden geschat. Deze methode wordt in deze paragraaf beschreven.

De inhoud van de ontgrondingskuil kan worden berekend met:

$$I(t) = a \cdot h_{\max}^2(t) \quad (5.11)$$
$$a = \frac{1}{2} \cdot (\cot\beta + \cot\delta)$$

I = Inhoud van de ontgrondingskuil [m^3]
 a = Vormfactor [-]
 β = Aanzethelling [$^\circ$]
 δ = Uitloophelling [$^\circ$]

Voor de vormfactor a wordt in het algemeen, voor de ontwikkelingsfase van het ontgrondingsproces, de waarde 22 genomen. Dit is gebaseerd op schematisatie van de langsdorsnede van de ontgrondingskuil tot een driehoek, met een aanzethelling van 1 : 4 en een uitloophelling van 1 : 40.

De ontgrondingscapaciteit in het geval van "clear water scour" wordt gegeven door:

$$\frac{d I_{cws}(t)}{d t} \quad (5.12)$$

I_{cws} = Inhoud ontgrondingskuil in het geval van clear water scour [m^3/m]

In het geval dat er sprake is van een initieel sedimenttransport zal dit een reductie van de ontgrondingscapaciteit tot gevolg hebben. Deze reductie wordt aangegeven door het reductietransport T :

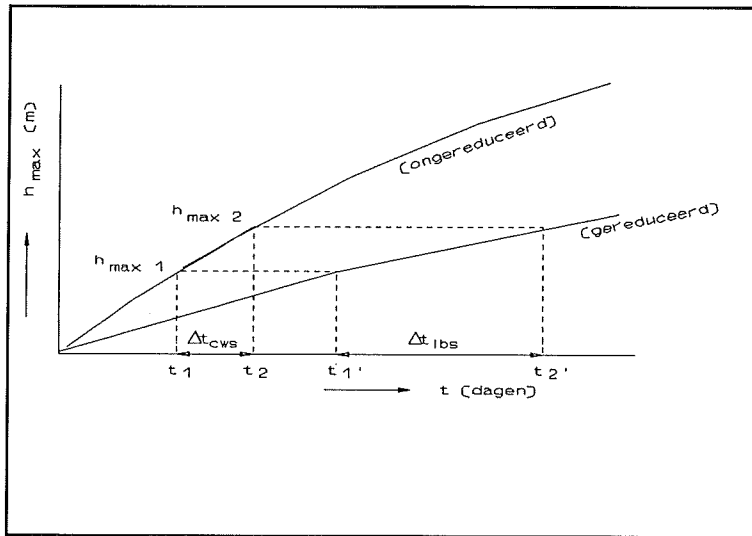
$$\frac{d I_{lbs}(t)}{d t} = \frac{d I_{cws}(t)}{d t} - T \quad (5.13)$$

I_{lbs} = Inhoud ontgrondingskuil in het geval van live-bed scour [m^3/m]
 T = Reductietransport [$m^3/m'/dag$]

In Figuur 5.7 is het principe van de reductiemethode weergegeven. Aangenomen wordt dat de vorm van de kuil in de "clear water scour"-situatie gelijk is aan de vorm van de kuil in de "live-bed scour"-situatie. De factor a is in beide gevallen aan elkaar gelijk. Na discretisatie van relatie 5.13 volgt relatie 5.14, gebruik makend van relatie 5.11. Zie ook Figuur 5.7.

$$\Delta t_{lbs} = \frac{\Delta t_{cws} a (h_{max,2}^2 - h_{max,1}^2)}{a (h_{max,2}^2 - h_{max,1}^2) - \Delta t_{cws} T} \quad (5.14)$$

- Δt_{cws} = Tijdstap in geval van "clear water scour" [dagen]
 Δt_{lbs} = Tijdstap in geval van "live-bed scour" [dagen]
 $h_{max,1}$ = Ontgrondingskuildiepte aan het begin van de tijdstap [m]
 $h_{max,2}$ = Ontgrondingskuildiepte aan het einde van de tijdstap [m]



Figuur 5.7 Principe van de reductiemethode

Het verloop van de gereduceerde ontgrondingskuildiepte $h_{max,gered}$ in de tijd kan slechts iteratief bepaald worden. De procedure is als volgt:

- 1) Bepaal de ongereduceerde tijd-ontgrondingslijn met de formule van Breusers (relatie 5.5 en 5.6).
- 2) Kies voor deze ongereduceerde ontgrondingslijn een tijdstap Δt_{cws} en bepaal bijbehorende ontgrondingskuildieptes $h_{max,1}$ en $h_{max,2}$. Voor de eerste tijdstap geldt: $h_{max,1} = 0$!
- 3) Bepaal dan met relatie 5.14 de tijdstap voor de gereduceerde ontgrondingslijn Δt_{lbs} tussen de waarden $h_{max,1}$ en $h_{max,2}$.
- 4) Bepaal de ontgrondingskuildieptes $h_{max,1}$ en $h_{max,2}$ voor de volgende tijdstap. Hierbij geldt: $h_{max,1}$ van de nieuwe tijdstap is gelijk aan $h_{max,2}$ van de vorige tijdstap. Ga dan verder met stap 3).

Hier geldt dat hoe kleiner de tijdstappen gekozen worden, hoe nauwkeuriger de gereduceerde ontgrondingslijn kan worden bepaald.

De onbekende parameter in de bovenstaande formules is het reductietransport T . Dit reductietransport is een bepaald gedeelte van het sedimenttransport bij de rand van de bodemverdediging.

In het algemeen geldt voor T:

$$T = a \cdot S_b + b \cdot S_s \quad (5.15)$$

- S_b = Bodemtransport van sediment aan rand van bodemverdediging [$m^3/m'/dag$]
 S_s = Zwevend transport van sediment aan rand van bodemverdediging [$m^3/m'/dag$]
 a = Factor [-]
 b = Factor [-]

De waarden van de factoren a en b zijn nog niet bekend. Onderzoek hiernaar moet nog worden verricht. Vooralnog worden de volgende waarden aanbevolen:

- factor a = 1.0 en
- factor b = 0.0.

Recent onderzoek heeft uitgewezen dat met name in getijde-rivieren het bodem- en zwevend sedimenttransport het beste met de transportvoorspeller van Van Rijn kunnen worden berekend [5.7]. In [5.7] is tevens een versimpelde formule opgenomen voor het bodemtransport S_b en het zwevend transport S_s per dag:

$$S_b = 86400 \cdot 0.005 U_{ds} h_{ben} \left(\frac{U_{ds} - U_{kr}}{\sqrt{\Delta g d_{50}}} \right)^{2.4} \left(\frac{d_{50}}{h_{ben}} \right)^{1.2} \quad (5.16)$$

$$S_s = 86400 \cdot 0.012 U_{ds} h_{ben} \left(\frac{U_{ds} - U_{kr}}{\sqrt{\Delta g d_{50}}} \right)^{2.4} \frac{d_{50}}{h_{ben}} D_*^{-0.6} \quad \text{met} \quad D_* = d_{50} \left(\frac{\Delta g}{\nu_w^2} \right)^{1/3} \quad (5.17)$$

- U_{ds} = Maatgevende stroomsnelheid voor het sedimenttransport [m/s] (Deze waarde hangt af van de plaats van oorsprong van het sediment en van de stromingssituatie. Let op: U_{ds} behoeft niet gelijk te zijn aan U_d .)
 ν_w = Kinematische viscositeit van water = 10^{-6} [m^2/s]

5.6 Kuildiepte zonder bovenaanvoer van sediment; evenwichtsfase

Ten behoeve van een ontwerp kan de situatie voorkomen dat er een bovengrens van de ontgrondingskuildiepte moet worden geschat. Deze bovengrens kan dan worden bepaald door het bepalen van de evenwichtskuildiepte zonder de reductie, veroorzaakt door bovenaanvoer van sediment. In de evenwichtsfase van het ontgrondingsproces groeit de ontgrondingskuil niet meer; de ontgrondingskuil heeft dan zijn maximaal mogelijke diepte bereikt.

De evenwichtsfase wordt vaak pas na tientallen jaren bereikt. Deze tijdsduur is sterk afhankelijk van de bovenaanvoer van sediment.

Voor het voorspellen van de evenwichtsdiepte $h_{\max,e}$ zonder bovenaanvoer van sediment wordt veelal de Dietz-benadering toegepast:

$$\frac{h_{\max,e}}{h_{ben}} = \frac{\omega U_d - U_{kr}}{U_{kr}} \quad (5.18)$$

$$\begin{aligned} h_{\max,e} &= \text{Evenwichtskuildiepte zonder bovenaanvoer van sediment [m]} \\ \omega &= \text{Turbulentie-coëfficiënt [-]} \end{aligned}$$

Volgens Dietz geldt verder voor ω :

$$\begin{aligned} \text{maximaal : } \omega &= 1 + 3r_0 \\ \text{gemiddeld : } \omega &= \frac{2}{3} + 2r_0 \end{aligned} \quad (5.19)$$

$$r_0 = \text{Relatieve turbulentie-intensiteit aan rand van de bodemverdediging [-]}$$

5.7 Ontgrondingsaspecten bij de rand bodembescherming

Aan de rand van de bodembescherming treedt turbulentie van de waterbeweging op, waardoor er bodemmateriaal onder de rand van de bodembescherming kan wegspoelen. Dit aspect wordt ondermijning genoemd. In het geval van een flexibele bodembescherming heeft deze ondermijning een zakking van de rand van de bodemverdediging tot gevolg. De bodemverdediging volgt dan de zakking van de bodem. In dit geval wordt er gesproken van een falling apron. In het geval van een niet flexibele bodembescherming kan deze bodembescherming de zakking van de bodem aan de rand niet volgen. Uiteindelijk ontstaan er zodanige interne krachten in de bodemverdediging, dat deze kan scheuren. Het is dus van belang om te weten of het aspect ondermijning een rol speelt. Een belangrijke parameter hierbij is de lokale aanzethelling aan de rand van de bodemverdediging. Het opzetten van ontwerpcurves voor aanzethellingen is een zeer recente ontwikkeling. Onlangs is een relatie voor de aanzethelling bij de rand van de bodemverdediging afgeleid voor 2-dimensionale situaties en voor niet-cohesief materiaal (volgens [5.14]). Voor 3-dimensionale situaties zie hoofdstuk 9:

$$\beta_l = \arcsin \left(2.9 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{U_d^2}{\Delta g D_{50}} + (0.11 + 0.75 r_0) \cdot f_c \right) \quad (5.20)$$

$$\begin{aligned} \beta_l &= \text{Lokale aanzethelling bij de rand van de bodemverdediging [°]} \\ U_d &= \text{Karakteristieke dieptegemiddelde stroomsnelheid bij rand bodemverdediging [m/s]} \\ D_{50} &= \text{Korrel diameter die door 50% van het bodemmateriaal wordt overschreden [m]} \\ f_c &= C/C_0 \text{ voor } C > 40 \text{ m}^{0.5}/\text{s}, \text{ anders } 1 [-] \\ C &= \text{Chezy-waarde [m}^{0.5}/\text{s]} \\ C_0 &= 40 \text{ m}^{0.5}/\text{s} \end{aligned}$$

Met het gebruik in de ontwerppraktijk dient men echter de nodige voorzichtigheid te betrachten. Wanneer nu β_l groter is dan de hoek van inwendige wrijving van het bodemmateriaal (ϕ), dan treedt er ondermijning op. Wanneer de bodemverdediging onderhevig is aan ondermijning kan worden besloten om de aanzethelling nabij de rand van de bodemverdediging te beschermen. Een voorbeeld hiervan is het bestorten van de rand van de bodemverdediging met stortsteen.

5.8 Referenties

- [5.1] Grondmechanica Delft; september 1987
Oriënterende studie naar grondmechanische aspecten bij ontgrondingskuilen,
rapport CO-291720/6
- [5.2] G.J.C.M. Hoffmans; 1992
Two dimensional mathematical modelling of local-scour holes, Doctoral Thesis
Delft University, faculty of Civil Engineering
- [5.3] G.J.C.M. Hoffmans; 1993
A study concerning the influence of the relative turbulence intensity on local-scour
holes
Ministry of Transport, Public Works and Water Management
- [5.4] Ministry of Transport, Public Works and Water Management; June 1991
Scour Manual, concept
- [5.5] R.E. Jorissen, J.K. Vrijling; 1989
Local scour downstream hydraulic constructions, 23rd IAHR congress Ottawa
- [5.6] J. Driegen; november 1982
Stormvloedkering Oosterschelde, detailmodel stroomgeulen, reductie van de
ontgrondingen ten gevolge van aanvoer van bodemmateriaal, verslag modelonder-
zoek M1657
- [5.7] Van Rijn; 1993
Principles of sediment transport in rivers, estuaries and coastal seas, Aqua publica-
tions, Amsterdam
- [5.8] Vakgroep Waterloopkunde en Grondmechanica, Hoofdafdeling Waterbouw,
Bouwdienst Rijkswaterstaat; oktober 1991
Rekenregels voor grondmechanisch ontwerpen
- [5.9] Vakgroep Waterloopkunde en Grondmechanica, Hoofdafdeling Waterbouw,
Bouwdienst Rijkswaterstaat; mei 1990
Rekenregels voor waterbouwkundig ontwerpen
- [5.10] J.C. Huis in 't Veld, J. Stuij, A.W. Walther, J.M. van Westen; 1984
The Closure of Tidal Basins
Delft University Press
- [5.11] Grondmechanica Delft; november 1994
Zettingsvloeiingen bij ontgrondingskuilen: Bergingsmodel en berekeningen SLIQ2D,
CO-353470/9
- [5.12] Dienst Weg en Waterbouw; 1995
Handboek ontgrondingen, Deel 1

- [5.13] Grondmechanica Delft; januari 1985
Inventarisatie adviespraktijk zettingsvloeiingen, CO-416509/1
- [5.14] G.J.C.M. Hoffmans en K.W. Pilarczyk; 1995
Local scour downstream of hydraulic structures, Journal of Hydraulic Engineering,
Volume 121, no. 4

6 TOPLAAG BODEMVERDEDIGING BIJ OVERTREKKENDE STROMING

E. Ariëns

6.1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt ingegaan op de benodigde steengrootte van de toplaag van de bodemverdediging achter tweedimensionale overlaat- en schuifconstructies. Zowel de plaats van zwaarste aanval als het verloop van de benodigde steengrootte met toenemende afstand vanaf de constructie, het lengte-effect, komen aan bod.

De ontwerpregels die in dit hoofdstuk gepresenteerd worden zijn het resultaat van een uitgebreide analyse van een groot aantal modelproefresultaten met behulp van StaBase. StaBase is een in 1994 door de Bouwdienst Rijkswaterstaat opgezette database waarin vrijwel alle modelproefresultaten van het Waterloopkundig Laboratorium voor tweedimensionale overlaat- en schuifconstructies zijn opgenomen, en waaraan een analysemodule is gekoppeld. Met behulp van deze analysemodule is het mogelijk een keuze te maken uit een aantal bekende stabiliteitformules waarbij de bijbehorende parameters op vele manieren gevarieerd kunnen worden. Zie voor informatie over StaBase [6.1] en [6.2].

Het doel van de analyse met StaBase was om te komen tot een eenvoudige, eenduidige ontwerpregel, die toepasbaar is voor zoveel mogelijk situaties. Het resultaat is een handzame ontwerpregel voor de ontwerpers van bodemverdedigingen. Aan de hand van deze ontwerpregel kan in tweedimensionale stromingssituaties een definitief ontwerp gemaakt worden. Bij situaties die buiten het kader van StaBase vallen, zoals driedimensionale stromingssituaties, kan de ontwerpregel gehanteerd worden ten behoeve van het voorontwerp of als richtlijn voor nader (model)onderzoek.

Voordat echter in paragraaf 6.3 ingegaan wordt op de ontwikkelde ontwerpregel worden eerst in paragraaf 6.2 de meest gangbare stabiliteitsrelaties behandeld.

6.2 Stabiliteitsrelaties

Stabiliteitsrelaties koppelen de belasting op de stenen (de stroomsnelheid) aan de sterkte van de stenen (de steendiameter en de dichtheid). Hierbij speelt de waterdiepte een rol. De volgende stabiliteitsrelaties zijn te onderscheiden:

- Izbash
- Shields
- aangepaste Shields-relatie met K-waarden
- Pilarczyk.

De genoemde relaties worden hier weergegeven in de meest eenvoudige vorm, dat wil zeggen voor een horizontaal bed, zonder langs- of dwarshelling.

Izbash

Izbash heeft in 1930 voor ondiep water, waarbij de steendiameter relatief groot is ten opzichte van de waterdiepte, de volgende relatie afgeleid (zie [6.7]):

$$\Delta D_n = \beta \frac{U^2}{2g} \quad (6.1)$$

- Δ = Relatieve dichtheid van de stenen [kg/m^3]
- D_n = Nominale diameter van de stenen [m]
- β = Stromingscoëfficiënt [-], variërend van 0.7 voor lage turbulentie (vlak bed, dam met brede kruin) tot 1.4 voor hoge turbulentie (ruw bed, dam met scherpe kruin)
- U = Stroomsnelheid [m/s]
- g = Versnelling van de zwaartekracht [m/s^2]

In deze relatie zijn geen diepte invloeden opgenomen. Verder is de plaats van de stroomsnelheid niet goed gedefinieerd. De relatie van Izbash wordt vooral gebruikt als een eerste benadering in het geval van relatief ondiep water.

Shields

Voor uniforme stroming heeft Shields in 1936 de volgende stabiliteitsformule opgesteld (zie [6.8]):

$$\Delta D_n = \frac{U^2}{C^2 \psi} \quad (6.2)$$

- C = Chézy-waarde [$\text{m}^{0.5}/\text{s}$]
- ψ = Kritieke Shields-parameter [-]
- U = Verticaal gemiddelde stroomsnelheid [m/s]

Via de kritieke Shields-parameter is het toegestane schadeniveau in de relatie op te nemen. Meestal wordt als criterium begin van bewegen van de stenen aangehouden, met een ψ -waarde van 0.032. Indien uitgegaan wordt van het criterium "doorgaand transport" geldt een ψ -waarde van 0.06 à 0.07. De invloed van de waterdiepte zit in formule (6.2) verwerkt via de Chézy-waarde voor de hydraulische ruwheid van de waterloop. Ook hiervoor zijn enkele verschillende definities mogelijk. De twee meest gebruikte zijn White-Colebrook (6.3) en Manning-Strickler (6.4).

$$C = 18 \log \left(\frac{12h}{2D_n} \right) \quad (6.3)$$

$$C = 25 \left(\frac{h}{D_n} \right)^{\frac{1}{6}} \quad (6.4)$$

- h = Lokale waterdiepte [m]

Omdat de stabiliteitsrelatie volgens Shields voor uniforme stroming geldt wordt de gemiddelde stroomsnelheid boven de bodemverdediging gebruikt.

Uitgebreide Shields

Een probleem is dat de stroming vlak achter een constructie niet uniform is. Daarom is als variant op de relatie volgens Shields de benadering met K-waarden ontstaan:

$$\Delta D_n = \frac{(KU)^2}{C^2 \psi} \quad (6.5)$$

K = Stabiliteitsfactor, constructie afhankelijk [-]
 U = Verticaal gemiddelde stroomsnelheid [m/s]

Via de stabiliteitsfactor kan als het ware de mate van niet-uniformiteit, veroorzaakt door de constructie, in de relatie van Shields opgenomen worden. Dus de grotere belasting op de stenen van de bodemverdediging door de verhoogde lokale snelheid en turbulentie worden verdisconteerd in een vergrotingsfactor op de gemiddelde snelheid boven de bodemverdediging.

Pilarczyk

Pilarczyk heeft de stabiliteitsfactor uit bovenstaande relatie nog wat verder uitgesplitst [6.9]:

$$\Delta D_n = \phi_c K_h K_t \frac{0.035 U^2}{\psi 2g} \quad (6.6)$$

ϕ_c = Stabiliteitsfactor voor stroom [-]
 K_h = Snelheidsprofielfactor [-]
 K_t = Turbulentiefactor [-]
 U = Verticaal gemiddelde stroomsnelheid [m/s]

Voor deze drie factoren worden de volgende waarden aangegeven.

Voor een logaritmisch snelheidsprofiel:

$$K_h = \frac{648}{C^2} \quad (6.7)$$

Voor een niet-ontwikkeld profiel:

$$K_h = \left(1 + \frac{h}{D_n}\right)^{-0.2} \quad (6.8)$$

$\phi_c = 0.5 - 0.75$ voor een normale ligging van de bodemverdediging

$\phi_c = 1.0 - 1.5$ voor zwaar aangevallen of stroomhappende randen

$K_t = 1.0$ voor normale turbulentie (rivieren)

$K_t = 1.5$ voor niet-uniforme stroming met verhoogde turbulentie

$K_t = 2.0$ voor hoge turbulentie (benedenstrooms van een watersprong of in een scherpe bocht)

$K_t = 3.0$ voor een jet-, (schroef)straal of watersprong

De waarde van K_h is vergelijkbaar met de C-waarde volgens Chézy. De waarden van ϕ_c en K_t zijn tezamen vergelijkbaar met de K-factor uit formule (6.5).

Het voordeel van Pilarczyk ten opzichte van de K-factor benadering is dat de verschillende invloedsfactoren afzonderlijk beschreven zijn. Hierdoor kan de formule afgestemd worden op specifieke situaties. Essentieel hierbij is een juiste schatting voor de verschillende parameters. Naarmate de toepassing specifieker wordt is er echter minder informatie over deze parameters bekend en neemt de onzekerheid omtrent de schatting toe.

De spreiding rond ϕ_c , K_h en K_t is bepalend voor de spreiding rond de berekende steendiameter. In de K-factor benadering wordt de spreiding rond de berekende steendiameter enkel bepaald door de spreiding rond de K-factor. Hierover zijn in de loop der tijd relatief veel gegevens verzameld.

De stabiliteitsrelaties die in deze paragraaf genoemd worden zijn in eerste instantie ontwikkeld voor de plaats van zwaarste aanval. Een grote onzekerheid zit over het algemeen in de bepaling van de belasting door de stroomsnelheid volgens een eenduidige definitie.

Vanwege deze twee redenen is bij het afleiden van een eenduidige ontwerpregel met StaBase de nadruk gelegd op een consistente wijze om de belasting door de stroomsnelheid te bepalen, en wel over de gehele lengte van de bodemverdediging.

Nieuw is dus het eenduidige verloop van de snelheid met de afstand!



Foto 6.1 Breuksteen 6-10 ton

6.3 Ontwerpregel

Het resultaat van de analyse met StaBase is een combinatie van de bepaling van de stroomsnelheid volgens de 'straaltheorie' en de stabiliteitsrelatie van Shields. Hiermee is op grond van de afnemende belasting in een zich spreidende straal de benodigde steengrootte van de toplaag van de bodemverdediging te beschrijven als functie van de afstand tot de constructie.

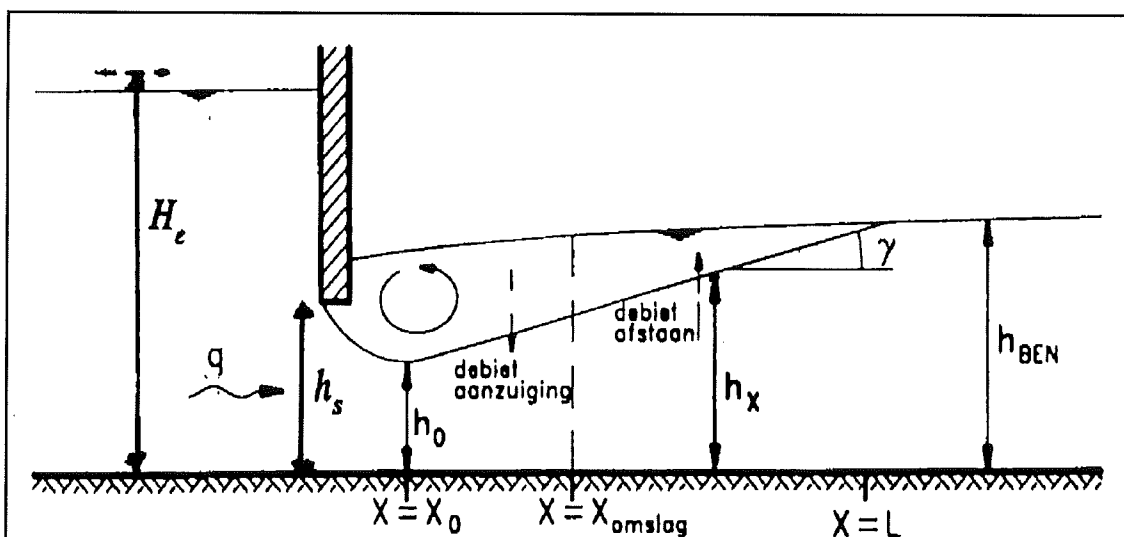
In deze paragraaf wordt eerst de belasting volgens de straaltheorie behandeld, daarna wordt ingegaan op de sterkte volgens de stabiliteitsrelatie van Shields.

6.3.1 Belasting volgens de straaltheorie

De straaltheorie beschrijft het verloop van de stroomsnelheid, de belasting op de toplaag, als functie van de afstand tot de constructie.

In [6.3] worden de achterliggende gedachten beschreven.

Figuur 6.1 toont aan de hand van de stroming onder een schuif hoe dit in zijn werk gaat.



Figuur 6.1 Straaltheorie bij een schuifconstructie

Als de stroming onder de schuif doorgaat vindt er eerst contractie plaats (x_0). Vervolgens spreidt de straal zich onder een bepaalde helling totdat het wateroppervlak weer bereikt is. Boven deze straal bevindt zich een neer. Het blijkt, zie [6.4], dat vlak na het passeren van de schuif debietaanzuiging plaatsvindt uit de neer. Op wat grotere afstand van de schuif (x_{omslag}) slaat de aanzuiging om in het afstaan van debiet aan de neer, zodat het debiet aan het einde van de neer ($x = L$) weer gelijk is aan het debiet dat onder de schuif doorgaat (continuïteit!).

Vanaf x_0 , waar geldt $x = 0$, zijn er dus drie trajecten te onderscheiden:

- 1) $x < x_{\text{omslag}}$
- 2) $x_{\text{omslag}} < x < L$
- 3) $x > L$

De waarden van x_{omslag} [m] en L [m] zijn als volgt te bepalen.

$$x_{\text{omslag}} = \left(\frac{\gamma}{h_0} + \frac{1}{L} \right)^{-1} \tag{6.9}$$

$$L = (h_{\text{ben}} - h_0) \frac{1}{\gamma} \tag{6.10}$$

- γ = Spreidingshelling van de straal, weergegeven als 1/.. [-]
- h_0 = Straalhoogte ter plaatse van x_0 [m]
- h_{ben} = Benedenstroomse waterdiepte [m]

Voor de drie trajecten zijn de lokale straalhoogte h_x en de lokale straalgemiddelde stroomsnelheid u_x nu als volgt te bepalen.

1) $x < x_{\text{omslag}}$	$h_x = h_0 + \gamma x$ (6.11)	$u_x = \frac{(1 + \frac{\gamma x}{h_0})q}{h_x}$ (6.12)
2) $x_{\text{omslag}} < x < L$	$h_x = h_0 + \gamma x$ (6.13)	$u_x = \frac{(2 - \frac{x}{L})q}{h_x}$ (6.14)
3) $x > L$	$h_x = h_{\text{ben}}$ (6.15)	$u_x = \frac{q}{h_{\text{ben}}}$ (6.16)

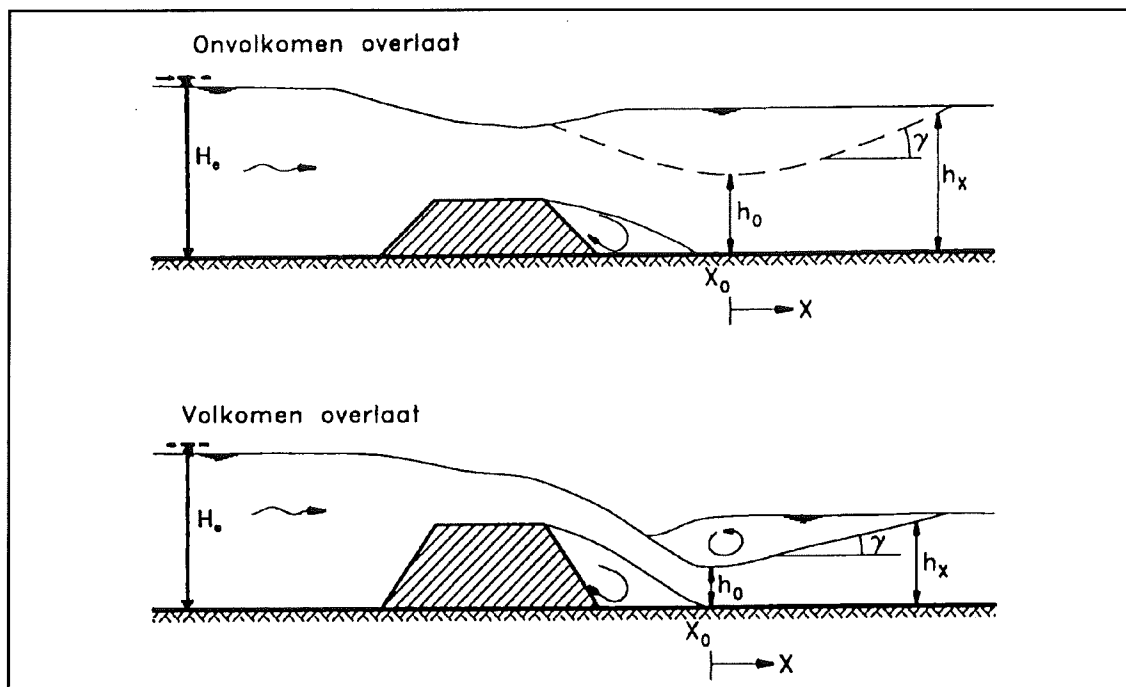
Tabel 6.1 Formules voor h_x [m] en u_x [m/s] voor de drie trajecten

Hierbij geldt:

- x = Afstand tot x_0 [m]
- q = Specifiek debiet ter plaatse van x_0 [m²/s]

Op de waarden van de parameters x_0 , γ en h_0 wordt in paragraaf 6.4 verder ingegaan.

De straalanalyse kan ook toegepast worden voor drempelconstructies. Bij drempelconstructies moet men echter onderscheid maken tussen onvolkomen overlaten en volkomen overlaten. In figuur 6.2 is de straaltheorie weergegeven voor zowel een onvolkomen overlaat als een volkomen overlaat.



Figuur 6.2 Straaltheorie voor tweedimensionale drempelconstructies.

Het specifiek debiet q is als volgt te bepalen.

Schuif	$q = \mu h_s \sqrt{2g(H_e - h_{ben})}$ (6.17)
Onvolkomen overlaat: ($h_{ben} - D_{drempel}$) > $\frac{2}{3}(H_e - D_{drempel})$	$q = \mu (h_{ben} - D_{drempel}) \sqrt{2g(H_e - h_{ben})}$ (6.18)
Volkomen overlaat: ($h_{ben} - D_{drempel}$) < $\frac{2}{3}(H_e - D_{drempel})$	$q = \mu \frac{2}{3}(H_e - D_{drempel}) \sqrt{2g \frac{1}{3}(H_e - D_{drempel})}$ (6.19)

Tabel 6.2 Formules voor q [m^2/s] voor schuif- en drempelconstructies

Hierbij geldt:

- μ = Afvoercoëfficiënt / contractiecoëfficiënt [-]
- h_s = Spleetgrootte onder de schuif [m], zie figuur 6.1
- g = Versnelling van de zwaartekracht = 9.81 [m/s^2]
- H_e = Bovenstroomse energiehoogte [m] = $h_{bov} + (u_{bov})^2/2g$, zie figuur 6.1 en 6.2
- h_{bov} = Bovenstroomse waterdiepte [m]
- u_{bov} = Gemiddelde bovenstroomse stroomsnelheid [m/s]
- $D_{drempel}$ = Drempelhoogte [m]

Vergelijkingen (6.17) t/m (6.19) zijn gebaseerd op de wet van Bernoulli en zijn alleen geldig indien wrijvings- en vertragsverliezen een ondergeschikte rol spelen. In de praktijk betekent dit dat er sprake moet zijn van een significant verval (orde 0.1m) over de constructie.

Opgemerkt wordt nog dat na $x = L$ de in rekening te brengen belasting u_x constant blijft, namelijk q/h_{ben} (formule (6.16)). In vrijwel alle voorkomende situaties is de hierbij berekende steendiameter namelijk (veel) kleiner dan de minimale praktische sortering, zie ook figuur 6.6, en is de theoretische afname op grond van afname van de turbulentie niet meer van belang. Deze minimale sortering wordt doorgezet over de totale lengte die benodigd is in verband met de ontgrondingskuil aan de rand van de bodemverdediging.

Nu is dus het verloop van de belasting u_x op de toplaag met toenemende afstand vanaf de constructie bekend.

