

Opdrachtgever:

Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen;  
Werkgroep C

## Bresgroei

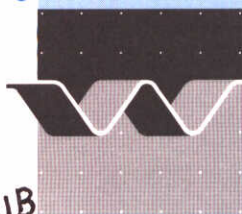
Deel I: Mathematisch model

Band B: Inventarisatie sedimenttransport-formuleringen

December 1994

**TU Delft**

Technische Universiteit Delft



H 1242\_1B

**waterloopkundig laboratorium | WL**

# Bresgroei

Deel I: Mathematisch model

P.J. Visser

1. Rapport nr. Deel IB	2. Serie nr. TAW-C	3. Ontvanger catalogus nummer	
4. Titel en sub-titel Bresgroei Mathematisch model Sedimenttransportformuleringen		5. Datum rapport December 1994	
		6. Kode uitvoerende organisatie H 1242	
7. Schrijvers P.J. Visser en H.J. Steetzel		8. Nr. rapport uitvoerende organisatie H 1242, deel I, band B	
9. Naam en adres opdrachtnemer Waterloopkundig Laboratorium Voorsterweg 28, Marknesse Postbus 152, 8300 AD Emmeloord		10. Projektnaam TAWC-DIMCRIT	
		11. Kontraknummer DWW-762; 3100/1576	
12. Naam en adres opdrachtgever Rijkswaterstaat Dienst Weg- en Waterbouwkunde Postbus 5044, 2600 GA Delft		13. Type rapport Deelrapport uit serie	
		14. Kode andere opdrachtgever	
15. Opmerkingen WL-projectleider : H.J. Steetzel DWW-projectleider: A.W. Kraak			
16. Referaat In het kader van het in ontwikkeling zijnde mathematische model voor bresgroei zijn de bruikbare sedimenttransportformuleringen geëvalueerd.  In order to formulate a mathematical model for breach growth, the existing formulae for sediment transport have been evaluated.			
17. Trefwoorden Bresgroei, sedimenttransport		18. Distributie systeem	
19. Classificatie Vrij toegankelijk	20. Classificatie deze pagina	21. Aantal blz.	22. Prijs

## Voorwoord

Het onderhavige rapport H1242-IB, geschreven in opdracht van Werkgroep C (Zandige Kusten) van de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW-C), is onderdeel van de rapportage H1242-I over de opzet van een mathematisch model voor bresgroei in een zanddijk of een duin.

Vanuit TAW-C werd het onderzoek begeleid door de Begeleidingsgroep Bresgroei (BGBG), bestaande uit ir. W.Th.J.N.P. Bakker (Rijkswaterstaat, RIKZ), dr.ir. J. van de Graaff (TU Delft), ir. A.W. Kraak (Rijkswaterstaat, DWW), dr.ir. H.J. Steetzel (Waterloopkundig Laboratorium) en ir. P.J. Visser (TU Delft). De auteur van dit rapport bedankt Bakker, van de Graaff, Kraak en Steetzel voor hun kritische opmerkingen en suggesties.



## Samenvatting

De Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen streeft ernaar een mathematisch model voor bresgroei in duinen en zanddijken te ontwikkelen, waarmee de groei van het stroomgat en het debiet door de bres voorspeld kunnen worden. Essentieel in een dergelijk mathematisch model is de formulering voor de opname en het transport van het sediment (zand of klei) waaruit de waterkering is opgebouwd. Het proces van dijkdoorbraak, met name de eerste stadia ervan, wordt gekenmerkt door relatief zeer grote stroomsnelheden en relatief zeer steile hellingen. Geen enkele sedimenttransport-formule is voor deze omstandigheden afgeleid en/of getoetst.

In dit rapport wordt een inventarisatie gepresenteerd van bestaande formuleringen voor de opname en het transport van loskorrelig sediment met het oog op toepassing in het mathematisch model. Gezien de grote stroomsnelheden en de steile hellingen die kunnen optreden, zijn de volgende zandtransport-formuleringen geïnventariseerd en getoetst:

- formules voor zand-watremengselstromingen: Wilson (1966), Wilson (1987), Mastbergen en Winterwerp (1987);
- sedimenttransport-formuleringen voor stromingen op (relatief steile) hellingen: Mizuyama (1977), Smart en Jaeggi (1983), Bathurst, Graf en Cao (1987), Takahashi (1987), Rickenmann (1991);
- formuleringen voor rivier-regimes welke getest zijn voor (relatief) grote stroomsnelheden (grote schuifspanningssnelheden): Engelund en Hansen (1967), van Rijn (1984a, 1984c);
- zandtransport-concepties die uitgaan van het beschikbare vermogen voor het transport: Bagnold (1963, 1966), Yang (1979), Bailard-Bagnold (1981), Visser-Bagnold (1988), deze laatste twee zijn modificaties van de formulering van Bagnold (1963, 1966);
- formuleringen voor 'debris flows': Takahashi (1978, 1980, 1987, 1991).

Deze sedimenttransport-formuleringen, gecombineerd met de beschrijving van Galappatti (1983) voor het oppikken van sediment, zijn getoetst aan twee Scheldegootproeven (Steetzel en Visser, 1992a, 1992b) en aan het Zwin 89 experiment (Visser, Vrijling en Verhagen, 1990). De in deze proeven opgetreden zandtransporten zijn bepaald uit hoeveelheden, over bepaalde perioden, geërodeerd zand. De toetsing betreft superkritische stroming (kental van Froude  $Fr > 1$ , formeel hier  $2,8 < Fr < 4,2$ ), grote waarden voor de mobiliteitsparameter ( $10 < \theta < 100$ ) en hoge concentraties (diepte-gemiddelde volumeconcentraties oplopend tot ongeveer 0,25).

Een groot aantal van de onderzochte zandtransport-formuleringen voorspellen zandtransporten die vele malen groter zijn dan waargenomen. Alleen met de formulering van Visser-Bagnold, zie Visser (1988) en Visser en Steetzel (1992), is het mogelijk de in de Scheldegootproeven en het Zwin 89 experiment opgetreden transporten binnen een factor 2 te voorspellen. Met de formulering van van Rijn (1984a, 1984c) is dit ongeveer binnen een factor 3 mogelijk. Alle andere formules geven grotere verschillen met de data van de proeven.

Deze conclusie geldt voor de stadia I, II en III van het breserosieproces (zie hoofdstuk 2), als de stroming superkritisch is, en bevestigt de eerdere goede resultaten met de formule van Visser-Bagnold verkregen, zie Visser (1988) en Visser, Vrijling en Verhagen (1990). Hierbij moet worden bedacht dat de formulering niet is opgezet (betreft zowel de energiebeschouwing als de empirische toetsing van de efficiëntie-factor) voor situaties waarin de sediment-opname zo relatief groot is als bij breserosie in de stadia I, II en III. Als gevolg van de grote

zandopname neemt het debiet van het zand-watermengsel relatief sterk toe langs het binnentalud en de worden de zandconcentraties relatief groot (waardoor het effect van 'hindered entrainment' mogelijk niet verwaarloosbaar is). Nader onderzoek is nodig om de effecten hiervan op de breserosie vast te stellen en te beschrijven. In afwachting van de resultaten daarvan wordt aanbevolen de formule van Visser-Bagnold toe te passen in het bresgroeimodel voor de beschrijving van de eerste stadia van het doorbraakproces, d.w.z. zolang de stroming nog superkritisch is.

Een formulering voor de belangrijke stadia IV (als  $Fr \geq 1$ ) en V (als  $Fr < 1$ ), waarin het merendeel van de breserosie plaatsvindt en bovendien de afmetingen van het uiteindelijke stroomgat worden bepaald, volgt niet uit het onderhavige onderzoek; de daartoe vereiste experimentele gegevens zijn thans nog niet beschikbaar. Bovenstaande conclusies gelden derhalve niet voor deze stadia. Een studie van Voogt, van Rijn en van den Berg (1991) geeft aan dat de formules van Engelund en Hansen (1967) en van Rijn (1984a, 1984c) ook toegepast kunnen worden voor relatief grote stroomsnelheden in subkritische stroming. Voor de eindstadia van het doorbraakproces wordt dan ook aanbevolen deze twee formuleringen, naast de formule van Visser-Bagnold (1988), te toetsen aan de data van de Scheldebakproeven en het in oktober 1994 uitgevoerde Zwin 94 experiment.

# Inhoud

## Voorwoord Samenvatting

## Lijst van tabellen Lijst van figuren Lijst van belangrijkste symbolen

	blz.
<b>1 Inleiding</b> .....	1
<b>2 Proces breserosie</b> .....	3
<b>3 Beschouwde sedimenttransport-formuleringen</b> .....	11
3.1 Formuleringen voor zand-watermengselstromingen .....	11
3.1.1 Wilson (1966) .....	11
3.1.2 Wilson (1987) .....	12
3.1.3 Mastbergen en Winterwerp (1987) .....	13
3.2 Formuleringen voor sedimenttransport op steile hellingen .....	15
3.2.1 Mizuyama (1977) .....	15
3.2.2 Smart en Jaeggi (1983) .....	16
3.2.3 Bathurst, Graf en Cao (1987) .....	17
3.2.4 Takahashi (1987) .....	18
3.2.5 Rickenmann (1991) .....	19
3.3 Formuleringen voor totaaltransport in rivier-regimes .....	20
3.3.1 Engelund en Hansen (1967) .....	20
3.3.2 van Rijn (1984a, 1984c) .....	21
3.4 Formuleringen gebaseerd op beschikbaar vermogen .....	24
3.4.1 Bagnold (1963, 1966) .....	24
3.4.2 Yang (1979) .....	25
3.4.3 Bailard-Bagnold (1981) .....	26
3.4.4 Visser-Bagnold (1988) .....	27
3.5 Formule van Takahashi (1991) voor 'immature debris flow' .....	28
<b>4 Toetsing aan experimenten</b> .....	31
4.1 Inleiding .....	31
4.2 Experimentele condities .....	31
4.2.1 Scheldegoetproef T3 .....	31
4.2.2 Scheldegoetproef T5A .....	32
4.2.3 Zwin 89 experiment .....	34
4.3 Bepaling opgetreden sedimenttransporten .....	35
4.3.1 Scheldegoetproef T3 .....	35
4.3.2 Scheldegoetproef T5A .....	36
4.3.3 Zwin 89 experiment .....	37



## Inhoud (vervolg)

	blz.
4.4 Resultaten berekeningen van sedimenttransport .....	37
4.4.1 Wilson (1966) .....	37
4.4.2 Wilson (1987) .....	38
4.4.3 Mastbergen en Winterwerp (1987) .....	38
4.4.4 Mizuyama (1977) .....	38
4.4.5 Smart en Jaeggi (1983) .....	38
4.4.6 Bathurst, Graf en Cao (1987) .....	38
4.4.7 Takahashi (1987) .....	39
4.4.8 Rickenmann (1991) .....	39
4.4.9 Engelund en Hansen (1967) .....	39
4.4.10 van Rijn (1984a, 1984c) .....	39
4.4.11 Bagnold (1963, 1966) .....	39
4.4.12 Yang (1979) .....	40
4.4.13 Bailard-Bagnold (1981) .....	40
4.4.14 Visser-Bagnold (1988) .....	40
4.4.15 Takahashi (1991) .....	40
4.5 Discussie .....	40
<b>5 Conclusies en aanbevelingen .....</b>	<b>43</b>

### Literatuur

### Tabellen

### Bijlage A: Tabellen A.1 t/m A.21

## Lijst van tabellen

- 4.1 Beschouwde situaties van de Scheldegootproeven en het Zwin 89 experiment waarvoor zandtransportberekeningen met de verschillende formuleringen zijn uitgevoerd.
- A.1 Toepassing van Wilson (1966) op de beschouwde situaties van de Scheldegootproeven T3 ( $D_{50} = 0,10$  mm) en T5A ( $D_{50} = 0,22$  mm) en het Zwin 89 experiment.
- A.2 Toepassing van Wilson (1987) op de beschouwde situaties van de Scheldegootproeven T3 ( $D_{50} = 0,10$  mm) en T5A ( $D_{50} = 0,22$  mm) en het Zwin 89 experiment.
- A.3.1 Toepassing van Mastbergen en Winterwerp (1987), met  $C$  volgens Tabel 4.1, op de beschouwde situaties van de Scheldegootproeven T3 ( $D_{50} = 0,10$  mm) en T5A ( $D_{50} = 0,22$  mm) en het Zwin 89 experiment.
- A.3.2 Toepassing van Mastbergen en Winterwerp (1987), met  $C = 28 \text{ m}^{0,5}/\text{s}$ , op de beschouwde situaties van de Scheldegootproeven T3 ( $D_{50} = 0,10$  mm) en T5A ( $D_{50} = 0,22$  mm) en het Zwin 89 experiment.
- A.4 Toepassing van Mizuyama (1977) op de beschouwde situaties van de Scheldegootproeven T3 ( $D_{50} = 0,10$  mm) en T5A ( $D_{50} = 0,22$  mm) en het Zwin 89 experiment.
- A.5 Toepassing van Smart en Jaeggi (1983) op de beschouwde situaties van de Scheldegootproeven T3 ( $D_{50} = 0,10$  mm) en T5A ( $D_{50} = 0,22$  mm) en het Zwin 89 experiment.
- A.6 Toepassing van Bathurst, Graf en Cao (1987) op de beschouwde situaties van de Scheldegootproeven T3 ( $D_{50} = 0,10$  mm) en T5A ( $D_{50} = 0,22$  mm) en het Zwin 89 experiment.
- A.7 Toepassing van Takahashi (1987) op de beschouwde situaties van de Scheldegootproeven T3 ( $D_{50} = 0,10$  mm) en T5A ( $D_{50} = 0,22$  mm) en het Zwin 89 experiment.
- A.8 Toepassing van Rickenmann (1991) op de beschouwde situaties van de Scheldegootproeven T3 ( $D_{50} = 0,10$  mm) en T5A ( $D_{50} = 0,22$  mm) en het Zwin 89 experiment.
- A.9 Toepassing van Engelund en Hansen (1967) op de beschouwde situaties van de Scheldegootproeven T3 ( $D_{50} = 0,10$  mm) en T5A ( $D_{50} = 0,22$  mm) en het Zwin 89 experiment.
- A.10 Toepassing van van Rijn (1984a, 1984c) op de beschouwde situaties van de Scheldegootproeven T3 ( $D_{50} = 0,10$  mm) en T5A ( $D_{50} = 0,22$  mm) en het Zwin 89 experiment.
- A.11 Toepassing van Bagnold (1963, 1966) op de beschouwde situaties van de Scheldegootproeven T3 ( $D_{50} = 0,10$  mm) en T5A ( $D_{50} = 0,22$  mm) en het Zwin 89 experiment.
- A.12 Toepassing van Yang (1979) op de beschouwde situaties van de Scheldegootproeven T3 ( $D_{50} = 0,10$  mm) en T5A ( $D_{50} = 0,22$  mm) en het Zwin 89 experiment.
- A.13 Toepassing van Bailard-Bagnold (1981) op de beschouwde situaties van de Scheldegootproeven T3 ( $D_{50} = 0,10$  mm) en T5A ( $D_{50} = 0,22$  mm) en het Zwin 89 experiment.
- A.14 Toepassing van Visser-Bagnold (1988) op de beschouwde situaties van de Scheldegootproeven T3 ( $D_{50} = 0,10$  mm) en T5A ( $D_{50} = 0,22$  mm) en het Zwin 89 experiment.
- A.15 Toepassing van Takahashi (1991) op de beschouwde situaties van de Scheldegootproeven T3 ( $D_{50} = 0,10$  mm) en T5A ( $D_{50} = 0,22$  mm) en het Zwin 89 experiment.
- A.16 Gemeten zandtransporten en samenvatting berekende zandtransporten.
- A.17 Waarden van de verhouding (berekend zandtransport)/(gemeten zandtransport).

## Lijst van tabellen (vervolg)

- A.18 Waarden van de verhouding (berekend zandtransport)/(gemeten zandtransport), waarbij in de berekening van het zandtransport voor de Chézy-coëfficiënt  $C = 13 \text{ m}^{0,5}/\text{s}$  of, voor de grotere waterdiepten,  $C = 25 \text{ m}^{0,5}/\text{s}$  is gesteld.
- A.19 Waarden van de verhouding (berekend zandtransport)/(gemeten zandtransport), waarbij in de berekening van het zandtransport ook de aanpassingslengte  $l_a$  voor het bodemtransport is toegepast.
- A.20 Waarden van de verhouding (berekend zandtransport)/(gemeten zandtransport), waarbij voor het gemeten zandtransport steeds de waarde  $s(L)$  bij de teen van het binnentalud is gesteld.
- A.21 Waarden van de verhouding (berekend zandtransport)/(gemeten zandtransport), waarbij in de berekening van het zandtransport ook de aanpassingslengte  $l_a$  voor het bodemtransport is toegepast en waarbij voor het gemeten zandtransport steeds de waarde  $s(L)$  bij de teen van het binnentalud is gesteld.

## Lijst van figuren

- 2.1 Verloop bresgroei in een zanddijk voor  $t_0 \leq t \leq t_3$
- 2.2 Stroming en sedimenttransport op een relatief steil talud
- 2.3 Erosie binnentalud als  $L > l_a$
- 2.4 Erosie binnentalud als  $L \gg l_a$
- 3.1 Gemeten concentratieverdeling over de buisdiameter voor 'coarse particle slurry' (volgens Shook e.a., 1982)
- 3.2 Begin van beweging voor een stroming over een vlakke, flauw hellende zandbodem volgens Shields (1936),  $\theta_{cr} = f(Re_*)$ ; figuur overgenomen uit van Rijn (1993)
- 3.3 Begin van beweging en opname zand in suspensie voor een stroming over een vlakke, vrijwel horizontale zandbodem volgens van Rijn (1989),  $\theta_{cr} = f(D_*)$ ; figuur overgenomen uit van Rijn (1993)
- 3.4 Domeinen van verschillende vormen debris flows volgens Takahashi (1991)
- 3.5 Geschematiseerde afbeelding van de 'immature debris flow', Takahashi (1991)
- 4.1 Ontwikkeling dwarsprofiel; overzicht momentane profielen, proef T3
- 4.2 Ontwikkeling dwarsprofiel; overzicht momentane profielen, proef T5A
- 4.3 Ontwikkeling dwarsprofiel in Zwin 89 experiment (geschat)

## Lijst van belangrijkste symbolen

symbool	omschrijving	SI-eenheid
$a$	referentieniveau t.o.v. bodem in formulering van van Rijn (1984c)	[m]
$c$	diepte-gemiddelde volumeconcentratie aan zand	[-]
$c_a$	zandconcentratie op niveau $a$ boven de bodem	[-]
$c_b$	zandconcentratie in bodemtransport	[-]
$c_0$	zandconcentratie in bed (zanddijk)	[-]
$C$	Chézy-coëfficiënt	[m <sup>0,5</sup> /s]
$d$	waterdiepte	[m]
$d_e$	evenwichtswaarde van waterdiepte $d$	[m]
$d_g$	grensdiepte	[m]
$D$	gemiddelde korreldiameter	[m]
$D_n$	korrelgrootte waarvoor geldt dat $n\%$ van het mengselvolume een diameter heeft die kleiner is dan $D_n$	[m]
$D_{50}$	mediane korreldiameter	[m]
$Fr$	kental van Froude = $u/\sqrt{gd}$	[-]
$g$	versnelling der zwaartekracht	[m/s <sup>2</sup> ]
$H_d$	hoogte dijk (boven maaiveld polder)	[m]
$H_w$	buitenwaterstand (boven maaiveld polder)	[m]
$k$	ruwheidsfactor	[m]
$L$	lengte binnentalud	[m]
$l_a$	aanpassingslengte van het suspensietransport	[m]
$l_e$	lengte over binnentalud waarop evenwichtssnelheid wordt bereikt	[m]
$p$	porositeit van het zandbed	[-]
$q$	debiet	[(m <sup>3</sup> /s)/m]
$q_c$	afvoerdebiet over kruin van dijk	[(m <sup>3</sup> /s)/m]
$r$	$\zeta$ als $\zeta \geq 1$ en $1/\zeta$ als $\zeta < 1$	[-]
$\bar{r}$	gemiddelde waarde van $r$ over de acht beschouwde situaties	[-]
$Re_*$	kental van Reynolds voor stroming rond een zandkorrel = $u_* D/\nu$	[-]
$s_b, s_s, s_t$	respectievelijk capaciteit van bodemtransport, suspensietransport en totaaltransport (ondergeschreven $b, s$ en $t$ van $s$ duidt in dit rapport vanaf vergelijking (2.11) op transportcapaciteit)	[(m <sup>3</sup> /s)/m]
$s(x)$	totaaltransport op plaats $x$ langs het binnentalud ( $s$ zonder 'subscript' duidt op het actuele, niet noodzakelijk aan de capaciteit aangepaste sedimenttransport)	[(m <sup>3</sup> /s)/m]
$t$	tijd	[s]
$u$	diepte-gemiddelde stroomsnelheid	[m/s]
$u_e$	evenwichtswaarde van stroomsnelheid $u$	[m/s]
$u_g$	kritische stroomsnelheid	[m/s]
$u_*$	schuifspanningssnelheid	[m/s]
$w_s$	valsnelheid sediment	[m/s]
$x$	coördinaat langs binnentalud (zie Figuur 2.2, $x = 0$ bovenaan binnentalud)	[m]
$z$	coördinaat loodrecht binnentalud (zie Figuur 2.2, $z = 0$ op binnentalud)	[m]
$Z_c$	hoogte kruin van dijk in bres (boven maaiveld polder)	[m]

## Lijst van belangrijkste symbolen (vervolg)

symbool	omschrijving	SI-eenheid
$\beta$	hellingshoek binnentalud	[°]
$\beta_0$	hellingshoek binnentalud op $t_0$	[°]
$\beta_1$	kritieke waarde van $\beta$	[°]
$\Delta$	relatieve dichtheid = $(\rho_s - \rho)/\rho$	[-]
$\theta$	mobiliteitsparameter (kental van Shields)	[-]
$\theta_{cr}$	kritieke waarde van $\theta$ , waarbij begin van beweging plaatsvindt	[-]
$\kappa$	constante van von Karman	[-]
$\mu$	ribbelfactor	[-]
$\nu$	kinematische viscositeit	[m <sup>2</sup> /s]
$\zeta$	verhouding (berekend transport)/(gemeten transport)	[-]
$\rho$	dichtheid water	[kg/m <sup>3</sup> ]
$\rho_s$	dichtheid sediment	[kg/m <sup>3</sup> ]
$\tau_b$	bodemschuifspanning	[N/m <sup>2</sup> ]
$\phi$	hoek natuurlijk talud	[°]



# 1 Inleiding

Op termijn streeft de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW) ernaar waterkeringen te ontwerpen en te toetsen op basis van een maatschappelijk aanvaarde risiconorm voor de inundatie van het gebied binnen de waterkering. In de daarvoor benodigde probabilistische aanpak is het van belang de schade in geval van bezwijken van de constructie te bepalen. De schade bij overstroming na een doorbraak van de waterkering hangt samen met het debiet door de bres. Dit debiet wordt in sterke mate bepaald door de grootte van het stroomgat. Het is daarom van belang een mathematisch model voor breserosie te ontwikkelen waarmee de groei van het stroomgat en het debiet door de bres voorspeld kunnen worden als functie van de in het geding zijnde parameters. Deze parameters zijn:

- dwarsprofiel (hoogte, breedte, taludhellingen) van de waterkering;
- opbouw van de dijk (samenstelling van dijklichaam, bekledingen en ondergrond);
- hydraulische condities (verloop waterstand tegen de dijk en in de polder, golfbelasting, wrijvingscoëfficiënt voor de stroming door de bres).

Essentieel in een mathematisch model voor de bresgroei in een duin of dijk is de formulering voor de opname en het transport van het sediment (zand of klei) waaruit de waterkering is opgebouwd. De snelheden die in een eventueel stroomgat in een waterkering zullen ontstaan kunnen zeer groot zijn, bijvoorbeeld in geval van een 10 m hoge dijk zo'n 7 m/s. Geen enkele zandtransport-formule is op dergelijke grote stroomsnelheden getoetst (houdt op bij ongeveer 3 m/s, zie Voogt, van Rijn en van den Berg, 1991, Sieben, 1993, Giraldo, 1993). Daarnaast is nog zeer weinig bekend over het afschuren van klei door stromend water, dus over de opname van sterk-geconsolideerd cohesief sediment in stromend water; de toch al niet zo uitgebreide kennis omtrent de erosie van cohesief sediment beperkt zich tot de erosie van modderbodems (niet-geconsolideerd sediment) en van zwak-geconsolideerde slibbodems. In dit rapport wordt een inventarisatie gegeven van bestaande formuleringen voor de opname en het transport van loskorrelig sediment (zand) met het oog op toepassing in een mathematisch model voor de bresgroei in duinen en zanddijken. Gezien de relatief grote stroomsnelheden en de relatief steile hellingen die gepaard gaan met de doorbraak van een dijk of een duin is met name in de literatuur gezocht naar:

- 1 Sedimenttransport-formuleringen die opgesteld zijn voor zand-watermengselstromingen: Wilson (1966), Wilson (1987), Mastbergen en Winterwerp (1987), zie ook Winterwerp, Bakker, Mastbergen en van Rossum (1992).
- 2 Sedimenttransport-formules voor stromingen op (relatief steile) hellingen: Mizuyama (1977), Smart en Jaeggi (1983), zie ook Smart (1984), Bathurst, Graf en Cao (1987), Takahashi (1987), Rickenmann (1991), zie ook de overzichtsartikelen van Jaeggi en Rickenmann (1987) en Takahashi (1987).
- 3 Sedimenttransport-formuleringen die opgesteld zijn voor rivier-regimes en die getest zijn voor (relatief) grote stroomsnelheden (grote schuifspanningssnelheden): Engelund en Hansen (1967), van Rijn (1984a, 1984c), zie Voogt, van Rijn en van den Berg (1991).
- 4 Sedimenttransport-concepties die uitgaan van het beschikbare vermogen voor het zandtransport: Bagnold (1963, 1966), Yang (1979), zie ook Yang en Kong (1991), Bailard-Bagnold (1981), Visser-Bagnold (1988), deze beide laatste formules zijn modificaties van de formulering van Bagnold (1963, 1966).



- 5 Formuleringen voor 'debris flows', dat zijn puinstromingen a.g.v. afstroming van water: Takahashi (1978, 1980, 1987, 1991).

Met nadruk wordt vermeld dat de inventarisatie zich heeft beperkt tot deze vijf categorieën sedimenttransport-formuleringen. Formuleringen voor het opzuigen van zand en de resulterende bresvorming (zoals deze zijn ontwikkeld bij het Waterloopkundig Laboratorium voor de baggerindustrie) zijn niet meegenomen in de inventarisatie; het merendeel van het onderzoek dat in Nederland op dit gebied is (en wordt) gedaan is geheim.

In dit rapport wordt in hoofdstuk 2 het proces van breserosie kort beschreven; tevens worden in dit hoofdstuk de symbolen gedefinieerd. In hoofdstuk 3 worden de beschikbare formuleringen beknopt beschreven, d.w.z. de formule, het toepassingsgebied alsmede summier de herkomst van de formule. In hoofdstuk 4 worden de verschillende sedimenttransport-formuleringen getoetst aan twee Scheldegootproeven (Steetzel en Visser, 1992a, 1992b) en aan het Zwin 89 experiment (Visser, Vrijling en Verhagen, 1990). De in deze proeven opgetreden zandtransporten zijn afgeschat door de hoeveelheid zand te bepalen, welke over een bepaald tijdsbestek was weggeërodeerd. Hoofdstuk 5 ten slotte bevat de conclusies en de aanbevelingen.

## 2 Proces breserosie

Figuur 2.1 toont schematisch de (eerste stadia van) stroomgatgroei in een zanddijk. Aangenomen is dat de breserosie begint (op  $t = t_0$ ) met de stroming van water door een kleine initiële bres aan de kruin van de dijk. Als gevolg hiervan ontstaat al snel een geul op het binnentalud. De volgende stadia in het doorbraakproces kunnen onderscheiden worden:

- I Toename van de hellingshoek  $\beta$  van de bodem van de geul in het binnentalud van een initiële waarde  $\beta_0$  op  $t = t_0$  naar een kritieke waarde  $\beta_1$  op  $t = t_1$  (zie Figuur 2.1).
- II Voortzetting van de erosie van het binnentalud, resulterend in een afname van de lengte van de kruin van de dijk in het stroomgat voor  $t_1 \leq t \leq t_2$ ; de hellingshoek van het binnentalud blijft (theoretisch) gelijk aan de kritieke waarde  $\beta_1$ .
- III Daling van de dijkkruin in de bres en als gevolg daarvan een toename van de bresbreedte voor  $t_2 < t < t_3$ .
- IV Voortzetting van de bresgroei in zowel verticale (ontgrondingskuil) als in horizontale richting voor  $t_3 \leq t \leq t_4$ . Op  $t_4$  gaat de afvoer door het stroomgat over van ongestuwd naar gestuwd; de stroming door het stroomgat gaat dan over van superkritisch ( $Fr > 1$  voor  $t < t_4$ ) naar subkritisch ( $Fr < 1$  voor  $t > t_4$ ).
- V Voortzetting van de bresgroei in de breedte voor  $t_4 < t < t_5$ . Op  $t_5$  zijn de stroomsnelheden in de bres zo klein (begin van beweging) geworden, dat de bres niet meer verder groeit.

In de periode  $t_3 < t < t_5$  bereikt de ontgrondingskuil een maximale diepte. Daarna groeit de bres alleen nog in de breedte.

De stroming op het binnentalud voor  $t < t_3$  en in de bres voor  $t_3 \leq t < t_4$  is superkritisch: afhankelijk van de hoogte van de buitenwaterstand t.o.v. de kruin van de dijk in de bres en de langshelling van het binnentalud kunnen de stroomsnelheden dan zeer groot zijn. Onder de langshelling ( $\beta$ ), zie Figuren 2.1 en 2.2, wordt hier verstaan de helling van de geul in het binnentalud dan wel de helling van de ontgrondingskuil van de bres, beide in stromingsrichting t.o.v. de horizontaal gemeten. De helling van de zijtaluds van de bres t.o.v. de horizontaal wordt hier de dwarshelling ( $\gamma$ ) genoemd, zie Figuur 2.1.

De langs- en dwarshellingen van het stroomgat zijn zeer groot in de verschillende stadia van de dijkdoorbraak. Voor de langshelling  $\beta$  zijn bij de Scheldegoetproeven wel waarden gemeten groter dan  $45^\circ$ , zie Steetzel en Visser (1992a). Voor de dwarshelling zijn in de PAC-proeven (zie Visser, Ribberink en Kalkwijk, 1986) en in het Zwin 89 experiment (zie Visser, Vrijling en Verhagen, 1990) nog grotere waarden waargenomen, tijdelijk tot ongeveer  $90^\circ$  toe (waarna vervolgens afschuiving plaatsvond van relatief grote pakketten zand).

De langshelling van het stroomgat speelt een actieve rol in het zeer dynamische bresgroei-proces. De PAC-proeven en het Zwin 89 experiment geven aan dat de dwarshelling een wat meer passieve rol vervult. In de PAC-studie is theoretisch aangetoond, dat in de eerste drie stadia de groei van de bresbreedte gekoppeld is aan de groei in de diepte, zie Visser (1988). De dwarshelling heeft dan uitsluitend effect op de grootte van de koppelingsfactor. In de loop van stadium IV of V, als de bres niet meer in de diepte groeit, is er uitsluitend erosie aan de beide zijanten van het stroomgat. Het tijdens de PAC-proeven en het Zwin 89 experiment geconstateerde discontinue zijdelings afschuiven van grote pakketten zand duidt erop dat de snelheid van deze erosie bepaald wordt door de erosie aan de teen van de dwarshelling. Ook de zeer steile dwarshellingen zichtbaar op foto's van dijkdoorbraken van de watersnoodramp

in 1953 zijn een indicatie voor dit verschijnsel. Dit betekent dat ook in de stadia IV en V de dwarshelling een tamelijk passieve rol speelt.

Uit het voorgaande kan geconcludeerd worden dat het effect van de dwarshelling op de breserosie secundair is. De in dit rapport beschreven inventarisatie heeft zich dan ook gericht op sedimenttransport op relatief steile hellingen met de hellingsrichting in de stromingsrichting.

Figuur 2.2 toont schematisch de twee-dimensionale situatie van stroming en sedimenttransport op het relatief steil binnentalud van een zanddijk (met hellingshoek  $\beta$ );  $x$  is de coördinaat langs het binnentalud,  $z$  is de coördinaat loodrecht op het talud,  $H_w$  is de buitenwaterstand en  $Z_c$  is de hoogte van de dijkkruin, beide gemeten t.o.v. het maaiveld in de polder. Er stroomt een debiet  $q_c$  per eenheid van bresbreedte over de kruin, dat vanwege de ongestuwde afvoer kan worden beschreven worden door:

$$q_c = m \frac{2}{3} \left( \frac{2}{3} g \right)^{1/2} H^{3/2} \quad (2.1)$$

waarin  $H = H_w - Z_c$  en  $m$  de afvoercoëfficiënt is ( $m \approx 1,0$ ). Hierbij is aangenomen dat de wrijving over de kruin van de dijk verwaarloosbaar klein is. De waterdiepte  $d(0)$  voor  $x = 0$  bovenaan het binnentalud is gelijk aan de grensdiepte, die kan worden berekend met:

$$d_g^3 = \frac{q_c^2}{g} \quad (2.2)$$

Op het binnentalud versnelt de stroming tot op  $x = l_e$  de waterdiepte  $d$  de evenwichtswaarde  $d_e$ :

$$d_e = \frac{q_c^{2/3}}{(C^2 \sin \beta)^{1/3}} \quad (2.3)$$

en de stroomsnelheid  $u$  de evenwichtswaarde  $u_e$  bereikt:

$$u_e = C (d_e \sin \beta)^{1/2} = (C^2 q_c \sin \beta)^{1/3} \quad (2.4)$$

waarin  $C$  de Chézy-coëfficiënt is. Voor de verhanglijn op het traject  $0 < x < l_e$  kan een karakteristieke lengte  $\lambda$  gedefinieerd worden waarover bij benadering de evenwichtsdiepte  $d_e$  wordt bereikt, zie rapport H 1242 IIB (Visser en Steetzel, 1992). Indien gesteld wordt dat  $l_e \approx \lambda$ , dan geeft dit:

$$l_e \approx \frac{d_g^3 - d_e^3}{d_e^2 \sin \beta} \quad (2.5a)$$

Als  $d_g^3 \gg d_e^3$  (geldt bij stroming op een relatief steil talud) kan (2.5a) vereenvoudigd worden tot:

$$l_e \approx \frac{d_g^3}{d_e^2 \sin \beta} = \frac{q_c^{2/3} C^{4/3}}{g (\sin \beta)^{1/3}} \quad (2.5b)$$

De volgende benadering voor de waterdiepte  $d$  over het traject  $0 < x < l_e$  bestaat nu (zie Visser en Steetzel, 1992):

$$d \approx d_e + (d_g - d_e) e^{-3x/l_e} \quad (2.6)$$

Het sedimenttransport  $s(x)$  op het binnentalud bestaat uit een component  $s_b(x)$  dat in een dunne laag (met een dikte van enkele keren de diameter van het sediment) aan de bodem getransporteerd wordt en een component  $s_s(x)$  van het suspensietransport:

$$s(x) = s_b(x) + s_s(x) \quad (2.7)$$

Het sedimenttransport  $s(x)$  wordt hier uitgedrukt in volume-eenheden per tijdseenheid en per eenheid van bresbreedte (SI: (m<sup>3</sup>/s)/m);  $s(x)$  omvat dus uitsluitend sediment en geen poriën. Of het transport voornamelijk in suspensie plaatsvindt, dan wel vooral aan de bodem gebeurt, kan ingeschat worden met de parameter:

$$\frac{u_*}{w_s} = \frac{\sqrt{g}}{C} \frac{u}{w_s} \quad (2.8)$$

Hierin is  $u_*$  de schuifspanningssnelheid,  $w_s$  de valsnelheid van het sediment en  $g$  de versnelling van de zwaartekracht. Indien  $u_*/w_s < 1$  dan is er overwegend bodemtransport; in de praktijk wordt deze grens gesteld op  $u_*/w_s < 1$ . Indien  $u_*/w_s \gg 1$  (globaal voor  $u_*/w_s > 2$ ) dan vindt het transport voornamelijk in suspensie plaats. In de onderhavige situatie varieert  $u_*/w_s$  tussen ongeveer 7 en ongeveer 25 en is dus het bodemtransport klein t.o.v. het suspensietransport.

Er bestaan verschillende beschrijvingen voor het proces van oppikken van sediment in suspensie. Eén van deze beschrijvingen is die van Galappatti (1983), zie ook Galappatti en Vreugdenhil (1985). Voor grote waarden van  $u_*/w_s$  als in de huidige toepassing, kan de theorie van Galappatti (1983) eenvoudig worden benaderd met:

$$s(x) \approx s_b + \frac{x}{l_a} s_s \approx \frac{x}{l_a} s_s \quad \text{voor } 0 \leq x \leq l_a \quad (2.9)$$

waarin  $s_b$  de capaciteit van het bodemtransport en  $s_s$  de capaciteit van het suspensietransport is (in het vervolg van dit rapport duiden de ondergeschreven  $b$ ,  $s$  en  $t$  van  $s$  op transportcapaciteit, van respectievelijk bodemtransport, suspensietransport en totaaltransport). Verder is  $l_a$  in (2.9) de aanpassingslengte van het suspensietransport:

$$l_a = \frac{u d}{w_s \cos \beta} = \frac{q_c}{w_s \cos \beta} \quad (2.10)$$

Er is voor vergelijking (2.9) aangenomen dat de opname en het transport  $s(x)$  van sediment begint op  $x = 0$  bovenaan het talud:  $s(0) = 0$ . Dit is in overeenstemming met wat is waargenomen bij de PAC-proeven (Visser, Ribberink en Kalkwijk, 1986) en de Scheldegoetproeven (Steetzel en Visser, 1992a, 1992b), ofschoon er bij laatstgenoemde proeven wel enige opname van sediment van de kruin was.