6.3.2 Sterkte volgens de stabiliteitsrelatie van Shields

De sterkte van de granulaire toplaag wordt weergegeven door de waarde van ΔD_n van de stenen ter plaatse, waarbij:

$$\begin{aligned}\Delta &= \text{Relatieve dichtheid van de stenen [-]} \\ D_n &= \text{Nominale diameter van de stenen [m]}\end{aligned}$$

De waarden van Δ en D_n zijn te bepalen volgens

$$\Delta = \frac{\rho_{\text{steen}} - \rho_{\text{water}}}{\rho_{\text{water}}} \quad (6.20)$$

$$D_n = \sqrt[3]{\frac{M_{50}}{\rho_{\text{steen}}}} \quad (6.21)$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{steen}} &= \text{Dichtheid van de stenen [kg/m}^3\text{]} \\ \rho_{\text{water}} &= \text{Dichtheid van het water [kg/m}^3\text{]} \\ M_{50} &= \text{Gewicht waarbij 50\% van de stenen lichter is [kg]}\end{aligned}$$

Om nu op grond van de belasting u_x , volgend uit de straaltheorie, de benodigde steengrootte ΔD_n met het verloop van de afstand vanaf de constructie te kunnen bepalen wordt de stabiliteitsrelatie volgens Shields gebruikt, inclusief de stabiliteitsfactor K .

Uit de zeer uitgebreide analyse van modelproefresultaten met behulp van StaBase is namelijk gebleken dat de relatie van Shields in combinatie met de straaltheorie de beste en meest eenduidige resultaten oplevert. Hiervoor wordt verwezen naar [6.5], waarin ook geanalyseerd is wat de beste keuzen voor de verschillende parameters in de stabiliteitsrelatie is.

De stabiliteitsrelatie van Shields luidt dan nu als volgt:

$$\Delta D_{nx} = \frac{(Ku_x)^2}{C_x^2 \psi} \quad (6.22)$$

$$\begin{aligned}D_{nx} &= \text{Nominale steendiameter op afstand } x \text{ [m]} \\ K &= \text{Constante stabiliteitsfactor behorende bij de constructiegeometrie [-]} \\ C_x &= \text{Chézy-waarde voor de hydraulische ruwheid van de waterloop als functie van } x \text{ [m}^{0.5}\text{/s]} \\ \psi &= \text{Kritieke Shields-parameter [-]}\end{aligned}$$

Voor C_x blijkt uit de analyse met StaBase dat de formulering volgens Manning-Strickler de beste resultaten oplevert:

$$C_x = 25 \left(\frac{h_x}{D_{nx}} \right)^{\frac{1}{6}} \quad (6.23)$$

De waarde van C_x mag voor de plaats van zwaarste aanval niet te hoog zijn ($C_x < 50$).

Invullen van deze waarde in de stabiliteitsformule van Shields levert op:

$$D_{nx} = \frac{K^3 u_x^3}{\Delta^{1.5} 25^3 h_x^{0.5} \psi^{1.5}} \quad (6.24)$$

Met deze relatie is nu direct de theoretisch benodigde steendiameter D_n met toenemende afstand x vanaf de constructie te bepalen. Op de keuze van de parameters K en ψ wordt in de volgende paragraaf nader ingegaan.

6.4 Toepassing van de ontwerpregel

In deze paragraaf wordt, uitgaande van de methodiek in paragraaf 6.3, stapsgewijs aangegeven hoe de ontwerper het verloop van de benodigde steendiameter met de afstand vanaf de constructie kan bepalen. Hierbij wordt ook ingegaan op de keuze van de verschillende parameters.

Stap 1) Bepaal de waarde van h_0 volgens onderstaande tabel.

Constructie	h_0 [m]	Schatting μ [-]
Schuif	μh_s	0.7 - 0.8 scherpe schuif 0.9 - 1.0 afgeronde schuif
Onvolkomen overlaat	$\mu(h_{ben} - D_{drempel})$	0.9 - 1.1 (1.2) drempel 0.9 - 1.1 afstap 0.8 - 1.0 drempel op afstap
Volkomen overlaat	$\mu \frac{2}{3}(H_e - D_{drempel})$	(0.8) 0.9 - 1.1 drempel 0.9 - 1.1 afstap 0.8 - 1.0 drempel op afstap

Tabel 6.3 Waarden van h_0 en μ voor schuif- en drempelconstructies

De waarden van μ zijn de waarden zoals die gehanteerd zijn in StaBase en gelden als een eerste schatting. Uiteraard kan men hier aan de hand van de exacte geometrie zelf een zo nauwkeurig mogelijke waarde aangeven; zie hiervoor onder andere [6.10].

Stap 2) Bepaal de waarde van x_0 ($x = 0$).

Dit is de plaats van zwaarste aanval omdat daar de straalhoogte het kleinst is en daardoor de straalgemiddelde snelheid u_x het grootst.

Bij de waarde van x_0 geldt nog sterker dan bij de waarde van h_0 dat men met alle informatie betreffende de specifieke constructie een inschatting moet maken, aangezien

de variatie in onderstaande algemene tabel erg groot is. De invloed van een wat afwijkende waarde van x_0 ten opzichte van de werkelijkheid heeft echter niet zulke grote gevolgen te hebben voor de waarde van D_n .

Constructie	x_0 [m]
Schuif	$2 h_s - 4 h_s$
Onvolkomen overlaat	$6 D_{drempel} - 10 D_{drempel}$
Volkomen overlaat	$2 D_{drempel} - 10 D_{drempel}$

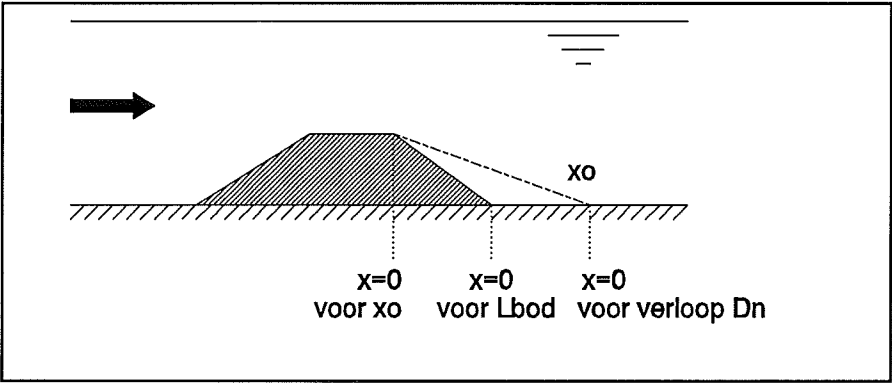
Tabel 6.4 Waarden van x_0 voor schuif- en drempelconstructies

Deze waarden gelden vanaf het hart van de schuif respectievelijk vanaf de benedenstroomse kruinrand van de overlaat.

Er worden in hoofdstuk 5 en 6 enkele verschillende nulpunten gebruikt:

- lengte bodemverdediging (L_{bod}) ten opzichte van de rand van de constructie
- plek van zwaarste aanval (x_0) ten opzichte van de benedenstroomse kruinrand van de overlaat respectievelijk het hart van de schuif
- verloop van D_n met x ten opzichte van x_0 .

Hou dit verschil goed in de gaten! Voor een drempelconstructie zijn de verschillende nulpunten in figuur 6.3 aangegeven.



Figuur 6.3 Overzicht verschillende nulpunten voor een drempelconstructie

Stap 3) Bepaal x_{omslag} en L volgens de formules (6.9) en (6.10).
Gebruik voor γ de waarde 1/12. Deze waarde bleek in de analyse met StaBase het beste aan te sluiten bij de modelproefresultaten.

Stap 4) Bepaal q op grond van tabel 6.2.
Hierbij zijn de μ -waarden uit tabel 6.3 te gebruiken.

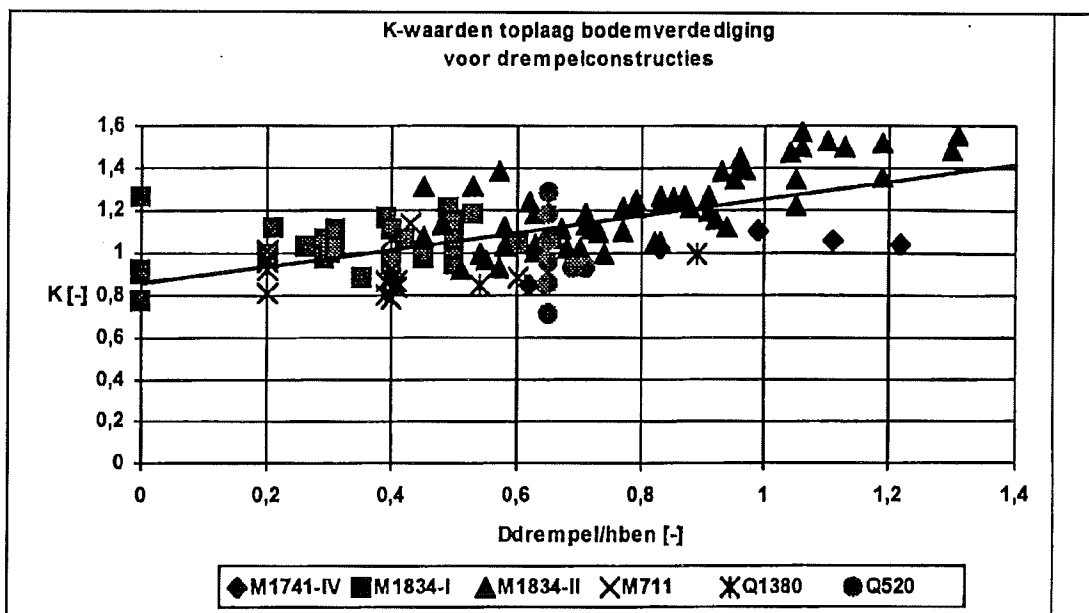
Stap 5) Bepaal uitgaande van tabel 6.1 het verloop van h_x .

Met behulp van een spreadsheet is het verloop van h_x tegen x vanaf x_0 tot aan het einde van de bodemverdediging te bepalen. Dit einde is reeds eerder bepaald op basis van de optredende ontgrondingen, zie hoofdstuk 5.

Stap 6) Bepaal het verloop van u_x tegen x volgens tabel 6.1.

Stap 7) Bepaal de bijbehorende K-factor uit figuur 6.4 of figuur 6.5.

Deze figuren zijn afgeleid op grond van de uitgebreide analyse van modelproefresultaten met StaBase. De legenda geeft aan uit welk modelonderzoek de betreffende meetpunten komen. Zie voor een korte beschrijving van deze onderzoeken [6.2]. De waarde van K hangt bij drempelconstructies dus af van de relatieve vernauwing $D_{drempel}/h_{ben}$ die door de constructie wordt veroorzaakt en bij schuifconstructies van de relatieve opening h_0/h_{ben} ($= \mu h_s/h_{ben}$) onder de schuif. Dit was voor drempels reeds afgeleid in [6.6] voor de plaats van zwaarste aanval.



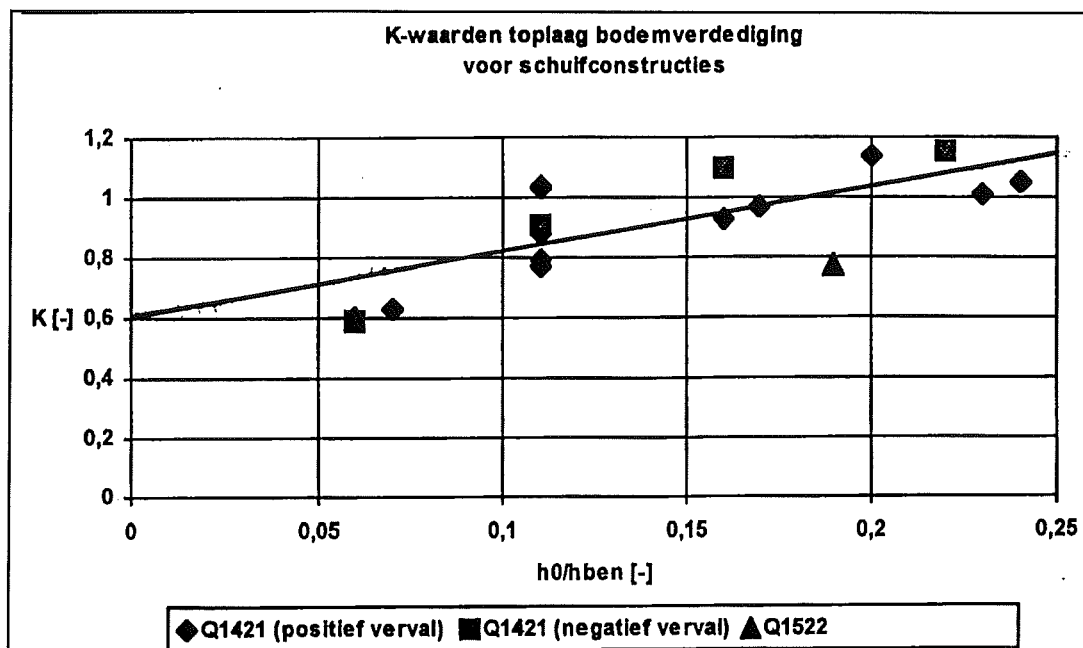
Figuur 6.4 K-waarden toplaag bodemverdediging voor drempelconstructies U_x volgens de straaltheorie, γ van 1:12, C-waarde volgens Manning-Strickler, $\psi = 0.032$ voor begin van bewegen

De relatie die bij figuur 6.4 hoort luidt als volgt:

$$K_{drempel} = 0.85 + 0.40 \frac{D_{drempel}}{h_{ben}} \quad (6.25)$$

De standaardafwijking σ_K bedraagt 0.15.

De relatie is niet geldig voor overstortende stralen met een waarde van $D_{drempel}/h_{ben}$ groter dan 1.4.



Figuur 6.5 K-waarden toplaag bodemverdediging voor schuifconstructies U_x volgens de straaltheorie, γ van 1:12, C-waarde volgens Manning-Strickler, $\psi = 0.032$ voor begin van bewegen.

De relatie bij figuur 6.5 is:

$$K_{\text{schuif}} = 0.60 + 2.2 \frac{h_0}{h_{\text{ben}}} \quad (6.26)$$

De standaardafwijking σ_K bedraagt 0.12.

De relatie in deze figuur kan voor een eerste benadering lineair geëxtrapoleerd worden voor waarden van h_0/h_{ben} groter dan 0.25. Meestal zal deze schuifstand echter niet maatgevend zijn.

De figuren 6.4 en 6.5 zijn afgeleid voor het criterium begin van bewegen van de stenen van de toplaag. Hiervoor is aangehouden het verplaatsen van zo'n 5 à 10 stenen van een proefvak naar een volgend proefvak in enkele minuten stromen (modeltijd).

De waarde van ψ die hieraan gekoppeld is bedraagt 0.032.

De waarde van K blijft constant voor een bepaalde constructiegeometrie met toenemende afstand vanaf de constructie!

Als ontworpen wordt op bezwijken dan kan een hogere ψ -waarde in rekening worden gebracht. Uit de analyse met StaBase blijkt dat bij een ψ -waarde van 0.045 voor bezwijken de K -waarden gelijk zijn aan die bij begin van bewegen met een ψ -waarde van 0.032. Het criterium voor bezwijken hierbij was dat er zo'n 100 stenen verplaatst waren.

Na de keuze van een K -waarde (eventueel voor de zekerheid inclusief een marge van σ_K), met de bijbehorende ψ -waarde van 0.032 voor begin van bewegen, kunnen de laatste stappen gemaakt worden.

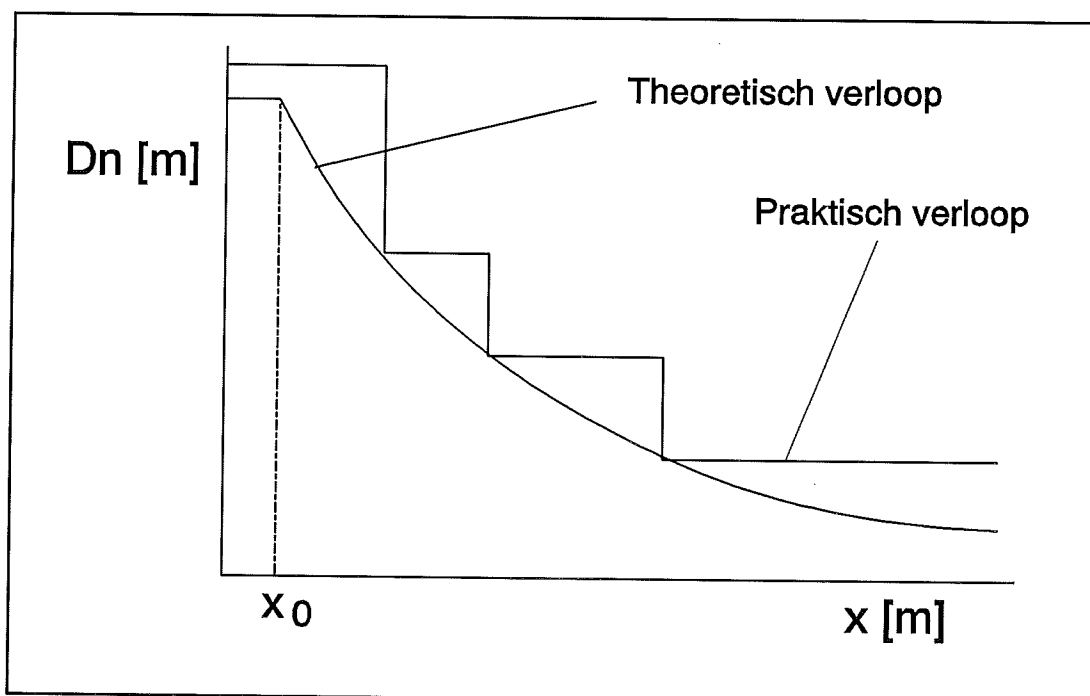
Stap 8) Bepaal het verloop van D_n tegen x volgens formule (6.24).

Als de waarde van Δ nog niet bekend is kan voorlopig 1.7 aangehouden worden.

Voor het gedeelte van de rand van de constructie tot x_0 wordt dezelfde D_n aangeraden als ter plaatse van x_0 .

Stap 9) Bepaal praktisch ontwerp.

De geleidelijk met de afstand afnemende theoretische steendiameter dient vertaald te worden naar vakken met een bepaalde standaard sortering. Hierbij kan per sortering met bijbehorende D_n de dichtst bij de constructie gelegen rand van het vak afgestemd worden op de theoretisch benodigde steendiameter, zie figuur 6.5.



Figuur 6.6 Vertaling van theoretisch benodigde steendiameter naar standaard sorteringen in vakken

De praktische ondergrens, oftewel de minimale sortering, die gebruikt wordt tot aan de rand van de bodemverdediging wordt meestal bepaald op grond van andere overwegingen zoals schroefstraalbelasting (zie Hoofdstuk 7) en het feit dat een kleinere sortering weinig economisch voordeel oplevert.

In bijlage 1 zijn de verschillende standaard sorteringen volgens de nederlandse NEN norm opgenomen, met de bijbehorende D_n -waarden.

6.5 Toepassingsgebied

Voor de hoofdlijnen wordt verwezen naar hoofdstuk 1, de afbakening van de handleiding. De voornaamste beperkingen die verbonden zijn aan de toepassing van de ontwerpregel voor de toplaag van de bodemverdediging uit dit hoofdstuk zijn:

- * Alleen geldig voor tweedimensionale drempel- en schuifconstructies.
- * Slechts geldig voor de gebieden
 - $D_{\text{drempel}}/h_{\text{ben}} < 1.4$ bij drempelconstructies, dus niet voor overstortende stralen
 - $h_0/h_{\text{ben}} < 0.25$ bij schuifconstructies.
- * Theoretisch benodigde steendiameter slechts afgeleid voor het gebied van x_0 ($x = 0$) tot $x = L$, aangezien de afname van de steendiameter door afname van de turbulentie niet geverifieerd kon worden aan de hand van modelproefresultaten.
- * De relatie is afgeleid voor relatief diep water, $h_{\text{ben}}/D_n > 5$. Aangezien er weinig data voorhanden waren met betrekking tot ondiep water situaties kon de theorie hiervoor niet geverifieerd worden.
Bij ondiep water dient een correctie op de waarde van ψ toegepast te worden, bijvoorbeeld volgens Ashida (zie [6.1]).

6.6 Toekomstige ontwikkelingen

Voor de plaats van zwaarste aanval zijn veel modelproefresultaten beschikbaar. Dit is echter zeker niet het geval voor plaatsen die verder van de constructie vandaan zijn gelegen. Het lengte-effect uit de straalanalyse is dus slechts gebaseerd op een relatief gering aantal proefresultaten. Daarom zou juist aan dat aspect in de nabije toekomst de nodige aandacht moeten worden geschonken, bijvoorbeeld door het uitvoeren van een serie speciaal daarop afgestemde modelproeven.

De ontwerpregel zal geverifieerd en eventueel uitgebreid moeten worden voor situaties met relatief ondiep water. Hiervoor is aanvullend onderzoek vereist.

Verder is het belangrijk om de straaltheorie toepasbaar te maken voor een breder scala aan constructies, met name voor constructies waarbij de stroming driedimensionaal is. Hiervoor zou misschien een ruimtelijke straalanalyse ontwikkeld kunnen worden, dus met zowel een verticale als een horizontale spreiding van de straal.

Hierbij gaat de lokale turbulentie waarschijnlijk een belangrijke rol spelen, zodat deze in de toekomst ook (op een eenvoudige wijze!) meegenomen moet worden. Dit geldt eveneens voor het gebied $x > L$ in de twee-dimensionale stromingssituatie.

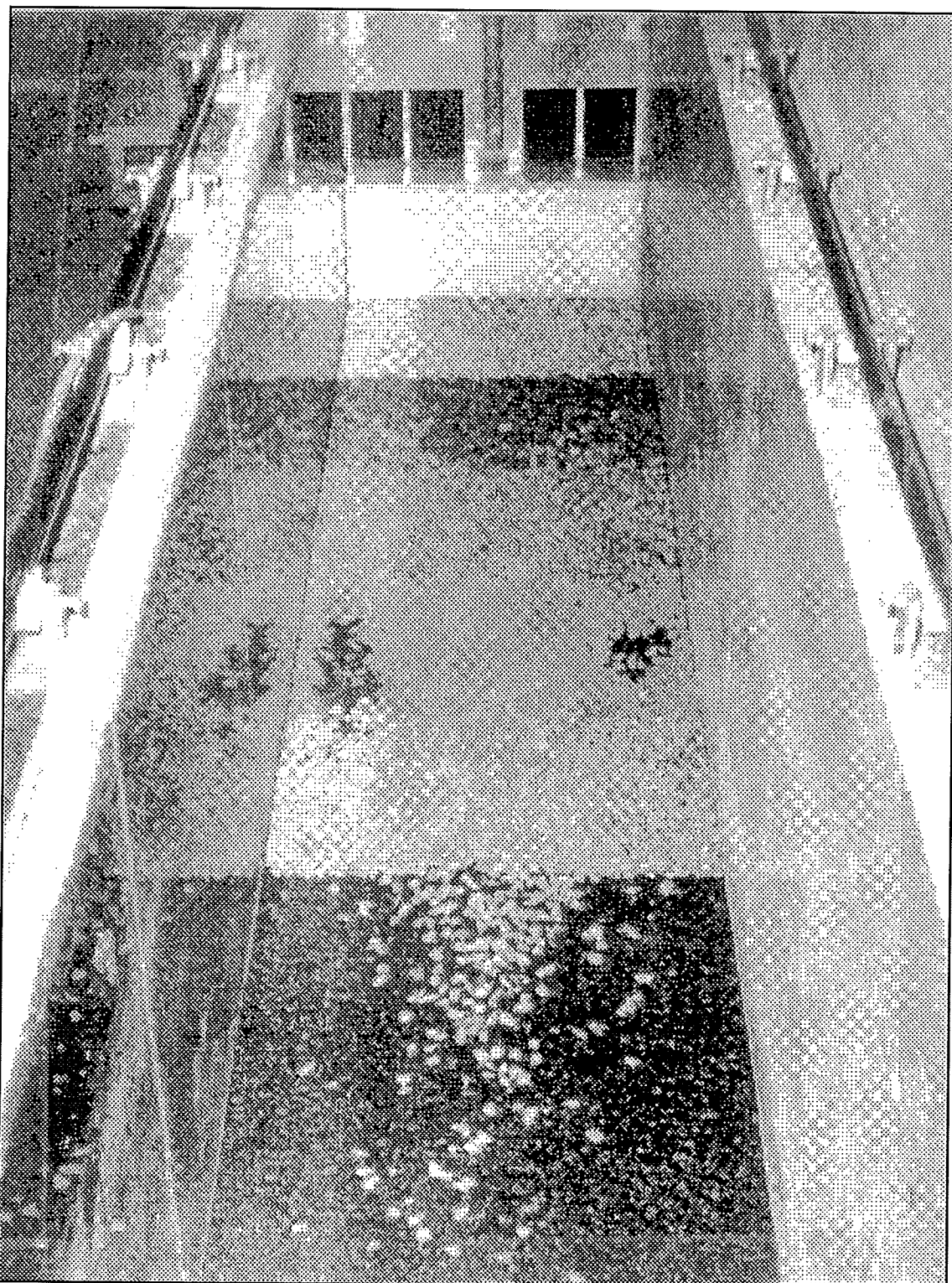


Foto 6.2 Modelonderzoek bodemverdediging

6.7 Literatuur

- [6.1] Waterloopkundig Laboratorium; mei 1994
Gebruikershandleiding StaBase, Databestand bodemverdedigingen (Q1782)
Waterloopkundig Laboratorium
Opdrachtgever: Bouwdienst Rijkswaterstaat
- [6.2] Waterloopkundig Laboratorium; mei 1994
Overzicht van ingevoerde meetgegevens StaBase, Databestand bodemverdedigingen (Q1782)
Waterloopkundig Laboratorium
Opdrachtgever: Bouwdienst Rijkswaterstaat
- [6.3] Ariëns; januari 1994
Uitwerking Straaltheorie, Notitie BOD-N-94001
Bouwdienst Rijkswaterstaat
- [6.4] Van Kleef; september 1986
Benadering van 2-dimensionale stroombeelden van vulstralen in sluizen, Nota 6 (Q255)
Waterloopkundig Laboratorium
- [6.5] Ariëns; juli 1994
Analyse top laagstabiliteit van bodemverdedigingen met behulp van StaBase, Notitie BOD-N-94043
Bouwdienst Rijkswaterstaat
- [6.6] Akkerman; november 1993
Evaluatie stabiliteitscoëfficiënten bodemverdedigingen, Verticale vernauwingsconstructies bij situaties met een vrije waterspiegel, Bureaustudie (Q856)
Waterloopkundig Laboratorium
Opdrachtgever: Bouwdienst Rijkswaterstaat
- [6.7] Izbash/Khaldre; 1970 (vertaling van hun russische werk uit 1930)
Hydraulics of river channel closure
Butterworths, London
- [6.8] Shields; 1936
Anwendung der Ähnlichkeits-Mechanik und Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung
Mitteilungen der Preussischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau Berlin, Heft 26
- [6.9] Pilarczyk; July 1993
Simplified unification of stability formulae for rock and other revetments under current and wave attack
International Riprap Workshop, Fort Collins
- [6.10] Kolkman; 1989

Discharge relations for hydraulic structures and head losses from different components; Q953
Waterloopkundig Laboratorium, Delft

7 VERIFICATIE TOPLAAG OP GOLF- EN SCHEEPSBELASTINGEN

V. Hombergen

7.1 Inleiding

In hoofdstuk 6 is gekeken naar de benodigde steendiameter voor de toplaag bij overtrekkende stroming. Hierbij is gebleken dat de benodigde steendiameter afneemt met de afstand tot de constructie. Naast overtrekkende stroming dient de toplaag ook bestand te zijn tegen andere optredende belastingen zoals golven en schroefstralen. Deze belastingen kunnen op enige afstand van de constructie, of in speciale situaties maatgevend zijn ten opzichte van de overtrekkende stroming. In dit hoofdstuk worden de ontwerpregels voor dergelijke belastinggevallen gegeven.

7.2 Golfbelasting op een bodemverdediging

Ten gevolge van golfwerking treden snelheidsfluctuaties op aan de bodem welke een belasting vormen voor de bodemverdediging. Naast de lokale waterdiepte en golfhoogte is ook de golfperiode bepalend voor de grootte van deze belasting. Hiertoe wordt in deze paragraaf onderscheid gemaakt in laag- en hoogfrequente golven. Naast de belasting ten gevolge van enkel golfwerking wordt ook ingegaan op een gecombineerde belasting van stroming en golven. Aangenomen wordt dat de golfhoogte ten opzichte van de waterdiepte zodanig beperkt is dat er geen sprake is van brekende golven of 'golfklappen'

7.2.1 Golfbelasting bij laagfrequente golven

Laag-frequente (lange) golven, als getij en seiches, kenmerken zich door een relatief lange golfperiode van orde enkele minuten tot enkele uren. De optredende veranderingen van de stroomsnelheid in de tijd zijn zo klein, dat de stroming als quasi-stationair opgevat mag worden. Hierdoor is de formule van Shields als beschreven in hoofdstuk 6 geldig, zodat geldt:

$$\Delta D_n = \frac{(K.U)^2}{C^2 \cdot \psi} \quad (7.1)$$

De lokale diepte gemiddelde stroomsnelheid U kan bepaald worden met behulp van bestaande numerieke stromingsmodellen.

7.2.2 Golfbelasting bij hoogfrequente golven

Bij hoogfrequente (korte) golven, zoals windgolven, is de golfperiode T relatief klein; orde 5-20 seconden. Door de snelle fluctuaties in stroomsnelheid is er geen sprake van een quasi-stationair stromingsbeeld, zodat de Shields-formulering uit vergelijking (7.1) niet toegepast mag worden.

Op basis van [7.1] is, uitgaande van de gemiddeld optredende schuifspanning, de volgende stabiliteitsrelatie voor de steenstabiliteit bij hoogfrequente golven afgeleid:

$$\Delta D_n = \frac{0.25 f_w \hat{U}_0^2}{g \cdot \psi} \quad (7.2)$$

met:

f_w = wrijvingsfactor [-]

$\hat{U}_0$ = amplitude van de orbitale golfsnelheid nabij de bodem [m/s]

De wrijvingsfactor f_w is hierbij gegeven door:

$$\begin{aligned} f_w &= \exp[-6.0 + 5.2(a_0/k_s)^{-0.19}] \quad \text{voor } a_0/k_s > 1.57 \\ &= 0.3 \quad \text{voor } a_0/k_s \leq 1.57 \end{aligned} \quad (7.3)$$

waarin:

a_0 = amplitude van de orbitale beweging nabij de bodem [m]

k_s = Nikuradse ruwheid $k_s \approx 2D_n$ [m]

Merk op dat in vergelijking (7.2) geen K-factor wordt gehanteerd. De reden hiervan is dat de stabiliteitsrelatie gebaseerd is op de schuifspanningen aan de bodem zoals die veroorzaakt worden door de lokaal optredende golven. Constructie en/of turbulentie invloeden zijn derhalve al verdisconteerd.

De snelheidamplitude ($\hat{U}_0$) en de verplaatsingsamplitude ($a_0 = \hat{U}_0/\omega$) kunnen als eerste benadering bepaald worden met de lineaire golftheorie. Afhankelijk van de verhouding waterdiepte/golflengte geldt hierbij [7.4]:

diep water : $h/L_0 > 1/2$

$$: L = 1.56 \cdot T^2$$

$$: \hat{U}_0 = \omega \cdot \frac{H}{2} \cdot e^{kz}$$

overgangsgebied : $1/20 < h/L_0 < 1/2$

$$: L = L_0 \cdot \tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right) \quad (7.4)$$

$$: \hat{U}_0 = \omega \frac{H \cosh(k[h+z])}{2 \sinh(kh)}$$

ondiep water : $h/L_0 < 1/20$

$$: L = \sqrt{gh} T$$

$$: \hat{U}_0 = \frac{(0.5 H \cdot \omega)}{(k \cdot h)}$$

met

ω = hoekfrequentie $\omega = 2 \cdot \pi / T$ [s^{-1}]

T = golfperiode [s]

k = golfgetal $k = 2 \cdot \pi / L$ [m^{-1}]

h = lokale waterdiepte [m]

z = afstand tot het wateroppervlak (bodem: $z = -h$) [m]

L = lokale golflengte [m]

H = golfhoogte [m]

Voor 'ondiep water' kan de horizontale snelheid vlak boven de bodemverdediging aanzienlijk zijn, zeker wanneer kh klein is. Hierbij dient opgemerkt te worden dat de theoretische benadering voor 'ondiep water' opgaat voor situaties waarin de golfhoogte relatief klein is ten opzichte van de waterdiepte. Is dit niet het geval dan kunnen de feitelijke stroomsnelheden aanzienlijk afwijken.

7.2.3 Combinatie golfbelasting en overtrekkende stroom

Indien de bodemverdediging zowel door overtrekkende stroom als door golven belast wordt geldt:

$$\Delta D_n = \frac{(K.U)^2 + 0.25 \frac{C^2}{g} f_w \dot{U}_0^2}{C^2 \cdot \psi} \quad (7.5)$$

waarin C betrokken is op de volledige waterdiepte.

Vergelijking (7.5) is gebaseerd op het vectorieel optellen van de optredende schuifspanningen, waarbij is aangenomen dat de golven en stroming in dezelfde richting werken [7.1].