Als gevolg van de opname van sediment van het binnentalud neemt ook het debiet PAC  $q(x)$  op het binnentalud toe:

$$q(x) = q_c + \frac{s(x)}{1-p} \quad (2.11)$$

waarin  $p$  de porositeit van het zandbed is (er wordt verondersteld dat de poriën met water gevuld zijn). Onder gebruikelijke hydraulische condities is  $s(x) \ll q(x)$  en behoeft met deze debiettoename geen rekening gehouden worden. In eroderende bressen kunnen echter relatief grote zandtransporten optreden en kan het belangrijk zijn deze toename van het debiet in rekening te brengen. Gezien het doel van de onderhavige studie (inventarisatie van de geschiktheid van bestaande sedimenttransport-formuleringen voor gebruik in een breserosie-model) wordt het effect van een debiettoename op  $u$ ,  $d$ ,  $l_a$ , etc. niet meegenomen, en wordt uitsluitend voor de berekening van de diepte-gemiddelde sedimentconcentratie  $c$  deze toename van het debiet meegenomen:

$$c(x) = \frac{s(x)}{q(x)} = \frac{s(x)}{q_c + \frac{s(x)}{1-p}} \quad (2.12)$$

Voorbeeld: stel  $q_c = 0,2$  ( $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ ),  $s(0) = 0$  en  $s(x_A) = 0,03$  ( $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ ) bij een zandbed met porositeit  $p = 0,4$ ; dit betekent dat er tussen  $x = 0$  en  $x = x_A$  een volume zand wordt opgenomen van  $0,03$  ( $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ ) overeenkomend met een bedvolume van  $0,05$  ( $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ ) (dus inclusief  $0,02$  ( $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ ) aan poriën). Het debiet op  $x = x_A$  is nu  $q(x_A) = 0,25$  ( $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ ) en de diepte-gemiddelde zandconcentratie als hierboven gedefinieerd dus  $c(x_A) = 0,12$ , vergeleken met de concentratie  $s(x_A)/q_c = 0,15$  als geen rekening wordt gehouden met de toename van het debiet a.g.v. de zandopname.

Indien de lengte  $L$  van het binnentalud groter is dan de aanpassingslengte  $l_a$  van het suspensietransport, dan neemt voor  $x > l_a$  het sedimenttransport niet meer toe. Dit betekent dat dan voor  $x > l_a$  geen erosie van het binnentalud plaatsvindt. Er ontstaat op  $x \approx l_a$  een berm (zie Figuur 2.3), waarop het naar beneden schietende water aanzienlijk wordt afgeremd. Het gevolg is een zogenaamde mengselsprong op  $x \approx l_a$ . Zo'n mengselsprong gaat gepaard met veel turbulentie, als gevolg waarvan de transportcapaciteit aanzienlijk toeneemt. Dit betekent dat, met enige vertraging, ook het zand benedenstrooms van  $x = l_a$  wordt afgevoerd. Dit laatste zal mogelijk niet volledig gebeuren indien  $L \gg l_a$ , dat is bij zeer hoge dijken en lage initiële debieten  $q_c$ . Voor dat geval is het denkbaar dat de erosie van het binnentalud in twee etappes plaatsvindt, waarbij in de eerste etappe de kruin verlaagd wordt (zie Figuur 2.4). Na verlaging van de kruin ruimt het grotere debiet in de tweede etappe het achtergebleven zand beneden aan het binnentalud op.

Het sedimenttransport  $s(x)$  in (2.9) wordt in hoge mate bepaald door de transportcapaciteit  $s_c$ . In hoofdstuk 3 worden een aantal potentiële formuleringen voor de sedimenttransport-capaciteit gegeven. Omdat in de literatuur geen eenduidigheid over de termen 'bodemtransport' en 'suspensietransport' bestaat, heeft de inventarisatie zich niet beperkt tot formules voor het suspensietransport.

Een belangrijke parameter bij sedimenttransport is de mobiliteitsparameter (kental van Shields), die luidt:

$$\theta = \frac{\tau_b}{\rho g \Delta D} = \frac{u_*^2}{g \Delta D} = \frac{u^2}{C^2 \Delta D} \quad (2.13)$$

Hierin is  $\tau_b$  de bodemschuifspanning,  $\rho$  de dichtheid van water,  $\Delta = (\rho_s - \rho)/\rho$  de relatieve dichtheid,  $\rho_s$  de dichtheid van sediment en  $D$  de gemiddelde korreldiameter van het sediment. De mobiliteitsparameter  $\theta$  komt veelvuldig in de sedimenttransport-formuleringen van hoofdstuk 3 voor, en in wat mindere mate de kritieke waarde ervan ( $\theta_{cr}$ ), die een parameter is voor het begin van bewegen.

Breserosie gaat gepaard met grote schuifspanningssnelheden, dus grote waarden voor  $\theta$  en hoge sedimentconcentraties (met name aan de bodem, zie Figuur 3.1 en hoofdstuk 4). Als gevolg van deze hoge concentraties is de viscositeit van het stromende zand-watermengsel aan de bodem aanzienlijk groter dan die van water zonder sediment. Dit resulteert in een relatief grote waarde voor de ruwheidsfactor  $k$  in de vergelijking voor de Chézy-coëfficiënt:

$$C = \frac{\sqrt{g}}{\kappa} \ln \frac{12d}{k} \quad (2.14)$$

waarin  $\kappa$  de constante van von Karman is (in dit rapport wordt  $\kappa \approx 0,4$  gesteld).

Van Rijn (1993) stelt op basis van experimenten van Einstein en Chien (1955, zie van Rijn, 1993) en Winterwerp, de Groot, Mastbergen en Verwoert (1990) de volgende vergelijkingen voor  $k$  voor:

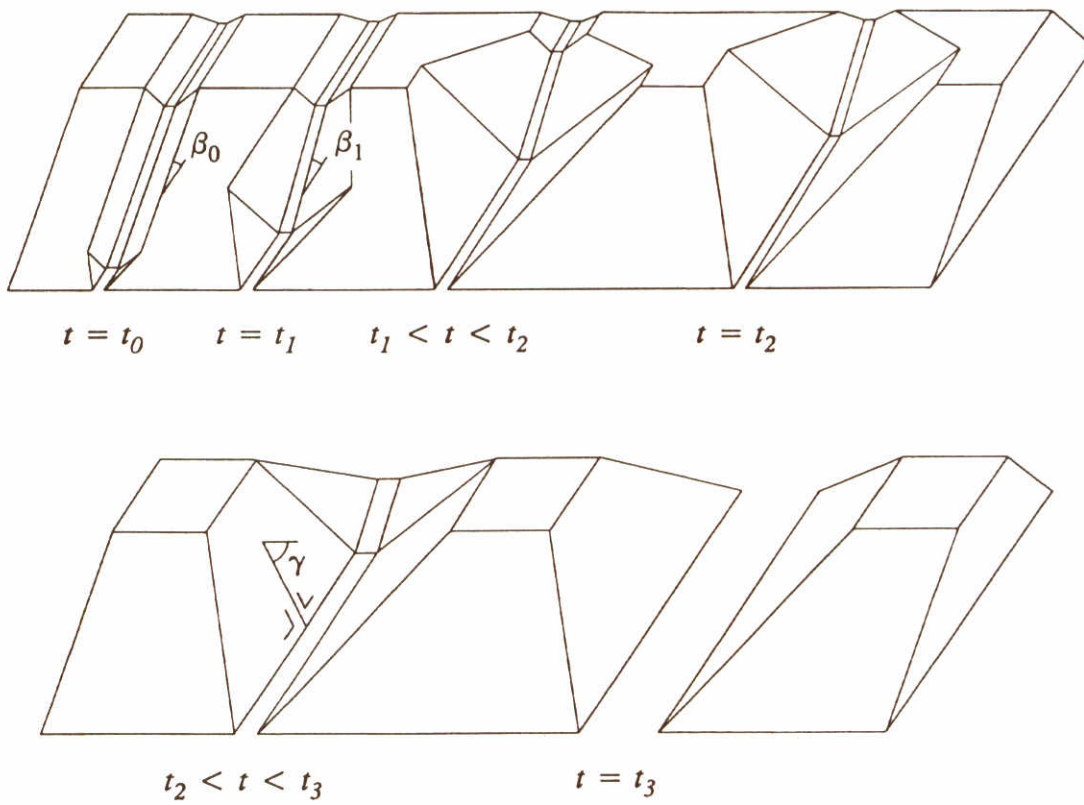
$$k = 3D_{90} \quad \text{voor } \theta < 1 \quad (\text{lager regime, vlak bed}) \quad (2.15)$$

$$k = 3\theta D_{90} \quad \text{voor } \theta \geq 1 \quad (\text{hoger regime}) \quad (2.16)$$

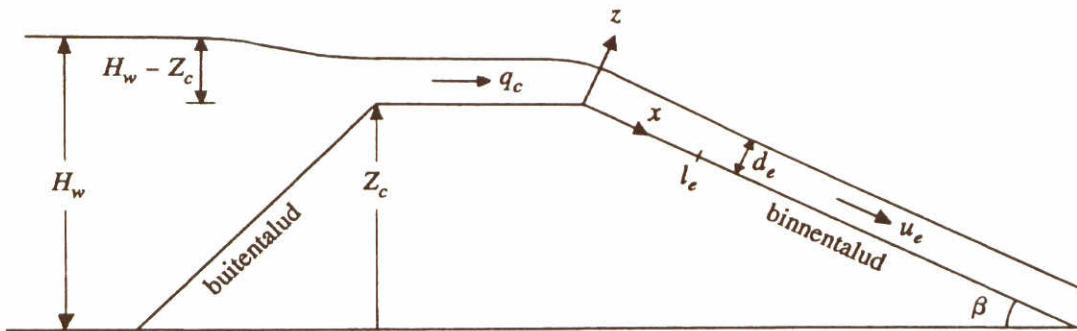
Vergelijking (2.16) komt ongeveer overeen met Wilson's:

$$k = 5\theta D_{50} \quad \text{voor } \theta \geq 1 \quad (2.17)$$

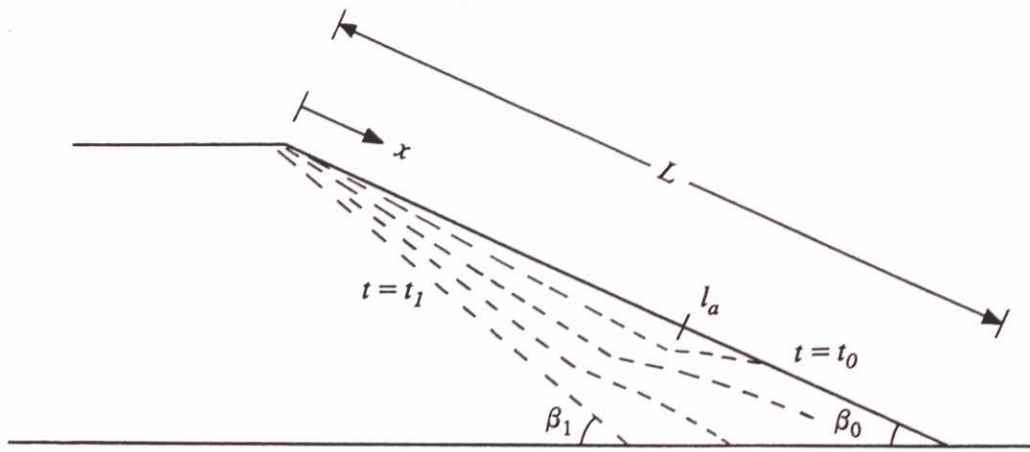
zie Wilson (1989) en Wilson en Nnadi (1992). Uit (2.13), (2.14), (2.16) en (2.17) volgt dat de ruwheidsfactor  $k$  voor  $\theta > 1$  (vrijwel) onafhankelijk is van de korreldiameter  $D$ .



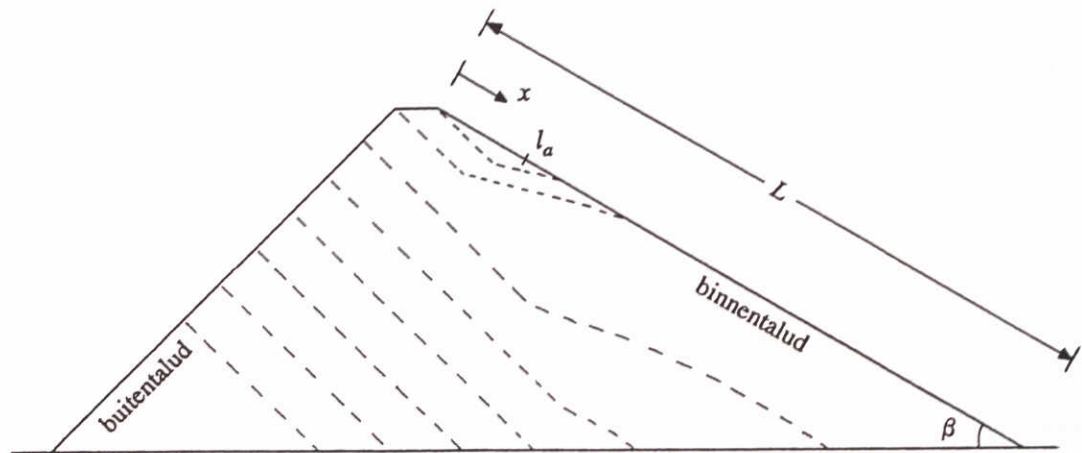
Figuur 2.1 Verloop bresgroei in een zanddijk voor  $t_0 \leq t \leq t_3$



Figuur 2.2 Stroming op een relatief steil talud



Figuur 2.3 Erosie binnentalud als  $L > l_a$



Figuur 2.4 Erosie binnentalud als  $L \gg l_a$





### 3 Beschouwde sedimenttransport-formuleringen

Dit hoofdstuk bevat een beknopte beschrijving van de beschouwde sedimenttransport-formuleringen. Een groot aantal formuleringen bestaat uit één of twee formules voor het sedimenttransport (b.v. Wilson, 1987); een klein aantal bevat een reeks van uitdrukkingen (b.v. van Rijn, 1984a, 1984c).

Het geldigheidsgebied van de formulering, uitgedrukt in de mobiliteitsparameter ( $\theta$ ) en het Froude-kental ( $Fr$ ), alsmede experimentele gegevens als de afmetingen van het sediment, de langshellingen van de bodem, de snelheden en de concentraties worden met de formule in een kader geplaatst. Soms ontbreken deze belangrijke gegevens: dit wordt dan aangegeven met een horizontaal streepje.

De formuleringen geven de capaciteit van het sedimenttransport als volumehoeveelheden maximaal te transporteren sediment per tijdseenheid en per eenheid van (bres)breedte (SI-eenheid: (m<sup>3</sup>/s)/m), en dus niet als bulkvolumetransport inclusief poriën.

De transportcapaciteit wordt gegeven als totaaltransportcapaciteit ( $s_t$ ), welke bestaat uit alleen bodemtransportcapaciteit ( $s_b$ ) of uit een combinatie van bodemtransportcapaciteit ( $s_b$ ) en suspensietransportcapaciteit ( $s_s$ ). De formulering van Mastbergen en Winterwerp (1987) maakt hierop een uitzondering, in die zin dat het een erosie/depositie-functie betreft en geen vergelijking voor de transportcapaciteit.

#### 3.1 Formuleringen voor zand-watermengselstromingen

##### 3.1.1 Wilson (1966)

Bodemtransport:	$s_b = 12,1 (g \Delta D^3)^{0,5} [\mu\theta - 0,047]^{1,5}$	(3.1)
Geldigheidsgebied:	$1 < \mu\theta < 10$	
Sediment:	zand met diameter 0,4 - 1,3 mm ( $D_{50} \approx 0,8$ mm) nylondeeltjes met equivalente diameter = 3,9 mm	
Hellingen:	horizontale, gesloten leidingen onder druk	
Stroomsnelheden:	-	
Concentraties:	hoog	

In vergelijking (3.1) is  $\mu$  de ribbelfactor ( $\mu = 1$  in geval van een vlakke bodem).

Het sediment in Wilson's (1966) proeven werd in het algemeen getransporteerd in een hooggeconcentreerde laag direct boven het bed, 'supported by intergranular collision rather than by fluid turbulence'. Wilson (1966, 1992) noemt dit bodemtransport, maar feitelijk beschrijft (3.1) echter het totaaltransport.

Voor de empirische bepaling van (3.1) gebruikt Wilson (1966) alleen zijn proeven met een vlak bed en niet zijn (kleine aantal) proeven met duinen. Dit betekent dat in (3.1)  $\mu=1$  gesubstitueerd moet worden.

Vergelijking (3.1) is een uitbreiding van een gelijksoortige formule van Meyer-Peter en Müller (1948), die als volgt luidt:

$$s_b = 8 (g \Delta D^3)^{0,5} [\mu \theta - 0,047]^{1,5} \quad \text{voor } 0,03 < \mu \theta < 0,2 \quad (3.2)$$

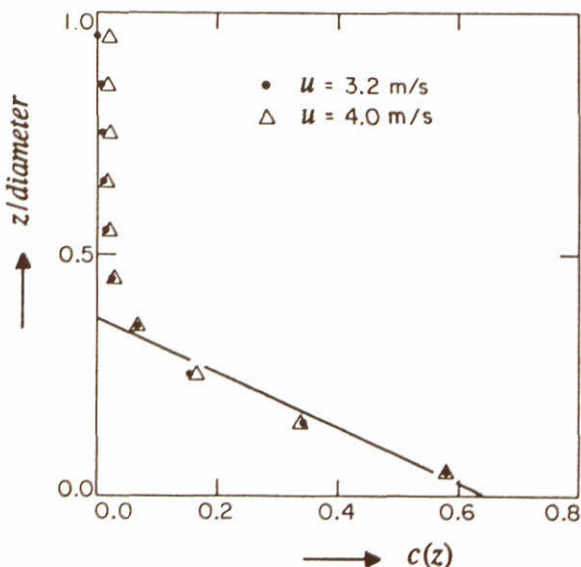
Vergelijking (3.2) volgt uit proeven in stroomgoten met  $0,0004 < \tan\beta < 0,02$ , zand met een gemiddelde diameter  $D$ :  $0,4 \text{ mm} < D < 29 \text{ mm}$ , en een waterdiepte  $d$ :

$0,01 \text{ m} < d < 1,20 \text{ m}$ .

Wilson (1966) stelt dat vergelijking (3.1) voor  $\mu \theta < 1$  vrijwel even goed overeenkomt met de data van Meyer-Peter en Müller (1948) als vergelijking (3.2).