Ingeval van een spleetstroming bij een stormvloedkering zorgen de golven aan de bovenstroomse zijde van de constructie voor een verhoging van de belasting op de benedenstroomse bodemverdediging. In de praktijk wordt dit effect verdisconteerd door bij het maatgevende verval 1/3 van de significante golfhoogte H_s op te tellen. Het op deze manier bepaalde verval kan in de formules van hoofdstuk 6 worden ingevuld.

7.3 Schroefstraalbelasting door schepen

7.3.1 Algemeen

De straal afkomstig van het voorstuwingssysteem van een schip wordt gekenmerkt door het optreden van radiale, tangentiële en axiale stroomsnelheids-componenten. Bovendien heeft de waterbeweging in een schroefstraal een sterk turbulent karakter. Voor het bepalen van de schroefstraalbelasting op de bodem, wordt gebruik gemaakt van de methode resulterend uit het onderzoek van het Waterloopkundig Laboratorium [7.2].

Noodzakelijk voor het bepalen van de schroefstraalbelasting zijn de dimensies van de scheepvaart. De maatgevende belasting is afhankelijk van een combinatie van factoren zoals:

- de schepen waarmee moet worden rekening gehouden
- het aantal schroeven waarmee de schepen zijn uitgerust
- het vermogen van de schepen (per schroef)
- de diameter van de schroef
- de diepgang van het schip
- de hoogte van de schroefas t.o.v. de bodem.

Het is meestal de combinatie van deze parameters die bepalen welk schip maatgevend is en niet de lengte, breedte en diepgang, die maatgevend zijn voor bijvoorbeeld de afmetingen van scheepvaartkanalen en sluizen.

7.3.2 De schroefstraalbelasting

De uittreesnelheid van het water (straal) V_o [m/s] direct achter een schroef is te benaderen volgens [7.2]:

$$V_o = 1,15 \left(\frac{P_d}{\rho_{water} D_o^2} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (7.6)$$

P_d = Aangewend vermogen (x% van geïnstalleerd) [W]

ρ_{water} = Soortelijke massa van water [kg/m³]

D_o = Effectieve schroefdiameter [m]

De vaarsnelheid van schepen wordt beperkt door in diepte en breedte beperkt vaarwater (grenssnelheid). Schepen gebruiken daarom niet altijd hun volledig geïnstalleerd vermogen. Meestal wordt in berekeningen een aangewend vermogen van 70% van het geïnstalleerd vermogen aangehouden. Bij hindernissen, calamiteiten en bochten kan men (soms) rekenen op een aangewend vermogen van 90% van het geïnstalleerd vermogen. De keuze van het percentage aangewend vermogen is aan de ontwerper die van te voren moet onderzoeken, wat de gevolgen zijn van enige schade aan de bodemverdediging aansluitend op de hoofdconstructies. Geadviseerd wordt om voordat men een bodembescherming op deze belasting ontwerpt, eerst een gesprek te voeren met loodsen, sluismeesters of beheerders, om inzicht te krijgen in het vaargedrag van schippers, dat verschilt van individu en type schip. Scheepsgegevens van zeeschepen zijn onder anderen op te vragen bij A.V.V, Smith-Lloyds en scheepvaartkundige adviseurs. Indien van binnenschepen het geïnstalleerd vermogen onbekend is, dan kan men deze inschatten met:

Vermogen [PK] : Laadvermogen [ton] als 1 : 2 (1 PK $\approx$ 750 W)

Parameters zoals de diameter van de schroef en de hoogte van de schroefas t.o.v. de bodem zijn moeilijk te verkrijgen. Afhankelijk van de diepgang van het schip T_s , kunnen voor de diameter van de schroef (D_p) de volgende vuistregels worden aangehouden [7.2]:

$D_p = 1,05 \cdot T_s$ voor duwboten

$D_p = 0,6 \text{ à } 0,7 \cdot T_s$ voor conventionele binnenvaartschepen

$D_p = 0,7 \cdot T_s$ voor zeeschepen

Het toepassen van bovenstaande vuistregels kan leiden tot onwaarschijnlijk grote schroefdiameters.

De effectieve diameter van de schroef wordt bepaald door [7.2]:

$D_o = 0,71 \cdot D_p$ schroef zonder straalbuis

$D_o = D_p$ schroef met straalbuis

$D_o = 0,85 \cdot D_p$ schroef in een tunnel

Bij het vaststellen van de diepgang van de schepen dient rekening gehouden te worden met de maximale aflaaddiepte van schepen bij lage waterstanden. Voor sommige sluizen geldt voor bepaalde waterstanden een beperkte aflaaddiepte.

Verder dient opgemerkt te worden dat bij duweenheden het voorstuwingssysteem op een duwboot ($T_s \approx 1,7\text{m}$) zit en niet op de duwbak ($2,8\text{m} \leq T_s \leq 4,00\text{m}$). gehouden.

Geadviseerd wordt om vóór het ontwerp van een bodembescherming, na het verzamelen van de gewenste parameters, eerst de parameters te laten toetsen door een daarin gespecialiseerde instantie of adviesbureau.

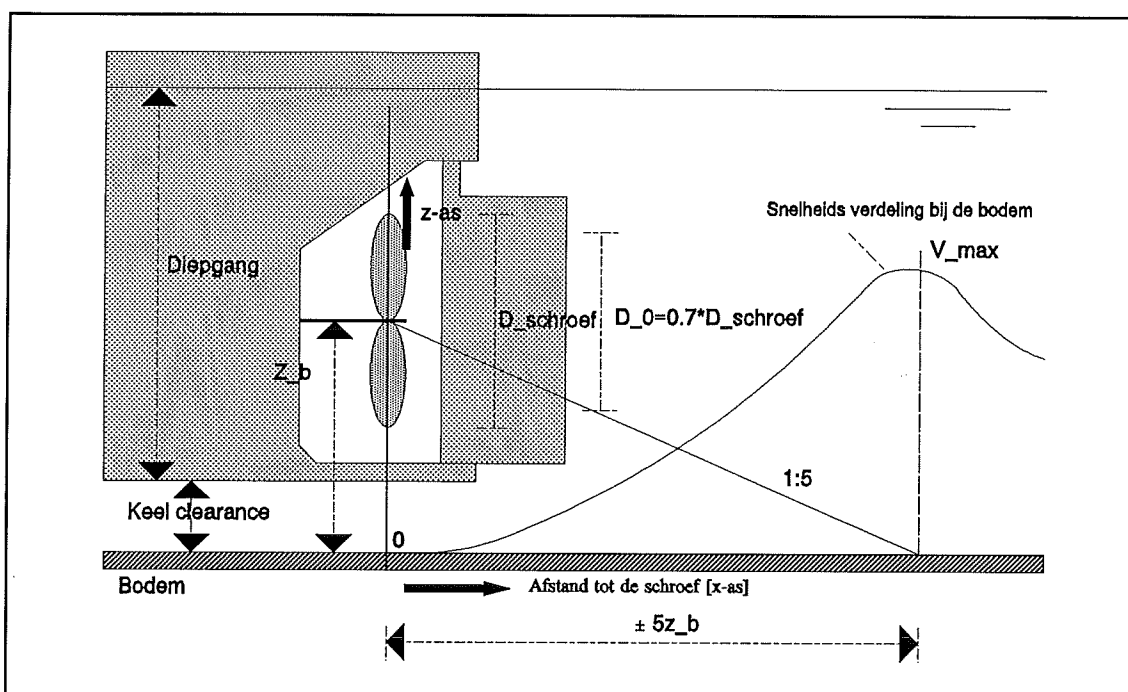
De maximale stroomsnelheid bij de bodem ten gevolge van de schroefstraal treedt op een afstand van ca 5 maal z_b en wordt gegeven door [7.2]:

$$V_{bodem_{max}} = a \cdot \left(\frac{0,3 \cdot V_o \cdot D_o}{z_b} \right) \quad (7.7)$$

a = Aantal schroeven [-]

z_b = Afstand van de schroefas ten opzichte van de bodem [m]

z_b = keelclearance + $0,5D_p$



Figuur 7.1 Definitie parameters schroefstraal berekening

In de werkelijk optredende belasting als gevolg van de schroefstraal (U_e) moeten tevens de vaarsnelheid (als het schip niet stilligt) van het schip en de stroomsnelheid van het water worden verdisconteerd. Hiervoor kan men de volgende vuistregel toepassen [7.3]:

$$U_e = V_{bodem_{max}} + V_w - 0,5 \cdot V_s \quad (7.8)$$

V_w = Stroomsnelheid van het water (natuurlijke afvoer) [m/s]

V_s = Vaarsnelheid van het schip [m/s]

7.3.3 Stabiliteit toplaag belast door een schroefstraal

Bij een uit granulair materiaal opgebouwde bodembescherming geldt, voor stroomsnelheden veroorzaakt door schroefstralen, als stabiliteitscriterium voor de toplaag:

$$\Delta D_n \geq \frac{(K \cdot U_e)^2}{\psi_{cr} \cdot C^2} \quad (7.9)$$

Hierin zijn:

- D_n = Nominale steendiameter [m]
- ψ_{cr} = Shieldsparemeter [-]
 $\psi_{cr} = 0,03$ voor "begin van beweging", $\psi_{cr} = 0,06$ bij "doorgaand transport"
- U_e = Stroomsnelheid bij de bodem als gevolg van de schroefstraal volgens formule (7.8) [m/s]
- K = Stabiliteitsfactor [-]
- C = Ruwheid (Chezy, $18 \log(12h/2D_n)$) [$\sqrt{m/s}$]

De waarde voor de stabiliteitsfactor K hangt af van de maatgevende component in de effectieve snelheid U_e . Indien de schroefstraal maatgevend is wordt, gezien de hoge turbulentie, een waarde van 1,4 geadviseerd. Indien de grootte van de effectieve snelheid met name bepaald wordt door de stroomsnelheid van het water kan volstaan worden met een lagere K -waarde; orde 1 à 1.2.

De ruwheid dient hierbij betrokken te worden op de effectieve hoogte van de schroefstraal, waarvoor als benadering z_b aangehouden kan worden.

Het blijkt dat de belasting op de bodem sterk afhankelijk is van de afstand van de schroef-as tot de bodem (z_b). Doordat rekening moet worden gehouden met een uitvoeringstolerantie is het noodzakelijk deze gevoeligheid mee te nemen in de bepaling van de D_n van de toplaag.

7.4 Referenties

- [7.1] CUR / CIRIA; 1991
Manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering; CUR report 154
Centre for Civil Engineering Research and Codes; Gouda
- [7.2] Waterloopkundig Laboratorium de Voorst; november 1985
Schroefstralen en stabiliteit van bodem en oevers onder invloed van de stroomsnelheden in de schroefstraal, M1115 deel VII en Xa
- [7.3] Waterloopkundig Laboratorium de Voorst; november 1985
Schroefstralen en stabiliteit van bodem en oevers onder invloed van de stroomsnelheden in de schroefstraal, M1115 deel XIX
- [7.4] V.d Velden, 1989
Coastal Engineering
Technische Universiteit Delft; faculteit der Civiele Techniek

8 VERTICALE OPBOUW BODEMVERDEDIGING

E. Berendsen

8.1 Inleiding

De verticale opbouw van de bodemverdediging heeft tot doel de erosie van basismateriaal door de toplaag van de bodemverdediging te voorkomen (filterfunctie). Drukopbouw onder het filter dient hierbij te worden voorkomen. De hieruit voortvloeiende functionele eisen kunnen door zowel een granulair als een geotextiel filter worden vervuld. Een granulair filter bestaat uit één of meerdere filterlagen aangebracht op het te beschermen bodemmateriaal (figuur 8). Indien gewenst kunnen één of meerdere van deze filterlagen worden vervangen door een geotextiel. In beide gevallen wordt het filter beschermd door een granulaire toplaag.

De keuze voor een granulair danwel geotextiel filter wordt veelal op grond van economische en uitvoeringstechnische aspecten gemaakt. Het ontwerp van geotextiele filters wordt in deze handleiding verder buiten beschouwing gelaten.

Ten behoeve van het ontwerpen van granulaire filterconstructies zijn de afgelopen decennia vele (typen) filterregels ontwikkeld. Deze filterregels zijn verkregen door algemeen filteronderzoek danwel door onderzoek naar specifieke filterconstructies, zoals die van de Stormvloedkering Oosterschelde. De ontwerper zal tijdens het ontwerpproces continu keuzes moeten maken ten aanzien van de criteria waaraan de filterconstructie moet voldoen. In de hiernavolgende paragrafen wordt achtereenvolgens ingegaan op de functies van het filter en de hieruit voortvloeiende functionele eisen (8.2), de bestaande typen filters (8.3), de toe te passen ontwerpmethodiek (8.4), de hydraulische belasting op het filter (8.5), de grensvlakstabiliteit (8.6), de interne stabiliteit (8.7) en de waterdoorlatenheid van het filter (8.8). In de laatste paragraaf (8.9) worden tenslotte enige toekomstige ontwikkelingen geschetst.

In de voorgaande hoofdstukken is voornamelijk de stabiliteit van de toplaag van de bodemverdediging onder invloed van overtrekkende stroming benedenstrooms van uitstroomconstructies beschouwd. Dit hoofdstuk richt zich daarom voornamelijk op de stabiliteit van het filter onder invloed van stationaire stroming evenwijdig aan het grensvlak van toplaag en filterlaag. In gesloten situatie is de belasting overwegend loodrecht op het grensvlak.

8.2 Functies en eisen

De functie van een granulaire filterconstructie is primair het voorkomen van erosie van basismateriaal door de toplaag van de bodemverdediging (filterfunctie). Drukopbouw onder het filter dient hierbij te worden voorkomen. Secundair is de functie van het filter het afvoeren van overtollig water in de constructie teneinde drukopbouw in het filter te voorkomen (waterafvoerende functie). Om aan deze functies te kunnen voldoen worden de volgende eisen aan het filter gesteld:

* Grensvlakstabiliteit

De onderlinge verhouding in korrelgrootte van het filtermateriaal in de verschillende filterlagen (met inbegrip van basis en toplaag) dient zodanig zijn dat geen of slechts in geringe mate basismateriaal en/of filtermateriaal via de bovenliggende filterlaag wordt uitgespoeld.

- * **Interne stabiliteit**

De korrelverdeling van het filtermateriaal in iedere filterlaag dient van dien aard te zijn dat de fijne korrelfractie niet wordt uitgespoeld. Hoe breder de korrelverdeling hoe groter de kans op interne instabiliteit.

- * **De waterdoorlatendheid**

De onderlinge verhouding in korrelgrootte van het filtermateriaal in de verschillende filterlagen dient zodanig te zijn dat de waterafvoer mogelijk is teneinde drukopbouw in het filter te voorkomen.

Daarnaast worden veelal eisen ten aanzien van de samenstelling (korrelverdeling) van het filtermateriaal gesteld. Voor wat betreft de in Nederland toegepaste standaardsorteringen dient de korrelverdeling van het filtermateriaal binnen vastgestelde grenzen aan de normen van NEN 5180 [8.1] te voldoen.

8.3 Typen filters

In het filterontwerp zijn de volgende typen filters te onderscheiden:

- * geometrisch dichte filters
- * geometrisch open filters
- * zakkings(transport)filters.

Geometrisch dichte filters zijn filterconstructies, waarbij het transport van basismateriaal door openingen in het filtermateriaal, ongeacht de grootte en de richting van de hydraulische belasting, onmogelijk is. De korrels van het basismateriaal worden eenvoudigweg geometrisch gehinderd door het filtermateriaal. De ervaring met dit type filterconstructie is over het algemeen gezien groot en het toepassingsgebied is breed.

Geometrisch open (stabiele) filters zijn filters, waarbij geen transport van basismateriaal door de openingen in het filtermateriaal optreedt, omdat de hydraulische belasting kleiner is dan de kritieke hydraulische belasting. De hydraulische belasting op de korrels van het basismateriaal is te gering om deze door het filtermateriaal te transporteren. Het transport van basismateriaal door de openingen in het filter is echter geometrisch gezien wel mogelijk. De ervaring met dit type filter is klein en bijna alleen in Nederland aanwezig. Het toepassingsgebied van dit type filter is groot, indien de hydraulische belastingen bekend zijn.

Zakkingsfilters zijn filters, waarbij transport van basismateriaal door de openingen in het filtermateriaal afhankelijk van de grootte van de hydraulische belasting optreedt. De korrels van het basismateriaal worden alleen door het filtermateriaal getransporteerd als de kritieke hydraulische belasting wordt overschreden. In dit geval dient het transport van basismateriaal door het filter beperkt te blijven, zodat de constructie zijn functies kan blijven vervullen. Zakkingsfilters staan ook wel bekend als geometrisch open instabiele filterconstructies. De ervaring met dit type filter is erg klein en daarom wordt dit type nog nauwelijks toegepast. Zakkingsfilters worden bijvoorbeeld toegepast in "falling aprons" aan de rand van bodembeschermingen. Het zakkingsfilter blijkt uitermate geschikt om in een pro-

babilistisch filterontwerp toe te passen. Het transport van een geringe hoeveelheid basis-materiaal in de tijd is toelaatbaar, zolang de van te voren toegekende faalkanseis maar niet wordt overschreden. Voor nadere algemene informatie wordt verwezen naar [8.2].

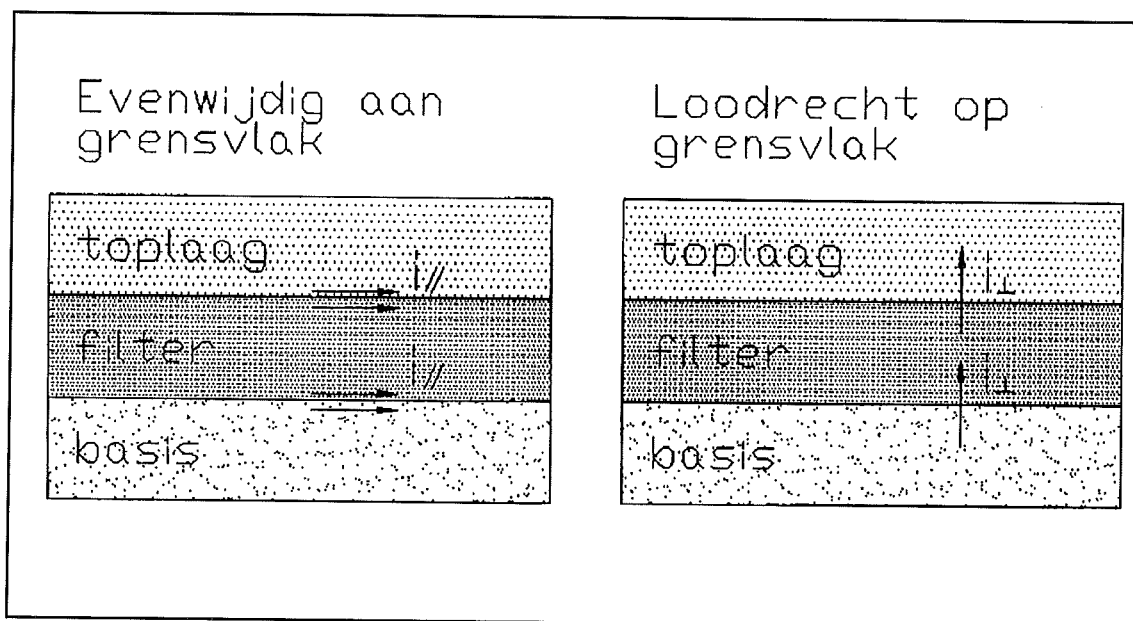
8.4 Ontwerpmethodiek

De functie van een bodemverdediging benedenstrooms van een uitstroomconstructie is primair het beschermen van de ondergrond tegen erosie door stroming. Een ontwerper zal doorgaans een zo goedkoop mogelijke constructie met een zo hoog mogelijke betrouwbaarheid willen verwezenlijken. Dit is echter in veel gevallen een tegenstrijdige wens, omdat een goedkope bodemverdediging met zo min mogelijk filterlagen, nogal eens minder betrouwbaar is dan een bodemverdediging bestaande uit meerdere filterlagen. In de volgorde van geometrisch dicht via geometrisch open naar zakkingsfilters nemen de totale kosten per eenheid van oppervlak af. De betrouwbaarheid van het filter neemt in genoemde volgorde eveneens af. De keuze van het type toe te passen filter wordt daarom voornamelijk bepaald door de afweging van betrouwbaarheid tegen kosten. Veelal zal op basis van het programma van eisen, het totale kostenplaatje, de mate van betrouwbaarheid en de uitvoeringstechnische aspecten een keuze van het type toe te passen filter worden gemaakt. Het algemene ontwerpproces ziet er globaal als volgt uit:

- * Bepaal op grond van het programma van eisen, de totale kosten, de mate van betrouwbaarheid en de uitvoeringstechnische aspecten het type toe te passen filter.
- * Bepaal, afhankelijk van het gekozen type filter, voor ieder vak van de toplaag het verloop van de hydraulische belasting op de onderliggende filterlagen als functie van de afstand tot de constructie. Voor geometrisch dichte filters is deze stap niet nodig.
- * Bepaal of de toplaag direct op de basislaag voldoet aan de gestelde ontwerpregels; d.w.z. vergelijk de aanwezige en kritieke diameterverhouding van toplaag en basislaag.
- * Voldoet de toplaag niet kies dan, afhankelijk van de grootte van het vak, één of meerdere standaard filtersortering en ga na of deze voldoen aan de ontwerpregels.
- * Herhaal dit ontwerpproces iteratief totdat een zo optimaal mogelijk filter is verkregen.

8.5 Hydraulische belastingen

Ten behoeve van het ontwerp van geometrisch open filters en zakkingsfilters dient de hydraulische belasting (verhang) op het filter benedenstrooms van de uitstroomconstructie bekend te zijn. Hierbij wordt onderscheid gemaakt in de hydraulische belasting loodrecht op en evenwijdig aan het grensvlak van de opeenvolgende filterlagen (figuur 8.1).



Figuur 8.1 Hydraulische belasting loodrecht op en evenwijdig aan grensvlak

In gesloten situatie van de uitstroomconstructie is de hydraulische belasting (verhang) op het filter onder de toplaag van de bodemverdediging overwegend loodrecht op het grensvlak van toplaag en filterlaag gericht. In dit geval is het verhang eenvoudig met een potentiaalmodel, zoals MSEEP, te berekenen.

In open danwel sluitende situatie is de hydraulische belasting op het filter voornamelijk evenwijdig aan het grensvlak van toplaag en filterlaag gericht. Met behulp van de straaltheorie en een Chézy-achtige benadering is een indicatie van het verhang te verkrijgen.

De vertaling van gemiddelde snelheden en turbulentie-intensiteiten in de open waterloop naar gemiddelde snelheden danwel drukverhangen in het filter blijkt in de praktijk een probleem te zijn. Vooral in het geval van niet uniforme stroming zoals benedenstrooms van uitstroomconstructies is de vertaalslag een probleem. In het kader van het nog door de Dienst Weg- en Waterbouwkunde uit te voeren filteronderzoek wordt daarom een rekenmethodiek voor dit soort situaties ontwikkeld, zodat de gewenste hydraulische belastingen in de toekomst snel kunnen worden berekend. In deze handleiding wordt daarom voorlopig volstaan met een overzicht van de tot nu toe bestaande, nog niet volledige, kennis.

Volgens Huijsstee en Verheij [8.3] wordt de maximale hydraulische belasting (verhang) op het filter voor stationair uniforme stroming evenwijdig aan het grensvlak beschreven door:

$$i_{\text{I max}} = C_0 \cdot i_{\text{I}} \quad (8.1)$$

$$C_0 = 1 + 0.5\beta r_0^2 \frac{C^2}{g} \quad (8.2)$$

$$C_0 = 1 + 25\beta r_0^2 \left(\frac{R}{D_{150}}\right)^{0.33} \quad (8.3)$$

- i_{I} = Gemiddelde langsverhang volgens Chézy: $i_{\text{I}} = U^2/(RC^2)$ [-]
- β = Empirische coëfficiënt; $\beta = 3$, (grenzen 0.6 à 6) [-]
- r_0 = Relatieve turbulentie-intensiteit; $r = 0.1$ à 0.3 [-]
- U = De over de waterdiepte gemiddelde stroomsnelheid [m/s]
- C = Chézy coëfficiënt volgens Manning Strickler [$\text{m}^{0.5}/\text{s}$]
- R = Hydraulische straal (waterdiepte) van de waterloop [m]
- C_0 = Verhouding tussen maximale en gemiddelde langsverhang [-]

Beide relaties voor C_0 mogen worden gebruikt. In deze relaties is echter geen rekening gehouden met de uitdamping van de turbulentie in het onderliggende filtermateriaal. Voor dikke filterpakketten gaat C_0 uiteindelijk naar 1. Nadere onderzoek is uitgezet om hierover meer duidelijkheid te geven.

Het gebruik van vergelijking (8.1) is in feite een veilige bovengrens benadering voor de werkelijke hyddraulische belasting op het filter.

Vanwege het geringe aantal experimenten op basis waarvan bovenstaande formules zijn gevalideerd, is enige voorzichtigheid ten aanzien van het gebruik ervan geboden.

Voor niet uniforme stroming, zoals deze voorkomt achter uitstroomconstructies, mogen bovenstaande ontwerprelaties strikt genomen niet worden gebruikt. Desalniettemin worden ze toch gehanteerd om een indicatie van de hydraulische belasting op het filter te verkrijgen. De gemiddelde stroomsnelheid U en de hydraulische straal R dienen hierbij op de stroomvoerende hoogte te worden betrokken (zie Hoofdstuk 6).

De omrekening van een gemiddeld verhang naar een snelheid v_f in het filter geschiedt met behulp de doorlatendheidsrelatie van Forchheimer. In deze relatie wordt zowel het laminaire als het turbulente gedeelte van de stroming in het filter meegenomen.

$$i = av_f + bv_f^2 \quad (8.4)$$

$$a = c_0 v_w \frac{(1-n_f)^2}{n_f^3 g D_{f15}^2} \quad (8.5)$$

$$b = \frac{c_7}{n_f^2 g D_{f15}} \quad (8.6)$$

- c_0 = Coëfficiënt in de lineaire term; $c_0 \approx 160$ [-]
- c_7 = Coëfficiënt in de kwadratische term; $c_7 \approx 2,2$ [-]
- i = Gemiddelde verhang in het filter [-]
- v_f = Snelheid van het water in het filter [m/s]
- n_f = Poriëngehalte van het filtermateriaal [-]
- v_w = Kinematische viscositeit van het water [m²/s];
($1.0 \cdot 10^{-6}$ m²/s bij 20°C en $1.3 \cdot 10^{-6}$ m²/s bij 10°C)

8.6 Grensvlakstabiliteit

Benedenstrooms van de beschouwde uitstroomconstructies is de hydraulische belasting (verhang) op de toplaag en filterlagen hoofdzakelijk evenwijdig aan het grensvlak van de filterlagen. Alleen in gesloten toestand (verval) is stroming loodrecht op het grensvlak of een combinatie van stroming loodrecht op en evenwijdig aan het grensvlak in de filterconstructie te verwachten. De voor de verschillende filtertypen hieronder beschreven filterregels zijn derhalve voornamelijk gericht op de grensvlakstabiliteit (sterkte) van filterconstructies voor stroming evenwijdig aan het grensvlak van de filterlagen. De overige filtercriteria worden zijdelings meegenomen. Voor nadere informatie wordt verwezen naar [8.2]

8.6.1 Geometrisch dichte filters

Voor zowel stroming evenwijdig aan als loodrecht op het grensvlak zijn in het verleden vele geometrisch dichte ontwerpcriteria afgeleid. De geometrisch dichte filtercriteria van Terzaghi, Kenney en recentelijk die van Thanikachalam en Sakthivadivel genieten grote bekendheid. De filterregels van Thanikachalam en Sakthivadivel blijken overigens alleen geldig te zijn voor erg breed gegradeerd filtermateriaal. Voor smal gegradeerd filtermateriaal, zoals in Nederland veel wordt toegepast, wordt het gebruik van deze filtercriteria ontraden [8.2].

Voor geometrisch dichte filters is de volgende fundamentele filterregel (Terzaghi) afgeleid:

$$\frac{D_{f15}}{D_{b85}} \leq 4 \text{ à } 5 \quad (8.7)$$

D_{fm} = Korreldiameter van het granulaire materiaal van de filterlaag die door $m\%$ van het materiaal op basis van gewicht wordt onderschreden [m]

D_{bm} = Korreldiameter van het granulaire materiaal van de basislaag die door $m\%$ van het materiaal op basis van gewicht wordt onderschreden [m]

Door diverse onderzoekers (Karpoff, Istomina, Bertram, David en Koff, Sherard en Kenney) zijn vergelijkbare filtercriteria afgeleid, die globaal op het volgende neerkomen:

$$\frac{D_{f50}}{D_{b50}} \leq 6 \text{ à } 10 \quad (8.8)$$

In het kader van de Oosterschelde Stormvloedkering is door de Graauw et al. [8.4] een geometrisch dicht filtercriterium afgeleid, waarin de invloed van het poriëngehalte van het filtermateriaal n_f is verwerkt.

$$\frac{n_f D_{f15}}{D_{b50}} \leq 1.8 \quad (8.9)$$

Bovenstaande filtercriteria zijn geldig voor uniform en zwak gegradeerd basis- en filtermateriaal met een uniformiteitscoëfficiënt C_u (D_{60}/D_{10}) kleiner dan 6. In de ontwerppraktijk zijn deze filtercriteria nagenoeg identiek. Voor sterk gegradeerd filtermateriaal zijn zij aan de veilige kant.

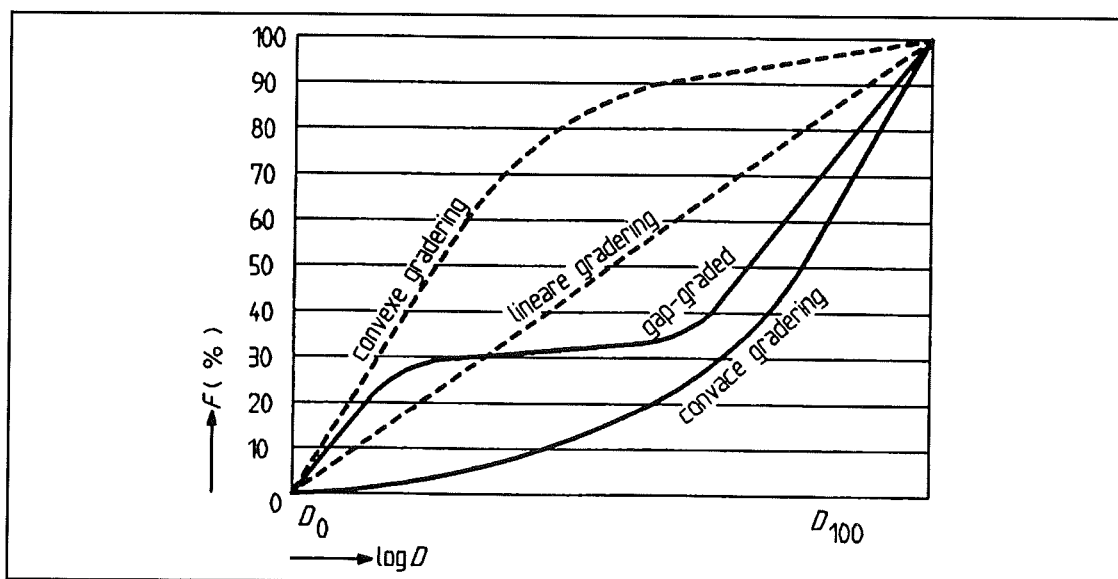
De invloed van de gradatie van het filtermateriaal is echter gering. De toepassing van sterk gegradeerd filtermateriaal levert vanwege ontmenging vaak problemen in de uitvoering op. De invloed van de gradatie van het basismateriaal is daarentegen groter. Voor sterk gegradeerd basismateriaal met een uniformiteitscoëfficiënt C_u groter dan 6 zijn bovenstaande vergelijkingen onvoldoende veilig. In dat geval gelden afhankelijk van het type zeefkromme de volgende filtercriteria (zie figuur 8.2):

* lineaire zeefkromme : $D_{f15}/D_{b50} \leq 5$

* gap graded : $D_{f15}/D_{b85} \leq 5$

* concave zeefkromme : $D_{f15}/D_{b30} \leq 5$

De gap graded zeefkromme heeft ergens midden in de zeefkromme een horizontaal gedeelte. Het gaat hierbij in feite om een mengsel van een fijn materiaal met een grof materiaal. In bovenstaande filtercriterium wordt nu de D_{b85} van de fijne fractie van het mengsel genomen. Dit komt in de praktijk neer op de D_{b35} van het totale filtermengsel. Voor meer informatie wordt verwezen naar de betreffende literatuur [8.2].



Figuur 8.2 Typen zeefkrommen

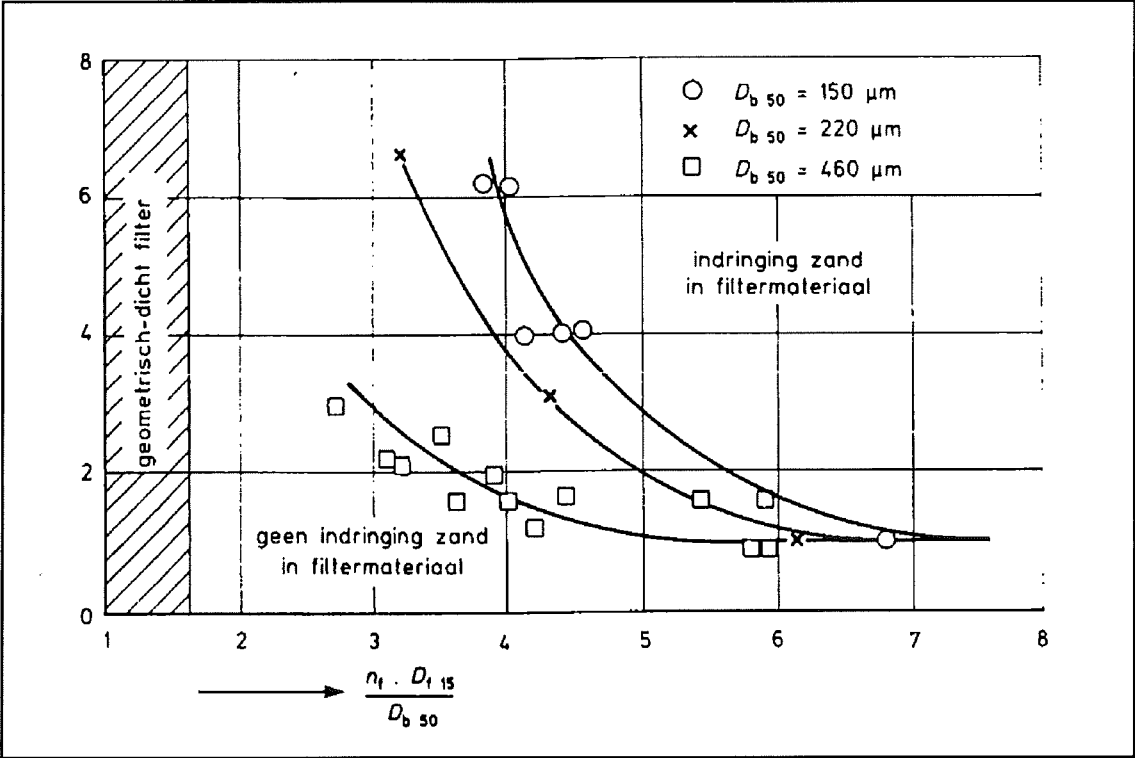
Door Thanikachalam en Sakthivadivel zijn drie filtercriteria gepresenteerd, die rekening houden met de invloed van de korrelverdeling van het filtermateriaal [8.5]. Het gebruik van alle drie de filtercriteria tegelijk is onjuist en wordt ontraden [8.2]. Voor gegradeerd filtermateriaal kan eventueel één van de onderstaande filtercriteria van Thanikachalam en Sakthivadivel worden gebruikt:

$$\frac{D_{f10}}{D_{b60}} \leq 2.5 + \frac{5.0}{\frac{D_{b60}}{D_{b10}}} \quad (8.10)$$

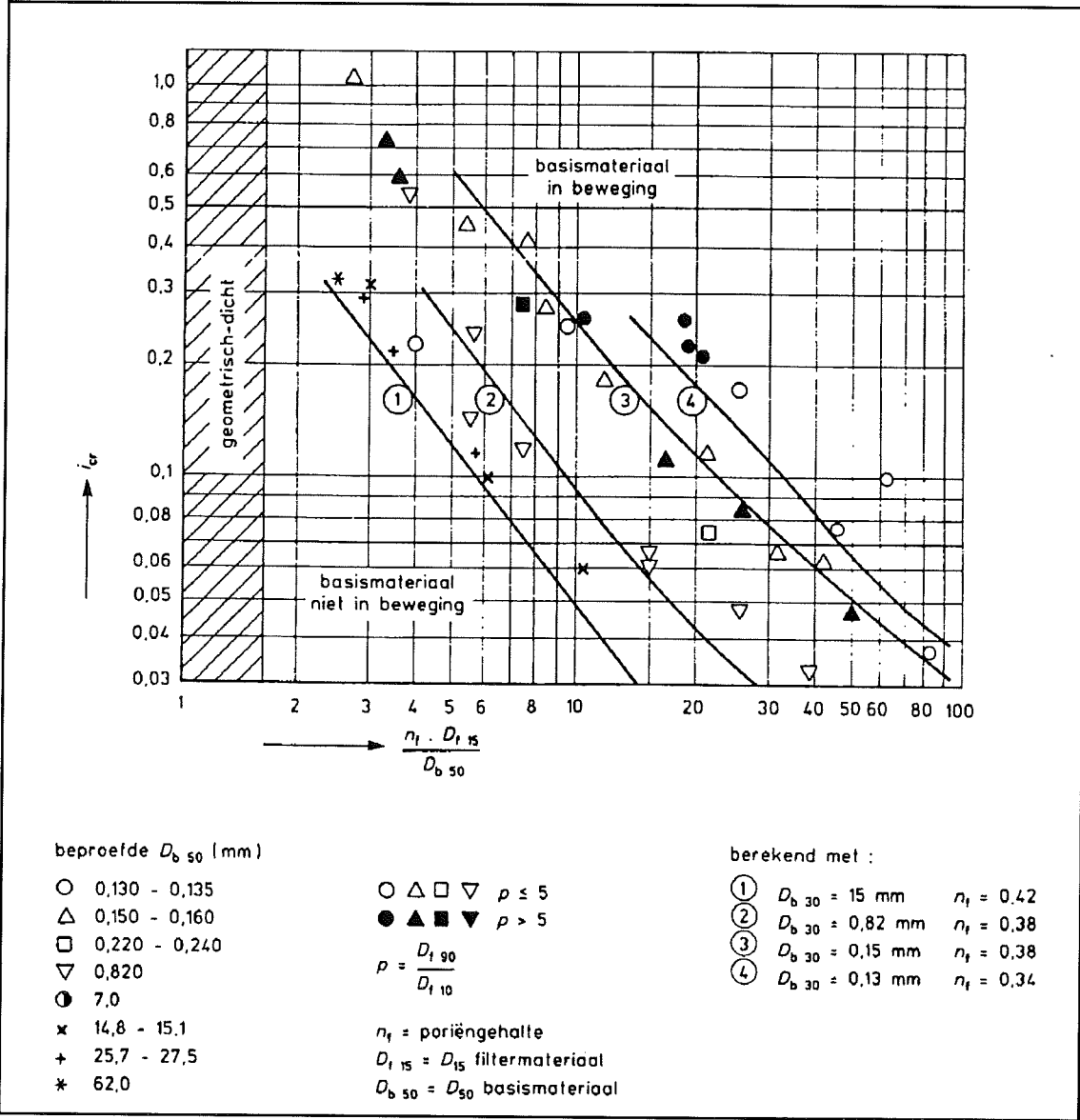
$$\frac{D_{f50}}{D_{b50}} \leq 8.0 + 2.4 \frac{D_{f60}}{D_{f10}} \quad (8.11)$$

8.6.2 Geometrisch open filters

De verhouding van de korreldiameters van de opeenvolgende filterlagen is voor geometrisch open filters meestal veel groter dan die voor geometrisch dichte filters. Bij lage filtersnelheden (relatief grote verhangen) nadert de verhouding van korreldiameters tot de verhouding die voor geometrisch dichte filters van toepassing is. Voor zowel stationaire stroming evenwijdig aan als loodrecht op het grensvlak zijn door de Graauw et al. [8.4] in het kader van de Oosterschelde Stormvloedkering ontwerpcriteria voor geometrisch open filters geformuleerd. Deze in onderstaande figuren gepresenteerde filtercriteria zijn afhankelijk van het kritieke verhang, de korreldiameter D_{b50} van het basismateriaal en het poriëngehalte n_f van het bovenliggende filtermateriaal.



Figuur 8.3 Kritiek verhang bij stationaire stroming loodrecht op grensvlak



Figuur 8.4 Kritiek verhang bij stationaire stroming evenwijdig aan grensvlak

Voor stationaire stroming evenwijdig aan het grensvlak is door Klein Breteler [8.6] in het kader van het steenzettingenonderzoek op basis van de open water analogie een relatie voor de kritieke filtersnelheid van het basismateriaal ($0.1 \text{ mm} < D_{b50} < 10 \text{ mm}$) afgeleid.

$$v_{fcr} = \left[\frac{n_f}{c} \left(\frac{D_{f15}}{v_w} \right)^m (\psi_b \Delta_b g D_{b50})^{0.5} \right]^{\frac{1}{(1-m)}}$$

(8.12)

- v_{fcr}

=

Kritieke filtersnelheid [m/s]
- n_f

=

Poriëngehalte van het filtermateriaal [-]
- c

=

Empirische coëfficiënt ($e = c \cdot Re^m$) [-]
- v_w

=

Kinematische viscositeit van water [m²/s]
- ψ_b

=

Shields-parameter voor het basismateriaal [-]
- Δ_b

=

Relatieve dichtheid van het basismateriaal [-]
- g

=

Versnelling van de zwaartekracht [m/s²]
- m

=

Machtscoëfficiënt volgens onderstaande tabel [-]
- e

=

Verhouding van schuifspannings- en poriënsnelheid [-]
- Re

=

Reynoldsgetal betrokken op de D_{f15} van het filtermateriaal [-]

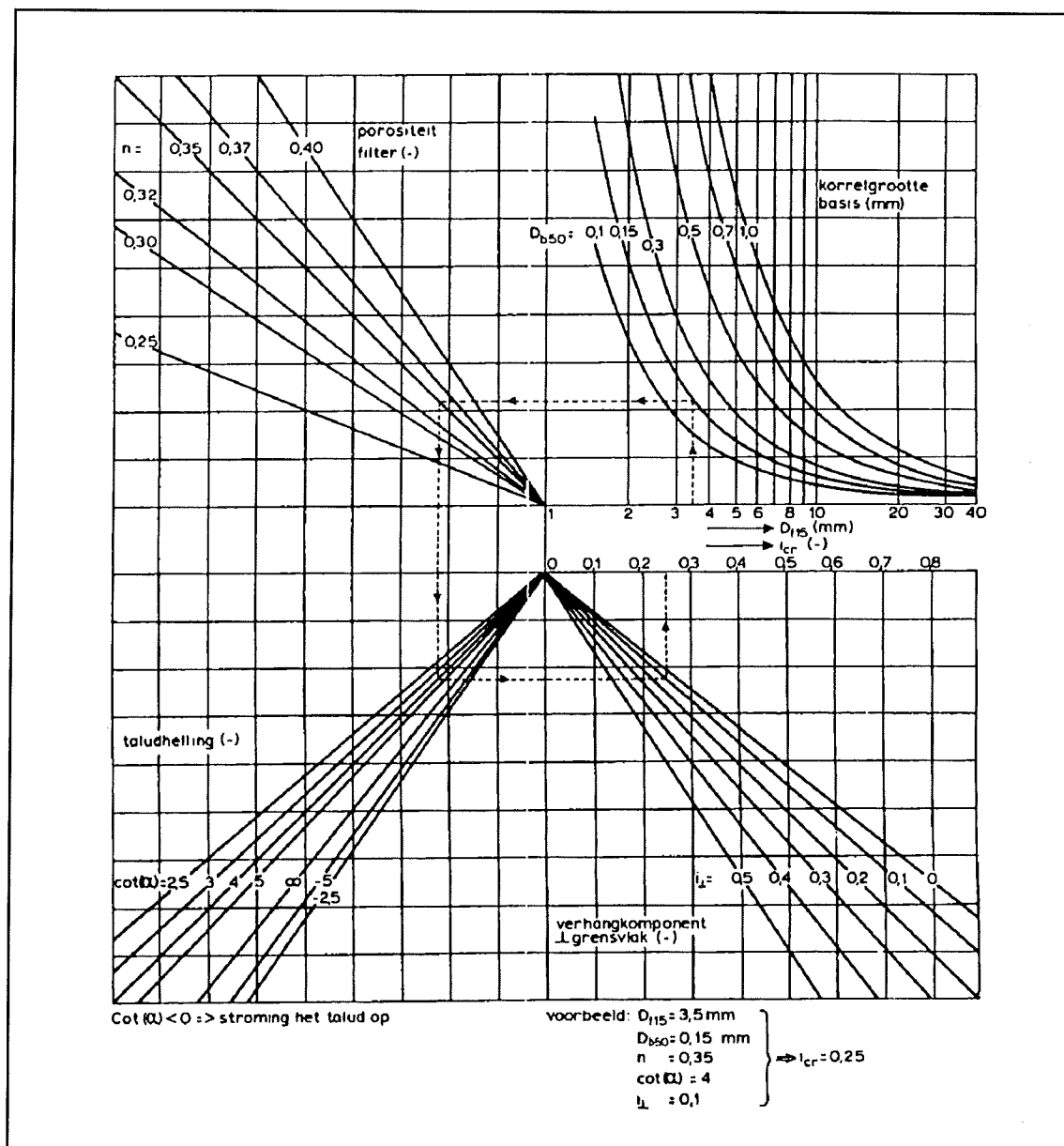
De waarden van de parameters c , ψ_b en m zijn afhankelijk van de waarde van de diameter D_{b50} van het onderliggende (basis)materiaal. Deze zijn in onderstaande tabel vermeld.

D_{b50} [mm]	c [-]	m [-]	ψ_b [-]
0.1	1.18	0.25	0.110
0.15	0.78	0.20	0.073
0.2	0.71	0.18	0.055
0.3	0.56	0.15	0.044
0.4	0.45	0.11	0.038
0.5	0.35	0.07	0.036
0.6	0.29	0.04	0.034
0.7	0.22	0	0.034
0.8	0.22	0	0.034
1.0	0.22	0	0.035
2.0	0.23	0	0.043
5.0	0.24	0	0.057
10.0	0.25	0	0.061

Tabel 8.1 Waarden van c , m en ψ_b als functie van diameter basismateriaal D_{b50}

In principe beschrijft de relatie van Klein Breteler na omrekening niets anders dan datgene wat in figuur 8.4 is gepresenteerd.

Voor stroming langs een hellend grensvlak en voor stroming met een component loodrecht op het grensvlak heeft Klein Breteler correctiefactoren gebruikt. Een en ander heeft uiteindelijk geresulteerd in de volgende praktische ontwerpgrafiek. Voor nadere informatie wordt verwezen naar de betreffende literatuur in [8.2] en [8.6].



Figuur 8.5 Kritiek verhang bij stationaire stroming evenwijdig aan grensvlak

Een speciaal geval is het recentelijk door de CUR onderzoeksc commissie C54 ontwikkelde "Bakker/Konter" filtercriterium [8.2] [8.3]. Dit filtercriterium beschrijft de gelijktijdige instabiliteit van de toplaag en het onderliggende basis- of filtermateriaal voor stroming evenwijdig aan het grensvlak bij gegeven hydraulische belasting. De ontwerpregel is gebaseerd op de filosofie dat een filter onder een toplaag niet sterker, maar zeker ook niet zwakker, dan de toplaag zelf hoeft te zijn. De ontwerpregel veronderstelt dan ook een gelijktijdige instabiliteit van de toplaag en de basis- of filterlaag en wordt voor stationaire uniforme stroming evenwijdig aan het grensvlak van toplaag en filterlaag beschreven door:

$$\frac{D_{t15}}{D_{t50}} = \frac{1}{F} \cdot \frac{2.2}{e^2 C_0} \cdot \frac{\psi_t \Delta_t}{\psi_t \Delta_t} \cdot \frac{R}{D_{t50}} \quad (8.13)$$

Voor het grensvlak filterlaag en basislaag dienen de parameters betrokken te worden op de filterlaag en basislaag.

Voor C_0 , ψ_t en ψ_f wordt naar voorgaande paragrafen verwezen.

Het Bakker/Konter filtercriterium is eigenlijk reeds anders dan een integratie van de stabiliteitsrelatie van Shields en de filterrelatie van Klein Breteler.

Vanwege het geringe aantal experimenten op basis waarvan bovenstaande relatie is gevalideerd wordt een veiligheidscoëfficiënt F ter grootte van 2 aan-bevolen. Voor granulair filtermateriaal groter dan 0.15 mm wordt voor de parameter e een waarde van 0.24 aangehouden. Voor gangbare filtermaterialen in de Nederlandse Waterbouw kunnen bovenstaande ontwerpregels voor grensvlak van toplaag en filterlaag vereenvoudigd worden tot ($F = 2$, $e = 0.24$):

$$\frac{D_{t15}}{D_{t50}} = \frac{19}{C_0} \cdot \frac{R}{D_{t50}} \quad \text{voor } D_{t50} > 5 \text{ mm} \quad (8.14)$$

$$\frac{D_{t15}}{D_{t50}} = \frac{9.5}{C_0} \cdot \frac{R}{D_{t50}} \quad \text{voor } 0.15 \text{ mm} < D_{t50} < 5 \text{ mm} \quad (8.15)$$

Zakkings(transport) filters

Alleen voor stationaire stroming evenwijdig aan het grensvlak is een model beschikbaar om het transport van materiaal evenwijdig aan het grensvlak te berekenen. Voor stroming loodrecht op het grensvlak is het vooralsnog niet mogelijk om het transport van filtermateriaal te berekenen. Het transportmodel van den Adel [8.7] beschrijft het horizontale transport van basis- of filtermateriaal evenwijdig aan het grensvlak van basis- en filterlaag, indien het kritieke verhang danwel de kritieke filtersnelheid wordt overschreden. Bij het ontwerpen van een zakkings- of transportfilter spelen de volgende drie factoren een belangrijke rol:

- 1) de grootte van de transportgradiënt
- 2) de totale belastingduur van het filter
- 3) de maximaal toelaatbare zakking van het filter.

Gezien de gecompliceerde structuur van het transportmodel en de geringe ervaring hiermee wordt voor toepassing van dit model verwezen naar de Dienst Weg- en Waterbouwkunde.

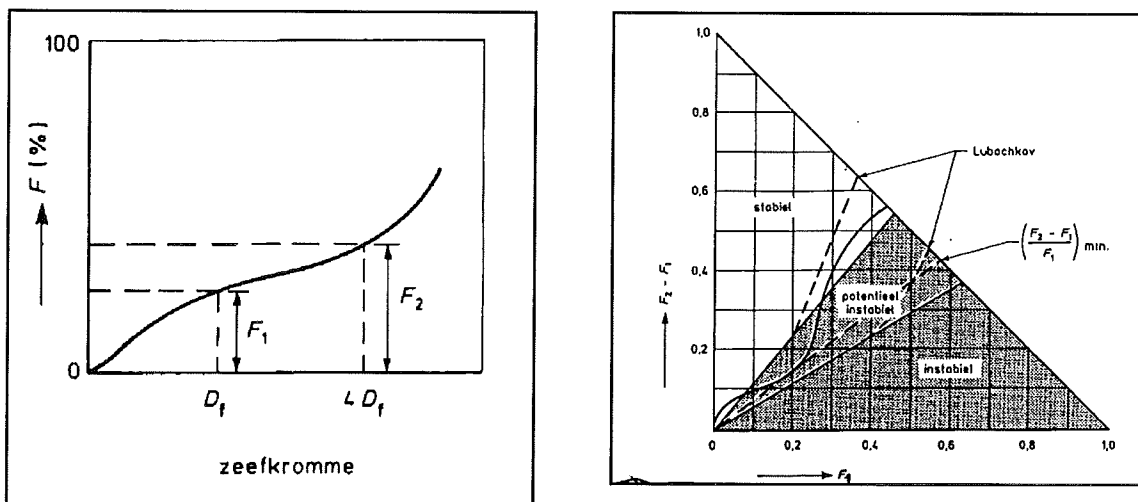
8.7 Interne stabiliteit

8.7.1 Geometrisch dichte filters

Door Kenney en Lau [8.8] is een grafisch georiënteerde methode ter beoordeling van de interne stabiliteit van een filterlaag opgesteld. De interne stabiliteit wordt in deze methode op basis van het korrelverdelingsdiagram uit onderstaande figuur bepaald. Het korrelverdelingsdiagram wordt hiertoe onderverdeeld in stukken, die worden begrensd door de korreldiameters D en $4D$. De fractie van de massa kleiner dan een zekere korreldiameter D wordt F_1 genoemd, terwijl de fractie die tussen D en $4D$ ligt ($F_2 - F_1$) wordt genoemd (F_2 is dus de fractie kleiner dan $4D$). Op basis van de voor iedere korreldiameter D bepaalde waarde van F_1 en $(F_2 - F_1)$ wordt vervolgens met behulp van het diagram in onderstaande figuur de interne stabiliteit van de filterlaag beoordeeld. Het ontwerpdiagram is overigens afgeleid voor verticale stroming in de richting van de zwaartekracht. Toetsing van filtermateriaal op interne stabiliteit is echter alleen vereist voor sterk gegradeerd materiaal met een uniformiteitscoëfficiënt C_u (D_{60}/D_{10}) groter dan 6.

In figuur 8.6 kunnen de volgende gebieden worden onderscheiden:

- $[(F_2 - F_1)/F_1]_{\min} \leq 0.6$: intern instabiel, ongeacht belasting
- $0.6 \leq [(F_2 - F_1)/F_1]_{\min} \leq 1.3$: intern stabiel, afhankelijk van belasting
- $[(F_2 - F_1)/F_1]_{\min} \geq 1.3$: intern stabiel, ongeacht belasting



Figuur 8.6 Ontwerpdigram interne stabiliteit filter volgens Kenney en Lau

Volgens Kenney en Lau mag een filterlaag als geometrisch dicht en intern stabiel worden beschouwd indien voor de fijnste 20 % van het filtermateriaal ($F_1 < 20\%$) geldt:

$$\left(\frac{F_2 - F_1}{F_1}\right)_{\min} > 1.3 \quad (8.16)$$

Op basis van bovenstaande ontwerpdiagram is recentelijk een meer praktisch bruikbare ontwerpregel voor de toetsing van de interne stabiliteit afgeleid:

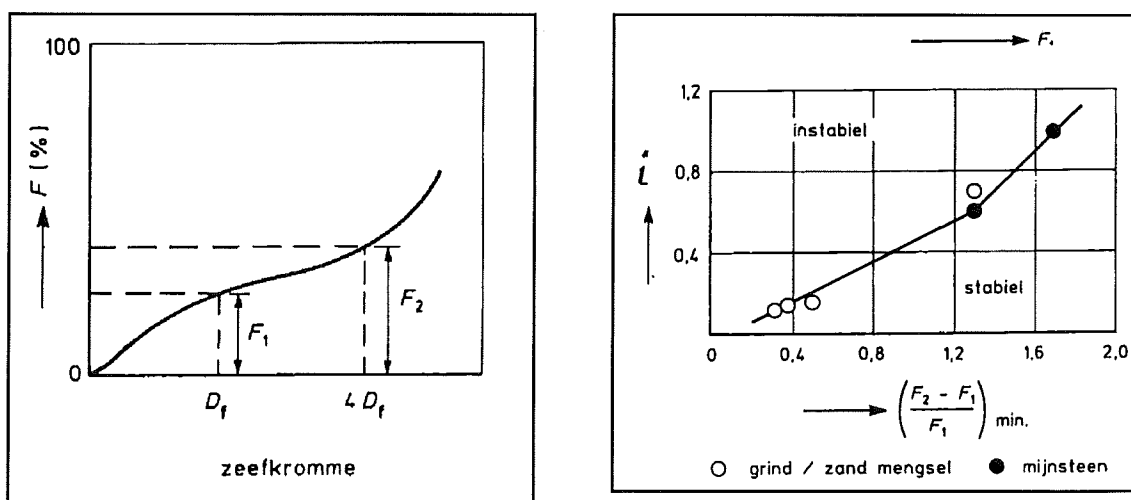
$$\begin{aligned} D_{10} &< 4D_5 \\ D_{20} &< 4D_{10} \\ D_{30} &< 4D_{15} \\ D_{40} &< 4D_{20} \end{aligned} \quad (8.17)$$

8.7.2 Geometrisch open filters

Door Klein Breteler en Den Adel [8.9] is uitgezocht in welke mate de interne stabiliteit van het filtermateriaal door het verhang in het filter wordt beïnvloed. Zij vonden de volgende relatie tussen het kritieke verhang i_{cr} en de minimale verhouding $[(F_2 - F_1)/F_1]_{\min}$:

$$i_{cr} = 0.5 \left(\frac{F_2 - F_1}{F_1}\right)_{\min} \quad (8.18)$$

Deze ontwerp relatie, weergegeven in figuur 8.7, is afgeleid voor horizontaal, loodrecht op de zwaartekracht, gerichte stroming en is geldig voor filtermateriaal met een gradatie D_{90}/D_{10} groter dan 15.



Figuur 8.7 Interne stabiliteit als functie van i en $\{(F_2 - F_1)/F_1\}_{\min}$

8.7.3 Zakkings(transport) filters

Voor zakkingsfilters bestaan nog geen rekenmodellen waarmee het transport door interne instabiliteit kan worden beschreven.

8.8 Waterdoorlatendheid

Voor zowel de geometrisch dichte, geometrisch open als zakkingsfilters dient de waterdoorlatendheid zodanig te zijn dat overdrukken in het filter worden vermeden. Voor alle beschreven filtertypen wordt de waterdoorlatendheid voldoende gewaarborgd indien:

$$\frac{D_{f15}}{D_{b15}} > 4 \text{ à } 5 \quad (8.19)$$

8.9 Toekomstige ontwikkelingen

Zoals in het voorgaande gebleken is, komen bij het ontwerpen van filterconstructie nog steeds problemen naar voren, die een goede implementatie van de nieuwe ontwerpregels tegenwerken. Het in de toekomst nog uit te voeren onderzoek zal derhalve voornamelijk gericht zijn op implementatie en verbetering van de bestaande criteria en ontwerpmethodieken. Derhalve zullen de volgende "witte vlekken" ter hand worden genomen:

De vertaling van gemiddelde snelheden en turbulentie-intensiteiten in de open waterloop naar gemiddelde snelheden danwel drukverhangen in het filter voor niet-uniforme stationaire stroming achter diverse uitstroomconstructies. Er wordt een rekenmethodiek ontwikkeld, zodat de gewenste hydraulische belastingen snel kunnen worden berekend.

Verbetering van de door de CUR C54 onderzoekscommissie ontwikkelde "Bakker-Konter" filterregel. Tot op heden moet in deze filterregel met een veiligheidcoëfficiënt van 2 worden gerekend. Er zal getracht worden de modelvorming inzake de uitdemping van het turbulente drukverloop in het granulaire filtermateriaal te verbeteren. Eventueel worden aanvullende experimenten uitgevoerd om de betrouwbaarheid van het filtercriterium te vergroten. Er zal tevens worden nagegaan hoe de filterregel kan worden verbeterd ten aanzien van meerlaagssystemen.

In de praktijk blijkt onduidelijkheid te bestaan hoe bij de toepassing van de ontwerpregels omgegaan dient te worden met de zeefbanden van de filtersortering. Een ontwerpfilosofie hierover is gewensd.

Als laatste zal onderzoek naar de geldigheid van de filtercriteria van Thanikachalam en Sakthivadivel worden uitgevoerd. Tot op heden treden bij de toepassing van deze filtercriteria problemen op, omdat deze alleen geldig zijn voor breed gegradeerd filtermateriaal. Dit maakt deze filtercriteria voor smal gegradeerd filtermateriaal erg onbetrouwbaar.

8.10 Referenties

- [8.1] Breuksteen; 1990
Ontwerpnorm NEN 5180 - Termen, definities, eisen en keuring
Nederlands Normalisatie Instituut, Delft
- [8.2] Filters in de Waterbouw; 1993
CUR rapport 161, Gouda
- [8.3] J.J.A. van Huijsstee, H.J. Verheij; 1991
Verruiming ontwerpregels voor filters in bodemverdedigingen - Gelijktijdige instabiliteit van toplaag en basislaag, verslag Q572
Waterloopkundig Laboratorium, Delft
- [8.4] A. de Graauw, T. van der Meulen, M. van der Does de Bye; 1983
Design criteria for granular filters
Delft Hydraulics, Publication no. 287, 1983
- [8.5] K.J. Bakker, H. den Adel; 1989
Ontwerpregels voor granulaire en geotextiele filters in oever- en dijkbekledingen
PAO cursus oever- en dijkbekledingen 1989
- [8.6] M. Klein Breteler; 1992
Taludbekledingen van gezette steen - Ontwerpregels voor het filter, M1795/H195
deel XXI
Waterloopkundig Laboratorium, Delft
- [8.7] H. den Adel; 1992
Transportmodel voor filters, parallelle stroming, verslag CO-325970/6 deel 1 t/m 3
Grondmechanica Delft
- [8.8] T.C. Kenney, D. Lau; 1985
Internal stability of granular filters
Canadian Geotechnical Journal 22 (1985), page 215-255
- [8.9] M. Klein Breteler, H. den Adel; 1988
Interne stabiliteit van granulaire filters bij stationaire stroming
Waterloopkundig Laboratorium, H502; Grondmechanica Delft, CO-287270/30

9 DRIE-DIMENSIONALE INVLOEDEN

H. Klatter

9.1 Inleiding

Zoals in de inleiding al gesteld is beperkt deze handleiding zich tot twee-dimensionale situaties; dus situaties die dwars op de stroomrichting als oneindig uitgestrekt zijn te beschouwen. In dit hoofdstuk wordt aangegeven wat de invloed van drie-dimensionale effecten is op de bruikbaarheid van de tweedimensionale benadering. Er wordt hierbij volstaat met een kwalitatieve beschouwing.

Om te begrijpen waar de twee-dimensionale benadering niet meer opgaat is het nodig een korte inventarisatie te geven van de belangrijkste drie-dimensionale effecten die kunnen optreden.

9.2 Randeffecten

Het zal duidelijk zijn dat de strikte twee-dimensionale benadering een schematisatie is die nooit werkelijk in de praktijk zal voorkomen. In praktijk zullen er altijd randeffecten zijn, daar waar de tweedimensionale situatie beëindigd wordt. In het "standaard" 2D geval zijn deze effecten beperkt en zijn de verschijnselen die daar optreden niet maatgevend voor de hoofdonderdelen van de constructie. Als voorbeeld kan gedacht worden aan een verticaal opgebouwde afsluitkade. Zo'n kade is met dam aanzetten aangesloten op de oevers. Bij deze aansluiting ontstaan stroomgradiënten en neren. Maatgevend voor het ontwerp van de bodemverdediging blijft in dit geval de hoofdstroom achter de sluitkade. Met de randeffecten wordt uiteraard wel rekening gehouden bij het vaststellen van de begrenzingen van de bodemverdediging.

9.3 Splitsen in grootschalige en lokale effecten

In bepaalde gevallen is het mogelijk om bij driedimensionale problemen een splitsing te maken tussen de gevolgen van de variatie in het horizontale vlak en in het verticale vlak. Dit laat zich wellicht het beste illustreren aan de hand van een praktijkvoorbeeld. Bij de bouwfasen van de Oosterscheldekering bleek er een groot verschil in stromingssituatie te zijn, tussen een situatie waarbij de dorpelbalken tussen de pijlers geplaatst zijn en die ervoor, waarbij alleen nog de breukstenen drempel grotendeels is aangebracht. De gevolgen voor de bodemverdediging werden in een schaalmodel bepaald. Nu bleek er bij het opstellen van de planning voor de dorpelbalk plaatsingen behoefte een groot aantal varianten te onderzoeken. Vaak werden nog varianten toegevoegd door bijstelling van de planning tijdens de plaatsingen. Het was daarom onmogelijk om al deze varianten in het schaalmodel te beproeven. Dit probleem is opgelost door apart het effect van een sectie met alleen drempels, een sectie met alleen dorpelbalken en de overgang van drempels naar dorpel te onderzoeken. Het effect op de bodemverdediging kon zo worden opgesplitst in lokale effecten en meer globale effecten. Zo bleek het aantal geplaatste dorpelbalken bij een vast verval over de kering een verwaarloosbare invloed te hebben op de vereiste zwaarte van de bodemverdediging; maatgevend was de lokale situatie; drempel, dorpel of front. Het aantal geplaatste dorpels had wel een grote invloed op het verval over de kering,

en via het verval weer op de benodigde zwaarte van de bodemverdediging [9.1] [9.2] [9.3].

Het splitsen van het ontwerp van een bodemverdediging in lokale quasi-tweedimensionale verschijnselen en globale stromingsverschijnselen is uitsluitend toelaatbaar als de onderlinge beïnvloeding van de lokale en globale stromingsverschijnselen te verwaarlozen is. Dit is in de regel het geval als de turbulentie beheerst wordt door gradiënten bepaald door het lokale stroombeeld. De gradiënten in het grootschalige stroombeeld moeten vergeleken hiermee een verwaarloosbare bijdrage aan de turbulentie hebben. Bij het gegeven voorbeeld van de Oosterscheldekering is de invloed van de grootschalige horizontale stromingsgradiënten gering, behalve ter plaatse van het dorpelfront. Deze frontsituatie is daarom tot een op zichzelf staande quasi-tweedimensionale situatie geschematiseerd.

Er zijn uiteraard ook vele situaties denkbaar, waar de splitsing in lokale en globale effecten niet mogelijk is. Een kwantitatieve richtlijn is hiervoor helaas niet te geven. Voorbeelden waar een volledige driedimensionale benadering noodzakelijk is zijn:

- * Het stroombeeld bij een zandsluiting. Hierbij zijn de hellingen van de sluitdam zo flauw dat de turbulentie evenzeer bepaald wordt door het grootschalige stroombeeld in het sluitgat.
- * De stormvloedkering in de Nieuwe Waterweg. Tijdens het sluiten van de deuren is er op een gegeven moment een combinatie van een verticale opening onder deuren met een horizontale opening tussen de deuren. Omdat de deuren ook nog een cirkelvorm hebben, ontstaat een vrij gecompliceerd driedimensionaal stroombeeld. Dit vereist een volledige driedimensionale benadering.