### 3.1.2 Wilson (1987)

Bodemtransport:	$s_b = 11,8 (g \Delta D^3)^{0,5} \theta^{1,5} = 11,8 \frac{(u_\star)^3}{g \Delta} \quad (3.3)$
Geldigheidsgebied:	-
Sediment:	13 mm grind
Hellingen:	gesloten leidingen onder druk
Stroomsnelheden:	zie Figuur 3.1
Concentraties:	zie Figuur 3.1



Deze publikatie is een vervolg op Wilson (1966). Evenals (3.1) wordt (3.3) empirisch afgeleid, waarbij weer  $\mu = 1$  gesteld wordt. Wilson (1987) gebruikt resultaten van proeven van Shook, Gillies, Haas, Husband en Small (1982) naar het transport van 'slurries' in pijpleidingen. De data van Figuur 3.1 zijn van metingen in een pijp met een interne diameter van 0,26 m.

Figuur 3.1 Gemeten concentratieverdeling over de buisdiameter voor 'coarse particle slurry' (volgens Shook e.a., 1982)

### 3.1.3 Mastbergen en Winterwerp (1987)

$$\text{Sedimenttransport: } s(x_1) = s(x_0) + (x_1 - x_0)(E - S_e) \quad (3.4)$$

waarin:

$$E = 0,012 \frac{(g \Delta D)^{0,5} D^{0,3} (g \Delta / \nu^2)^{0,1} (\theta^{0,5} - 1,3)}{1 - \frac{\tan \beta}{\tan \phi}} \quad (3.5)$$

$$S_e = w_s c (1 - c)^4 \quad (3.6)$$

$$\theta = \frac{g}{C^2} \frac{u^2}{g \Delta D} = 0,0125 \frac{u^2}{g \Delta D} \quad (3.7)$$

Geldigheidsgebied:  $3 < \theta < 24$

Sediment: zand,  $0,12 \text{ mm} < D_{50} < 0,23 \text{ mm}$

Hellingen:  $0,003 < \tan \beta < 0,4$

Stroomsnelheden: -

Concentraties:  $0 < c < 0,40$

In bovenstaande uitdrukkingen is  $E$  de erosiesnelheid en  $S_e$  de sedimentatiesnelheid ( $E$  en  $S_e$  zijn volumens geërodeerd respectievelijk gesedimenteed bodemmateriaal per tijdseenheid en per oppervlakte-eenheid [SI: (m<sup>3</sup>/s)/m<sup>2</sup>]). Verder is  $\nu$  de kinematische viscositeit en  $\phi$  de hoek van het natuurlijk talud.

De formulering van Mastbergen en Winterwerp (1987) komt voort uit een studie verricht voor de aanleg van de Philipsdam en de Oesterdam met de zandsluitingsmethode, zie ook Winterwerp, de Groot, Mastbergen en Verwoert (1990) en Winterwerp, Bakker, Mastbergen en van Rossum (1992).

Winterwerp e.a. (1990) beschrijven veldproeven (sluiting Slaak bij aanleg van de Philipsdam) en laboratoriumexperimenten in een kleine hellende goot (lengte 1,5 m) en een grotere hellende goot (lengte 9,0 m). Tijdens de proeven was de stroming superkritisch en het bed vlak. Winterwerp e.a. (1990) presenteren een vergelijking voor de evenwichtshelling van het bed (tussen de spuitmond en de waterlijn, dus boven de waterlijn) waarbij sedimentatie en erosie in evenwicht zijn. Voor laminaire stromingscondities is deze evenwichtshelling uitsluitend afhankelijk van de zandconcentratie, terwijl voor turbulente stromingscondities het specifieke debiet  $q$  de belangrijkste parameter is.

In de meeste proeven was de zandconcentratie bij het bed ( $c_b$ ) ongeveer 35% (volumepercentage). De gradiënt in verticale richting van de concentratie ( $\partial c(z)/\partial z$ ) nam af met toenemende gemiddelde zandconcentratie ( $c$ ), wat kan worden verklaard met het optreden van 'hindered settling'. De snelheidsverdeling in de verticaal ( $u(z)$ ) was ongeveer logaritmisch, met een

variatie in de helling bij variërende zandconcentratie. De effectieve von Karman constante ( $\kappa$ ) was minimaal (0,2 i.p.v. normaal 0,4) bij concentraties van ongeveer 20%. Bij hoge concentraties wordt de viskeuze grenslaag dikker, resulterend in een grotere bodemschuifspanning.

In Winterwerp e.a. (1992) worden situaties beschreven waarbij de hellingen kleiner zijn dan de evenwichtshelling en waarbij dus de sedimentatie groter is dan de erosie. Uitgaande van een vlak bed, vormen zich dan zandbanken. De superkritische stroming over het bovenstroomse gedeelte van een bank vertraagt, als gevolg waarvan de transportcapaciteit afneemt, resulterend in een verdere toename van de sedimentatie. Het gevolg is dat het systeem instabiel wordt en dat de bank snel aangroeit. De vertraging van de stroomsnelheid kan zo sterk zijn dat een watersprong bovenstrooms op de bank ontstaat. De stroming op de bank is nu subkritisch tot aan de kruin van de bank. Aan de lijzijde van de bank versnelt de stroming en wordt deze weer superkritisch. De banken bestaan dus uit een vrijwel horizontaal terras met subkritische stroming, een steile lijzijde met superkritische stroming en een watersprong tussen twee opeenvolgende banken. Op het terras vindt sedimentatie plaats, aan de lijzijde erosie. Op deze manier vormt zich een cascade van banken, die zich tegen de stroming in verplaatsen, overeenkomend met het gedrag van antiduinen en 'chute-pool' systemen. Deze laatste beddingvormen ontwikkelen zich volgens de klassieke regime-theorie (Kennedy, 1969, Engelund, 1970, Allen, 1982) bij hoge waarden voor de Froude-parameter (zoals bij bresgroei) en lage waarden voor de mobiliteitsparameter (in eroderende bressen zijn deze juist hoog, zie hoofdstuk 4).

Door de hoge zandconcentraties en de kleine waterdiepten in de superkritische stroming is de mate van erosie van de steile hellingen aan de lijzijde van de banken beperkt en, volgens Winterwerp e.a. (1992), kleiner dan voorspeld door de meeste oppikfuncties (zie van Rijn, 1984b). De hoge concentraties beperken ook de sedimentatie, 'hindered settling', tot uiting komend in (3.6) via de term  $(1-c)^4$ .

De factor 0,0125 in (3.7) is een dimensieloze wrijvingscoëfficiënt  $C_f$ ; de overeenkomstige Chézy-coëfficiënt is:  $C = (g/C_f)^{0,5} = 28 \text{ m}^{0,5}/\text{s}$ . Deze waarde is ongeveer gelijk aan wat gemiddeld gemeten is bij de hierboven genoemde veldproeven, zie ook hoofdstuk 4.

Mastbergen en Winterwerp (1987) en Winterwerp e.a. (1992) schematiseren de cascade van antiduinen als een serie driehoeken en presenteren de erosie/depositie-functie (3.4) met (3.5), (3.6) en (3.7) om het gedrag van zo'n 'chute-pool' systeem te beschrijven. De overeenkomst met de experimentele data is volgens Winterwerp e.a. (1992) redelijk.

## 3.2 Formuleringen voor sedimenttransport op steile hellingen

### 3.2.1 Mizuyama (1977)

Bodemtransport over vlakbed:

$$s_b = (g\Delta D^3)^{0,5} \frac{12 - 24(\tan\beta)^{0,5}}{\cos\beta} \theta^{1,5 - (\tan\beta)^{0,5}} \left(1 - \xi^2 \frac{\theta_{cr}}{\theta}\right) \left(1 - \xi \left(\frac{\theta_{cr}}{\theta}\right)^{0,5}\right) \quad (3.8)$$

waarin:

$$\xi^2 = \frac{0,85(1 - \rho/\rho_s) - 2 \tan\beta}{1 - \rho/\rho_s - \tan\beta} \quad (3.9)$$

Geldigheidsgebied:	-
Sediment:	-
Hellingen:	$0,05 < \tan\beta < 0,2$
Stroomsnelheden:	-
Concentraties:	-

In (3.8) is  $\theta_{cr}$  de kritieke waarde van  $\theta$ , waarbij begin van beweging van sediment plaatsvindt, zie Figuur 3.2.

De dissertatie van Mizuyama (1977) is geschreven in het Japans; de bovenstaande beschrijving van de formulering van Mizuyama (1977) is overgenomen uit de publikaties van Jaeggi en Rickenmann (1987) en Takahashi (1987). Deze publikaties vermelden niet het geldigheidsgebied ( $\theta, Fr$ ) van de formule en informatie over sediment, stroomsnelheden en concentraties. Ashida, Takahashi en Mizuyama (1978) schrijven (3.8) voor  $0,02 < \tan\beta < 0,1$  als:

$$s_b = (g\Delta D^3)^{0,5} \frac{12 - 24(\tan\beta)^{0,5}}{\cos\beta} \theta^{1,5} \left(1 - \xi^2 \frac{\theta_{cr}}{\theta}\right) \left(1 - \xi \left(\frac{\theta_{cr}}{\theta}\right)^{0,5}\right) \quad (3.10)$$

zie Takahashi (1987).

Buiten het toetsingsgebied van de formule, geeft (3.8) voor het transport de waarde  $s_b = 0$  als  $\tan\beta = 0,25$  ( $\beta = 14^\circ$ ) en wordt het transport  $s_b$  negatief voor  $\tan\beta > 0,25$ . Als  $\rho_s/\rho = 2,65$  wordt de waarde van  $\xi^2$  negatief volgens (3.9) voor  $\beta > 14^\circ$ . De formulering kan dus niet worden toegepast voor de relatief zeer steile hellingen die bij bresgroei optreden.

**3.2.2 Smart en Jaeggi (1983)**

Bodemtransport: 
$$s_b = 4 \frac{C}{\sqrt{g}} (g \Delta D^3)^{0,5} \left[ \frac{D_{90}}{D_{50}} \right]^{0,2} (\tan \beta)^{0,6} \theta^{0,5} (\theta - \theta_{cr}(\beta)) \quad (3.11)$$

waarin:

$$\theta_{cr}(\beta) = \theta_{cr} \cos \beta \left[ 1 - \frac{\tan \beta}{\tan \phi} \right] \quad (3.12)$$

Geldigheidsgebied:  $0,1 < \theta < 3,3 \quad 1,1 < Fr < 3,3$

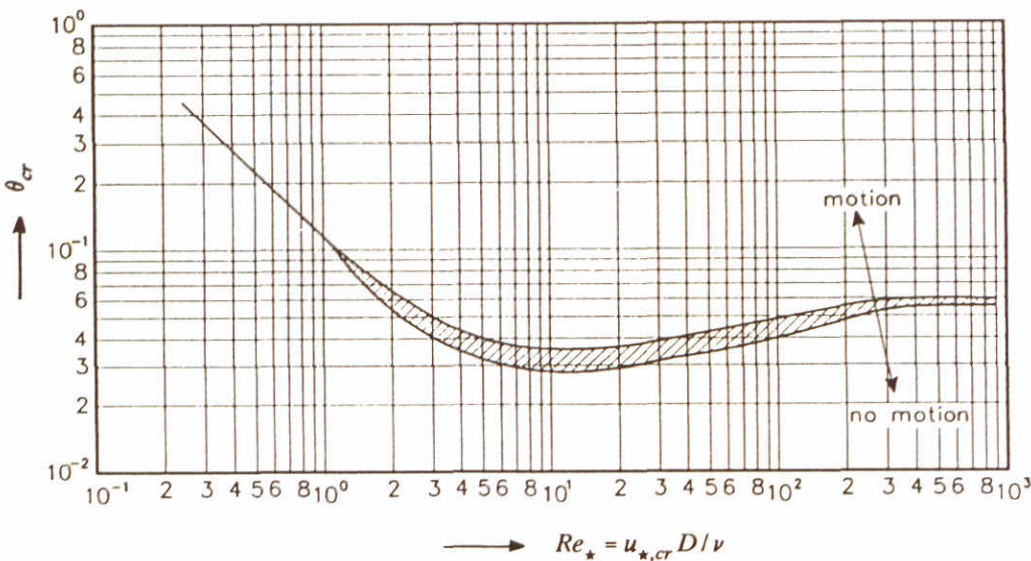
Sediment: zand,  $0,4 \text{ mm} < D < 29 \text{ mm}$  en  $D_{90}/D_{30} < 8,5$

Hellingen:  $0,03 < \tan \beta < 0,2$

Stroomsnelheden:  $0,8 \text{ m/s} < u < 2,0 \text{ m/s}$

Concentraties:  $0,006 < c < 0,19$

Vergelijking (3.11) komt voort uit Smart en Jaeggi's (1983) experimentele onderzoek in het laboratorium van de capaciteit van het sedimenttransport in stromingen op relatief steile hellingen, zie ook Smart (1984) en Rickenmann (1991). Smart en Jaeggi (1983) kalibreren (3.11) ook aan de oude data van Meyer-Peter en Müller (1948), waarvoor  $0,0004 < \tan \beta < 0,02$ . De parameter  $D_{90}/D_{50}$  in (3.11) vertegenwoordigt het effect van niet-uniform zand. Een toetsing van de formule van Meyer-Peter en Müller (1948) aan de nieuwe data van Smart en Jaeggi (1983) toont aan dat deze formule voor hellingen met  $\tan \beta > 0,03$  de capaciteit van het sedimenttransport onderschat.



Figuur 3.2 Begin van beweging voor een stroming over een vlakke, flauw hellende zandbodem volgens Shields (1936),  $\theta_{cr} = f(Re_*)$ ; figuur overgenomen uit van Rijn (1993)

### 3.2.3 Bathurst, Graf en Cao (1987)

$$\text{Bodemtransport: } s_b = 2,5 \frac{\rho}{\rho_s} (\tan\beta)^{3/2} (q - q_{cr}) \quad (3.13)$$

waarin:

$$q_{cr} = 0,21 \frac{g^{0,5} (D_{16})^{1,5}}{(\tan\beta)^{1,12}} \quad (3.14)$$

$$\text{Geldigheidsgebied: } 0,1 < \theta < 0,4 \quad 0,3 < Fr < 2,2$$

$$\text{Sediment: } 12 \text{ mm} < D_{50} < 44 \text{ mm}$$

$$\text{Hellingen: } 0,005 < \tan\beta < 0,09$$

$$\text{Stroomsnelheden: } -$$

$$\text{Concentraties: } 0 < c < 0,03$$

In (3.13) is  $q_{cr}$  de kritieke waarde van  $q$ , waarbij begin van beweging van sediment plaatsvindt. Bathurst, Graf en Cao (1987) noemen (3.13) een gemodificeerde Schoklitsch formule, zie Schoklitsch (1962). Uit de confrontatie van (3.13) met de data van experimenten volgt dat voor  $\theta > 0,4$  en voor  $\tan\beta < 0,01$  en  $\tan\beta > 0,1$  deze formule het bodemtransport onderschat.



### 3.2.4 Takahashi (1987)

$$\text{Bodemtransport: } s_b = \frac{C}{\sqrt{g}} (g \Delta D^3)^{0,5} \frac{1 + 5 \tan \beta}{\cos \beta} \theta^{1,5} (1 - \xi^2 \frac{\theta_{cr}}{\theta}) (1 - \xi (\frac{\theta_{cr}}{\theta})^{0,5}) \quad (3.15)$$

waarin:

$$\frac{C}{\sqrt{g}} = A + 5,75 \log \left[ \frac{\Delta \theta}{\sin \beta (1 + 2\theta)} \right] \quad \text{voor } \theta \geq 0,2 \quad (3.16)$$

$$\frac{C}{\sqrt{g}} = A + 5,75 \log \left[ \frac{0,14 \Delta}{\sin \beta} \right] \quad \text{voor } \theta < 0,2 \quad (3.17)$$

$$\text{met: } A = \frac{0,04}{(\sin \beta)^2} \quad \text{voor } \sin \beta > 0,08 \quad (3.18)$$

$$A = 6 \quad \text{voor } \sin \beta \leq 0,08 \quad (3.19)$$

$$\text{en: } \xi^2 = \frac{0,85(1 - \rho/\rho_s) - 2 \tan \beta}{1 - \rho/\rho_s - \tan \beta} \quad (3.9)$$

Geldigheidsgebied:  $0,1 < \theta < 4$

Sediment: -

Hellingen:  $0,03 < \tan < 0,20$

Stroomsnelheden: -

Concentraties: -

Takahashi (1987) leidt (3.15) af m.b.v. de empirische formules en de data van Ashida, Takahashi en Mizuyama (1978) en Smart en Jaeggi (1983) en concludeert dat (3.15) beter overeenkomt met de data dan (3.10) en (3.11). Als  $\rho_s/\rho = 2,65$  wordt de waarde van  $\xi^2$  negatief volgens (3.9) voor  $\beta > 14^\circ$ .

### 3.2.5 Rickenmann (1991)

Bodemtransport in schoon water en in kleisuspensies:

$$s_b = \frac{12,6}{\Delta^{1,6}} \left[ \frac{D_{90}}{D_{50}} \right]^{0,2} (\tan\beta)^2 (q - q_{cr}) \quad (3.20)$$

waarin:

$$q_{cr} = 0,065 \frac{\Delta^{1,67} g^{0,5} (D_{50})^{1,5}}{(\tan\beta)^{1,12}} \quad (3.21)$$

Geldigheidsgebied:  $0,1 < \theta < 3,3$        $1,5 < Fr < 2,8$

Sediment:                      zand,  $0,4 \text{ mm} < D < 29 \text{ mm}$  en  $D_{90}/D_{30} < 8,5$   
(zand in schoon water),  
grind,  $D = 1,0 \text{ cm}$  en  $D_{90} = 1,2 \text{ cm}$  ('debris flow':  
grind in kleisuspensie)

Hellingen:                       $0,03 < \tan\beta < 0,20$

Stroomsnelheden:             $0,8 \text{ m/s} < u < 2,0 \text{ m/s}$

Concentraties:                 $0,006 < c < 0,19$

Dichtheid klei-suspensie:     $998 \text{ kg/m}^3 < \rho_{susp} < 1246 \text{ kg/m}^3$

Vergelijking (3.20) volgt uit een analyse van de data van metingen aan bodemtransport over relatief steile hellingen, en wel de experimenten van Smart en Jaeggi (1983), en die met kleisuspensies van Rickenmann (1991) zelf (van de laatste echter alleen die proeven met 'negligible viscous effects').

Rickenmann (1991) geeft ook een empirische transportvergelijking, die geldig is voor zowel flauwe als relatief steile hellingen (d.w.z.  $0,001 < \tan\beta < 0,20$ ):

$$s_b = 3,1 \frac{(g \Delta D^3)^{0,5}}{\Delta^{0,5}} \left[ \frac{D_{90}}{D_{30}} \right]^{0,2} \theta^{0,5} (\theta - \theta_{cr}(\beta)) \left[ \frac{u}{\sqrt{g h_s}} \right]^{1,1} \quad (3.22)$$

waarin  $h_s$  de 'mixture flow depth' (zie Figuur 3.5) is.