9.4 Referenties

- [9.1] J.C.M. Dijkzeul, G. Hartsuiker, H.E. Klatter, R.A.H. Thabet; juli 1989
Storm Surge Barrier Eastern Scheldt, Evaluation of water movement studies for design and construction of the barrier
WL-rapport Z88, RWS-nota PEGESS-N-89011
- [9.2] G.J. Akkerman; mei 1988
Stormvloedkering Oosterschelde, evaluatie onderzoek steenconstructies
WL-rapport Q606
- [9.3] J. Driegen; januari 1988
Stormvloedkering Oosterschelde, evaluatie ontgrondingsonderzoek
WL-rapport Q635

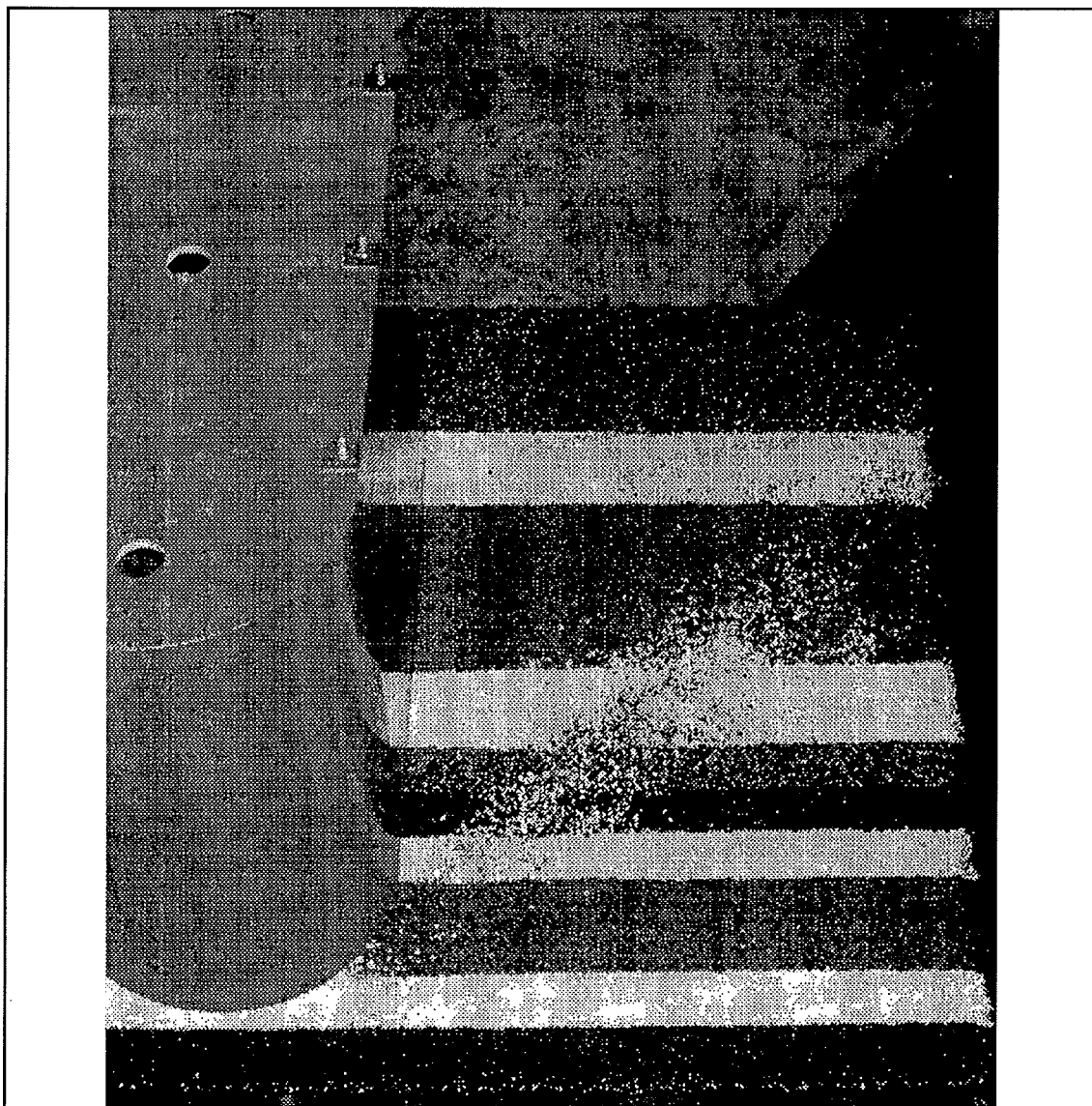


Foto 9.1 Schadebeeld bij bodemverdediging tgv drie-dimensionale stroombeeld

10 PROBABILISTISCH ONTWERP

M. Frijters

10.1 Inleiding

In dit hoofdstuk zal beschreven worden hoe een bodembescherming probabilistisch ontworpen kan worden.

Een bodemverdediging kan vaak onderverdeeld worden in de volgende gebieden:

- * Een gebied, waar na het falen van de toplaag vervolgschade zeker en momentaan optreedt en waar dan dus ook direct falen van de constructie optreedt.
- * Een gebied, waarin een zekere hoeveelheid schade, gevolgd door een beperkte ontgroning, toelaatbaar is. De kans dat een instabiliteit de constructie bereikt bepaalt welke schade en ontgroning toelaatbaar is.
- * Een onbeschermd gebied, waar ontgroningen mogen optreden, mits de stabiliteit van de constructie niet in gevaar gebracht wordt.

In dit hoofdstuk wordt uitgegaan van een ontwerp van de bodembescherming voor het eerste gebied.

Het voordeel van een probabilistisch ontwerp is meerledig:

- het biedt inzicht in de manier(en) waarop een systeem kan falen
- het geeft inzicht in de kans(en) op falen van dat systeem
- de foutenbomen die bij een probabilistisch ontwerp gebruikt worden functioneren als toegankelijk communicatiemiddel en als gereedschap bij besluitvorming
- het is mogelijk om deterministische veiligheidsfactoren te onderbouwen.

Daarnaast zijn er ook nadelen:

- de hoeveelheid rekenwerk is relatief groot, en de berekeningen zijn complex
- de resultaten zijn moeilijker interpreteerbaar (bijvoorbeeld wat maatgevend is).

10.2 Foutenboom

De eerste stap bij het probabilistisch ontwerp van een bodembescherming is het maken van een foutenboom. Een foutenboom is een schematische weergave van oorzaken die tot het falen van het systeem aanleiding kunnen geven [10.1]. De ongewenste gebeurtenis, het falen van het systeem, wordt de topgebeurtenis genoemd. Het doel van de foutenboom is de oorzaken die kunnen leiden tot de topgebeurtenis te identificeren. De foutenboom wordt dus van boven naar beneden toe gedetailleerd tot het niveau van de basisgebeurtenissen is bereikt.

Basisgebeurtenissen zijn enkelvoudige gebeurtenissen waarvan de kansen van optreden met voldoende nauwkeurigheid bekend zijn dan wel bepaald of geschat kunnen worden.

Na deze kwalitatieve fase bestaat de kwantitatieve fase uit twee delen:

- 1) De top-down benadering waarin de zogeheten taakstellende faalkansen vastgesteld worden. Deze faalkanstoedeling geschiedt op grond van de kosten van de mogelijke oorzaken die tot de ongewenste gebeurtenis leiden. Oorzaken die met veel kosten voorkomen moeten worden krijgen een groter gedeelte van de faalkans toebedeeld dan

oorzaken die met minder geld te voorkomen zijn. Impliciet zit hier dus een economische optimalisatie in.

- 2) De bottom-up benadering waarbij de werkelijke faalkansen van de basisgebeurtenissen naar boven toe doorgerekend worden.

Verder is het nodig om de functie(s) van de bodembescherming goed te definiëren. Hieruit kan dan bepaald worden wat onder het falen van de bodembescherming verstaan wordt. Deze gebeurtenis(sen) staat(n) in de foutenboom.

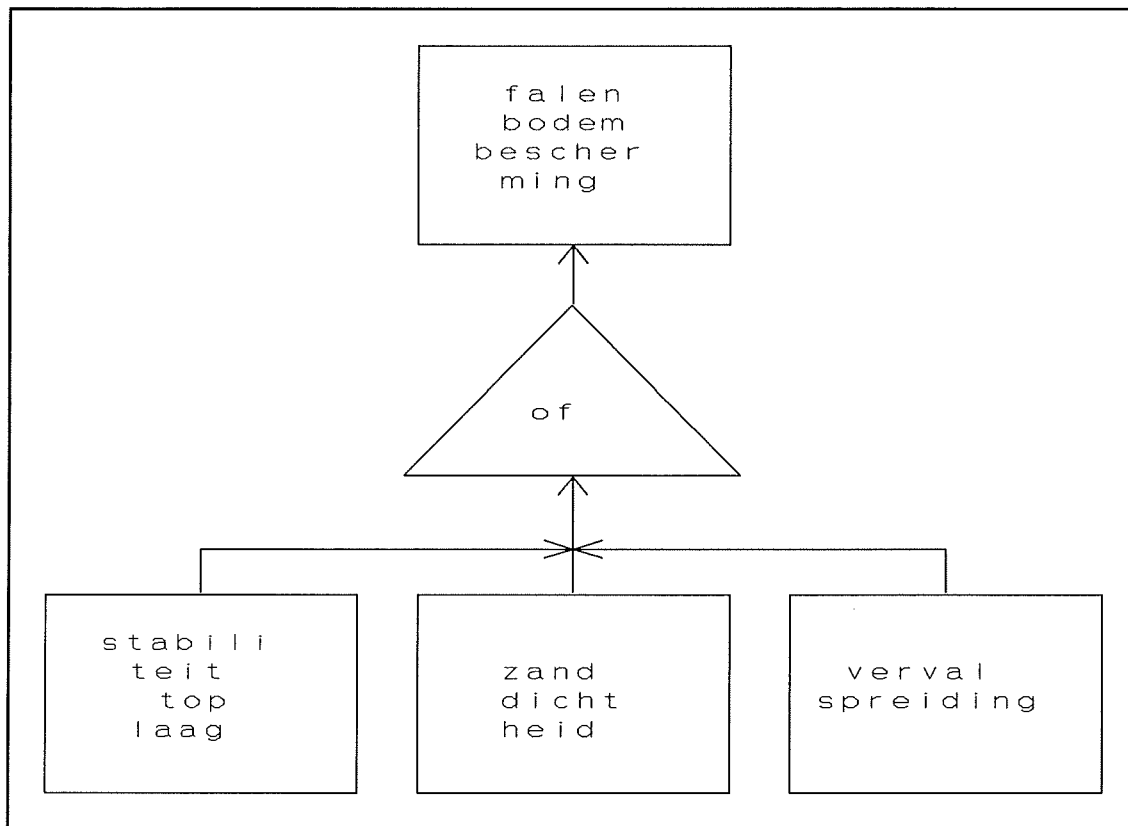
Hier wordt ervan uitgegaan dat de functie van de bodembescherming is: "het beschermen van de ondergrond die aansluit op de constructie tegen overmatige erosie". Onder overmatige erosie wordt verstaan een erosie die via instabiliteit van de ontgrondingskuil leidt tot falen van een hoofdconstructieonderdeel. In het volgende wordt de uitwerking overgenomen zoals die bij de stormvloedkering in de Nieuwe Waterweg geformuleerd is.

Voordat de bodembescherming als geheel faalt, treedt "lokaal falen" op, en wordt een "lokale faaltoestand bereikt. Van lokaal falen is sprake als er lokaal zoveel zand verdwijnt (ontgrondingskuil) en in een zo hoog tempo dat het risico van het ontstaan van een instabiliteit van de ontgrondingskuil (afschuiving/zettingsvloeiing) reëel wordt. Om lokaal falen te voorkomen moet de bodembescherming aan drie eisen voldoen:

- 1) Stabiliteit
De laag moet onder zware hydraulische belastingen in voldoende mate aanwezig blijven om een ontgrondingskuil te voorkomen. Er mogen geen grote gaten in de laag ontstaan door stabiliteitsverlies.
- 2) Zanddichtheid
De laag moet voldoende zanddicht zijn om te voorkomen dat een ontoelaatbare ontgrondingskuil kan ontstaan als gevolg van zandtransport door de toplaag heen.
- 3) Vervalspreiding
De laag moet voorkomen dat er een zodanige stroming in de ondergrond en/of tussen de laag en de ondergrond ontstaat dat horizontaal zandtransport onder de laag in hoog tempo tot een ontgrondingskuil leidt.

Aan deze drie eisen moet de bodembescherming blijven voldoen gedurende de levensduur (bijvoorbeeld 100 jaar). Van de drie onderscheiden faalmechanismen is het bezwijken van de toplaag maatgevend te stellen. Het bezwijken van de toplaag leidt direct tot een doorgaand bezwijken van de filterlaag en tot het ontstaan van een ontgrondingskuil. De toelaatbare bezwijkkans van de bodembescherming is daarom toegekend aan het bezwijken van de toplaag.

Hierna is een eenvoudige foutenboom weergegeven van het lokaal falen van de bodembescherming.



Figuur 10.1 Foutenboom lokaal falen bodembescherming

10.3 Probabilistische benadering

Na het maken van de foutenboom en de faalkanstoedeling dient op deterministische wijze de steendiameter ΔD als functie van de afstand uit de as van de constructie bepaald te worden. Dit om een eerste orde van grootte afschatting te hebben. Met deze afstand uit de as kunnen dan de standaard sorteringen in vakken onderscheiden worden. De toegestane faalkans van de bodembescherming dient over deze vakken verdeeld te worden. Ieder van deze vakken bodemverdediging dient dus te voldoen aan zijn eigen toebedeelde partje faalkans. Om hierop te ontwerpen dient een probabilistische berekening gemaakt te worden.

Bij het probabilistisch ontwerpen wordt ernaar gestreefd de sterkte (R) groter te laten zijn dan de belasting (S). Daartoe wordt een overzicht gemaakt van de mechanismen die een rol spelen bij het falen en worden rekenmodellen opgesteld. In die rekenmodellen worden stochastische variabelen geïntroduceerd. Dat zijn variabelen die de sterkte van, of de belasting op een constructie bepalen, en waarvan de grootte door hun natuurlijke variatie niet van tevoren bekend is. Een voorbeeld daarvan is de hoogste stormvloedstand. Om die variabelen te kunnen beschrijven zijn kansverdelingen nodig. Een kansverdeling geeft aan welke kans bestaat dat de variabele groter of kleiner is dan een bepaalde waarde. Dergelijke variabelen worden wel gekarakteriseerd door een gemiddelde en een

standaardafwijking. Met het begrip natuurlijke variatie wordt een (stochastisch) kans-element toegevoegd.

Door het combineren van rekenmodel en stochastische variabelen in een probabilistische berekening wordt vervolgens de kans op falen van een constructie uitgerekend.

Er wordt nu geëist dat:

$$P(Z < 0) = P(R - S < 0) = \text{toegestane faalkans} \quad (10.1)$$

waarbij $Z = R - S$ de betrouwbaarheidsfunctie genoemd wordt.

Het volgende rekenmodel voor het berekenen van de nominale steendiameter kan nu als betrouwbaarheidsfunctie geschreven worden (voor een verklaring van de formules zie hoofdstuk 6):

$$D_n = \frac{K^3 u_x^3}{25^3 h_x^{0.5} \psi^{1.5} \Delta^{1.5}} \quad (10.2)$$

met (voor $x < x_{\text{omslag}}$)

$$h_x = h_0 + \gamma x \quad (10.3)$$

$$u_x = \frac{(1 + \frac{\gamma x}{h_0}) q}{h_x} \quad (10.4)$$

Voor bijvoorbeeld een schuif geldt:

$$q = \mu h_s \sqrt{2g(H_e - h_{ben})} \quad (10.5)$$

D_n	=	Nominale steendiameter [m]
K	=	Constante stabiliteitsfactor behorende bij de constructiegeometrie [-]
u_x	=	De lokale straalgemiddelde stroomsnelheid [m/s]
h_x	=	Lokale straalhoogte [m]
ψ	=	Shields parameter [-]
Δ	=	Relatieve dichtheid [-]
h_0	=	Straalhoogte ter plaatse van x_0 [m]
γ	=	Spreidingshelling van de straal [-]
x	=	Afstand tot x_0 [m]
q	=	Specifiek debiet ter plaatse van x_0 [m ² /s]
μ	=	Afvoercoëfficiënt / contractiecoëfficiënt [-]
h_s	=	Spleetgrootte onder de schuif [m]
g	=	Gravitatieversnelling [m/s ²]
H_e	=	Bovenstroomse energiehoogte [m]
h_{ben}	=	Benedenstroomse waterdiepte [m]

Hieruit kan nu de kansdichtheidsfunctie van de steendiameter afhankelijk van de afstand bepaald worden. Hiervoor dienen de bovenstaande formules omgeschreven te worden tot:

$$D_n \cdot \psi^{1.5} \cdot \Delta^{1.5} = \frac{K^3 u_x^3}{25^3 h_x^{0.5}} \quad (10.6)$$

De linkerterm kan nu gezien worden als de sterkte en de rechterterm als de belasting op de bodembescherming. In deze formule kan met name voor de waterstand en stroomsnelheid een kansdichtheidsfunctie ingevuld worden. Vaak heeft het invullen van een kansdichtheidsfunctie voor bijvoorbeeld de steendiameter niet zoveel zin omdat de standaardafwijking meestal erg klein is. Voor dergelijke variabelen kan dan een deterministische waarde ingevuld worden. De afweging welke parameters deterministisch en welke stochastisch worden benaderd verdient de nodige aandacht.

Met behulp van een niveau-II of een niveau-III berekening kan, -als voor alle variabelen de kansdichtheidsfunctie ingevuld wordt-, de kansdichtheidsfunctie voor de nominale steendiameter uitgerekend worden.

Bij een niveau-III berekening wordt er exact geïntegreerd over de opgegeven kansdichtheidsfuncties. Als de sterkte en de belasting onafhankelijk zijn wordt de kans op falen gegeven door de formule:

$$P(Z < 0) = \int \int_{r < s} f_R(r) f_S(s) dr ds \quad (10.7)$$

Hierbij is $f_R(r)$ de kansdichtheidsfunctie voor R en $f_S(s)$ de kansdichtheidsfunctie voor S. Het produkt $f_R(r) f_S(s) dr ds$ geeft de kans weer dat R ligt tussen r en r + dr, terwijl S tegelijkertijd ligt tussen s en s + ds. Door vervolgens alle kansen op combinaties met 'sterkte lager dan belasting' op te tellen (te integreren) verkrijgt men de kans op falen.

Met behulp van de convolutie-integraal kan dit probleem opgelost worden. Voor het algemene geval waarin R en S op hun beurt functies zijn van andere variabelen, luidt de formule:

$$P(Z < 0) = \int \int_{z(x) < 0} \dots \int \sum_{i=1}^n f_{X_i}(x_i) dx_i \quad (10.8)$$

Verondersteld wordt dat de variabelen X_i onafhankelijk zijn. Deze formule maakt duidelijk dat het bepalen van een faalkans op niveau III neerkomt op het uitrekenen van een n-voudige integraal, waarbij n het aantal stochastische variabelen is.

Zelfs met de moderne computers blijkt dat echter een te omvangrijk probleem als n groter wordt dan 5 of 6. Meestal is het dan verstandig om over te stappen op de benaderingen volgens niveau II.

Bij de afdeling risico-analyse van de Bouwdienst zijn hier programma's voor ontwikkeld [10.2].

Een niveau-II berekening is een benaderende berekening, waarbij het probleem wordt gelineariseerd rond een met zorg gekozen punt en door de kansdichtheidsfuncties van de variabelen van zowel de sterkte als de belasting te benaderen door een normale verdeling in het ontwerppunt. Hierbij is het ontwerppunt gedefinieerd als het punt waarvoor geldt dat de kansdichtheid maximaal is en de betrouwbaarheidsfunctie gelijk is aan nul.

De benaderende normale verdeling is in het ontwerppunt in functiewaarde en richting gelijk aan de oorspronkelijk voor de variabele vastgestelde verdeling. Ook voor deze berekening is bij de afdeling risico-analyse van de Bouwdienst een programma ontwikkeld [10.3]. Voor een uitgebreide beschrijving van de niveau II en niveau III methoden wordt verwezen naar [10.4].

Met behulp van de bovenstaande berekening wordt de verdeling van de steendiameter op verschillende afstanden van de constructie gevonden. Door het optellen van de faalkansen van de verschillende onderscheiden vakken tot de toegestane faalkans van de gehele bodembescherming wordt impliciet aangenomen dat deze vakken onafhankelijk van elkaar zijn. In werkelijkheid zijn deze gebieden gecorreleerd via de belasting, want bij een groot verval is de kans op bezwijken immers groot voor alle onderdelen van de bodembescherming. Daarom geeft bovenstaande methode een conservatieve dimensionering van de bodembescherming.

10.4 Referenties

- [10.1] P.J. van Gestel e.a.
Cursus betrouwbaarheidsanalyse N.V. KEMA
- [10.2] S.E. van Manen, R.J. Houben; 1990
Gebruikershandleiding programma Riemann, een benadering van kansen op niveau III
- [10.3] S.E. van Manen; 1990
Gebruikershandleiding programma BDAFDA, een benadering van kansen op niveau II
- [10.4] A.C.W.M. Vrouwenvelder, J.K. Vrijling; 1987
Dictaat probabilistisch ontwerpen
Technische Universiteit Delft

11 UITVOERINGSASPECTEN

D. De Wilde

11.1 Inleiding

De uitvoering van bestortingsconstructies van los te storten granulair materiaal vraagt bijzondere aandacht. In het algemeen speelt de uitvoering van dergelijke constructies, die meestal opgebouwd worden uit relatief "dunne" lagen en aangebracht worden onder moeilijke condities, een overheersende rol bij de haalbaarheid van het ontwerp. Het is daarom van essentieel belang dat de ontwerper inzicht en ervaring heeft om een theoretisch ontwerp te vertalen naar een praktisch ontwerp.

Uit de vorige hoofdstukken is gebleken dat, voor een goede functievervulling van de constructie, de sterkte van de filter- en de toplagen, naast een goede dimensionering, voornamelijk wordt bepaald door:

- de keuze en de eigenschappen van de toe te passen materialen
- de breedte van de gradering van het materiaal in relatie tot mogelijke ontmenging als gevolg van het storten in stromend water
- de vertaalslag van een theoretisch benodigde minimale laagdikte naar een praktische laagdikte en de hiervoor benodigde uitvoeringstolerantie
- aansluitingen van granulair opgebouwde constructies op harde constructies, zoals drempels en damwanden e.d.
- praktische afmetingen in relatie tot de inzet van materieel.

In onderhavig hoofdstuk wordt op beknopte wijze ingegaan op bovengenoemde uitvoeringsaspecten die van essentieel belang zijn voor de uiteindelijke kwaliteit van een granulaire bestortingsconstructie.

Voorts wordt opgemerkt dat voor een uitvoerige beschrijving van stortmaterieel, stortmethodiek met de bijbehorende stortstrategie en kwaliteitsbeheersingsaspecten van zowel het stortproces als het gerealiseerde produkt, verwezen wordt naar [11.1].

11.2 Materiaalkeuze

11.2.1 Overzicht bestortingsmaterialen met kenmerkende eigenschappen

Voor het ontwerp van granulaire verdedigingsconstructies kan de ontwerper kiezen uit verschillende materialen. Onderstaand wordt een overzicht gegeven van een aantal materiaalsoorten die voor deze doeleinden tot op heden het meest toegepast worden:

- breuksteen
- grind en grindzand
- fosfor- en staalslak.

Bovengenoemde materialen zijn in grote hoeveelheden en in verschillende sorteringen produceer- en leverbaar.

De korrel- of massaverdeling van deze sorteringen wordt opgebouwd rondom de D_{50} of M_{50} van het materiaal. Per materiaalsoort wordt ingegaan op een aantal specifiek materiaalgebonden kenmerken.

Breuksteen

De breuksteen, die toegepast wordt in de Nederlandse Waterbouw, onderscheidt zich in twee categorieën, te weten;

- soorten met een relatief lage dichtheid, variërend van 2,6 - 2,7 t/m³ (Gneis, Kalksteen, Graniet en Grauwacke)
- soorten met een relatief hoge dichtheid, variërend van 2,8 - 3,0 t/m³ (Basalt, Diabaas).

De breuksteensoorten volgens de eerste categorie worden hoofdzakelijk geleverd in de sorteringen vanaf 30/80 mm tot en met de sortering 300 - 1000 kg. Dit betekent overigens niet dat de zwaardere sorteringen niet geleverd kunnen worden. De breuksteen met een relatief hoge dichtheid zijn in allerlei sorteringen vanaf 30/80 mm tot en met 6 - 10 ton leverbaar.

Voor een overzicht van de standaardsorteringen van breuksteen met de bijbehorende specifieke materiaal- en keuringseisen wordt verwezen naar NEN 5180/5188 (zie bijlage 1).

Grind en grindzand

Voor de Nederlandse behoefte aan grind wordt hoofdzakelijk gebruik gemaakt van riviergrind afkomstig van de Rijn en de Maas en zeegrind dat voor de Engelse zuid- en oostkust wordt gewonnen.

De dichtheid van bedoeld materiaal kan variëren van 2,5 tot 2,6 t/m³.

Grind en grindzand zijn in vele sorteringen verkrijgbaar. Als absolute bovengrens geldt een korrelafmeting van 120 mm. Hier beneden zijn vele sorteringen, door samenvoeging en zeping van min of meer gestandariseerde sorteringen, mogelijk. Naast grind in zijn natuurlijke vorm komt eveneens gebroken grind voor. De bovengrens van dit materiaal is ca. 25 mm, terwijl hier beneden wederom vele sorteringen samengesteld kunnen worden.

Fosforslak

Fosforslak is een stollingsprodukt dat vrijkomt bij het fabricageproces van fosfor.

Door gebruik te maken van een breek- en zeefinstallatie kan in principe elke gewenste sortering tot een nominale bovengrens van 200 mm verkregen worden. De meest gangbare sorteringen voor waterbouwkundige toepassingen zijn 40/160 mm en 40/200 mm met een bijbehorende karakteristieke korreldiameter (D_{50}) van ca. 85 mm, respectievelijk 100 mm. De dichtheid van fosforslak varieert van 2,65 tot 2,7 t/m³.

Staalslak

Staalslak, ook wel L.D.-slak genoemd, is een stollingsprodukt dat vrijkomt bij het productieproces van staal uit ijzererts. Doordat de slakken gebroken en gezeefd worden, is het in principe mogelijk allerlei sorteringen te verkrijgen waarbij de grofste sortering een nominale bovengrens heeft van 250 mm. De meest gangbare sorteringen zijn 40/160 mm en 80/250 mm. De dichtheid van staalslak kan variëren van 3,1 tot 3,7 t/m³ en is hoofdzakelijk afhankelijk van de porositeit van de slak.

Van de bovengenoemde materiaalsoorten wordt in bijlage 1 een overzicht gegeven van de karakteristieke korreldiameters en gewichten van de gestandariseerde breuksteensorteringen en de meest gangbare sorteringen van de overige materialen.



Foto 11.1 Storten van steen

11.2.2 Breedte van de sortering in relatie tot ontmenging

De bovengenoemde sorteringen zijn allemaal gegradeerde mengsels. Bij de standaardsorteringen van breuksteen en de meest gangbare sorteringen van slakken en grind vertoont de korrelverdeling een min of meer rechte lijn tussen de D_{15} en de D_{85} , als deze wordt uitgezet op half-logaritmisch papier. Hierbij is de verhouding tussen de D_{85} en de D_{15} van de sortering altijd kleiner dan 2,5.

Wanneer granulair materiaal toegepast wordt in getijdegebieden en op rivieren (storten onder stroomcondities) speelt de graderingsbreedte een belangrijke rol. Namelijk bij te breed gegradeerde mengsels is de kans groot dat, als gevolg van het storten van het

materiaal, ontmenging optreedt. Ontmenging wil zeggen dat, als gevolg van het verschil in de valsnelheid tussen de fijne en grove delen van de sortering, de fijnere delen op een andere plaats terecht komen dan de grovere delen. Zodoende wordt een omgekeerd filter gecreëerd dat niet aan de functionele eisen voldoet. Hoewel ontmenging ook voor een belangrijk deel boven water plaats kan vinden, wordt hier uitsluitend ingegaan op ontmenging als gevolg van het stortend strooien van materiaal vanaf de waterlijn.

Wanneer het materiaal (korrels) het schip verlaat treden de volgende fenomenen op:

- Door het verschil in valsnelheid komen de grovere delen eerder op de bodem terecht dan de fijnere delen.
- Bij het storten in stromend water zullen tevens de fijnere delen over een grotere afstand verplaatst worden dan de grovere delen.

Onderstaand worden relaties aangegeven waarmee de valsnelheid (W) en de horizontale verplaatsing (X) van individueel vallende stenen berekend kunnen worden:

$$\text{ad a)} \quad W^2 = \frac{4}{3} * \frac{\Delta D_m}{C_d} * g \quad (11.1)$$

$$\text{ad b)} \quad X = h * 0,72 * \frac{U}{(g * D_m)^{0,5}} \quad (11.2)$$

- W = Valsnelheid [m/s]
 Δ = Relatieve dichtheid materiaal [-]
 D_m = Karakteristieke korreldiameter [m]
 g = Versnelling zwaartekracht [m/s²]
 C_d = Aanstroomcoëfficiënt [-]
 X = Horizontale verplaatsing [m]
 h = Lokale waterdiepte [-]
 U = Gemiddelde stroomsnelheid over de verticale [m/s]

De consequentie hiervan wordt in onderstaand voorbeeld geïllustreerd voor de sortering 40/250 mm met een dichtheid van 2600 kg/m³, gestort bij een stroomsnelheid van 0,5 m/s en een waterdiepte van 20 meter.

korrelgrootte [mm]	valsnelheid [m/s]	hor.verplaatsing [m]	af te leggen weg [m]	valtijd [s]
40	1,00	11,4	23	23
250	2,60	4,6	20,50	7,9

Tabel 11.1 Voorbeeld van ontmenging als gevolg van storten vanaf de waterlijn

Met name bij de dimensionering van geometrisch dichte filters heeft de ontwerper snel de neiging om uit oogpunt van kosten te kiezen voor breed gegradeerde mengsels. Het fenomeen "ontmenging" inachtnemend, volgen onderstaand een aantal praktische criteria, die v.w.b. de graderingsbreedte, de relatie aangeven tussen ontwerp en de uitvoering.

1. Storten in stilstaand water tot waterdiepten van 20.00 meter:

- * Verhouding D_{85}/D_{15} maximaal 10.
- * De te realiseren laagdikte dient hierbij in minimaal twee stortgangen aangebracht te worden.
- * Bij grotere waterdiepten, toepassing van nog bredere gradering en wanneer de ondergrens van de sortering kleiner is dan 30mm, dient het materiaal geconditioneerd te worden aangebracht, bijv. d.m.v. omgekeerd dustpan- of hopperproces, valpijpmethode of het verpakt aanbrengen van het materiaal.

2. Storten in stromend water tot waterdiepten van 30 à 40 meter:

- * Storten rond kentering, waarbij de stroomsnelheid gemiddeld over de verticaal niet groter is dan 0,5 m/s, een verhouding D_{85}/D_{15} van maximaal 5.
- * Storten bij een stroomsnelheid groter dan 0,5 m/s (bijv. rivier) een verhouding D_{85}/D_{15} van maximaal 3.
- * Wanneer bovengenoemde criteria worden overschreden dient de werkmethode aangepast te worden, zoals omschreven onder 1.

11.3 Praktische laagdikte en uitvoeringstolerantie

11.3.1 Algemeen

Vanuit het ontwerp wordt voor de laagdikte van filter-en toplagen in het algemeen een theoretisch minimum van 1,0 à 2,0 D_n geëist. Deze eis geldt voor sortering vanaf 80/200 mm ($D_n = 0,14$ m) en zwaarder. Voor de fijnere sorteringen, waarvoor theoretisch dezelfde laagdikte eis geldt, wordt een meer praktische minimum laagdikte van 0,20 à 0,30 m aanbevolen.

Uitgaande van deze minimum vereiste laagdikte zal voor de uitvoering en hiermee voor de hoeveelheidsbepaling en kostenraming een meer praktisch te storten laagdikte gehanteerd moeten worden. Met andere woorden; de onzekerheid in het aanbrengproces zoals bijv. de onregelmatigheid in het bresgedrag van het materiaal, zal bij de theoretisch benodigde ontwerpmaat ingecalculeerd moeten worden. Tevens moet als gevolg van de onregelmatigheid in de gestorte laagdikte rekening gehouden worden met een zekere verticale maaktolerantie. Onderstaand wordt ingegaan op beide fenomenen, waarmee de ontwerper rekening zal moeten houden wanneer de vertaalslag wordt gemaakt van een theoretisch naar een praktisch ontwerp.