### 3.3 Formuleringen voor totaaltransport in rivier-regimes

#### 3.3.1 Engelund en Hansen (1967)

Totaaltransport:	$s_t = 0,05 (g \Delta D_{50}^3)^{0,5} \frac{C^2}{g} \theta^{2,5}$	(3.23)
------------------	---	--------

Geldigheidsgebied:	$0,07 < \theta < 6$	$0,1 < Fr < 0,8$	(Voogt e.a., 1991)
--------------------	---------------------	------------------	--------------------

Sediment:	zand, $0,19 \text{ mm} < D < 0,93 \text{ mm}$		
-----------	---	--	--

Hellingen:	$\tan\beta < 0,005$	(Voogt e.a., 1991, geschat)
------------	---------------------	-----------------------------

Stroomsnelheden:	$u < 2,8 \text{ m/s}$	(Voogt e.a., 1991)
------------------	-----------------------	--------------------

Concentraties:	$c_b < 0,04$ , $c < 0,0004$	(Voogt e.a., 1991)
----------------	-----------------------------	--------------------

Engelund en Hansen (1967) toetsen hun formule aan de metingen van Guy, Simons en Richardson (1966) voor  $0,07 < \theta < 6$ . In de afleiding en de toetsing van deze formule is het effect van de helling niet expliciet meegenomen.

Voogt, van Rijn en van den Berg (1991) toetsen de formule van Engelund en Hansen (1967) voor relatief grote stroomsnelheden aan de data van Peterson en Howells (1973), de data van de metingen van van Rijn (1985) in een laboratoriumgoot en aan de data van veldmetingen (op een zandige drempel in de Krammer tijdens de aanleg van de Philipsdam). Al deze metingen betreffen subkritische stroming, zand met een diameter tussen 0,1 mm en 0,4 mm en diepte-gemiddelde stroomsnelheden ( $u$ ) en waarden voor de mobiliteitsparameter ( $\theta$ ) en het Froude-kental ( $Fr$ ) als in bovenstaand kader aangegeven.

Voogt, van Rijn en van den Berg (1991) concluderen dat de formule van Engelund en Hansen (1967) redelijk goede overeenkomsten geeft met de gemeten waarden.

### 3.3.2 van Rijn (1984a, 1984c)

Totaaltransport:  $s_t = s_b + s_s$  (zie volgende pagina) (3.24)

Geldigheidsgebied:  $\theta < 6$      $0,1 < Fr < 0,8$     (Voogt e.a., 1991)

Sediment:                    zand met diameter 0,09 mm - 2,0 mm

Hellingen:                     $\tan\beta < 0,005$  (Voogt e.a., 1991, geschat)

Stroomsnelheden:         $u < 2,8$  m/s (Voogt e.a., 1991)

Concentraties:             $c_b < 4\%$      $c < 0,04\%$  (Voogt e.a., 1991)

Van Rijn (1984a, 1984c) toetst zijn formules voor bodem- en suspensietransport aan een groot aantal data van metingen in het veld en in het laboratorium. In de afleiding en de toetsing van deze formule is het effect van de helling niet expliciet meegenomen.

De formulering van van Rijn (1984a, 1984c) voor het totaaltransport bevat een groot aantal formules, welke op de volgende pagina zijn weergegeven. De volgende symbolen zijn nog niet gedefinieerd:  $T$  is de 'transport stage parameter',  $D_*$  is een dimensieloze korrelparameter,  $u_*'$  is de effectieve schuifspanningssnelheid en  $a$  is een referentieniveau boven de bodem waar de concentratie gelijk is aan  $c_a$ .

Voogt, van Rijn en van den Berg (1991) toetsen de formule van van Rijn (1984c) voor relatief grote stroomsnelheden aan de in paragraaf 3.3.1 vermelde data. Al deze metingen betreffen subkritische stroming, zand met een diameter tussen 0,1 mm en 0,4 mm en diepte-gemiddelde stroomsnelheden ( $u$ ) en waarden voor de mobiliteitsparameter ( $\theta$ ) en het Froude-kental ( $Fr$ ) als in bovenstaand kader aangegeven.

Voogt, van Rijn en van den Berg (1991) concluderen dat de formulering van van Rijn (1984a, 1984c) redelijk goede overeenkomsten geeft met de gemeten waarden (nog wat beter dan met de formule van Engelund en Hansen, 1967).

### 3.3.2 Van Rijn (1984a, 1984c) (vervolg)

$$\text{Bodemtransport: } s_b = 0,053 (g \Delta D_{50}^3)^{0,5} \frac{T^{2,1}}{(D_\star)^{0,3}} \quad \text{voor } T < 3 \quad (3.25)$$

$$s_b = 0,1 (g \Delta D_{50}^3)^{0,5} \frac{T^{1,5}}{(D_\star)^{0,3}} \quad \text{voor } T \geq 3 \quad (3.26)$$

$$\text{waarin: } T = \frac{(u_\star')^2 - (u_{\star,cr})^2}{(u_{\star,cr})^2} \quad (3.27)$$

$$u_\star' = \frac{\kappa u}{\ln(12d/k)} \leq u_\star \quad (3.28)$$

$$k = 3D_{90} = a \quad (3.29)$$

$$u_{\star,cr} = \text{kritieke } u_\star \text{ (volgt uit } \theta_{cr} \text{, zie Fig. 3.3)}$$

$$D_\star = D_{50} (g \Delta / \nu^2)^{1/3} \quad (3.30)$$

$$\text{Suspensietransport: } s_s = F u d c_a \quad (3.31)$$

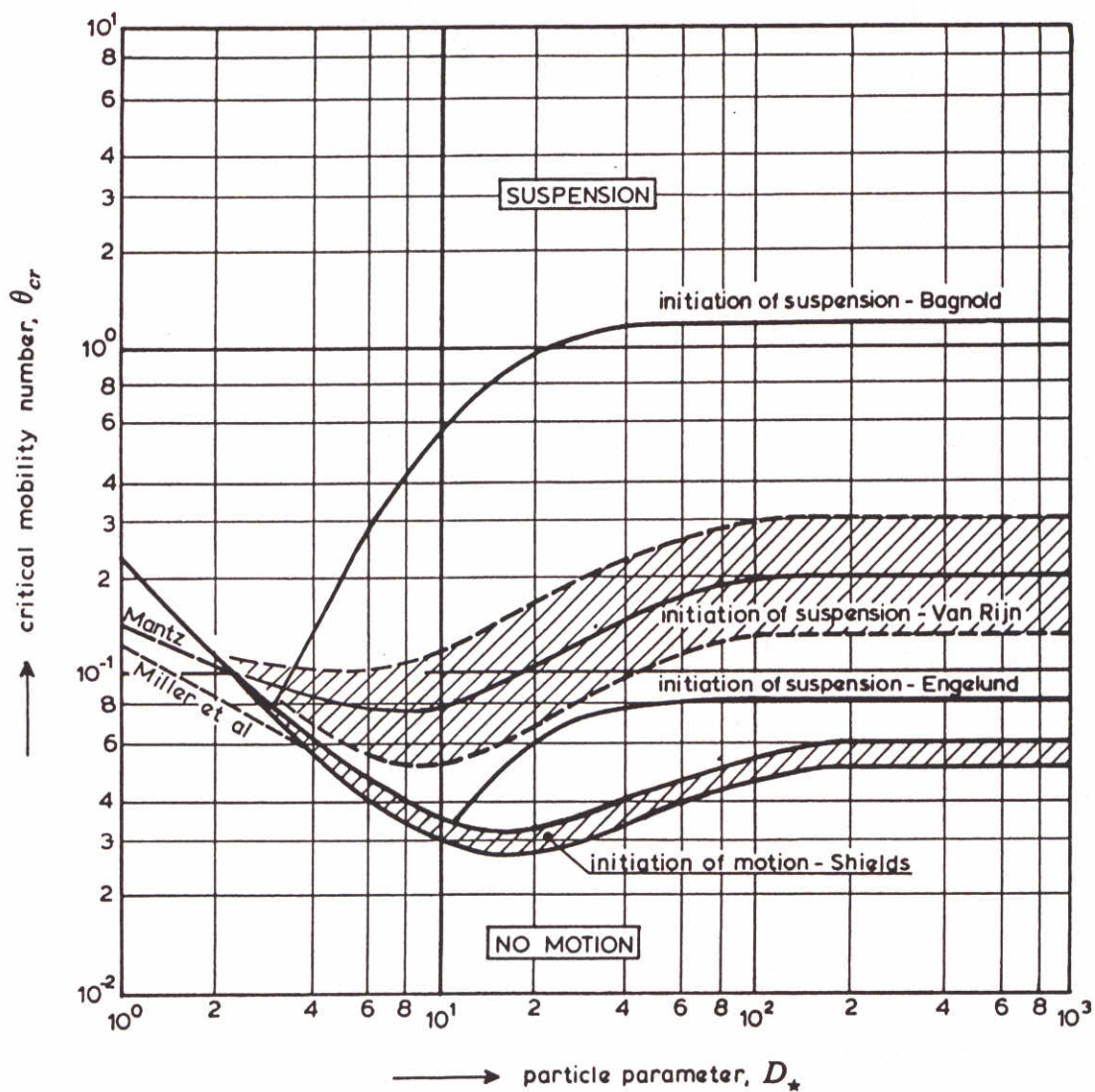
$$\text{waarin: } F = \frac{(a/d)^{Z'} - (a/d)^{1,2}}{(1 - a/d)^{Z'} (1,2 - Z')} \quad (3.32)$$

$$Z' = \frac{w_s}{(1 + 2 (w_s/u_\star)^2) \kappa u_\star} + 2,5 \left[ \frac{w_s}{u_\star} \right]^{0,8} \left[ \frac{c_a}{c_0} \right]^{0,4}$$

$$\text{voor } 0,01 < \frac{w_s}{u_\star} < 1 \quad \text{en} \quad \frac{c_a}{c_0} \leq 1 \quad (3.33)$$

$$c_a = 0,015 \frac{D_{50}}{a} \frac{T^{1,5}}{(D_\star)^{0,3}} \quad (3.34)$$

$$c_0 = \text{zandconcentratie in bodem (= 0,6 hier)}$$



Figuur 3.3 Begin van beweging en opname zand in suspensie voor een stroming over een vlakke, flauw hellende zandbodem volgens van Rijn (1989),  $\theta_{cr} = f(D_*)$ ; figuur overgenomen uit van Rijn (1993)

## 3.4 Formuleringen gebaseerd op beschikbaar vermogen

### 3.4.1 Bagnold (1963, 1966)

$$\text{Totaaltransport: } s_t = s_b + s_s \quad (3.24)$$

$$\text{waarin: } s_b = \frac{0,13}{\tan\phi - \tan\beta} \frac{u^3}{\Delta C^2} \quad (\beta < \phi) \quad (3.35)$$

$$s_s = \frac{0,01}{w_s/u - \tan\beta} \frac{u^3}{\Delta C^2} \quad (\tan\beta < w_s/u) \quad (3.36)$$

Geldigheidsgebied: -

Sediment: -

Hellingen: -

Stroomsnelheden: -

Concentraties: -

Bagnold (1963, 1966) gaat uit van energiebeschouwingen, d.w.z. drukt de capaciteit van het sedimenttransport uit in het per eenheid van bodemoppervlak door de stroming aangeleverde vermogen. Dit vermogen is gelijk aan de in de stroming per tijdseenheid en per eenheid van oppervlakte gedissipeerde energie  $\omega$ . Van  $\omega$  wordt  $e_b\omega$  gebruikt voor het bodemtransport en  $e_s(1-e_b)\omega = e\omega$  voor het suspensietransport ( $e_b$  is de efficiëntie-factor voor het bodemtransport,  $e_s$  is de efficiëntie-factor voor het suspensietransport,  $e_b \approx 0,13$  en  $e \approx 0,01$  volgens Bagnold, 1966). De constanten 0,13 en 0,01 worden door Bagnold (1966) op semi-empirische wijze bepaald.

### 3.4.2 Yang (1979)

Totaaltransport:

$$\log c_{tw} = 5,165 - 0,153 \log \left[ \frac{w_s D}{\nu} \right] - 0,297 \log \left[ \frac{u_*}{w_s} \right] +$$

$$+ \left[ 1,780 - 0,360 \log \left[ \frac{w_s D}{\nu} \right] - 0,480 \log \left[ \frac{u_*}{w_s} \right] \right] \log \left[ \frac{u \sin \beta}{w_s} \right] \quad (3.37)$$

waarin  $c_{tw}$  is 'total bed-material sand concentration in parts per million by weight'

Geldigheidsgebied: -

Sediment: zand (geen grind)

Hellingen: -

Stroomsnelheden: -

Concentraties:  $c_{tw} > 100$  ppm (= [g/m<sup>3</sup>])

In twee andere publikaties heeft Yang overeenkomstige vergelijkingen gepresenteerd, respectievelijk voor het transport van zand nabij begin van beweging en voor het transport van grind, zie Yang en Kong (1991).

De eenheid van  $c_{tw}$  is [ppm] (uitgedrukt in gewichtsdelens), d.w.z. [10<sup>-3</sup> kg] sediment per [10<sup>3</sup> kg] water, of [10<sup>-3</sup> kg/m<sup>3</sup>]. De vergelijking voor de overeenkomstige volumecentratie  $c_t$  luidt:

$$c_t = 10^{-3} \frac{c_{tw}}{\rho_s} \quad [-] \quad (3.38)$$



### 3.4.3 Bailard-Bagnold (1981)

$$\text{Totaaltransport: } s_t = s_b + s_s \quad (3.24)$$

$$\text{waarin: } s_b = \frac{0,13}{\tan\phi - \tan\beta} \frac{u^3}{\Delta C^2} \quad (\beta < \phi) \quad (3.35)$$

$$s_s = \frac{0,01}{w_s/u - 0,01 \tan\beta} \frac{u^3}{\Delta C^2} \quad (0,01 \tan\beta < w_s/u) \quad (3.39)$$

Geldigheidsgebied: -

Sediment: -

Hellingen: -

Stroomsnelheden: -

Concentraties: -

Bailard (1981) past voor het bodemtransport vergelijking (3.35) van Bagnold (1963, 1966) ongewijzigd toe. In de energiebeschouwing van het suspensietransport brengt Bailard (1981) een kleine wijziging aan in de methode Bagnold (1963). Bagnold (1963) veronderstelt dat de potentiële energie die vrijkomt omdat de sedimentdeeltjes langs de hellende bodem naar beneden bewegen rechtstreeks ten goede komt aan het vermogen van de stroming om de deeltjes in suspensie te houden. Bailard (1981) stelt dat dat niet direct gebeurt maar via de efficiëntie-factor  $e$ . Dit komt tot uiting in de factor 0,01 in de noemer van (3.39).

### 3.4.4 Visser-Bagnold (1988)

$$\text{Totaaltransport: } s_t = s_b + s_s \quad (3.24)$$

$$\text{waarin: } s_b = \frac{0,13}{(\tan\phi - \tan\beta)\cos\beta} \frac{u^3}{\Delta C^2} \quad (\beta < \phi) \quad (3.40)$$

$$s_s = \frac{0,01}{(w_s/u)(\cos\beta)^2} \frac{u^3}{\Delta C^2} = \frac{0,01u^4}{\Delta C^2 w_s (\cos\beta)^2} \quad (3.41)$$

$$s_b/s_s \approx 0 \quad \text{als } u_* / w_s > 1 \quad (3.42)$$

$$\text{Geldigheidsgebied: } 10 < \theta < 100 \quad 2,8 < Fr < 4,2 \quad (\text{dit onderzoek})$$

$$\text{Sediment: } \text{zand, } D_{50} = 0,10 \text{ mm en } D_{50} = 0,22 \text{ mm}$$

$$\text{Hellingen: } 0,36 < \tan\beta < 0,62 \quad (\text{dit onderzoek})$$

$$\text{Stroomsnelheden: } 1,2 \text{ m/s} < u < 3,5 \text{ m/s} \quad (\text{dit onderzoek})$$

$$\text{Concentraties: } 0,007 < c < 0,24 \quad (\text{dit onderzoek})$$

Het verschil tussen (3.40) en (3.35) is de term  $\cos\beta$  in de noemer van (3.40). Het verschil komt voort uit de definiëring door Bagnold (1963) van de 'dynamic transport rate' (massa getransporteerd materiaal vermenigvuldigd met  $\cos\beta$ ). Bagnold (1963) beschouwt relatief kleine hellingen, dus  $\cos\beta \approx 1$ , en waarschijnlijk is dit de achtergrond van een dergelijke definitie. Het verschil is in de praktijk niet van belang: ook op wat grotere hellingen is  $\cos\beta \approx 1$ , en als  $\beta \rightarrow \phi$ , dan voorspellen zowel (3.35) als (3.40) zeer grote bodemtransporten, die in de praktijk onmogelijk kunnen optreden.

Het verschil tussen (3.41) en (3.36) is groter. Visser (1988), zie ook Visser en Steetzel (1992), stelt dat het vermogen dat bij het suspensietransport evenwijdig aan de hellende bodem weer vrijkomt geen rol speelt in het in suspensie brengen van zanddeeltjes en verwaarloost deze term.

Voor  $\beta \rightarrow 0$  gaan zowel (3.39) als (3.41) over in Bagnold's (1963, 1966) oorspronkelijke (3.36).

### 3.5 Formule van Takahashi (1991) voor 'immature debris flow'

Totaaltransport:	$s_t = \frac{2,8 - 0,2c_0}{(\tan\phi - \tan\beta)^2 (\cos\beta)^2} (g\Delta D^3)^{0,5} \theta^{2,5} \quad (\beta < \phi) \quad (3.43)$
------------------	--

Geldigheidsgebied:  $0,4 < \theta < 3$

Sediment: -

Hellingen:  $0,07 < \tan\beta < 0,18$

Stroomsnelheden: -

Concentraties:  $0,1 < c < 0,20$

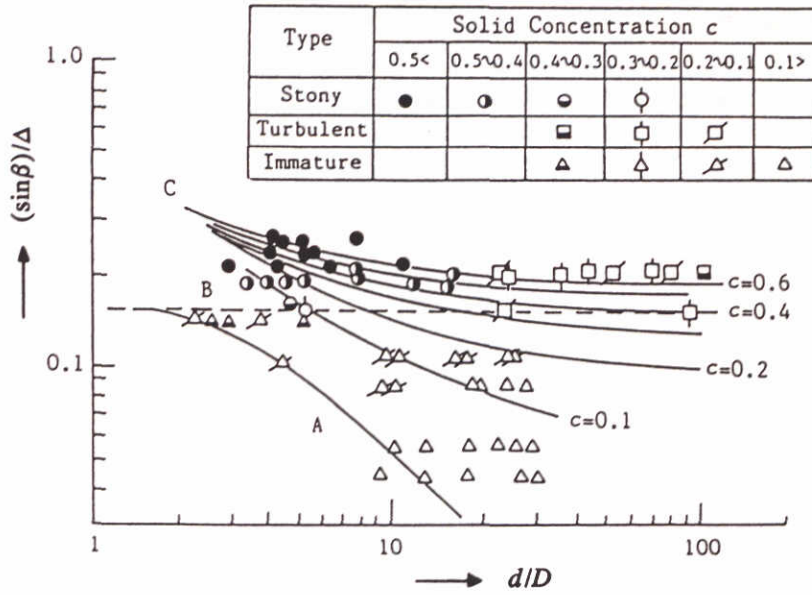
'Debris flows' (ook in het vervolg zo, niet vertaald, genoemd) zijn sediment-watermengselstromingen, waarbij het sediment bestaat uit stenen of grind of zand of modder of vaak een mengsel hiervan, en waarin de sedimentconcentraties relatief zeer hoog zijn ( $0,1 < c < 0,55$ ). Debris flows komen voor op relatief steile hellingen in bergachtige gebieden, b.v. na een hevige regenbui, en kunnen veel schade aanrichten.