11.3.2 Ontwerp versus praktijk

In de praktijk vindt de uitvoering van bestortingswerken, die opgebouwd worden uit relatief dunne lagen, in het algemeen plaats met schuifstorters. Indien het storten van granulair materiaal met een schuifstortor "geconditioneerd" plaatsvindt, dient voor wat betreft de nauwkeurigheid van het stortproces uitgedrukt in een standaardafwijking G van de gerealiseerde laagdikte, rekening te worden gehouden met de volgende standaardafwijkingen:

- vanaf de sortering 5/40 kg en zwaarder; 0,5 D_n

- sorteringen lichter dan 5/40 kg; 0,10 m.

De waarde van D_n is te beperken volgens:

$$D_n = \sqrt[3]{\frac{M_{50}}{\rho_{steen}}}$$

ρ_{steen} = Dichtheid van de steen [kg/m^3]

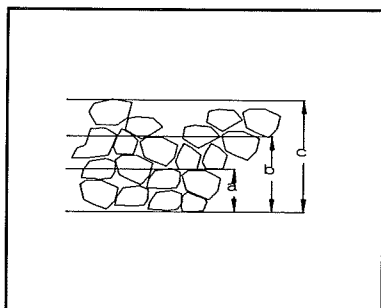
M_{50} = Gewicht waarbij 50% van de stenen lichter is [kg]

Voor het begrip "geconditioneerd" storten wordt verwezen naar referentie [11.1].

Uitgaande van een minimum benodigd theoretische laagdikte wordt voor de praktisch aan te brengen laagdikte (aan te brengen hoeveelheid materiaal) gerekend met de som van de minimum vereiste laagdikte + 1 à 2 maal de standaardafwijking. De te hanteren vermenigvuldigingsfactor op de standaardafwijking is afhankelijk van het veiligheidsniveau waaraan de constructie moet voldoen.

Voor een bestortingsconstructie van breuksteen 5/40 kg wordt in onderstaand voorbeeld de vertaalslag gemaakt van een theoretisch benodigde laagdikte naar een praktisch te storten laagdikte en de hiervoor benodigde verticale uitvoeringsruimte:

- breuksteen 5/40 kg; $D_n = 0,19$ m
- standaardafwijking (G) laagdikte: $0,5 * D_n = 0,095$ m
- theoretisch benodigde laagdikte: $1,5 * D_n = 0,285$ m (a)
- praktisch aan te brengen laagdikte: $1,5 * D_n + 1,6$ (aanneme) $G = 0,44$ m (b)
- benodigde verticale uitvoeringsruimte: $1,5 * D_n + 2$ ($1,6 G$) = $0,59$ m (c).



a = stel $1,5 D_n = 0,28$ m (minimum)
 b = $1,5 D_n + 1,65 (0,5 D_n) = 0,51$ (gem.)
 c = $1,5 D_n + 3,3 (0,5 D_n) = 0,74$ m
 (benodigde uitvoeringsruimte)

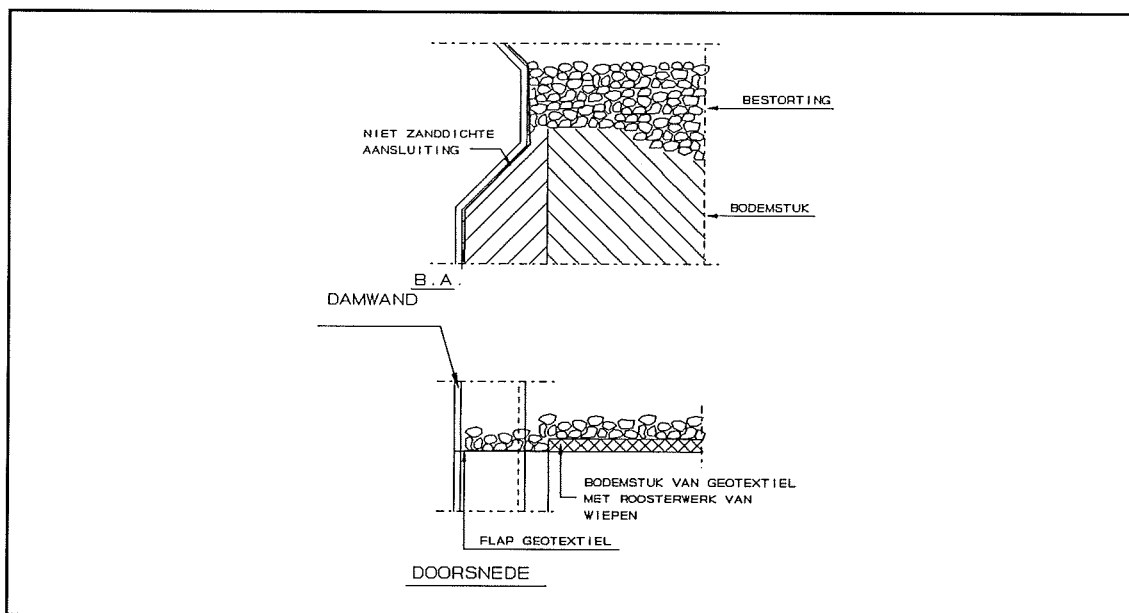
Figuur 11.1 Spreiding laagdikte bodemverdediging

Bij een constructie die uit meerdere lagen is opgebouwd wordt de in rekening te brengen verticale uitvoeringsruimte bepaald door: de som van de praktisch aan te brengen laagdikte van de verschillende lagen (b) plus de som van de standaardafwijkingen (c-b) van de verschillende lagen te kwadrateren en hier de wortel uit te nemen.

11.4 Verticale aansluiting

Detailtering van de aansluiting van een granulaire verdediging op verticale wanden, zoals een sluisvloer, een drempel en een grondkerende wand, vraagt bijzondere aandacht. Niet zo zeer vanwege de dimensionering van de constructie maar meer vanwege het feit dat rekening gehouden moet worden met de gecompliceerdheid van de uitvoering. Een ondeugdelijke aansluiting vindt meestal zijn oorzaak in een ontwerp dat qua maakbaarheid zodanig gecompliceerd is dat de kwaliteit van de uitvoering onvoldoende beheerst kan worden. Pas bij het functioneren van de constructie komen maakfouten aan het licht met als mogelijk gevolg het uitspoelen van filter- en basismateriaal. De hieruit voortkomende vervolgschade kan aanleiding zijn tot onacceptabele deformaties van aangrenzende hoofdconstructieonderdelen of grondmechanische instabiliteiten. Onderstaand wordt een voorbeeld gegeven van de relatie tussen de uitvoerbaarheid van een ontwerp van een aansluiting van geotextiel met bestorting op een verticale wand.

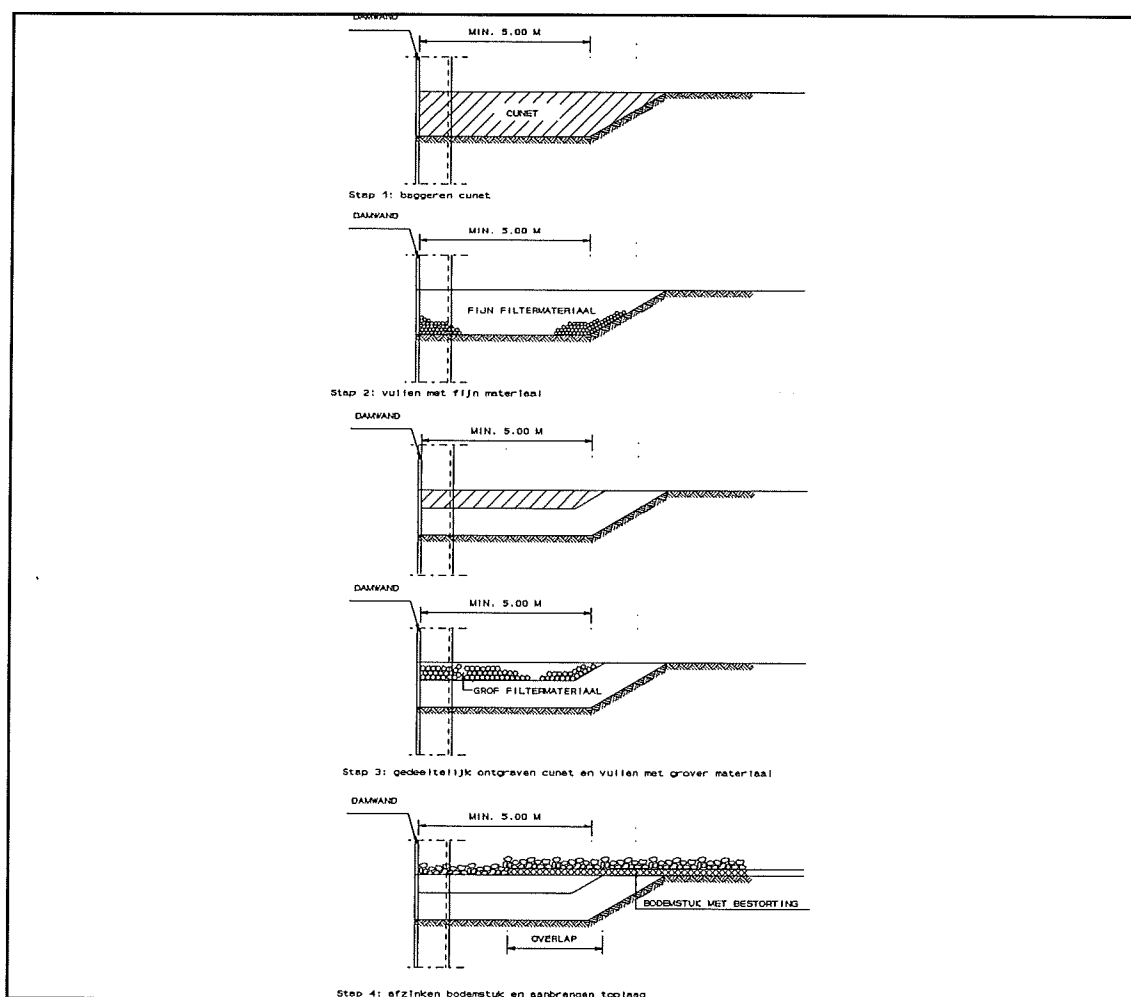
Bij het eerste ontwerp, zoals aangegeven in figuur 11.2 wordt het bodemstuk op enkele decimeters afstand vanuit de wand afgezonken en bestort met granulair materiaal. Aan de zijde van de verticale wand is het bodemstuk voorzien van een flap van geotextiel zonder roosterwerk die, na het aan de grond brengen van het bodemstuk, met behulp van een duiker tegen de wand moet worden gedrukt. Vervolgens wordt deze aangedrukte flap van geotextiel afgestort met behulp van een kubel of een kraan. De grote onzekerheid bij dit ontwerp is de handeling van de duiker en hiermee de zanddichte aansluiting van het geotextiel op de verticale wand.



Figuur 11.2 Verticale aansluiting

Vanwege het grote risico van een onvoldoende zanddichte aansluiting van het geotextiel op de damwand, volgt onderstaand een ontwerp van de aansluiting, dat qua uitvoering eenvoudiger is en minder risico's met zich meebrengt. Allereerst wordt over een praktische breedte van minimaal 5,00 meter een cunetje gebaggerd. Dit cunet wordt opgevuld met

granulair filtermateriaal en vervolgens weer gedeeltelijk ontgraven ten behoeve van het aanbrengen van een laag grover filtermateriaal. Wanneer het cunet over een zekere lengte voorzien is van beide lagen filtermateriaal, wordt het bodemstuk met een overlap van 1,00 à 2,00 meter afgezonken en voorzien van het stroombestendige toplaagmateriaal. Vervolgens kan de strook tussen het bodemstuk en de damwand voorzien worden van toplaagmateriaal dat m.b.v. een kraan of een kubel aangebracht kan worden.



Figuur 11.3 Verticale aansluiting

11.5 Praktische afmetingen stortvelden

Uit het ontwerp van bijvoorbeeld een bodemverdediging achter een uitstroomconstructie volgt een theoretisch benodigde lengte van de verschillende in zwaarte afnemende sorteringen. Als deze grenzen als minimum grenzen worden beschouwd, dient t.b.v. de uitvoering, en hiermee voor de hoeveelhedsbepaling en de kostenraming, de vertaalslag gemaakt te worden naar meer praktische grenzen. Deze grenzen dienen gebaseerd te zijn op het mogelijk in te zetten stortequipement.

De inzet van het type en aantal stortschepen waarmee de constructie aangelegd wordt, is met name afhankelijk van de hoeveelheid te verwerken materiaal, de beschikbare werkruimte t.b.v. het manoeuvreren en de omgevingscondities, zoals stroming, golven en waterdiepte. In de praktijk komt het er meestal op neer dat de keus valt op het gebruik van een steenstorter, danwel een speciaal uitgeruste kraan op een ponton, of een combinatie van beiden.

Wanneer gebruik wordt gemaakt van een kraanschip dient rekening gehouden te worden met een praktische minimum lengte van de stortvelden van 5 meter. Dit betekent dat de lengte van de stortvelden uitgelegd moet worden op een veelvoud van 5 meter.

De op de Nederlandse markt opererende stortschepen, met laadvermogens van 250 tot 3500 ton, variëren in scheepslengten van 45-100 meter en in -breedten van 8-20 meter. Onafhankelijk van de grootte van het stortschip zijn deze voorzien van een standaard laaddek lengte van $2 \times 14 = 28$ meter. De praktische afmetingen van de stortvakken dienen zodoende uitgelegd te worden op een minimale laaddek lengte van 14 meter.

De stortvakindeling, en hiermee de begrenzing van de verschillende toe te passen sorteringen, dient hierbij zodanig gekozen te worden dat de steenstorter zowel met kop- als dwars op stroom kan storten. Hierbij is het zaak de lengte- en breedtematen van een stortveld zoveel mogelijk af te stemmen op een veelvoud van 14 meter.

Referentie

[11.1] D.P. de Wilde; juni 1991

Handboek uitvoering bodemverdedigingsconstructies van los gestorte granulaire materialen: juni 1991

12 INSPECTIE EN ONDERHOUD

L. Klatter

12.1 Inleiding

In dit hoofdstuk zal met name op de ontwerpaspecten van onderhoud van bodemverdedigingen worden ingegaan. Met onderhoud wordt hier bedoeld:

het geheel aan maatregelen, inspecties en reparaties, dat getroffen wordt om de constructie te laten voldoen aan de eisen die daaraan zijn gesteld.

In dit hoofdstuk worden achtereenvolgens behandeld:

- een korte theoretische beschouwing over onderhoud en onderhoudsmodellen
- de praktische uitwerking voor granulaire bodemverdedigingen.

12.2 Onderhoud, de theorie

Het ontwerp van een constructie vormt de basis voor het benodigde onderhoud tijdens de levensduur. Bij het ontwerp bestaan er twee uitersten (waarbij "marginaal" en "robuust" relatieve begrippen zijn):

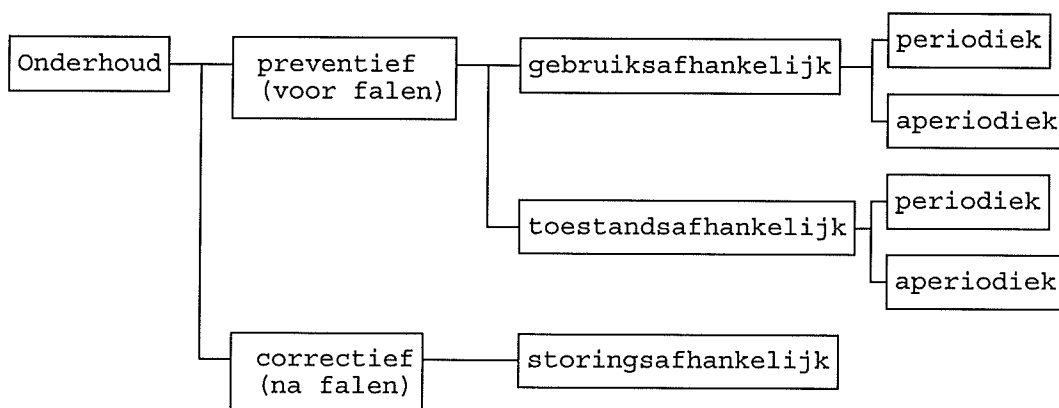
- a) Een marginale constructie met duur onderhoud.
Bij deze keuze zijn de kosten tijdens de ontwerp- en bouwphase relatief laag. De prijs die betaald moet worden voor een goedkope constructie is de schade die zal optreden gedurende de levensduur. Een (jaarlijks) terugkerend bedrag zal tot het einde van de levensduur op de onderhoudsbegroting blijven drukken.
- b) Een robuuste constructie met goedkoop onderhoud.
Deze keuze brengt hoge kosten met zich mee in de ontwerp- en bouwphase. De constructie die uiteindelijk opgeleverd wordt is zo degelijk dat er weinig schade te verwachten valt gedurende de levensduur. Dit betekent dus dat er weinig reparaties nodig zullen zijn. Een dergelijke keuze houdt in dat eenmalig een hoge investering nodig is, waarbij vergeleken de onderhoudskosten marginaal zijn.

Het uiteindelijke ontwerp zal in de praktijk tussen een van deze twee uitersten in liggen. Een afweging van de te verwachten kosten gedurende de levensduur is nodig om te bepalen welk alternatief het meest rendabel is. Nog voor de bouw van de constructie kan de strategie voor het onderhoud tijdens de levensduur al bepaald zijn. In dat geval kan hier in het ontwerp rekening mee gehouden worden. Daarmee wordt een optimalisatie van de integrale kosten over de gehele levenscyclus van de constructie mogelijk (zie ook 3.2.2 "onderhoudsfilosofie").

Het ontwerp van een constructie is gebaseerd op een aantal ontwerpcriteria. Dit zijn eisen ten aanzien van de veiligheid en functionaliteit waaraan de constructie gedurende de gehele levensduur moet voldoen. Een terugkoppeling van onderhoud naar de ontwerpcriteria blijft steeds noodzakelijk.

Onderhoudsstrategieën

Over het algemeen kan onderhoud op een aantal manieren uitgevoerd worden [12.3]. In figuur 12.1 is een overzicht gegeven van de verschillende mogelijkheden. Met onderhoud wordt bedoeld het geheel van maatregelen (inspecties en reparaties), dat getroffen wordt om de constructie te laten voldoen aan de eisen, die daaraan zijn gesteld. Voor een volledige uitleg wordt rechtstreeks verwezen naar [12.3]. In dit hoofdstuk beperken we ons tot uitsluitend die aspecten, die voor granulaire bodemverdedigingen relevant zijn.



Figuur 12.1 Onderhoudsvormen

Voor constructies als bodemverdedigingen, waarvan het falen grote gevolgen heeft, is preventief onderhoud de meest voor de hand liggende vorm. Bij preventief onderhoud is er de keuze tussen gebruiksafhankelijk onderhoud en toestandsafhankelijk onderhoud.

Bij gebruiksafhankelijk onderhoud wordt de constructie of een deel daarvan, ongeacht de toestand waar het zich in bevindt, vervangen nadat een van tevoren gespecificeerd aantal gebruikseenheden (bijvoorbeeld het aantal branduren van een lamp) zijn verbruikt. Toestandsafhankelijk onderhoud vindt plaats nadat de toestand van de constructie is vastgesteld door middel van een inspectie.

Voor bodemverdedigingen wordt in de regel gekozen voor toestandsafhankelijk onderhoud. De toestand wordt bepaald met inspecties die periodiek worden uitgevoerd of incidenteel. In dat laatste geval worden de inspecties meestal uitgevoerd na het optreden van een externe belasting of een bijzondere situatie (bijv. weigerende schuif). In het vervolg van dit hoofdstuk wordt uitgegaan van toestandsafhankelijk onderhoud.

Conditieparameters

Voor het karakteriseren van de conditie van de bodemverdediging moet een daartoe geschikte parameter gebruik worden. Aan zo'n conditieparameter worden de volgende eisen gesteld:

- het conditieparameter moet een rol spelen bij het schademechanisme onder invloed van extreme belastingen
- het conditieparameter moet een tijdsafhankelijk gedrag vertonen onder invloed van een verouderingsproces
- de kwaliteit van het conditieparameter moet waarneembaar zijn.

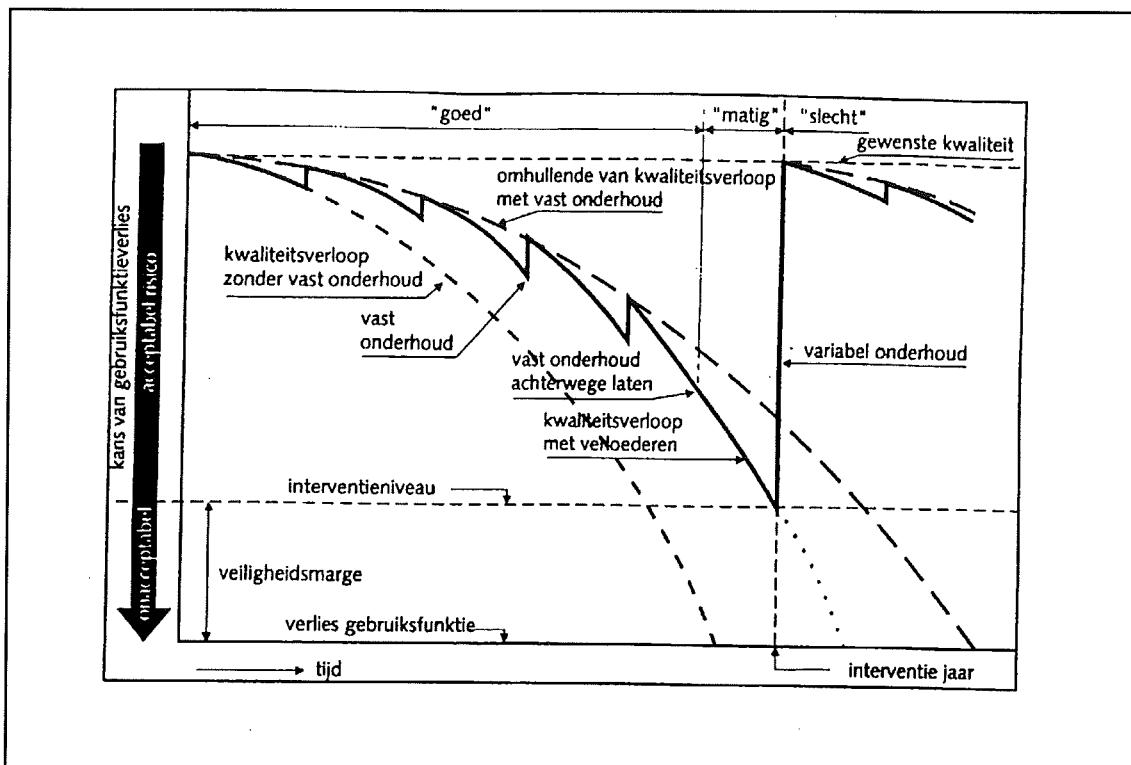
Indien een conditieparameter voldoet aan deze eisen, dan is er sprake van een relevante conditieparameter. Vervolgens kunnen van alle relevante conditieparameter schadebeelden worden geselecteerd, die beoordeelbaar zijn, voorspelbaar zijn, gerelateerd kunnen worden aan een herstelmaatregel en representatief zijn voor een wijziging in het conditieparameter. Voorbeelden van conditieparameters voor bodemverdedigingen zijn het aantal stenen schade in een toplaag, de kuildiepte van een ontgrondingskuil en de steilheid van de aanzethelling van een ontgrondingskuil.

Bij preventief onderhoud is er sprake van een aantal normen voor relevante schadebeelden. Deze normen zijn:

- meetbaarheidsgrens: binnen deze grens valt er geen schadebeeld waar te nemen
- waarschuwingsgrens: wanneer deze grens wordt overschreden, dan dient het schadebeeld met een hogere frequentie te worden geïnspecteerd
- actiegrens: herstel is aan de orde, falen nog niet
- faalgrens: het constructie-onderdeel faalt, maar bezwijkt nog niet
- bezwijkgrens: het constructie-onderdeel bezwijkt.

Het verloop van een conditieparameter kan worden beschreven met een zogenaamd gedragsmodel. Er bestaat een breed scala van gedragsmodellen.

Als voorbeeld wordt in figuur 12.2 het gedragsmodel gegeven dat bij het project Beheer Op Peil (BOP) wordt gehanteerd bij het opstellen van de beheersplannen voor de natte infrastructuur [12.4].



Figuur 12.2 Gedragsmodel BOP project

Als conditieparameter is hier gekozen voor de "kans op functieverlies". De actiegrens wordt bereikt als de kans op functieverlies niet meer acceptabel is. Dit niveau wordt interventieniveau genoemd. Voor verdere uitleg wordt verwezen naar [12.4] en [12.5].

Bij toepassing van deze modellen in de praktijk blijkt het erg lastig te zijn één geschikte conditieparameter te definiëren; vaak spelen meerdere parameters een rol, is het verouderingsgedrag niet bekend, etc.

12.3 Praktische uitwerking voor granulaire toplagen

Afhankelijk van de gevolgen van het (gedeeltelijk) bezwijken van de toplaag zijn drie verschillende situaties te onderscheiden:

Situatie I

Situatie I geldt in een gebied waar de toplaag volledig in tact moet blijven conform het ontwerp. Dit is het gebied dat het minst ver verwijderd ligt uit de as van de constructie. De ontgrondingsontwikkelingen zijn in dit gebied zo explosief, dat schade aan de toplaag al snel tot onaanvaardbare risico's voor de veiligheid en functionaliteit van de constructie leidt doordat de stabiliteit vermindert. Inspecties dienen zo spoedig mogelijk te volgen na overschrijding van criteria waarbij schade te verwachten is.

Situatie II

Deze geldt in een gebied waar bezwijken van de toplaag en een begin van kuilvorming is toegestaan. Dit gebied ligt verder uit de as van de constructie dan het voorgaande gebied. De ontgrondingsontwikkelingen in dit gebied zijn relatief gering. Ontgrondingskuilen beginnen zich in dit gebied te ontwikkelen als gevolg van beginschade die door een of andere oorzaak is ontstaan. Ingrijpen is pas noodzakelijk als de diepte van ontgrondingskuilen een zekere grens overschreden heeft.

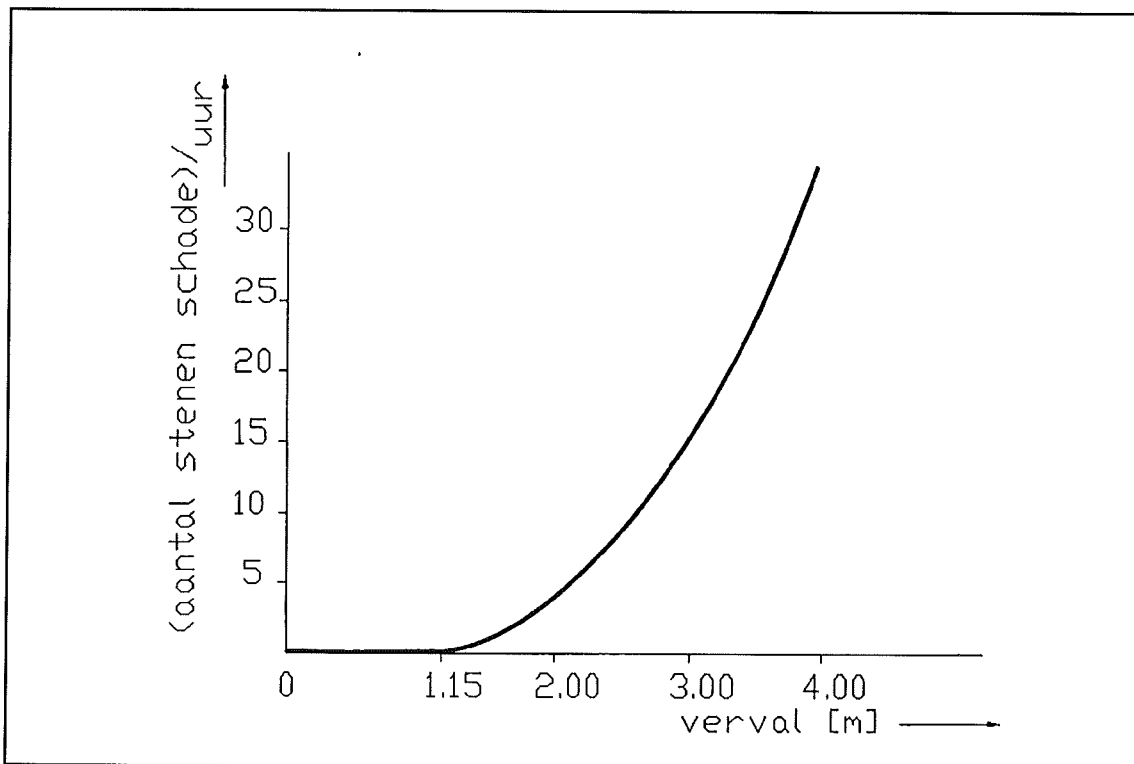
Situatie III

Deze geldt in het gebied aan de rand van de bodemverdediging, waar zich in de onbeschermde bodem ontgrondingskuilen zullen ontwikkelen. In eerste instantie zal de ontwikkeling van kuilen snel verlopen, om vervolgens af te nemen totdat uiteindelijk een soort dynamisch evenwicht ontstaat waarin de grootte van de aanzethelling en de diepte van de kuilen vrijwel niet meer verandert. Om de stabiliteit en veiligheid van de constructie te garanderen moet een inspectiestrategie er op gericht zijn om afschuivingen en eventuele zettingsvloeiingen te voorkomen.

Alle drie de hierboven beschreven situaties worden in het achtereenvolgens nader uitgewerkt.

I Bewaking op stabiliteit van de toplaag

Als conditieparameter wordt hier het aantal stenen schade uit de toplaag genomen. Deze schade is afhankelijk van de belasting. Voor het verouderingsmodel wordt aangenomen dat de schade tevens tijdsafhankelijk is. Het verband tussen schade en belasting, in dit geval het verval over de constructie, wordt gegeven door een schade-vervallijn waarin het aantal stenen dat uit de toplaag per tijdseenheid verplaatst is uitgezet tegen de belasting, zie figuur 12.3.



Figuur 12.3 Schade-vervallijn

Door bij alle belastingreacties die in de loop van de tijd optreden de cumulatieve schade te berekenen, kan de achteruitgang van de toplaag in de tijd berekend worden. Inspecties worden gepland als een dusdanig niveau van schade verwacht wordt, dat de kans op falen te groot dreigt te worden. Een nadere uitwerking is te vinden in [12.1], [12.2] en [12.3]. Hierin wordt een optimalisatie van de inspectie-strategie uitgewerkt, rekening houdend met onzekerheden in belasting en sterkte.

Een voorbeeld voor deze bewakingsstrategie is de bewaking van de zogenaamde overgangsconstructie van de bodemverdediging van de Oosterscheldekering. De overgangsconstructie bevindt zich direct aansluitend op het talud van de drempel. Op basis van modelonderzoek en prototypemetingen zijn de schadevervallijnen voor de toplaag van de overgangsconstructie bepaald. Met deze schadevervallijnen is de schadeverwachting over de ontwerplevensduur van 200 jaar van de kering bepaald voor verschillende inspectiestrategieën. Als voorbeeld wordt de ebsituatie genomen: In dit geval moet de toplaag na overschrijding van een verval van 1.20 m geïnspecteerd en zo nodig gerepareerd worden. Het cumulatief effect van de schades verwacht bij lagere vervallen blijft dan in voldoende mate beperkt om aan de ontwerp eis voor bezwijken van de toplaag te voldoen.

II Bewaking op gevolgschade

Als conditieparameter wordt in dit geval de diepte van een ontgrondingskuil genomen, die ontstaat na bezwijken van de toplaag en filterlagen. De berekening van de kuilontwikkeling is beschreven in hoofdstuk 5. De inspectie-frequentie moet zo hoog zijn dat kuilen op tijd

gevonden worden; voordat ze zo diep zijn dat de constructie in gevaar komt. Binnen de veiligheidsmarges kan de inspectie-frequentie geoptimaliseerd worden op basis van een economische beschouwing; vaak inspecteren en goedkope reparaties (kleine kosten) afgewogen tussen minder vaak inspecteren en dure reparaties (grote kosten). Een voorbeeld voor deze optimalisatie is te vinden in [12.6].

Ook voor deze situatie als voorbeeld de Oosterscheldekering: De ontgrondingscapaciteit in het gebied dat tussen 300 en 600 m uit de as van de kering ligt, bedraagt circa 5 m per half jaar bij een geopende kering. In dit gebied is begin van kuilvorming in de bodemverdediging vanuit de faalkanseisen toelaatbaar. De maximum toelaatbare kuildiepte, waarbij nog een ontwerpbelasting, een weigerende schuif, kan worden doorstaan bedraagt circa 10 m. De minimale inspectiefrequentie is daarom circa één keer per jaar. Het repareren van een dergelijke omvangrijke beschadiging is vrij kostbaar. Indien vaker geïnspecteerd wordt zal een eventuele kuil al gevonden worden bij een relatief beperktere omvang, de reparatie zal goedkoper zijn, de inspectiekosten nemen echter toe. De optimale inspectiefrequentie kan bepaald worden met een economische beschouwing.

III Bewaking aanzethellingen aan rand bodemverdediging

Als conditieparameter wordt in dit geval gekozen voor de aanzethelling van de ontgrondingskuil. Indien deze helling over grotere hoogte een criterium overschrijdt, neemt de kans op een afschuiving of zettingsvloeiing onacceptabel toe. Voordat het zover is, wordt de aanzethelling bestort en daardoor gestabiliseerd. Zie hiervoor tevens hoofdstuk 5. De inspectiefrequentie wordt afgestemd op de ontgrondingssnelheid, opdat een versteiling tijdig waargenomen kan worden.

Een getallenvoorbeeld van de Oosterscheldekering: Na het gereed komen van de kering is de aanzethelling elke drie maanden gepeild. Als criterium voor het bestorten van de aanzethelling werd de steilste helling over 4.5 m hoogte, verticaal gemeten, aangehouden. Deze inspectie frequentie was gebaseerd op een initiële groeisnelheid (bij begin kuilontwikkeling) van 5 m per half jaar. Door de ontwikkeling van de kuilgroei te volgen kon de rand van de aanzethelling op een optimaal moment worden bestort. Te laat storten, als de aanzethelling het criterium al overschreden heeft, geeft een te groot risico op een instabiliteit. Te vroeg bestorten, bij een te flauwe helling, leidt tot te hoge kosten, omdat dan in feite de bodemverdediging verlengd wordt en zich aan de nieuwe rand bodemverdediging een steilere aanzethelling ontwikkelt, dan wanneer gewacht zou zijn tot het criterium wel bereikt was.

12.4 Referenties

[12.1] M. Kok; januari 1988

Stormvloedkering Oosterschelde, optimaliseren van inspectie en onderhoud natte werken, WL-Rapport Q606

[12.2] M. Kok; september 1990

Methoden voor rationeel onderhoud van civiele constructies, WL-Rapport Q606

[12.3] J.J. de Jonge, M. Kok, J.M. van Noortwijk; november 1991

Onderhoud van de natte werken van waterbouwkundige constructies, WL-rapport Q1297

- [12.4] Rijkswaterstaat; 21 december 1994
Handleiding beheersplan nat, BOP-OBP-R94.027
- [12.5] E.E. Ariëns, J.J. Bakker, J.C.R. Johanson; 7 juli 1994
Functie-eisen, technische eisen en interventieniveaus voor oevers en kribben,
FBVO-N-94079
- [12.6] J.K. Vrijling, H. Kuiper, H.E. Klatter; 1993
The Maintenance of Hydraulic Structures, PIANC 1993

13 CASES

V. Hombergen / M. Dijkman

13.1 Inleiding

In dit hoofdstuk worden de ontwerpregels uit de hoofdstukken 5 tot en met 8 toegepast op het ontwerp van een bodemverdediging achter een stormvloedkering en bij een afsluiting van een getijdegebied.

Voor beide (fictieve) cases geldt dat slechts één fase van de sluiting wordt doorerekend.

Bij de case van de stormvloedkering betreft dit een combinatie van een verval met een spleetgrootte, bij het voorbeeld van de afsluiting betreft het een combinatie van een drempelhoogte met een sluitgatbreedte. Voor het uiteindelijke ontwerp zal het totaal van de sluitingsfasen doorerekend moeten worden.

In de cases wordt niet ingegaan op het programma van eisen, de ontwerpfilosofie en de uitvoerings- en onderhoudsaspecten.

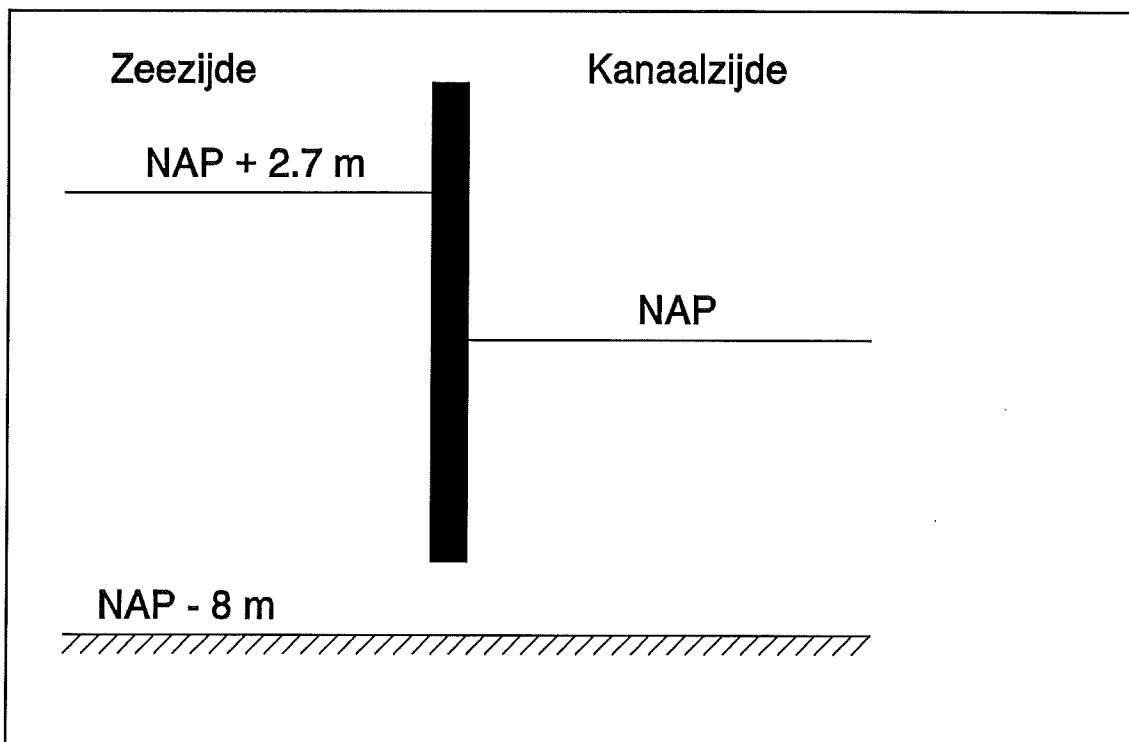
13.2 Case stormvloedkering

13.2.1 Probleemstelling

Het betreft de dimensionering van de bodemverdediging aan de kanaalkant van de tot tweedimensionale schuif geschematiseerde Stormvloedkering in het Hartelkanaal. De berekeningen worden slechts voor één set hydraulische randvoorwaarden uitgevoerd.

Uitgangspunt zijn de volgende gegevens, zie ook figuur 13.1:

- * waterstand aan zeezijde: NAP + 2.70 meter
- * waterstand aan kanaalzijde: NAP
- * bodemniveau aan beide zijden: NAP - 8.0 meter
- * spleetgrootte onder de schuif: 2.0 meter
- * scherpe onderkant van de schuif
- * duur van de belasting: 6 uur
- * bodemmateriaal: zand, korreldiameter D_{50} van 200 μm , niet zettingsvloeiingsgevoelig
- * geen golfinvloeden
- * controle op schroefstraalbelasting door scheepvaart bij een waterstand van NAP - 1.0 meter; uitgaan van een maatgevend schip van klasse IV



Figuur 13.1 Situatieschets randvoorwaarden

13.2.2 Methodiek

Eisen:

- stabiliteit toplaag overtrekkende stroming
- stabiliteit drukopbouw (verticale opbouw filter)
- deterministische aanpak.

Aanvullende keuzen (zonder verdere onderbouwing):

- volledig granulaire opbouw wordt aangehouden (ook als dit niet de meest realistische resultaten levert)
- geen aanvullende eisen met betrekking tot milieu, uitvoering etc.
- veiligheidsfactor $F = 1.2$ op de sterkte van de toplaag (arbitrair). Het gebruik van een veiligheidsfactor op de sterkte kan worden gezien als een eenvoudig alternatief voor het gebruik van standaardafwijkingen bij gemiddelde waarden van de ontwerpparameters
- vanwege de geringe duur van de belastingen wordt gerekend met criterium 'bezwijken', en niet 'begin van bewegen'.

13.2.3 Bepaling van het stroombeeld achter de schuif

Hiervoor is gebruik gemaakt van de straaltheorie, de gebruikte formules zijn afkomstig uit paragraaf 6.3 (formules 6.9 t/m 6.16).

Hierbij is uitgegaan van de volgende waarden voor de parameters (zie paragraaf 6.4):

$\gamma = 1/12$ [-]	Deze waarde volgt uit de analyse van de modelproefresultaten met StaBase.
$\mu = 0.75$ [-]	Voor een scherpe schuif wordt een range van 0.7 tot 0.8 voorgesteld. De gekozen waarde van 0.75 valt hierbinnen. Voor een uiteindelijk ontwerp zou deze aanname moeten worden geverifieerd/onderbouwd met behulp van modelproeven of een numeriek model.
$x_0 = 3 h_s$ [m]	Voor een schuif wordt een range van 2 tot 4 h_s (de spleethoogte) voorgesteld. De gekozen waarde van 3 h_s valt hierbinnen. Voor het ontwerp van de topaagsorteringen (en dus de filterconstructies) is deze keus nauwelijks van belang, alleen de lengte van het te verdedigen gebied verandert hiermee iets.

De resultaten van de berekening zijn weergegeven in figuur 13.2.

13.2.4 Dimensionering toplaag

De vereiste diameter voor de toplaag kan worden afgeleid uit de stroomsnelheid en straalhoogte als functie van de afstand tot de kering. Dit gebeurt met de ontwerpregel (paragraaf 6.3.2) die gebaseerd is op de Shields-formule, in combinatie met de formule van Manning (voor de weerstandsterm).

Voor toepassing van de formule 6.24 zijn een aantal aannamen voor parameters nodig:

$\psi = 0.045$ [-]	Deze waarde volgt uit de analyse van de modelproefresultaten met StaBase, voor het bezwijk-criterium.
$F = 1.2$ [-]	De veiligheidsfactor op de sterkte ΔD_n (relatieve dichtheid*steendiameter).

Voor de resultaten zie figuur 13.3. Hierin wordt nog geen rekening gehouden met de nader te bepalen vereiste lengte van de bodemverdediging.

Vervolgens moet een keuze voor de toe te passen toplaagsorteringen worden gemaakt. Praktisch is het niet erg zinnig om te werken met alle mogelijke sorteringen, gezien de zeer geringe lengten van de stortvelden die dan ontstaan, om nog maar te zwijgen over de aansluitproblematiek.

Gekozen kan bijvoorbeeld worden voor een beperkt aantal standaardsorteringen, die dan ook nog liefst voor de vorige (dichter bij de kering) toplaag als filterlaag dienst kunnen doen. In dit geval is gekozen voor een beperking tot een 4-tal toplaag sorteringen, een verdere optimalisatie is hierbij achterwege gelaten. De gekozen sorteringen zijn weergegeven in onderstaande tabel. Met de uitvoeringspraktijk is rekening gehouden door de lengte

van de stortvakken voor de te plaatsen stenen te houden op een veelvoud van 5 meter, en de lengte van de stortvakken waar de steen kan worden gestort (de sortering 60-300 kg en kleiner) af te ronden op een veelvoud 14 meter (de standaard laaddek lengte van een stortschip). De toe te passen laagdikte wordt bepaald op de minimaal benodigde laagdikte (2 Dn voor de te plaatsen steen en 2,5 Dn voor de te storten steen).

Afstand tot de schuif [m]	Toegepaste sortering	Minimale laagdikte [m]
0 - 25	3-6 ton	2.36
25 - 35	300-1000 kg	1.20
35 - 49	10-60 kg	0.53
49 - eind	5-40 kg	0.42

Tabel 13.1 Toplaag bodemverdediging

13.2.5 Bepalen van de benodigde lengte waarover de bodem verdedigd moet worden

De benodigde lengte van de bodemverdediging wordt bepaald door de vorming van een ontgrondingskuil aan benedenstroomse zijde van deze bodembescherming. Als deze kuil te diep wordt kan er afschuiving optreden (randvoorwaarde is niet-zettingsvloeiingsgevoelig zand). Als deze afschuiving leidt tot een inscharing die doorzet tot onder de fundering van de keringsconstructie kan dit leiden tot bezwijken.

Door de bodemverdediging ver genoeg door te zetten dient dit voorkomen te worden.

De maximale inscharing mag met een zekere veiligheidsmarge niet tot aan de constructie reiken, dit leidt tot de stabiliteitseis: $L_b \geq F \cdot L_{in}$.

Voor de veiligheidsfactor (F) is een waarde van 1.4 gekozen (arbitrair). In deze veiligheidsfactor zijn de standaardafwijkingen van de parameters die bij de bepaling van de ontgrondingskuil een rol spelen verwerkt. De hier gekozen waarde van 1.4 wordt hier niet verder onderbouwd, en op zich vrij ruim.

De inscharing wordt geschat aan de hand van een eenvoudig bergingsmodel (een vereenvoudigde vorm van hetgeen in paragraaf 5.2 wordt gehanteerd, namelijk met een breshoogte (D) van 0):

$$L_{in} = \frac{h_{max}}{2} (cotg\gamma - cotg\beta) \tag{13.1}$$

Voor de helling na afschuiving (γ) wordt gebruik gemaakt van de waarde 1:6.
hDe aanzethelling vóór afschuiving (β) wordt zeer conservatief geschat op 1:2, gemiddeld over de totale diepte van de kuil.

De stabiliteitseis laat zich nu als volgt vertalen: $L_b \geq 2 F h_{max}$.

De ontgrondingsdiepte ($h_{\max}$) volgt uit de formule van Breusers (formules 5.7 en 5.8). Hierin komt de stroomsnelheid aan de rand van de bodemverdediging voor. Het is echter maar de vraag of dat wel correct is, gezien de sterke afname in stroomsnelheden met de afstand tot de keringsas. Hanteren van de stroomsnelheid aan de rand is een conservatieve aanname. Voor de diepte boven de kuil wordt de hoogte van de straal eveneens aan de rand van de verdediging genomen.

Er wordt geen rekening gehouden met de mogelijke aanwezigheid van sedimnetaanvoer onder de schuif door. Dit sedimenttransport zou een reducerende werking op de kuilvorming hebben, verwaarlozing ervan is dus een conservatieve aanname.

De waarde voor de meest belangrijke parameter in de ontgrondingsrelatie volgens Breusers is de factor α . Deze factor kan worden gerelateerd aan de relatieve turbulentie-intensiteit. De in hoofdstuk 5 gegeven formule (formule 5.10) ter bepaling van deze turbulentie-intensiteit is afgeleid voor de stroming bij een drempel, en niet voor de stroming bij een schuif. Er wordt echter geopperd deze formule toch toe te passen, waarbij de drempelhoogte wordt vervangen door de hoogte waarover de schuif aan benedenstroomse zijde in het water steekt.

De minimaal benodigde lengte van de bodembescherming kan nu (iteratief) worden bepaald door het volgende proces te doorlopen:

- 1) een lengte kiezen voor de bodembescherming
- 2) bepalen van de stroomsnelheid, straalhoogte en turbulentie-intensiteit aan de rand van de bodembescherming
- 3) bepalen van de diepte van de ontgrondingskuil (formule van Breusers)
- 4) bepalen van de inscharingslengte bij afschuiving
- 5) toetsing aan het criterium: $L_B \geq 2 F h_{\max}$.

Het resultaat van deze berekening is een minimaal benodigde lengte van de bodembescherming van 42 m.

Bij dit resultaat wordt een drietal kanttekeningen gemaakt:

- * De berekende lengte is de optimale lengte voor de specifieke belastingssituatie. Echter, er zullen andere belastingssituaties optreden waarbij de benodigde verdedigingslengte anders zal zijn, de maatgevende situatie is waarschijnlijk die waarbij het grootste debiet onder de schuif door stroomt. Deze beschouwing wordt hier niet verder uitgewerkt, vanwege het ontbreken van de benodigde randvoorwaarden.
- * Er wordt geen rekening gehouden met eventuele instabiliteiten van de oevers, alleen met de stabiliteit van de kering zelf. Door de vorming van een erosiekuil zouden ook de oevers instabiel kunnen worden. De eisen die hieruit voortvloeien met betrekking tot de toelaatbare diepte van de ontgrondingskuil zouden wel eens maatgevend kunnen blijken te zijn. Dit wordt hier verder niet onderzocht.
- * De gevolgde veiligheidsfilosofie, waarin naast elkaar een ruime veiligheidsfactor en conservatieve aannamen omtrent de invoer-parameters worden gedaan, levert naar verwachting wel een erg conservatieve inschatting van de benodigde lengte voor de bodemverdediging op. Voor een werkelijk ontwerp zou hiernaar verder onderzoek lonend kunnen zijn.

13.2.6 Verificatie toplaag op schroefstraalbelasting

De verificatie wordt voor de kleinste toplaagsortering (5-40 kg) uitgevoerd, impliciet worden hiermee ook de zwaardere sorteringen geverifieerd. De gebruikte formules zijn ontleend aan paragraaf 7.3.2.

De moeilijkheid zit in het toepassen van de juiste waarden voor de scheepsafhankelijke parameters, hiervoor zijn indicatief enkele waarden geschat. Als maatgevend schip wordt gehanteerd de 6-baks duwvaart, met de volgende kenmerken:

T_s	1.7 [m]	diepgang duwboot
D_0	1.87 [m]	effectieve schroefdiameter ($= 1.1 * T_s$)
P_d	2.1 [kW]	werkzaam schroefvermogen $= 0.7 * \text{geïnstalleerd vermogen}$ (4000 PK)
a	3 [-]	aantal schroeven
V_w	1 [m/s]	stroomsnelheid waterloop
V_s	3 [m/s]	vaarsnelheid schip
C	42 [$\text{m}^{1/2}/\text{s}$]	Chezy ruwheid ($C = 18 \log(12R/2D_n)$ met $R = z_b$)
K_{st}	1.4 [-]	Stabiliteitsfactor
ψ_{cr}	0.06 [-]	Shields parameter (geen doorgaand transport)

Dit resulteert in een maximale stroomsnelheid aan de bodem ten gevolge van de schroefstraal van 4.19 [m/s], en een vereiste D_{50} van 0.15 [m] ofwel een vereiste D_n van 0.13 [m]. Zelfs de kleinste nog toe te passen toplaag-sortering van 5-40 kg voldoet hier ruimschoots aan (met een $D_n > 0.17$).

13.2.7 Dimensionering filter (verticale opbouw)

Nu de toplaag bekend is kan dimensionering van het filter plaatsvinden. Gekozen is voor een dimensionering gebaseerd op een geometrisch dicht filter. Dit lijkt onontkoombaar gezien de hoge snelheden die erboven optreden. Eventueel kan worden overwogen om de onderste filterlagen geometrisch open te ontwerpen, of te vervangen door een geotextiel. Deze alternatieven worden hier niet onderzocht, dit zal voor een werkelijk ontwerp echter wel moeten gebeuren.

De keuze van de toe te passen sortering wordt beperkt tot de standaardsorteringen. Voor de dichtheid van het materiaal wordt gerekend met de veelvoorkomende dichtheid van 2700 kg/m^3 , zodat de verkrijgbaarheid van het materiaal geen probleem hoeft te vormen.

Het filter wordt opgebouwd met behulp van de formule van Kenney, waarvoor alleen de D_{50} waarden nodig zijn. De toe te passen verhouding tussen de D_{50} -waarden van twee opeenvolgende lagen varieert tussen 6 en 10. Bij een waarde van 10 zal er een minimaal aantal lagen nodig zijn, dus economisch het meest aantrekkelijk. De uiteindelijke waarde wordt bepaald door de toegepaste sorteringen.

Het benodigd aantal lagen wordt simpel bepaald door de eerstvolgende gehele waarde te nemen van $\log_K(D_{50,top}/D_{50,bodem})-1$, waarin K de verhouding in de formule van Kenney voorstelt. Voor de zwaarste toegepaste toplaagsortering resulteert dit, met $K = 10$ in een

3-laags filter, met $K = 9$ wordt dat al een 4-laags filter. Er wordt hier gekozen voor het toepassen van een 4-laags filter. Vervolgens worden hierbij de best passende sorteringen bepaald.

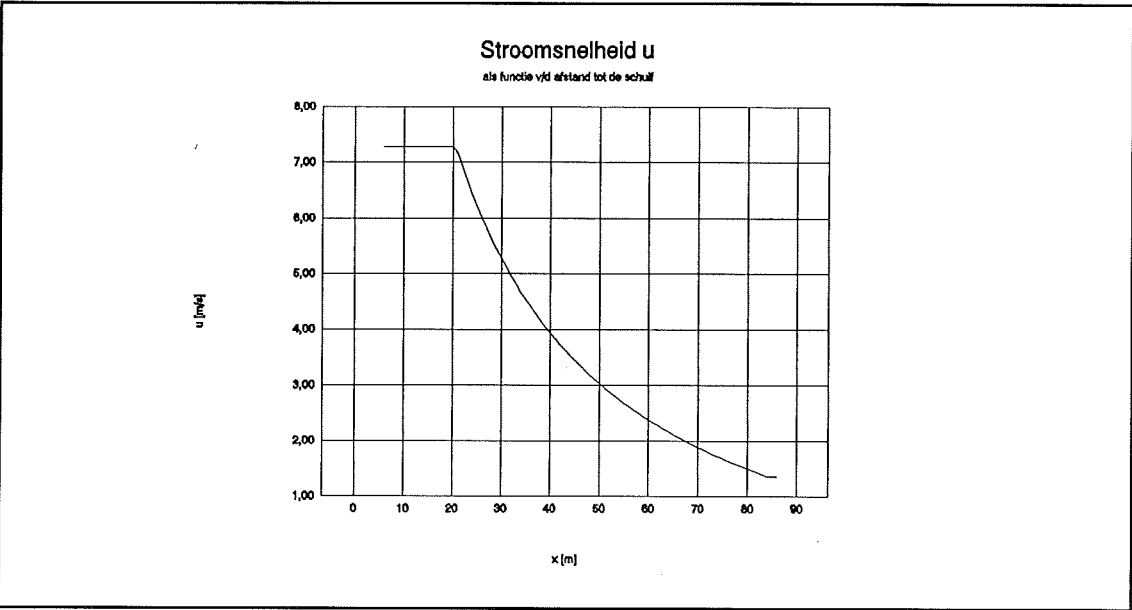
Laag	Toplaag	Filterlaag 1	Filterlaag 2	Filterlaag 3	Filterlaag 4	Bodem
Sortering	3-6 ton	10-60 kg	30/80 mm	**	**	
D50 min	1.40	0.25	0.05	0.082	0.0013	0.0002
D50 max	1.47	0.31	0.07	0.100	0.0016	0.0002

Tabel 13.2 Verticale opbouw bodemverdediging

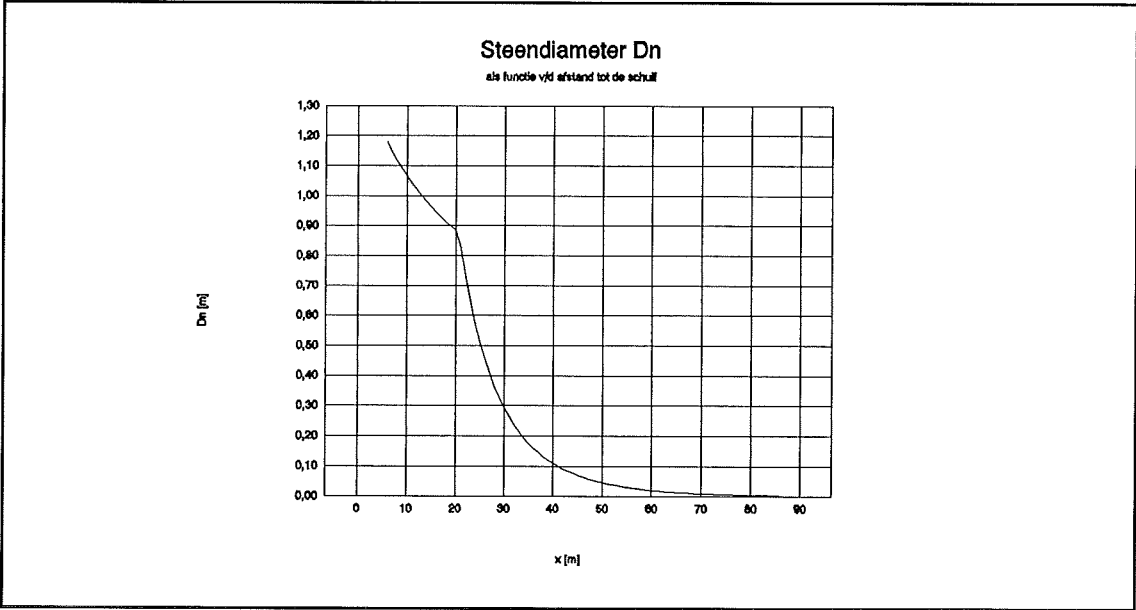
De interne stabiliteit van de sortering wordt gecontroleerd aan de hand van de verhouding D_{60}/D_{10} . Deze verhouding is voor alle toegepaste standaardsorteringen kleiner dan 6. De interne stabiliteit is in dit geval gegarandeerd, zie paragraaf 8.7.1.

De waterdoorlatendheid is gecontroleerd aan de hand van de formule(s) 8.20, en in orde bevonden.

De laagdikte wordt gegeven door de minimaal noodzakelijke laagdikte (ongeveer $2,3 D_n$) met een praktisch minimum van 30 cm.



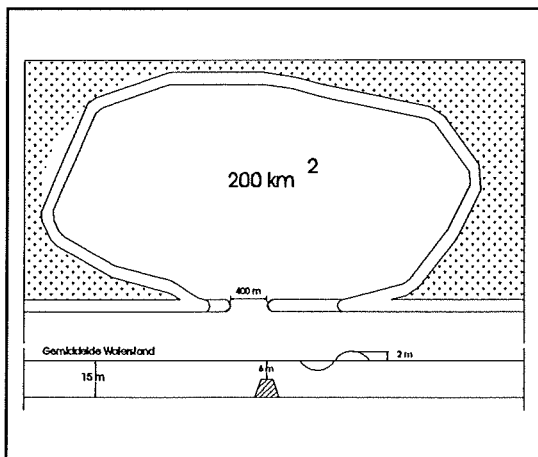
Figuur 13.2 Stroomsnelheden volgens straaltheorie



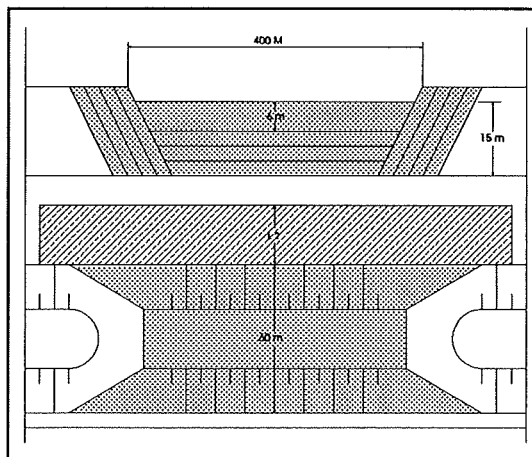
Figuur 13.3 Benodigde steendiameter volgens straaltheorie

13.3 Case afsluiting

De volgende case betreft een fictieve afsluiting van een getijde gebied.



Figuur 13.4 Schematisatie afsluiting



Figuur 13.5 Schematisatie van sluitgat

Gegevens:

Kombergingsoppervlak:	200 km ²
Breedte laatste sluitgat:	400 m
Niveau drempel:	GWS-6,0 m
Lengte drempel:	60 m
Niveau bodem:	GWS-15,0 m
Getij-amplitude:	2 m
Soortelijk gewicht zand:	2650 kg/m ³
Soortelijk gewicht (zee)water:	1030 kg/m ³
Kritische stroomsnelheid zand:	0,5 m/s
Ruwheid bodembescherming:	35 m ^{1/2} /s
Karakteristiek belastingsduur:	4 weken = 672 uur per zijde van de dam
D ₅₀ van zand:	0,001 m
Hoek v. inwendige wrijving zand:	35 graden
Bij de ontgrondingsberekening wordt uitgegaan van geen bovenaanvoer van sediment.	

Gevraagd wordt de toplaag van de bodemverdediging aan de eb- dan wel buitenzijde en de vloed- dan wel binnenzijde van de sluitkade te dimensioneren. In het algemeen geldt hierbij dat, gezien de optredende waterstanden, aan de eb-zijde een zwaardere bodemverdediging nodig zal zijn dan aan de vloed-zijde. Het bepalen van de lengte van de bodemverdediging is iteratief, wat de toepassing van een spreadsheet aanbeveelt. De berekening voor beide bodembeschermingen zijn analoog, waardoor zij beiden in een spreadsheet zijn uitgezet. De spreadsheet is weergegeven aan het eind van deze paragraaf.

Bepaling lengte bodembescherming

Voor beide zijden van de sluitkade zijn eerst de debieten en stroomsnelheden bepaald met de formules uit hoofdstuk 6.

	H_e [m]	h_{ben} [m]	h_o [m]	overlaat	q [m ² /s]	x_o
VLOED	17,00	15,00	6,00	onvolkomen	37,59	54,00
EB	15,00	13,00	4,00	volkomen	25,06	18,00

Tabel 13.3 Uitwerking hydraulische randvoorwaarden

Toelichting:

- H_e = Buitenzijde: Gemiddelde waterdiepte + getijde amplitude = 17m.
 Binnenzijde: Gemiddelde waterdiepte = 15m (in het getijde gebied wordt verondersteld dat de waterdiepte ongeveer gelijk blijft aan de gemiddelde waterdiepte). Vanwege de globale benadering wordt $(u_{bov})^2/2g$ gelijk aan 0 gesteld.
- h_{ben} = Binnenzijde: Gemiddelde waterdiepte = 15m.
 Buitenzijde: Gemiddelde waterdiepte-getijde amplitude = 13m.
- $D_{drempel}$ = De hoogte van de afsluitkade t.o.v. de bodem = 9m.
- γ = $1/12 = 0,08333$.
- μ = 1,00 (tabel 6.3).

In de spreadsheet, onder "ontgrondingen" wordt iteratief de lengte van de bodembescherming bepaald. Er wordt uitgegaan van zettingsvloeiing omdat er onvoldoende gegevens zijn over het basis-materiaal. Om dezelfde reden wordt uitgegaan van de vereenvoudigde vorm voor het bergingsmodel:

$$L_{in} = \frac{h_{max}}{2} \cdot [\cot(\gamma) - \cot(\beta)] \quad (13.2)$$

Toelichting:

De afsluitkade wordt geschematiseerd met een breedte aan de bodem van 60m, hellingen van 1:3, waardoor de teen ($x = 0$ voor L_{bod}) 27 meter vanaf de kruinrand komt te liggen ($x = 0$ voor x_o). De breedte van de kruin wordt dan 6,0m.

- L_{bod} = De lengte van de bodembescherming vanaf de teen van de afsluitkade. Deze waarde wordt als eerste aanname opgegeven.
- $L_{bod \text{ t.o.v. } x_o}$ = De lengte van de bodembescherming t.o.v. x_o bepaald met tabel 6.4. Deze waarde is nodig om de straalhoogte (h_x) aan het eind van de bodembescherming en de stroomsnelheid u_x aan het eind van de bodembescherming te kunnen bepalen, die worden berekend met een lengte t.o.v. x_o . (zie figuur 6.3).
- u_x = De stroomsnelheid volgens tabel 6.1 aan het eind van de bodembescherming op afstand $L_{bod \text{ t.o.v. } x_o}$ voor het bepalen van de overige parameters voor de inschatting van de maximale kuildiepte na een karakteristieke stromingsduur (t). Daarnaast is deze stroomsnelheid vermenigvuldigd met 0,8 (U_d , form. 5.9).
- h_x = De stroomvoerende hoogte volgens tabel 6.1 aan het eind van de bodembescherming op afstand $L_{bod \text{ t.o.v. } x_o}$.

L_{in} = Met behulp van de berekende parameters volgt een minimaal vereiste lengte van de bodembescherming (L_{in}). De in de spreadsheet gepresenteerde berekening is het eind resultaat van een aantal iteraties, waarbij steeds L_{bod} werd aangepast, totdat $L_{bod} \geq L_{in}$.

Het resultaat van deze berekening is weergegeven in tabel 13.2.

	L_{bod} [m]	L_{in} [m]	h_{max} [m]	h_x [m]	u_x [m/s]
VLOED	135,0	131,81	20,89	15,00	2,00
EB	105,0	103,31	16,37	13,00	1,54

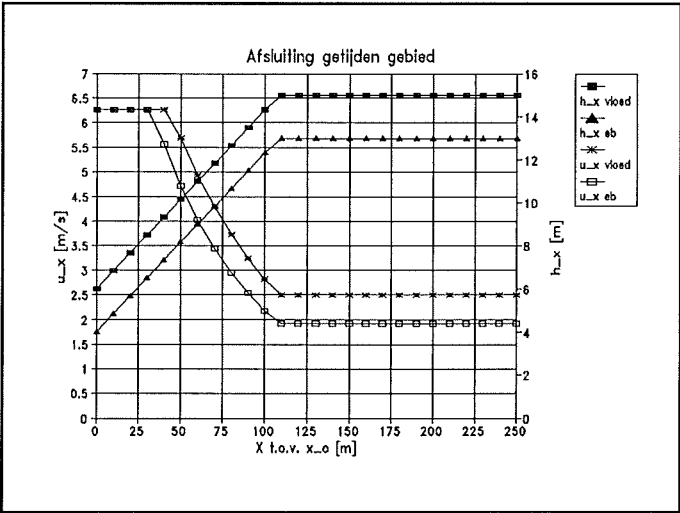
Tabel 13.4 Lengte bodembescherming

De ontgrondingen (h_{max}) zijn nog aanzienlijk, maar theoretisch zijn de iteratief bepaalde lengten voldoende om instabiliteit van de drempel als gevolg van zettingsvloeiing te voorkomen. Verder wordt opgemerkt dat $L_{bod \text{ t.o.v. } x_0} > L$ (lengte naar). Het debiet is weer over de gehele waterdiepte verdeeld ($U_d = 0.8 \cdot (q/h_{ben})$).