De expert op het gebied van debris flows is de Japanner Takahashi, zie Takahashi (1991), die het volgende onderscheid maakt: A. 'stony debris flows', B. 'immature debris flows', C. 'turbulent debris flows' en D. 'hybrid of stony and muddy debris flows'.

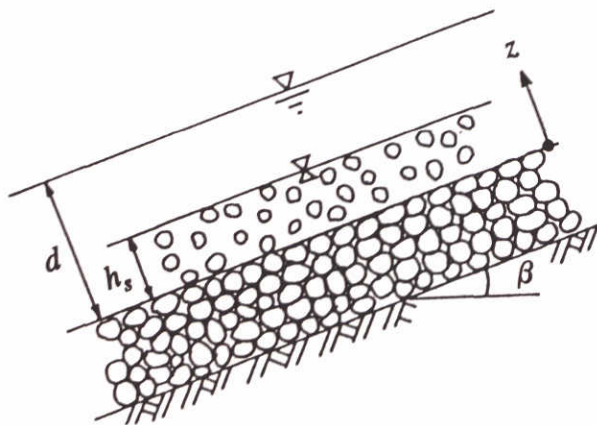
Figuur 3.4 (zie Takahashi, 1991) geeft weer de domeinen, uitgedrukt in de parameters  $(\sin\beta)/\Delta$  en  $d/D$ , van de verschillende vormen van debris flows. Voor de onderhavige experimentele situaties geldt dat  $0,19 < (\sin\beta)/\Delta < 0,32$  en  $38 < d/D < 320$ , dus volgens Figuur 3.4 in de 'turbulent mud flow' range tot buiten de figuur. Echter voor 'turbulent mud flows' geeft Takahashi (1991) alleen vergelijkingen voor  $u$  (en de verdeling van de stroomsnelheid loodrecht op de stromingsrichting) als functie van o.a. een gegeven concentratie  $c$  (en geen erosiefunctie of transportvergelijking), hetgeen voor de huidige toepassing onvolledig is.

Figuur 3.5 (overgenomen uit Takahashi, 1991) voor 'immature debris flows' geeft weer wat ook is waargenomen in de PAC-proeven (Visser, Ribberink en Kalkwijk, 1986) en de Scheldegootproeven (Steetzel en Visser, 1992a, 1992b), namelijk een onderlaag in de stroming met veel sediment en een bovenlaag met vrijwel geen sediment. De 'stony debris flows' en de 'turbulent debris flows' zijn volgens Takahashi (1991) 'mature', dus met sediment over de gehele verticaal. De 'hybrid of stony and muddy debris flows' kan zowel 'mature' als 'immature' zijn.

Verder geeft Takahashi (1991) voor 'immature debris flows' een transportvergelijking, en niet voor de typen A, C en D. Derhalve is in bovenstaand kader de transportvergelijking voor 'immature debris flows' vermeld.



Figuur 3.4 Domeinen van verschillende vormen debris flows volgens Takahashi (1991)



Figuur 3.5 Geschematiseerde afbeelding van de 'immature debris flow', Takahashi (1991)



## 4 Toetsing aan experimenten

### 4.1 Inleiding

De in hoofdstuk 3 beschreven sedimenttransport-formuleringen zijn toegepast op een drietal experimenten, n.l. de laboratoriumproeven T3 en T5A van het experimentele onderzoek in de Scheldegoot (zie Steetzel en Visser, 1992a, 1992b) en de veldproef in het Zwin (zie Visser, Vrijling en Verhagen, 1990). Paragraaf 4.2 geeft allereerst de beschrijving van de experimentele condities op verschillende tijdstippen waarvoor berekeningen zijn uitgevoerd van het sedimenttransport en de resulterende concentraties.

### 4.2 Experimentele condities

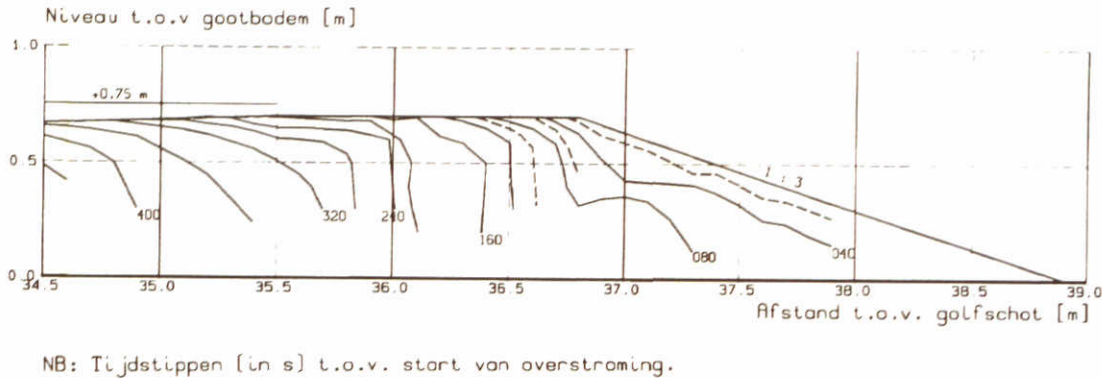
#### 4.2.1 Scheldegootproef T3

Het 'dijklichaam' in deze proef bestond uit Asserzand ( $D_{10} = 0,069$  mm,  $D_{50} = 0,10$  mm,  $D_{90} = 0,15$  mm). De gemiddelde valsnelheid van dit zand bij een watertemperatuur  $T \approx 16^\circ\text{C}$  is  $w_s = 0,0090$  m/s. Het dwarsprofiel van de zanddijk had bij aanvang van de proef op  $t = t_0 = 0$  s de volgende afmetingen: kruinhoogte  $Z_c = 0,70$  m, kruinlengte is 1,3 m, hellingshoek van het binnentalud  $\beta_0 = 18^\circ$  (helling 1 op 3), lengte binnentalud  $L_0 = 2,2$  m en helling buitentalud 1 : 30 (duinafslagprofiel). De breedte van de dijk was 0,40 m (gelijk aan de effectieve breedte van de goot ter plaatse van de dijk). Proef T3 met het duinafslagprofiel is hier geselecteerd boven T1 (buitentalud 1 : 4) en T2 (buitentalud 1 : 15) vanwege de meer gedetailleerde informatie omtrent de ontwikkeling van het dwarsprofiel in de tijd van proef T3 (Figuur 4.1) t.o.v. T1 en T2, zie Steetzel en Visser (1992a). Tijdens de proef werd de buitenwaterstand  $H_w$  (gemeten t.o.v. de bodem van de goot) zo goed en zo lang als mogelijk op een waarde van  $H_w = 0,75$  m gehouden. Een verhang  $H_w - Z_c = 0,05$  m over de dijk geeft volgens formule (2.1) voor de volkomen overlaat een debiet  $q_c = 0,019$  ( $\text{m}^3/\text{s}$ )/m over de kruin. Door de wrijving van de stroming over het flauw hellende buitentalud en vooral de horizontale kruin, was het kruindebiet voor  $0 < t < 100$  s wat kleiner, namelijk  $q_c \approx 0,015$  ( $\text{m}^3/\text{s}$ )/m (zie Steetzel en Visser, 1992a). Deze waarde voor het debiet  $q_c$  volgt ook uit een eenvoudige analytische verhanglijnberekening (wordt hier niet beschreven).

Figuur 4.1 toont de ontwikkeling in de tijd van het dwarsprofiel in dit experiment. Het sedimenttransport op tijdstippen  $t = 10$  s en  $t = 30$  s ( $\approx t_1$ ) is uit deze profielen bepaald door de hoeveelheid geërodeerd zand tussen respectievelijk  $t = 0$  s en  $t = 20$  s en  $t = 20$  s en  $t = 40$  s te bepalen en deze hoeveelheden te delen door de tijdsperiode  $\Delta t = 20$  s. In paragraaf 4.3 worden deze bepalingen verder beschreven.

De waterdiepte  $d(0)$  en stroomsnelheid  $u(0)$  voor  $x = 0$  bovenaan het binnentalud kunnen berekend worden met (2.2):  $d(0) = d_g = 0,028$  m,  $u(0) = u_g = 0,53$  m/s als  $q_c = 0,015$  ( $\text{m}^3/\text{s}$ )/m. Uit (2.13), (2.14) met  $\kappa = 0,4$  en (2.15) volgt voor  $x = 0$ : Chézy-coëfficiënt  $C(0) = 52$   $\text{m}^{0,5}/\text{s}$  en mobiliteitsparameter  $\theta(0) = 0,62$ .

De stroming op het binnentalud versnelde tussen  $x = 0$  en  $x = l_e$ . Uit (2.3), (2.4), (2.5a), (2.13), (2.14) en (2.16) volgt nu met  $q_c = 0,015$  ( $\text{m}^3/\text{s}$ )/m en  $\beta \approx 20^\circ$  (zie Figuur 4.1):  $C(l_e) = 20$   $\text{m}^{0,5}/\text{s}$ ,  $\theta(l_e) = 24$ ,  $d_e = 0,012$  m,  $u_e = 1,3$  m/s en  $l_e = 0,45$  m op  $t = 10$  s (als  $L \approx 2,0$  m, zie Figuur 4.1). Op dezelfde manier voor  $t = 30$  s (als  $\beta \approx 23^\circ$  en  $L \approx 1,9$  m, zie Figuur 4.1):  $C = 19$   $\text{m}^{0,5}/\text{s}$ ,  $\theta(l_e) = 28$ ,  $d_e = 0,012$  m,  $u_e = 1,3$  m/s en  $l_e = 0,40$  m.



Figuur 4.1 Ontwikkeling dwarsprofiel; overzicht momentane profielen, proef T3

De berekende waarden voor  $l_e$  zijn geschatte waarden. Allereerst geeft (2.5a) een overschatting van  $l_e$  (door de wijze van benaderen, zie Visser en Steetzel, 1992). Daarnaast is voor de berekening van  $l_e$  met (2.5a) aangenomen dat op het gehele talud  $C = C(l_e)$ , hetgeen een onderschatting van  $l_e$  geeft omdat in werkelijkheid  $C$  zal afnemen van  $C(0)$  tot  $C(l_e)$ .

De aanpassingslengte  $l_a$  van het suspensietransport volgt uit (2.10) en de waarden voor  $q_c$  en  $\beta$ :  $l_a = 1,8$  m op zowel  $t = 10$  s als  $t = 30$  s.

Een Chézy-coëfficiënt  $C \approx 19 \text{ m}^{0,5}/\text{s}$  betekent een relatief zeer grote bodemwrijving (ruwheidsfactor  $k$  ongeveer gelijk aan de waterdiepte). Dit is in overeenstemming met wat in de vergelijkbare PAC-proeven (zie Visser, Ribberink en Kalkwijk, 1986) is waargenomen. In Tabel 4.1 zijn de voor deze proef van belang zijnde waarden van de diverse grootheden en parameters samengevat, steeds afgerond naar twee significante cijfers. In Tabel 4.1 staat ook de voor een aantal transportformules benodigde waarde voor de kinematische viscositeit  $\nu$ ; deze waarde geldt voor een watertemperatuur  $T \approx 16^\circ\text{C}$ .

#### 4.2.2 Scheldegootproef T5A

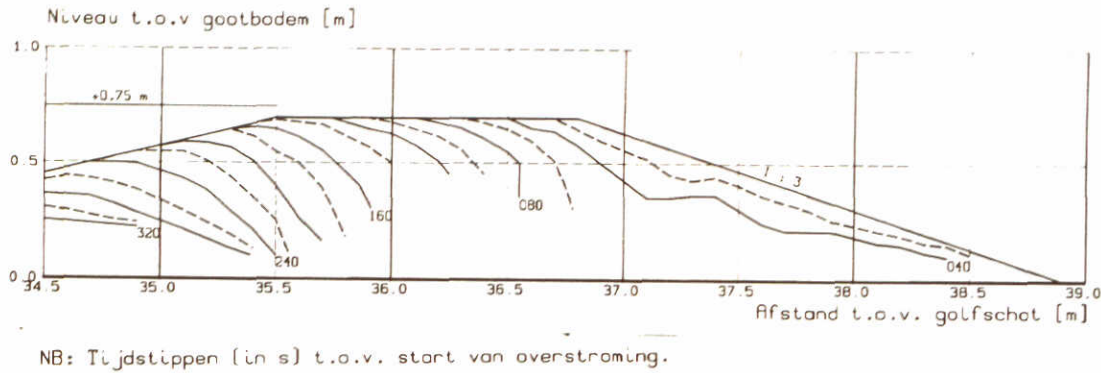
De zanddijk in deze proef werd opgebouwd met duinzand ( $D_{10} = 0,15$  mm,  $D_{50} = 0,22$  mm,  $D_{90} = 0,29$  mm, gemiddelde valsnelheid bij  $T \approx 16^\circ\text{C}$  is  $w_s = 0,028$  m/s). De afmetingen van het dwarsprofiel waren identiek aan die van T3, met uitzondering van het buitentalud dat bij T5A op  $t = t_0 = 0$  s een helling 1 : 4 had (dijkprofiel, zie Figuur 4.2). Ook tijdens deze proef werd de buitenwaterstand  $H_w$  zo goed en zo lang als mogelijk op  $H_w = 0,75$  m gehouden. Het gemeten kruindebiet  $q_c$  is voor  $0 < t < 100$  s vrijwel gelijk aan dat bij T3:  $q_c \approx 0,015$  ( $\text{m}^3/\text{s})/\text{m}$ , zie Steetzel en Visser (1992a).

Evenals voor proef T3 zijn berekeningen uitgevoerd voor de tijdstippen  $t = 10$  s en  $t = 30$  s ( $\approx t_1$ ). Op  $t = 10$  s was  $\beta \approx 20^\circ$  en  $L \approx 2,2$  m, zie Figuur 4.2. Op  $t = 30$  s was  $\beta \approx 28^\circ$  (bovenaan het talud, over de aanpassingslengte  $l_a$ ) en  $L \approx 2,2$  m, zie Figuur 4.2. Verder is een berekening gedaan voor  $t = 100$  s, een tijdstip tussen  $t_1$  en  $t_2$ , met een hellingshoek gelijk aan de hoek van het natuurlijk talud ( $\beta_1 = 32^\circ$ ). Als gevolg van enige waterstandsverlaging in de goot op  $t = 100$  s, veroorzaakt door de afstroming van een hoeveelheid water over 100 s van ongeveer  $0,015 * 100 \text{ m}^3/\text{m} = 1,5 \text{ m}^3/\text{m}$ , was het debiet op  $t = 100$  s wat lager dan in de aanvangsfase van de proef, n.l. ongeveer  $q_c \approx 0,010$  ( $\text{m}^3/\text{s})/\text{m}$ , zie Steetzel en Visser (1992a).

	Scheldegootproeven						Zwin 89 experiment		
$T$ [°C]	16						5		
$v$ [m <sup>2</sup> /s]	$1,1 \cdot 10^{-6}$						$1,5 \cdot 10^{-6}$		
$D_{50}$ [mm]	0,10		0,22				0,22		
$w_g$ [m/s]	0,0090		0,028				0,024		
$t$ [s]	10	30	10	30	100	240	45	240	1200
$q_c$ [(m <sup>3</sup> /s)/m]	0,015	0,015	0,015	0,015	0,010	0,18	0,10	0,25	5,6
$d_g$ [m]	0,028	0,028	0,028	0,028	0,022	0,15	0,10	0,19	1,5
$u_g$ [m/s]	0,53	0,53	0,53	0,53	0,46	1,2	1,0	1,3	3,8
$C(0)$ [m <sup>0,5</sup> /s]	52	52	47	47	45	58	57	59	59
$\theta(0)$ [-]	0,62	0,62	0,35	0,35	0,29	1,2	0,85	1,4	11
$\beta$ [°]	20	23	20	28	32	32	25	32	~ 0
$C(l_e)$ [m <sup>0,5</sup> /s]	20	19	21	19	18	18	19	18	-
$d_e$ [m]	0,012	0,012	0,011	0,011	0,0084	0,057	0,040	0,071	-
$u_e$ [m/s]	1,3	1,3	1,3	1,4	1,2	3,1	2,5	3,5	-
$\theta(l_e)$ [-]	24	28	11	14	12	84	47	104	-
$l_e$ [m]	0,45	0,40	0,48	0,38	0,26	1,8	1,4	2,2	-
$l_a$ [m]	1,8	1,8	0,57	0,61	0,42	7,6	4,6	12	233
$L$ [m]	2,0	1,9	2,2	2,2	1,3	1,0	4,4	3,4	10
$d(L)$ [m]	$d_e$					0,074	$d_e$		1,5
$u(L)$ [m/s]	$u_e$					2,4	$u_e$		3,8
$C(L)$ [m <sup>0,5</sup> /s]	$C(l_e)$					33	$C(l_e)$		59
$\theta(L)$ [-]	$\theta(l_e)$					15	$\theta(l_e)$		11

Tabel 4.1 Beschouwde situaties van de Scheldegootproeven en het Zwin 89 experiment waarvoor zandtransportberekeningen met de verschillende formuleringen zijn uitgevoerd





Figuur 4.2 Ontwikkeling dwarsprofiel; overzicht momentane profielen, proef T5A

Bovenstaande waarden voor de verschillende grootheden en parameters van de stroming op het binnentalud voor de tijdstippen  $t = 10$  s, 30 s en 100 s, aangevuld met de berekende waarden voor  $d_g$ ,  $u_g$ ,  $C(0)$ ,  $\theta(0)$ ,  $C(l_e)$ ,  $d_e$ ,  $u_e$ ,  $\theta(l_e)$ ,  $l_e$  en  $l_a$  zijn weergegeven in Tabel 4.1. In proef T5A begon op  $t_2 \approx 140$  s (zie Figuur 4.2) de kruin te zakken. Het debiet over de kruin nam vanaf dat moment toe (zie Steetzel en Visser, 1992a). Op tijdstip  $t_2^+ = 240$  s ( $t_2 < t_2^+ < t_3$ ) was  $H_w \approx 0,72$  m en  $Z_c \approx 0,50$  m. Substitutie van deze waarden in (2.1) geeft:  $q_c = 0,18$  ( $\text{m}^3/\text{s}$ )/m, hetgeen gelijk is aan de gemeten waarde (zie Steetzel en Visser, 1992a).

De waarde van  $\beta$  varieerde sterk op  $t_2^+$ . Indien voor  $\beta$  de waarde  $\beta_1 = 32^\circ$  wordt genomen, dan volgt hieruit dat op  $t_2^+$ :  $d_g = 0,15$  m,  $C(l_e) = 18 \text{ m}^{0.5}/\text{s}$ ,  $d_e = 0,057$  m,  $l_e = 1,8$  m en  $l_a = 7,6$  m. Op  $t_2^+$  was de lengte van het binnentalud  $L(t_2^+) \approx 1,0$  m, dus  $L(t_2^+) < l_e$  en  $L(t_2^+) \ll l_a$ . Dit betekent dat op  $t_2^+$  de evenwichtsdiepte  $d_e$  niet benaderd werd op het binnentalud; een geschatte waarde van de waterdiepte  $d(L)$  bij de teen van het binnentalud volgt uit (2.6):  $d(L) \approx 0,074$  m. De stroomsnelheid bij de teen was dan  $u(L) \approx 2,4$  m/s en de mobiliteitsparameter  $\theta(L) \approx 15$  (zie Tabel 4.1). Omdat  $L(t_2^+) \ll l_a$  was het transport  $s(L)$  aan de teen van het binnentalud op  $t_2^+$  veel kleiner dan de transportcapaciteit, zie vergelijking (2.9).

#### 4.2.3 Zwin 89 experiment

Deze veldproef werd uitgevoerd (op 13 december 1989) met lokaal zand uit de Zwingeul. De mediane korreldiameter van dit zand is gelijk aan die van het duinzand van proef T5A:  $D_{50} = 0,22$  mm. Verdere gegevens over de korreldiameterverdeling van dit zand ontbreken (er is geen zeefanalyse uitgevoerd). Er wordt hier aangenomen dat ook  $D_{10}$  en  $D_{90}$  identiek zijn aan die van het duinzand van proef T5A:  $D_{10} = 0,15$  mm,  $D_{90} = 0,29$  mm.

Ook bij deze proef was de hellingshoek  $\beta$  van het binnentalud bij aanvang van de proef op  $t = t_0 = 0$  min ( $\approx 12$  h 49 min 30 s) gelijk aan:  $\beta_0 = 18^\circ$ . Het dwarsprofiel van de zanddijk had op  $t = t_0$  verder de volgende afmetingen: dijkhoogte  $H_d = 2,20$  m (t.o.v. de bodem van de Zwingeul, welke ten tijde van de proef gemiddeld op N.A.P. + 0,30 m lag), kruinlengte  $\approx 7,5$  m en helling buitentalud 1 : 1,25 (zie Figuur 4.3). De diepte van de initiële geul in het midden van de dijk was op  $t_0$  gelijk aan:  $H_d - Z_c \approx 0,35$  m.

Van de proef zijn foto's en video-opnamen gemaakt. De volgende waarden voor de tijdstippen  $t_1$ ,  $t_2$  en  $t_3$  kunnen uit dit visuele materiaal geschat worden:  $t_1 \approx 1,5$  min,  $t_2 \approx 6,5$  min en  $t_3 \approx 7,5$  min, zie de Loeff (1990). Op  $t = t_4 \approx 20$  min ging de stroming over van ongestuwd naar gestuwd (zie Visser, Vrijling en Verhagen, 1990).



$$s(x, t) \approx s_b(t) + \frac{x}{l_a} s_s(t) \approx \frac{x}{l_a} s_s(t) \quad \text{voor } 0 \leq x \leq l_a \quad (4.1)$$

zie hoofdstuk 2 (om het dynamisch gedrag van de breserosie te benadrukken is in vergelijking (4.1) t.o.v. vergelijking (2.9) de tijdvariabele  $t$  toegevoegd). Op een afstand  $x = l_a$  van de kruin bereikt het suspensietransport de transportcapaciteit ( $l_a = 1,8$  m op  $t = 10$  s en op  $t = 30$  s) en neemt theoretisch dan niet meer toe.

Het sedimenttransport (volume aan sediment zonder poriën) op tijdstippen  $t = 10$  s en  $t = 30$  s is uit de gemeten profielen van Figuur 4.1 bepaald door de hoeveelheid geërodeerd materiaal over een lengte van 1,8 m tussen respectievelijk  $t = 0$  s en  $t = 20$  s en  $t = 20$  s en  $t = 40$  s te bepalen en deze hoeveelheden te delen door de tijdspanne  $\Delta t = 20$  s en te vermenigvuldigen met de factor  $1-p$  (voor  $p$  is in de Scheldegootproeven bepaald:  $p \approx 0,40$ , zie Steetzel en Visser, 1992a). Het resultaat is:  $s(1,8\text{m}, 10\text{s}) \approx 0,0040$  ( $\text{m}^3/\text{s}$ )/m en  $s(1,8\text{m}, 30\text{s}) \approx 0,0060$  ( $\text{m}^3/\text{s}$ )/m.

### 4.3.2 Scheldegootproef T5A

Figuur 4.2 laat de ontwikkeling in de tijd zien van het dwarsprofiel in deze proef. Zowel op  $t = 10$  s als op  $t = 30$  s is de aanpassingslengte van het suspensietransport  $l_a \approx 0,6$  m, dat is een lengte aanzienlijk korter dan de lengte van het binnentalud. De uit Figuur 4.2 opgemeten sedimenttransporten op  $x = l_a \approx 0,6$  m zijn:  $s(0,6\text{m}, 10\text{s}) \approx 0,0013$  ( $\text{m}^3/\text{s}$ )/m en  $s(0,6\text{m}, 30\text{s}) \approx 0,0019$  ( $\text{m}^3/\text{s}$ )/m.

Voor  $x > l_a$  vindt in eerste instantie geen erosie plaats (zie hoofdstuk 2), als gevolg waarvan na verloop van tijd een mengselsprong juist benedenstrooms van  $x = l_a$  ontstaat. Door de turbulentie, die in zo'n mengselsprong wordt gegenereerd, neemt de transportcapaciteit aanzienlijk toe, en wordt met enige vertraging ook het zand benedenstrooms van  $x = l_a$  afgevoerd.

In Scheldegootproef T3 traden tussen  $t \approx 40$  s en  $t \approx 90$  s ook mengselsprongen op (zie Figuur 4.1). Als gevolg van de stroming over de kruin met debiet  $q_c$  nam de waterstand in de goot benedenstrooms van en op de zanddijk af, en dus ook het debiet  $q_c$  (tot  $q_c \approx 0,005$  ( $\text{m}^3/\text{s}$ )/m op  $t \approx 50$  s, om daarna a.g.v. de op gang gekomen recirculatie weer toe te nemen, zie Steetzel en Visser, 1992a). Een debiet  $q_c \approx 0,005$  ( $\text{m}^3/\text{s}$ )/m geeft volgens (2.10) een aanpassingslengte  $l_a \approx 0,7$  m, dat is kleiner dan de lengte van het binnentalud, hetgeen dus, als hierboven beschreven, een mengselsprong betekent.

Uit Figuur 4.2 volgt voor het sedimenttransport op  $t = 100$  s op  $x = l_a \approx 0,4$  m:  $s(0,4\text{m}, 100\text{s}) \approx 0,0012$  ( $\text{m}^3/\text{s}$ )/m. Deze waarde komt overeen met de in het rapport H1242-IIA (Steetzel en Visser, 1992a, Figuur 6.8.3) gegeven waarde. Het uit Figuur 4.2 afgeschatte zandtransport op  $t = 240$  s op  $x = l_a \approx 1,0$  m bedraagt:  $s(1,0\text{m}, 240\text{s}) \approx 0,0022$  ( $\text{m}^3/\text{s}$ )/m.

Het zandtransport op  $t = t_4 \approx 1200$  s kan niet uit het waarnemingsmateriaal afgeschat worden. Voor dit tijdstip zijn wel zandtransportberekeningen gedaan om te laten zien dat, zodra de stroming door het stroomgat opgestuwd wordt, het zandtransport, en met name de resulterende sedimentconcentraties dan relatief klein worden.

### 4.3.3 Zwin 89 experiment

Figuur 4.3 toont het uit het foto- en videomateriaal gereconstrueerde verloop van de groei van het stroomgat in verticale richting in deze proef. Bepaling van het sedimenttransport uit hoeveelheden weggeërodeerd sediment geeft:  $s(4,4\text{m},45\text{s}) \approx [(4,4\text{m} * (0,5 * 1,1\text{m}) * 1\text{m} * 0,6/0,65)/(90\text{s})]/\text{m} \approx 0,025 \text{ (m}^3/\text{s)}/\text{m}$  en  $s(3,4\text{m},240\text{s}) \approx [(9,0\text{m} * 1,85\text{m} * 1\text{m} * 0,6/0,65)/(300\text{s})]/\text{m} \approx 0,051 \text{ (m}^3/\text{s)}/\text{m}$ . Hierbij is, in overeenstemming met de PAC-studie, voor het effect van de groei van de bres in de breedte (verhoogt de hoeveelheid te transporteren zand in vergelijking met de situatie waarbij alleen groei in de diepte plaatsvindt) een factor  $1/0,65$  in rekening gebracht, zie Visser, Ribberink en Kalkwijk (1986). De factor 0,6 volgt uit substitutie van (een voor deze proef aangenomen waarde voor de porositeit)  $p=0,4$  in  $1-p$  (dat is het relatieve volume aan sedimentdeeltjes).

## 4.4 Resultaten berekeningen van sedimenttransport

Voor de in paragraaf 4.2 beschreven experimentele condities zijn met de in hoofdstuk 3 beschreven sedimenttransport-formuleringen berekeningen gedaan van de zandtransporten  $s(l_a)$  en de resulterende diepte-gemiddelde concentraties  $c(l_a)$  volgens (2.12). Indien de lengte  $L$  van het binnentalud kleiner is dan de aanpassingslengte  $l_a$  en de zandtransportcapaciteit dus niet bereikt wordt, is het transport  $s(L)$  aan de teen uitgerekend als:

$$s(L, t) = s_b(t) + \frac{L}{l_a} s_s(t) \quad (4.2)$$

De formuleringen van Wilson (1966, 1987), Mizuyama (1977), Smart en Jaeggi (1983), Bathurst, Graf en Cao (1987), Takahashi (1987) en Rickenmann (1991) betreffen alleen bodemtransport. Voor de berekeningen van het sedimenttransport met deze formuleringen is aangenomen dat het sedimenttransport op  $x = l_e$  de transportcapaciteit bereikt.

De formules van Engelund en Hansen (1967), Yang (1979), Mastbergen en Winterwerp (1987) en Takahashi (1991) betreffen totaaltransport, hier opgevat als suspensietransport met aanpassingslengte  $l_a$ . De overige formuleringen betreffen zowel bodemtransport als suspensietransport, waarbij voor de hier beschouwde situaties geldt dat  $s_b \ll s_s$  omdat  $u_* / w_s \gg 1$  (zie ook Tabel A.10).

Zandtransport en zandtransportcapaciteit zijn berekend als volume getransporteerd sediment (alleen sediment, geen bulktransport). De resultaten van de berekeningen zijn weergegeven in Tabellen A.1 t/m A.15 in Bijlage A. Tabel A.16 bevat een samenvatting van de berekende zandtransporten alsmede ook de gemeten zandtransporten. Voor de vergelijking tussen berekende en gemeten zandtransporten wordt verwezen naar Tabel A.17. De berekeningen en de resultaten worden hieronder kort toegelicht.

### 4.4.1 Wilson (1966)

De met vergelijking (3.1) berekende sedimenttransporten zijn 1,3 tot 5,6 keer groter dan de gemeten waarden.

#### 4.4.2 Wilson (1987)

Vergelijking (3.3) van Wilson (1987) geeft vrijwel dezelfde waarden als (3.1) van Wilson (1966). De gevoeligheid van beide formules voor een variatie van de korreldiameter  $D$  is zeer klein.

#### 4.4.3 Mastbergen en Winterwerp (1987)

Naast de berekeningen met de in Tabel 4.1 vermelde Chézy-coëfficiënten (zie Tabel A.3.1 voor de rekenresultaten), zijn ook berekeningen gedaan met de door Mastbergen en Winterwerp (1987) voorgestelde  $C = 28 \text{ m}^{0,5}/\text{s}$ . De resultaten van deze laatste berekeningen staan in Tabel A.3.2.

Steeds worden met de formulering van Mastbergen en Winterwerp (1987) behoorlijk grotere transporten berekend dan wat is gemeten. Dit geldt vooral voor hellingshoeken  $\beta$  dicht bij de hoek  $\phi$  van het natuurlijk talud. Voor  $\beta = 32^\circ$  kan deze formulering niet toegepast worden.

De gevoeligheid van de erosiesnelheid  $E$  voor de korreldiameter  $D$  is volgens vergelijking (3.5) relatief klein. Voor  $E-S_c$  is deze gevoeligheid voor  $D$  ook relatief klein, althans in de hier beschouwde situaties. Het feit dat met deze formulering voor Scheldegootproef T5A aanzienlijk kleinere waarden voor  $s(l_a)$  zijn berekend dan voor proef T3 komt vooral door de kleinere waarde van  $l_a$  in T5A vergeleken met T3.

#### 4.4.4 Mizuyama (1977)

Deze formulering geeft voor  $\beta > 14^\circ$  negatieve resultaten: toepassing voor  $\beta = 18,4^\circ$  en  $\beta = 32^\circ$  is niet mogelijk.

#### 4.4.5 Smart en Jaeggi (1983)

Vergelijking (3.11) voorspelt voor de proeven zandtransporten, die 1,7 tot 8,3 keer de gemeten waarden bedragen. De gevoeligheid van deze formulering voor de korreldiameter  $D$  is zeer klein.

#### 4.4.6 Bathurst, Graf en Cao (1987)

Voor het zand van proef T3 is verondersteld dat  $D_{16} \approx 0,074 \text{ mm}$ , en voor het zand van proef T5A en het Zwin 89 experiment dat  $D_{16} \approx 0,16 \text{ mm}$ . Uit (3.14) volgt dat  $q_{cr}$  zeer klein is t.o.v. het kruindebiet  $q_c$ . Volgens (3.13) is het transport  $s_b$  dan onafhankelijk van de korreldiameter.

Formule (3.13) voorspelt voor de Scheldegootproef T3 met het fijne zand transporten, die redelijk goed overeenkomen met de gemeten waarden; voor de Scheldegootproef T5A zijn deze gelijk zijn aan 2,4 tot 3,9 keer de gemeten waarden. De gemeten waarden betreffen de waarden op  $x = l_a$ .

Voor het Zwin 89 experiment geldt dat voor  $t = 45 \text{ s}$  de overeenkomst tussen berekend en gemeten transport zeer goed is, en voor  $t = 240 \text{ s}$  dat de berekende waarde een factor 2,6 te groot is.

#### 4.4.7 Takahashi (1987)

Voor  $\beta > 14^\circ$  is de waarde van  $\xi^2$  volgens (3.9) negatief; voor deze gevallen is gesteld:  $\xi^2 = 0$ . De met (3.16) en (3.17) berekende Chézy-coëfficiënten zijn onrealistisch klein (Tabel A.7). Dat is echter niet de reden dat met (3.15) zandtransporten zijn berekend, die 2,1 tot 12 keer de gemeten waarden bedragen. De gevoeligheid van deze formule voor de Chézy-coëfficiënt is namelijk zeer klein (zie paragraaf 4.5). Dit laatste geldt ook voor de korreldiameter  $D$ .

#### 4.4.8 Rickenmann (1991)

Met deze formulering zijn zandtransporten berekend welke 2,8 tot 19 keer de gemeten waarden bedragen. Ook voor deze formulering geldt dat de gevoeligheid voor de korreldiameter  $D$  zeer klein is.

#### 4.4.9 Engelund en Hansen (1967)

Met vergelijking (3.23) zijn zandtransporten berekend die 5,4 tot 15 keer zo groot zijn als de gemeten waarden. De gevoeligheid van deze formule voor de korreldiameter  $D$  is zodanig dat  $s_t$  evenredig is met  $D^{-1}$  (afgezien van ruwheidseffecten).

#### 4.4.10 Van Rijn (1984a, 1984c)

Vergelijkingen (3.25) en (3.26) laten zien dat het bodemtransport volgens van Rijn (1984a, 1984c) relatief sterk toeneemt met toenemende korreldiameter  $D$ . De achtergrond hiervan is dat de laagdikte, waarin het bodemtransport plaatsvindt, toeneemt met zowel een toename van  $D$  als de parameter  $T$  van vergelijking (3.27), zie van Rijn (1984a). Voor het suspensie-transport geldt dat dit afneemt met  $D$ . Dit laatste geldt ook voor het totaaltransport (zie Tabel A.10).

De met vergelijking (3.34) berekende waarden voor de concentratie  $c_a$  op afstand  $a$  boven de bodem variëren van 0,83 (T3,  $t = 10$  s) tot 7,4 (Zwin 89 experiment,  $t = 240$  s). Dergelijk hoge concentraties zijn fysisch niet mogelijk. In werkelijkheid zal  $c_a$  niet groter kunnen worden dan ongeveer 0,6. Derhalve is gesteld dat  $c_a \leq 0,6$ .

De overeenkomst tussen berekende en gemeten waarden is redelijk. Een uitzondering vormt het transport op  $t = 240$  s in het Zwin 89 experiment, waarvoor met deze formulering een behoorlijk lagere waarde is berekend.

#### 4.4.11 Bagnold (1963, 1966)

Met (3.36) zijn steeds oneindig grote transporten berekend, ook voor die situaties waarbij  $\beta < 32^\circ$ . Dit betekent feitelijk dat de formules van Bagnold voor de onderhavige situaties steeds de maximaal mogelijke transporten voorspellen. Echter de diepte-gemiddelde concentraties, die uit de gemeten transporten berekend kunnen worden, zijn niet (steeds) zo groot dat deze maximaal zijn.

#### 4.4.12 Yang (1979)

Met vergelijking (3.37) zijn zandtransporten berekend, welke 1,4 tot 7,2 keer zo groot zijn als de gemeten waarden. Volgens deze formule neemt het zandtransport sterk af als de diameter  $D$  toeneemt.

#### 4.4.13 Bailard-Bagnold (1981)

De overeenkomst tussen berekende en gemeten waarden is redelijk goed. Uitzondering is het transport op  $t = 240$  s in het Zwin 89 experiment, waarvoor met vergelijking (3.39) door de grote hellingshoek  $\beta$  een situatie met bijna auto-suspensie wordt berekend (d.w.z. dat de noemer van (3.39) bijna nul wordt).

Vergelijking (3.39) is erg gevoelig voor de korreldiameter  $D$  (door  $w_s$  in de noemer): het transport neemt sterk af met toenemende  $D$ .

#### 4.4.14 Visser-Bagnold (1988)

De overeenkomst tussen berekende en gemeten waarden is vrij goed. De gevoeligheid van deze formule voor de korreldiameter  $D$  is wat minder sterk dan bij Bailard-Bagnold (1981), maar het transport neemt toch nog behoorlijk af met toenemende  $D$ .

#### 4.4.15 Takahashi (1991)

Deze formule overschat de gemeten waarden enorm, d.w.z. met minimaal een factor 168. De gevoeligheid van deze formule voor de korreldiameter  $D$  is hetzelfde als in de formule van Engelund en Hansen (1967), namelijk  $s_t$  is evenredig met  $D^{-1}$  (afgezien van ruwheids-effecten). Voor relatief steile hellingen ( $10^\circ < \beta < 32^\circ$ ) is deze formule zeer gevoelig voor de grootte van  $\beta$ .