Ontwerp toplaag bodembescherming

Voor het ontwerp van de toplaag van de bodembescherming moet in de gaten worden gehouden dat de formules gelden vanaf x_0 . In het gebied tussen de benedenstroomse kruinrand en x_0 zijn de formules niet getoetst. In de theorie wordt aangenomen dat vanaf de benedenstroomse kruinrand en x_0 de h_x gelijk is aan h_0 . Het ligt voor de hand aan te nemen dat de stroomsnelheden in dit gebied ook constant blijven ($u_0 = q_{(vloed,eb)}/h_0$). Derhalve wordt aangenomen dat de D_n van de bodembescherming tussen de kruinrand en x_0 gelijk is aan de D_n bepaald op x_0 .

Met de formules uit tabel 6.1 en de aanname van $\gamma = 1/12$, wordt het verloop van h_x en u_x vanaf x_0 bepaald. Met relatie 6.25 zijn voor vloed en eb de $K_{drempel}$ waarden bepaald, respectievelijk 1,09 en 1,13. Met relatie 6.24 zijn dan eenvoudig uit het verloop van h_x en u_x het verloop van D_{nx} voor vloed en het verloop van D_{nx} voor eb te bepalen. Merk op dat voor het bepalen van D_{nx} gerekend wordt met u_x en niet met $0.8 \cdot u_x$ zoals dat bij de ontgrondingsberekeningen is gedaan.

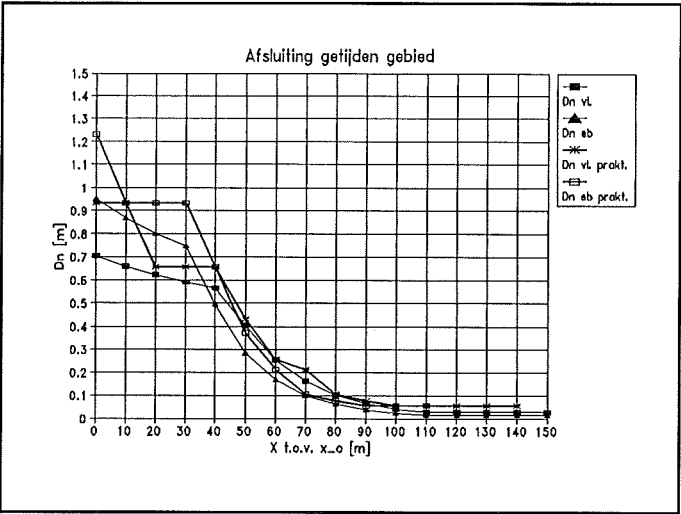


Figuur 13.6 Verloop h_x en u_x t.o.v. x_0

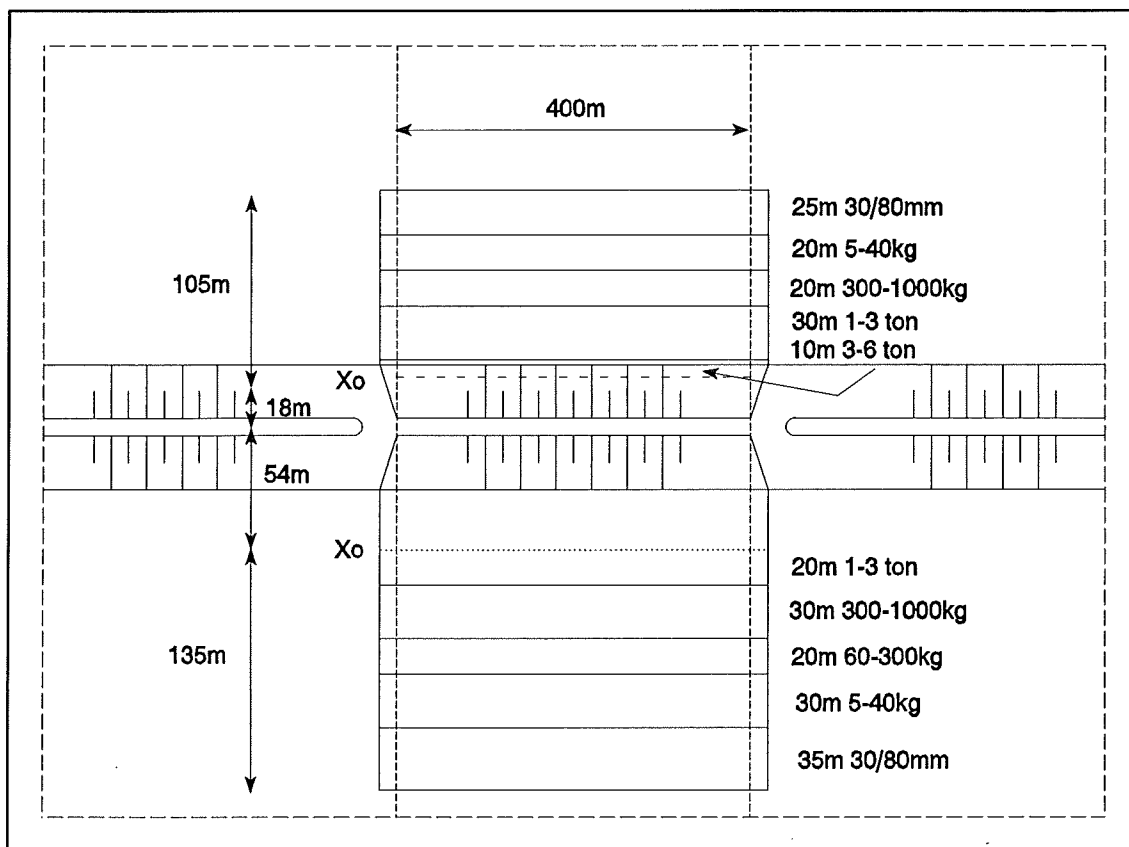
In figuur 13.7 is tevens voor vloed en eb de $D_{n,praktisch}$ weergegeven.

Deze lijn is bepaald met de tabel in Bijlage 1 ($\rho_s = 2700\text{kg/m}^3$). Als de berekende D_{nx} groter is dan de bovengrens van D_n (D_{n_max}) van een standaard sortering dan moet de eerst volgende (zwaardere) sortering op die locatie (x t.o.v. x_0) worden toegepast.

Voor vloed zijn de overgangen tot $x = 40\text{m}$ nog goed te onderschrijven door de horizontale lijnen. Bij eb tot $x = 30\text{m}$. Daarna verloopt de D_{nx} dermate steil dat om de 10 meter zou moeten worden overgegaan op een lichter bodembescherming. Een dergelijke bodembescherming is niet aan te leggen. Verondersteld wordt dat men minimaal op stortvakken van 15m à 20m moet rekenen. Het ontwerp van de toplaag van de bodembescherming wordt dan dusdanig dat iedere sortering minimaal 20m wordt doorgezet, voordat wordt overgegaan op de sortering die 20m verder nodig is. Daarnaast wordt ook nagegaan of de overgang van de ene sortering naar de volgende niet te groot is. Op deze manier krijgt men een bovenaanzicht zoals weergegeven in figuur 13.8.



Figuur 13.7 Verloop D_n en $D_{n_praktisch}$



Figuur 13.8 Bovenaanzicht bodembescherming

Ontwerp filterconstructie

Aanvullende randvoorwaarden en uitgangspunten:

Basismateriaal ($\rho_s = 2700 \text{ kg/m}^3$): $D_{b15} = 0,40 \text{ mm}$, $D_{b50} = 1,00 \text{ mm}$, $D_{b85} = 3,5 \text{ mm}$

Toplagen ($\rho_s = 2700 \text{ kg/m}^3$):

1-3 ton:	$D_{50} = 1,08 \text{ m}$ ($D_n = 0,84 \cdot D_{50}$)
300-1000kg:	$D_{50} = 0,75 \text{ m}$
60-300kg:	$D_{50} = 0,485 \text{ m}$
5-40kg:	$D_{50} = 0,225 \text{ m}$
30/80mm:	$D_{50} = 0,055 \text{ m}$

Poriëngehalte (η): $0,35 = 35\%$

Aangezien hier sprake is van een tijdelijke constructie, ligt het voor de hand te kiezen voor een zinkstuk met een geotextiel als filter. De keuze van een geotextiel heeft als gevolg dat de filterregels voor een granulair filter hier niet worden geïllustreerd. Derhalve wordt gekozen voor een granulair filter.

Door de grote "breedte" van het getijde gebied en de zee mag de hydraulische straal gelijk worden gesteld aan de stroomvoerende hoogte h_x .

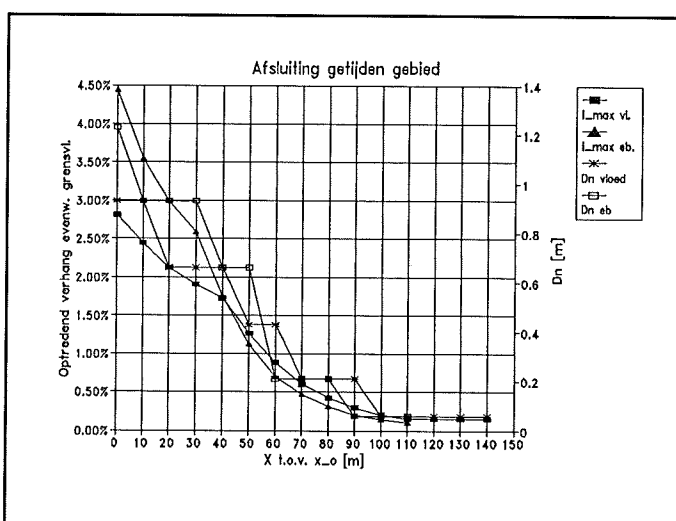
Gezien het feit dat de bodembescherming een tijdelijk constructie is, hoeven geen zware eisen aan de filterconstructie te worden gesteld.

Een groot verticaal verhang over de drempel wordt bij deze afsluiting niet verwacht i.v.m. de grote waterdoorlatendheid van het afsluitingsmateriaal (zware steen i.v.m. grote stroomsnelheden). Het kritieke verhang bij stroming evenwijdig aan de grensvlakken zal een orde kleiner zijn dan het kritieke verhang loodrecht op het grensvlak, en kan derhalve als maatgevend worden beschouwd.

Voor het bepalen van het verhang wordt uitgegaan van formules 8.1 t.m. 8.3, waarbij voor R de h_x wordt ingevuld en voor C de C_x (formule 6.23). Op deze manier wordt het verloop van het verhang als functie van x (t.o.v. x_0) gevonden.

Bij vloed geldt voor het langsverhang als functie van x t.o.v. x_0 : $0,15\% \leq i_l \leq 2,81\%$. Bij eb ligt het langsverhang tussen $0,11\% \leq i_l \leq 4,43\%$.

Stel dat de eerste filterlaag (boven de basislaag) ergens tussen de sortering 30/80mm en 80/200 mm ligt. Per filterlaag kan worden bepaald wat ongeveer het maximale toegestane langsverhang (kritieke langsverhang) is in het grensvlak tussen basismateriaal ($D_{b50} = 1,0\text{mm}$) en de 1^e filterlaag. Ook hier wordt uitgegaan van een ρ_s van 2700kg/m^3 . Gebruik wordt gemaakt van figuur 8.2 en de lijn $D_{b50} = 0,82\text{mm}$.



Figuur 13.9 Verloop i_l ($i_{\text{optredend}}$) evenwijdig aan het grensvlak en de D_n

Filterlaag	$D_{f15_gemiddeld}$ [m]	$\eta D_{f15}/D_{b50}$	i_{cr} (figuur 8.2)
30/80mm	0,036	12,6	7,5 à 8%
40/100mm	0,052	18,2	4,5%
50/150mm	0,075	26,25	3,5%
80/200mm	0,1055	36,925	< 3,0% ($\approx 2\%$)

Tabel 13.5 Kritieke verhangen per filterlaag bij een D_{b50} van 1,0mm, $\eta = 0,35$ (grensvlak basismateriaal $\leftrightarrow$ 1^e filterlaag)

Uit tabel 13.5 blijkt dat bij vloed (sluitgat-zijde) dicht bij de drempel geen grovere (zwaardere) standaard sortering kan worden toegepast dan 50/150 mm doordat $i_l (= i_{\text{optredend}})$ groter is dan i_{cr} . Aan de zee-zijde (bij eb) kan geen zwaardere standaard sortering dan 40/100mm worden toegepast in het gebied vlak bij de drempel.

Nu moet de overgang van toplaag naar filterlaag ook aan dezelfde criteria voldoen.

Per bepaalde toplaag moet nu worden nagegaan welk filter kan worden toegepast met als criterium dat $i_l (= i_{\text{optredend}}) < i_{cr}$ voor zowel het grensvlak basislaag $\leftrightarrow$ filterlaag als toplaag $\leftrightarrow$ filterlaag. Misschien zal meer dan één filterlaag nodig zijn om aan deze criteria te kunnen voldoen.

Vloed (sluitgat-zijde)				
toplaag	filter	$\eta D_{115}/D_{b50}$	i_{cr} fig 8.2	
1-3 ton; $D_{115} = 0,93m$ $0 < x < x_o + 20m$ $2,12\% \leq i_l \leq 2,8\%$	30/80mm; $D_{b50} = 0,055m$	5,92	$\pm 20\%$	$i_{cr} > i_l$
De conclusie is dat bij een toplaag van 1-3 ton één filterlaag van 30/80mm voldoende is, doordat zowel in het grensvlak basislaag↔filterlaag als in het grensvlak toplaag↔filterlaag wordt voldaan aan het criterium $i_l (= i_i) < i_{cr}$.				
300-1000kg; $D_{115} = 0,63$ $x_o + 20m \leq x \leq x_o + 50m$ $1,27\% \leq i_l \leq 2,12\%$	30/80mm; $D_{b50} = 0,055m$	4,00	$\pm 33\%$	$i_{cr} > i_l$
De optredende belasting ($i_{grensvlak}$) neemt af als functie van de afstand x. De filterlaag mag grover worden gekozen dan 30/80mm. Het ligt voor de hand zo veel mogelijk van hetzelfde materiaal toe te passen (uniformiteit van het ontwerp) om de verwerving- en verwerkingskosten te optimaliseren.				
60-300kg; $D_{115} = 0,395m$ $x_o + 50m \leq x \leq x_o + 70m$ $0,6\% \leq i_l \leq 1,27\%$	30/80mm; $D_{b50} = 0,055m$	2,51 bijna geometrisch dicht	$\pm 100\%$	$i_{cr} > i_l$
5-40kg; $D_{115} = 0,18m$ $x_o + 70m \leq x \leq x_o + 100m$ $0,6\% \leq i_l \leq 1,27\%$	30/80mm; $D_{b50} = 0,055m$	1,14 geometrisch dicht	$\pm 100\%$	$i_{cr} > i_l$
30/80mm $x_o + 70m \leq x \leq x_o + 135m$ $0,15\% \leq i_l \leq 0,6\%$	In dit gebied is geen filter meer nodig en kan de toplaag direct op de basislaag worden aangebracht. Volgens tabel 12.4 worden de kritische verhangen in het grensvlak toplaag↔basislaag niet overschreden.			

Tabel 13.6 Ontwerp filter per toplaag aan de sluitgat-zijde (vloed)

Eb (zee-zijde)				
toplaag	filter	$\eta D_{115}/D_{b50}$	i_{cr} fig 8.2	
1-3 ton; $D_{115} = 0,93m$ $x_o + 10m < x < x_o + 40m$ $1,76\% \leq i_l \leq 3,54\%$	30/80mm; $D_{b50} = 0,055m$	5,92	$\pm 20\%$	$i_{cr} > i_l$
In verband met de uniformiteit in de aan te schaffen materialen wordt ook hier gekozen voor een filter van 30/80mm.				
300-1000kg; $D_{115} = 0,63$ $x_o + 40m \leq x \leq x_o + 60m$ $1,13\% \leq i_l \leq 2,6\%$	30/80mm; $D_{b50} = 0,055m$	4,00	$\pm 33\%$	$i_{cr} > i_l$
5-40kg; $D_{115} = 0,18m$ $x_o + 60m \leq x \leq x_o + 80m$ $0,32\% \leq i_l \leq 1,13\%$	30/80mm; $D_{b50} = 0,055m$	1,14 geometrisch dicht	$\pm 100\%$	$i_{cr} > i_l$
30/80mm $x_o + 80m \leq x \leq x_o + 105m$ $0,11\% \leq i_l \leq 0,32\%$	In dit gebied is geen filter meer nodig en kan de toplaag direct op de basislaag worden aangebracht. Volgens tabel 12.4 worden de kritische verhangen in het grensvlak toplaag↔basislaag niet overschreden.			

Tabel 13.7 Ontwerp filter per toplaag aan de zee-zijde (eb)

De conclusie is dat onder iedere toplaag een filter komt te liggen van 30/80mm, behalve dan het laatste deel van de bodembescherming dat bestaat uit een toplaag van 30/80mm.

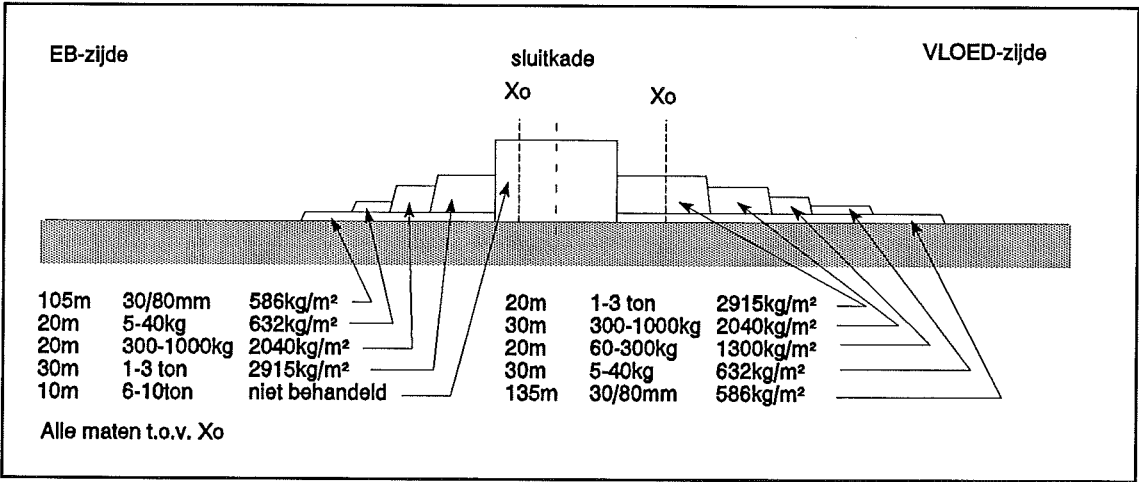
Laagdikten en hoeveelheden

De minimale laagdikte (d_{min}) wordt bepaald door $1,5 \cdot D_n$ voor de zwaardere sortering ($> 80/200mm$) en met een standaard afwijking (σ) van $0,5 \cdot D_n$. Voor de sorteringen kleiner of gelijk aan $80/200mm$ wordt uitgegaan van een praktische laagdikte van $0,25m$ en met een standaard afwijking van $0,10m$. De uitvoeringsnauwkeurigheid voor wat betreft de laagdikten kan worden gesteld op $a = \mu \pm b \cdot \sigma$ met $\mu = d_{min} + b \cdot \sigma$. Hierin is μ de gemiddelde laagdikte waar minimaal mee rekening moet worden gehouden om d_{min} te garanderen. Bij permanente bodembeschermingen wordt in verband met de veiligheid gerekend met $1,5 \leq b \leq 2$. Bij deze constructie kan worden gerekend met $b = 1$. De in rekening te brengen laagdikten t.b.v. een bestek worden bepaald door uit te gaan van μ .

Voor het bepalen van de aan te brengen hoeveelheden (massa) in kg/m^2 wordt bij de zwaardere sorteringen uitgegaan van een porositeit (n) van 40% en bij de lichtere sorteringen van 38%. De aan te brengen hoeveelheden worden dan $\mu \cdot (1-n) \cdot \rho_s$ kg/m^2 .

Laag	D_n [m]	d_{min} [m]	σ [m]	μ [m]	a [m]	massa [kg/m^2]
1-3 ton	0,90	1,35	0,45	1,80	2,25	2915
300-1000kg	0,63	0,95	0,32	1,26	1,58	2040
60-300kg	0,40	0,60	0,20	0,80	1,00	1300
5-40kg	0,19	0,29	0,10	0,39	0,49	632
30/80mm	0,047	0,25	0,10	0,35	0,45	586

Tabel 13.8 Laagdikten bodembescherming per laag ($\rho_s = 2700kg/m^3$)



Figuur 13.10 Langsdoorsnede bodembescherming. Let op lengten zijn opgegeven t.o.v. x_o en verticale schaal is 10 maal de horizontale schaal

BIJLAGE 1 STANDAARD STEENSORTERINGEN

Karakteristieke korreldiameter standaardsorteringen breuksteen

Sortering	D ₅₀ [m]	M ₅₀ [kg]	D _n [m]	D ₅₀ [m]	D ₁₅ [m]	D _{..} /D ₁₅ gem.
30/80 mm	0,045 - 0,065	0,15 - 0,45	0,038 - 0,055	0,085 - 0,064	0,048 - 0,024	2,22
40/100 mm	0,063 - 0,090	0,4 - 1,2	0,053 - 0,075	0,118 - 0,086	0,067 - 0,038	2,01
50/150 mm	0,090 - 0,125	1,2 - 3,1	0,075 - 0,110	0,173 - 0,125	0,096 - 0,054	2,06
80/200 mm	0,125 - 0,180	3,1 - 9,3	0,11 - 0,15	0,226 - 0,169	0,136 - 0,075	1,96
5 - 40 kg	0,20 - 0,25	13 - 26	0,17 - 0,21	0,33 - 0,28	0,20 - 0,16	1,70
10 - 60 kg	0,25 - 0,31	26 - 46	0,21 - 0,26	0,36 - 0,32	0,25 - 0,20	1,52
40 - 200 kg	0,38 - 0,44	90 - 140	0,32 - 0,37	0,54 - 0,48	0,37 - 0,31	1,50
60 - 300 kg	0,45 - 0,52	150 - 220	0,38 - 0,43	0,61 - 0,55	0,43 - 0,36	1,47
300 - 1000 kg	0,72 - 0,78	595 - 760	0,60 - 0,66	0,92 - 0,83	0,66 - 0,60	1,39
1000 - 3000 kg	1,04 - 1,11	1800 - 2200	0,87 - 0,93	1,31 - 1,20	0,97 - 0,88	1,36
3000 - 6000 kg	1,40 - 1,47	4400 - 5050	1,18 - 1,23	1,64 - 1,51	1,32 - 1,26	1,22
6000 - 10000 kg	1,70 - 1,77	7850 - 8900	1,43 - 1,49	1,95 - 1,80	1,63 - 1,57	1,17

Overzicht handelssorteringen grind, steenslag en LD-fosforslakken, incl. karakteristieke korreldiameters

Materiaalsoort	Karateristieke korreldiameter in mm			
	D 15	D 50	Dn	D 85
<u>Grind</u>				
2/6 mm	2,1 - 2,5	3,5 - 3,9	2,9 - 3,3	4,9 - 5,2
4/11 mm	4,3 - 5,1	7,2 - 7,8	6,1 - 6,6	10,0 - 10,5
4/16 mm	4,0 - 5,6	6,0 - 9,8	5,0 - 8,2	10,5 - 15,4
4/32 mm	4,3 - 8,2	6,6 - 19,0	5,5 - 16,0	14,5 - 28,3
20/40 mm	17,5 - 25,0	22,5 - 31,5	18,9 - 26,5	29,0 - 31,5
<u>Steenslag</u>				
2/6 mm	1,6 - 2,4	2,5 - 3,7	2,1 - 3,1	4,0 - 5,2
2/11 mm	2,0 - 4,0	5,6 - 7,1	4,7 - 6,0	9,0 - 10,4
4/8 mm	4,3 - 5,6	5,8 - 6,7	4,9 - 5,6	7,3 - 7,7
6/22 mm	5,7 - 9,0	10,5 - 14,5	8,8 - 12,2	18,0 - 21,0
8/11 mm	7,0 - 8,5	9,2 - 9,6	7,7 - 8,3	10,5 - 10,8
8/22 mm	8,6 - 9,9	11,8 - 14,5	9,9 - 12,2	18,0 - 21,0
11/16 mm	10,0 - 12,0	13,0 - 13,8	10,9 - 11,6	15,2 - 15,6
11/32 mm	11,6 - 14,1	17,1 - 20,9	14,4 - 17,6	25,0 - 28,8
16/22 mm	14,0 - 17,0	18,4 - 19,5	15,5 - 16,4	21,1 - 21,8
20/40 mm	17,5 - 25,0	22,0 - 31,5	18,5 - 26,5	28,5 - 31,5
22/32 mm	20,0 - 23,7	25,5 - 27,0	21,4 - 22,7	29,6 - 30,4
<u>LD-fosforslag</u>				
40/160 mm	35,0 - 66,0	56,0 - 108,0	47,0 - 90,8	86,0 - 170,0
80/200 mm	70,0 - 130,0	125,0 - 180,0	105,0 - 151,3	163,0 - 235,0

BIJLAGE 2 LIJST VAN GEBRUIKTE SYMBOLEN

α	=	Breshelling na instabiliteit [°]
α_l	=	Locale turbulentie-coëfficiënt [-]
β	=	Empirische coëfficiënt ter bepaling van het maximale langsverhang [-]
β	=	Aanzethelling [°]
β	=	Stromingscoëfficiënt volgens Izbash [-]
γ	=	Spreidingshelling van de straal (1/..) [-]
γ	=	Factor voor het tijd-ontgrondingsverloop [-]
γ	=	Helling na instabiliteit [°]
δ	=	Uitloophelling [°]
Δ	=	Relatieve dichtheid [-]
Δt_{cws}	=	Tijdstap in geval van "clear water scour" [dagen]
Δt_{lbs}	=	Tijdstap in geval van "live-bed scour" [dagen]
ϵ	=	Gemiddelde helling na instabiliteit vanaf het punt waar de valdiepte x wordt bepaald tot het punt van maximale inscharing [°]
η	=	Poriëngehalte [-]
η	=	Oppervlakte-uitwijking als functie van plaats (x) en tijd (t) [m]
μ	=	Afvoercoëfficiënt / contractiecoëfficiënt [-]
ν_w	=	Kinematische viscositeit van water [m ² /s]
ρ_{steen}	=	Dichtheid van de stenen [kg/m ³]
ρ_{water}	=	Dichtheid van het water [kg/m ³]
σ	=	Standaardafwijking
ϕ	=	Hoek van inwendige wrijving van het bodemmateriaal [°]
ϕ_c	=	Stabiliteitsfactor voor stroom [-]
ψ	=	Shields-parameter [-]
ψ_{cr}	=	Kritieke Shields-parameter [-]
ω	=	Hoekfrequentie [s ⁻¹]
ω	=	Turbulentie-coëfficiënt [-]
a	=	Factor [-]
a	=	Golfamplitude [m]
a	=	Aantal scheepsschroeven [-]
b	=	Factor in formule (5.17) [-]
c	=	Empirische coëfficiënt ter bepaling van de kritieke filtersnelheid [-]
C	=	Chézy-waarde [m ^{0.5} /s]
c_0	=	Coëfficiënt in de lineaire term ter bepaling van de filtersnelheid [-]
C_0	=	Verhouding tussen maximale en gemiddelde langsverhang [-]
c_7	=	Coëfficiënt in de kwadratische term ter bepaling van de filtersnelheid [-]
C_d	=	Aanstroomcoëfficiënt [-]
C_u	=	Uniformiteitscoëfficiënt [-]
C_x	=	Chézy-waarde als functie van x [m ^{0.5} /s]
d	=	Laagdikte [m]
D	=	Breshoogte [m]
D_m	=	Korrel diameter die door m% van het materiaal op basis van gewicht wordt onderschreden [m]
$D_{drempel}$	=	Drempelhoogte [m]
D_n	=	Nominale steendiameter [m]
D_{nx}	=	nominale steendiameter op afstand x [m]
D_o	=	Effectieve schroef diameter [m]
D_p	=	Schroef diameter [m]

e	=	Verhouding van schuifspannings- en poriënsnelheid [-]
f_c	=	Verhoudingsfactor [-]
F	=	Veiligheidsfactor [-]
$F1$	=	Fractie van de massa kleiner dan een zekere korreldiameter D [-]
$F2$	=	Fractie van de massa kleiner dan vier maal een zekere korreldiameter [-]
$f_R(r)$	=	Kansdichtheidsfunctie voor R
$f_S(s)$	=	Kansdichtheidsfunctie voor S
g	=	Versnelling van de zwaartekracht [m/s^2]
h	=	Lokale waterdiepte formule [m]
H	=	Golfhoogte [m]
h_0	=	Straalhoogte ter plaatse van x_0 [m]
h_{ben}	=	Benedenstroomse waterdiepte [m]
h_{bov}	=	Bovenstroomse waterdiepte [m]
H_e	=	Bovenstroomse energiehoogte [m]
h_{max}	=	Maximale kuildiepte [m]
$h_{max,1}$	=	Ontgrondingskuildiepte aan het begin van de tijdstap [m]
$h_{max,2}$	=	Ontgrondingskuildiepte aan het einde van de tijdstap [m]
$h_{max,e}$	=	evenwichtskuildiepte zonder bovenaanvoer van sediment [m]
h_s	=	Spleetgrootte onder de schuif [m]
h_x	=	Lokale straalhoogte hoogte [m]
i	=	Gemiddelde verhang in het filter [-]
I	=	Inhoud van de ontgrondingskuil [m^3]
i_{cr}	=	Kritieke verhang [-]
I_{cws}	=	Inhoud ontgrondingskuil in het geval van "clear water scour" [m^3/m]
I_{lbs}	=	inhoud ontgrondingskuil in het geval van "live-bed scour" [m^3/m]
i_l	=	Gemiddelde langsverhang [-]
$i_{\perp}$	=	Loodrechte verhang [-]
k	=	Golfgetal [m^{-1}]
K	=	Stabiliteitsfactor [-]
K_h	=	Snelheidsprofielfactor [-]
K_t	=	Turbulentiefactor [-]
K_n	=	Nikuradse ruwheid [m]
L	=	Golf lengte [m]
L_{bod}	=	Lengte bodembescherming [m]
L_{in}	=	Lengte van de inscharing na instabiliteit [m]
m	=	Machtscoëfficiënt ter bepaling van de kritieke filtersnelheid [-]
M_{50}	=	Gewicht waarbij 50% van de stenen lichter is [kg]
n_f	=	Poriëngehalte van het filtermateriaal [-]
O_1, O_2	=	Oppervlakken [m^2]
P_d	=	Aangewend vermogen [W]
q	=	Specifiek debiet ter plaatse van x_0 [m^2/s]
R	=	Sterkte
R	=	Hydraulische straal [m]
r_0	=	Relatieve turbulentie-intensiteit [-]
Re	=	Reynoldsgetal [-]
S	=	Belasting
S_b	=	Bodemtransport van sediment op rand bodemverdediging [$m^3/m'/dag$]
S_s	=	Zwevend transport van sediment op rand bodemverdediging [$m^3/m'/dag$]
T	=	Reductietransport [$m^3/m'/dag$]
T	=	Golfperiode [s]

t_1	= Tijdstip waarop $h_{\max} = h_{\text{ben}}$ [uren]
T_s	= Diepgang van het schip [m]
u	= Momentane horizontale snelheid [m/s]
U	= Stroomsnelheid / Verticaal gemiddelde stroomsnelheid [m/s]
U	= Horizontale snelheidsamplitude [m]
u_{bov}	= Gemiddelde bovenstroomse stroomsnelheid [m/s]
U_d	= Karakteristieke dieptegemiddelde stroomsnelheid op rand bodembescherming [m/s]
U_{ds}	= Maatgevende stroomsnelheid voor het sedimenttransport [m/s]
U_e	= Stroomsnelheid bij de bodem als gevolg van de schroefstraal [m/s]
U_{kr}	= Kritieke stroomsnelheid bodemmateriaal [m/s]
$U_{\max}$	= Maximale stroomsnelheid van het getij [m/s]
u_x	= Lokale straalgemiddelde stroomsnelheid [m/s]
V_0	= Uittreesnelheid van de schroefstraal [m/s]
v_f	= Snelheid van het water in het filter [m/s]
v_{fcr}	= Kritieke filtersnelheid [m/s]
V_s	= Vaarsnelheid van het schip [m/s]
V_w	= Stroomsnelheid van het water (natuurlijke afvoer) [m/s]
w	= Momentane verticale snelheid [m/s]
W	= Verticale snelheidsamplitude [m]
W	= Valsnelheid [m/s]
x	= Afstand tot x_0 [m]
x	= Valdiepte [m]
X	= Horizontale verplaatsing [m]
z	= Afstand tot de gemiddelde waterspiegel [m]
Z	= Betrouwbaarheidsfunctie
z_b	= Afstand van de schroefas tot de bodem [m]