### 4.5 Discussie

Als vermeld zijn in Tabel A.17 de waarden van de verhouding  $\zeta = (\text{berekend zandtransport})/(\text{gemeten zandtransport})$  weergegeven. De met Bagnold (1963, 1966) en Takahashi (1991) verkregen resultaten (zeer grote tot oneindige transporten) zijn in deze tabel niet meegenomen. Het merendeel van de hier beschouwde zandtransportformules overschat de gemeten zandtransporten behoorlijk.

Om de overeenkomst tussen gemeten en berekende waarden te beoordelen, wordt een factor  $r$  gedefinieerd zodanig dat  $r = \zeta$  als  $\zeta \geq 1$  en  $r = 1/\zeta$  als  $\zeta < 1$ . Door  $r$  te middelen over de acht situaties van Tabel A.17 wordt een gemiddelde waarde  $\bar{r}$  verkregen, die een maat is voor deze overeenkomst.

Op basis van deze factor  $\bar{r}$  kan de volgende ranglijst van sedimenttransport-formuleringen uit Tabel A.17 samengesteld worden:

1	Visser-Bagnold (1988),	$\bar{r} = 1,3$
2	van Rijn (1984a, 1984c),	$\bar{r} = 1,7$
3	Bailard-Bagnold (1981),	$\bar{r} = 2,4$
4	Wilson (1987),	$\bar{r} = 3,2$
5	Smart en Jaeggi (1983),	$\bar{r} = 5,2$

De formuleringen van Visser-Bagnold (1988) en van Rijn (1984a, 1984c) voorspellen gemiddeld de gemeten waarden binnen een factor 2. Alleen de formule van Visser-Bagnold (1988) doet dat ook in alle acht afzonderlijke situaties. Deze constatering en de hierboven gegeven ranglijst gelden voor het zandtransport in de stadia I, II en III van het proces van bresgroei als beschreven in hoofdstuk 2, als  $Fr > 1$  (formeel toetsing hier voor  $2,8 < Fr < 4,2$ ) en het suspensietransport veel groter is dan het bodemtransport. Verder is verondersteld dat het suspensietransport een aanpassingslengte  $l_a$  heeft, welke wordt gegeven door vergelijking (2.10) en dat er voor  $x \approx l_a$  na verloop van tijd een berm en, als gevolg daarvan, een mengselprong ontstaat met extra transportcapaciteit als gevolg waarvan ook het talud voor  $x > l_a$  wordt weggeërodeerd. Ook is aangenomen dat de Chézy-coëfficiënt voor de bodemruwheid wordt gegeven door (2.14) met (2.15) en (2.16).

De volgende opmerkingen worden nog gemaakt over de gevoeligheid van bovenstaande conclusie voor de verschillende veronderstellingen welke zijn gemaakt.

- A Stel dat de Chézy-coëfficiënten verschillen van de hier toegepaste waarden van Tabel 4.1, bijvoorbeeld  $C = 13 \text{ m}^{0,5}/\text{s}$  (als gemeten in de PAC-proeven, welke met de Scheldegootproeven vergelijkbaar zijn) en, voor de grotere waterdiepten,  $C = 25 \text{ m}^{0,5}/\text{s}$  (gemeten bij de zandsluitingen, zie paragraaf 4.2.3). De resulterende waarden voor de verhouding  $\zeta$  zijn in Tabel A.18 weergegeven. De ranglijst wordt dan: 1. Visser-Bagnold ( $\bar{r} = 1,3$ ), 2. van Rijn ( $\bar{r} = 1,7$ ), 3. Wilson ( $\bar{r} = 4,3$ ), 4. Yang ( $\bar{r} = 4,6$ ), 5. Smart en Jaeggi ( $\bar{r} = 5,6$ ).

De relatie tussen zandtransportcapaciteit en Chézy-coëfficiënt  $C$  is niet gelijk in de verschillende transportformuleringen, zoals uit het volgende overzicht blijkt:

$s_t \sim C^{-5/3}$	: Takahashi (1991)
$s_b \sim C^{-1}$	: Wilson (1966, 1987), Mizuyama (1977)
$s_b \sim C^{-1/3}$	: Mastbergen en Winterwerp (1987)
$s_b \sim 1$	: Smart en Jaeggi (1983), Bathurst, Graf en Cao (1987), Takahashi (1987), Rickenmann (1991) en Bagnold's (1963, 1966) bodemtransport
$s_b \sim C^{1/3}$	: Englund en Hansen (1967)
$s_b \sim C^{2/3}$	: Bagnold's (1963, 1966) suspensietransport (mits $w_s/u \gg \tan\beta$ ), Bailard-Bagnold's (1981) suspensietransport (mits $w_s/u \gg 0,01\tan\beta$ ) en Visser-Bagnold's (1988) suspensietransport
$s_t, s_s \sim C$	: Yang (1979), van Rijn's (1984a, 1984c) suspensietransport
$s_b \sim C^2$	: van Rijn's (1984a, 1984c) bodemtransport

Bovenstaand overzicht volgt uit de vergelijkingen voor  $s_b$ ,  $s_s$  of  $s_t$  als functie van de variabelen  $q$ ,  $\beta$ ,  $D$  of  $w_s$  en  $C$ , welke worden verkregen na substitutie van (2.4) in de verschillende transportformuleringen. Met name de formuleringen van Takahashi (1991), Wilson (1966, 1987), Mizuyama (1977), Yang (1979) en van Rijn (1984a, 1984c) zijn gevoelig voor variaties in  $C$ . In mindere mate geldt dit ook voor de



formuleringen voor het suspensietransport van Bagnold (1963, 1966), Bailard-Bagnold (1981) en Visser-Bagnold (1988).

- B Er is verondersteld dat het suspensietransport een aanpassingslengte  $l_a$  heeft en dat de aanpassingslengte van het bodemtransport relatief klein is, zodat op  $x = l_e$  het bodemtransport gelijk is aan de transportcapaciteit ervan.

Stel nu eens dat ook het bodemtransport een aanpassingslengte  $l_a$  heeft. Deze veronderstelling beïnvloedt vooral het met de formules van Wilson (1966, 1987), Smart en Jaeggi (1983), Bathurst, Graf en Cao (1987), Takahashi (1987), Rickenmann (1991), en in mindere mate met de formulering van van Rijn (1984a, 1984c), berekende zandtransport voor  $t = 240$  s in het Zwin 89 experiment, zie Tabel A.19. De ranglijst luidt nu: 1. Visser-Bagnold ( $\bar{r} = 1,3$ ), 2. van Rijn ( $\bar{r} = 1,8$ ), 3. Bailard-Bagnold ( $\bar{r} = 2,4$ ), 4. Bathurst, Graf en Cao ( $\bar{r} = 2,5$ ), 5. Wilson ( $\bar{r} = 2,7$ ).

- C De berekende zandtransporten zijn vergeleken met de gemeten transporten op  $x = l_a$  als  $l_a < L$ , en als  $l_a > L$  met de gemeten waarden  $s(L)$  bij de teen van het talud, waarbij in geval van suspensietransport de beperkte opnamelengte in rekening is gebracht. Hierbij is voor  $l_a$  vergelijking (2.10) toegepast. Hoewel tijdens de Scheldegootproeven mengselprongen optraden voor waarden van  $x$  die erop duiden dat vergelijking (2.10) correct is, is het denkbaar dat dit niet het geval is. Daartoe zijn voor de situaties van de Scheldegootproeven (voor de twee situaties van het Zwin 89 experiment geldt  $l_a > L$ ) niet de gemeten transporten op  $x = l_a$  maar die op  $x = L$  vergeleken met de berekende waarden.

De resultaten voor de verhouding  $\zeta$ , die nu worden verkregen, zijn in Tabel A.20 weergegeven. De ranglijst is nu: 1. Visser-Bagnold ( $\bar{r} = 1,4$ ), 2. van Rijn ( $\bar{r} = 1,7$ ), 3. Bailard-Bagnold ( $\bar{r} = 2,2$ ), 4. Wilson ( $\bar{r} = 2,3$ ), 5. Smart en Jaeggi ( $\bar{r} = 4,0$ ).

- D Stel dat zowel het onder B. als het onder C. gestelde juist is. De waarden voor de verhouding  $\zeta$ , die hieruit volgen, zijn in Tabel A.21 weergegeven. De ranglijst is nu: 1. Visser-Bagnold ( $\bar{r} = 1,4$ ), 2. Wilson ( $\bar{r} = 1,8$ ), 3. van Rijn ( $\bar{r} = 1,8$ ), 4. Bathurst, Graf en Cao ( $\bar{r} = 2,0$ ), 5. Bailard-Bagnold ( $\bar{r} = 2,4$ ).

Geconcludeerd wordt dat de formulering van Visser-Bagnold (1988) uit de huidige toetsing voor de onderhavige toepassing als beste naar voren komt. Deze conclusie is niet zo gevoelig voor de veronderstellingen die gedaan zijn v.w.b. de Chézy-coëfficiënt  $C$ , de aanpassingslengte van het bodemtransport en de bepaling van de in de proeven opgetreden zandtransporten.

## 5 Conclusies en aanbevelingen

De in dit rapport beschouwde situatie van opname van zand van, en transport over, een relatief steil talud, zoals deze plaatsvindt in de eerste drie stadia van het proces van doorbraak van een zanddijk, is hydraulisch gezien nogal uitzonderlijk:

- De mobiliteitsparameter  $\theta$  varieert van ongeveer 0,3 op de kruin en bovenaan op het binnentalud tot soms meer dan 100 voor  $x \geq l_e$  op het talud (zie Tabel 4.1).
- Het kental  $Fr$  van Froude neemt toe van  $Fr = 1$  bovenaan op het binnentalud tot waarden aanzienlijk groter dan de eenheid voor  $x = L$  (hier:  $2,8 < Fr < 4,2$ , zie Tabel A.1).
- De helling van het binnentalud bereikt in het erosieproces waarden van  $\beta = 32^\circ$  en groter.
- De ruwheidsfactor  $k$  in de vergelijkingen (2.14) t/m (2.16) neemt toe van  $3D_{90}$  bovenaan op het binnentalud tot waarden ongeveer gelijk aan de waterdiepte voor  $x \geq l_e$ .
- De diepte-gemiddelde zandconcentratie bereikt waarden oplopend tot  $c \approx 0,25$ .

Geen enkele van de hier beschouwde formuleringen is eerder getoetst aan dergelijke extreme situaties. De formuleringen zijn er ook niet voor opgesteld. In de onderhavige toetsing wordt dan ook het geldigheidsgebied (dat van een aantal formuleringen goed bekend is) steeds ruim overschreden, met name wat betreft de mobiliteitsparameter  $\theta$ , de hellingshoek  $\beta$  en (voor sommige formules in mindere mate) de diepte-gemiddelde concentratie  $c$ .

Een groot aantal van de onderzochte zandtransport-formuleringen voorspellen zandtransporten die vele malen groter zijn dan waargenomen. Alleen met de formulering van Visser-Bagnold, zie Visser (1988), is het mogelijk de in de Scheldegootproeven en het Zwin 89 experiment opgetreden transporten binnen een factor 2 te voorspellen. Met de formulering van Rijn (1984a, 1984c) is dit laatste binnen een factor 3 mogelijk. Alle andere formules geven grotere verschillen met de data van de proeven.

Deze conclusie geldt voor de stadia I, II en III van het breserosieproces (zie hoofdstuk 2), als de stroming superkritisch is, en bevestigt de eerdere goede resultaten met de formulering van Visser-Bagnold verkregen, zie Visser (1988) en Visser, Vrijling en Verhagen (1990). Hierbij wordt (nogmaals) vermeld dat de formulering niet is opgezet (betreft zowel de energiebeschouwing als de empirische toetsing van de efficiëntie-factor) voor een situatie waarin de sediment-opname relatief groot is. Als gevolg van de grote zand-opname neemt het debiet van het zand-watermengsel relatief sterk toe langs het binnentalud en worden de zandconcentraties groot (waardoor het effect van 'hindered entrainment' mogelijk niet verwaarloosbaar is). Feitelijk is nader onderzoek nodig om de effecten hiervan op de breserosie vast te stellen en te beschrijven. In afwachting van de resultaten van zo'n studie wordt aanbevolen de formule van Visser-Bagnold toe te passen in het bresgroeimodel voor de beschrijving van de eerste stadia van het doorbraakproces, d.w.z. zolang de stroming nog superkritisch is.

Een formulering voor de belangrijke stadia IV (als  $Fr \geq 1$ ) en V (als  $Fr < 1$ ), waarin het merendeel van de breserosie plaatsvindt en bovendien de afmetingen van het uiteindelijke stroomgat worden bepaald, volgt niet uit het onderhavige onderzoek; de daartoe vereiste experimentele gegevens zijn nu nog niet beschikbaar. Bovenstaande conclusies gelden derhalve niet voor deze stadia. Voegt, van Rijn en van den Berg (1991) concluderen dat de

formuleringen van Engelund en Hansen (1967) en vooral van Rijn (1984a, 1984c) ook voor nog relatief grote stroomsnelheden in subkritische stroming goede overeenkomsten met experimentele gegevens geven. Het is dus goed mogelijk dat voor de latere stadia van het breserosieproces de formulering van van Rijn (1984a, 1984c) goede resultaten geeft. Aanbevolen wordt naast deze formulering ook de formules van Engelund en Hansen (1967) en Visser-Bagnold (1988) voor de stadia IV en V te toetsen aan de data van de Scheldebakproeven en het recentelijk (6 en 7 oktober 1994) uitgevoerde Zwin 94 experiment.

## Literatuur

- Allen, J.R.L., 1982. Developments in sedimentology: sediment structures, their character and physical basis, vol.1. Elsevier Scientific Publication Co, Amsterdam.
- Ashida, K., Takahashi, T. and Mizuyama, T., 1978. Study of bed load equations for mountain streams. *Shin-sabo*, vol. 30, no. 4, pp. 9-17 (in Japans).
- Bagnold, R.A., 1963. Mechanics of marine sedimentation. In 'The Sea: Ideas and observations', vol. 3. Interscience, New York, USA, pp. 507-528.
- Bagnold, R.A., 1966. An approach to the sediment transport problem from general physics. Geological Survey Professional Paper 422-I, U.S. Government Printing Office, Washington, D.C., USA.
- Bailard, J.A., 1981. An energetics total load sediment transport model for a plane sloping beach. *J. Geophysical Res.*, vol. 86, C11, pp. 10938-10954.
- Bathurst, J.C., Graf, W.H. and Cao, H.H., 1987. Bed load discharge equations for steep mountain rivers. In 'Sediment Transport in Gravel-Bed Rivers', Thorne, Bathurst and Hey (eds.), John Wiley & Sons, Chichester, Great Britain, pp. 453-477.
- Delvert, G. en Verwoert, H., 1986. Laboratorium- en prototype-onderzoek naar zand-watermengselstroming bij zandsluitingen. *Afst.rapp.* (2 vol.), Vakgr. Waterbouwkunde, Afd. Civ. Techn., Techn. Hogeschool Delft, Delft.
- Engelund, F., 1970. Instability of erodible beds. *J. Fluid Mech.*, vol. 42, pp. 225-244.
- Engelund, F. and Hansen, E., 1967. A monograph on sediment transport. Technisk Forlag, Copenhagen, Denmark.
- Galappatti, R., 1983. A depth-integrated model for suspended transport. Communications on Hydraulics, Rep. no. 83-7, Dept. Civil Eng., Delft Univ. Techn, Delft.
- Galappatti, R. and Vreugdenhil, C.B., 1985. A depth-integrated model for suspended sediment transport. *J. Hydraulic Res.*, IAHR, vol. 23, pp. 359-377.
- Giraldo, S.E., 1993. Sediment transport conceptions for breach erosion models. M.Sc.Thesis No. HH 166. Int. Inst. Hydraulic and Environmental Eng. (IHE), Delft.
- Guy, H.P., Simons, D.B. and Richardson, E.V., 1966. Summary of alluvial channel data from flume experiments, 1956-1961. U.S. Geological Survey Professional Paper 462-I, Washington, D.C., USA.
- Jaeggi, M.N.R. and Rickenmann, D., 1987. Application of sediment transport formulae in mountain streams. Proc. 22nd Congress IAHR, Lausanne, Switzerland, pp. A98-103.
- Kennedy, J.F., 1969. The formation of sediment ripples, dunes and anti-dunes. *Ann. Rev. Fluid Mech.*, vol. 1, pp. 147-168.
- Looft, A.P. de, 1990. Bresgroei in een zanddijk, feitenverslag van een proef. Rapp. WBA-R-90.041, Afdeling Advisering Waterbouw, Dienst Weg- en Waterbouwkunde, Rijkswaterstaat, Delft.
- Mastbergen, D.R. en Leeuwestein, W., 1986. Het gedrag van zand-watermengselstromingen bij zandsluitingen. *Afst.rapp.*, Vakgr. Waterbouwkunde, Afd. Civ. Techn., Techn. Hogeschool Delft, Delft.
- Mastbergen, D.R. en Winterwerp, J.C., 1987. Het gedrag van zand-watermengselstromingen boven water; verslag experimentele vervolgstudie. Waterloopkundig Laboratorium, Rapport Z46-02, Delft.
- Meyer-Peter, E. and Müller, R., 1948. Formulas for bed-load transport. Proc. 2nd Congress IAHR, Appendix 2, pp. 39-64, Stockholm, Sweden.
- Mizuyama, T., 1977. Bed load transport in steep channels. Ph.D thesis, Kyoto Univ., Kyoto, Japan (in Japans).
- Peterson, A.W. and Howells, R.F., 1973. A compendium of solids transport data for mobile boundary channels. Rep. no. HY-1973-ST3, Dept. Civil Eng., Univ. of Alberta, Canada.
- Rickenmann, D., 1991. Hyperconcentrated flow and sediment transport at steep slopes. *J. Hydr. Eng.*, ASCE, vol. 117, pp. 1419-1439.
- Rijn, L.C. van, 1984a. Sediment transport, Part I: bed load transport. *J. Hydr. Eng.*, ASCE, vol. 110, pp. 1431-1456.
- Rijn, L.C. van, 1984b. Sediment pick-up functions. *J. Hydr. Eng.*, ASCE, vol. 110, pp. 1494-1502.
- Rijn, L.C. van, 1984c. Sediment transport, Part II: suspended load transport. *J. Hydr. Eng.*, ASCE, vol. 110, pp. 1613-1641.
- Rijn, L.C. van, 1985. Sand transport at high velocities; report on experimental research. DELFT HYDRAULICS, Rep. M2127 parts A and B, Delft.
- Rijn, L.C. van, 1989. Handbook of sediment transport by currents and waves. DELFT HYDRAULICS, Rep. H461, Delft.
- Rijn, L.C. van, 1993. Principles of sediment transport in rivers, estuaries and coastal seas. Aqua Publications, Amsterdam.
- Schoklitsch, A., 1962. Handbuch des Wasserbaues, 3de druk, Springer-Verlag, Wenen, Oesterreich.

## Literatuur (vervolg)

- Shields, A., 1936. Anwendung der Aehnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung. Mitt. der Preuss. Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Heft 26, Berlin, Deutschland.
- Shook, C.A., Gillies, R., Haas, D.B., Husband, W.H.W. and Small, M. 1982. Flow of coarse and fine sand slurries in pipelines. *J. Pipelines*, Elsevier, vol. 3, pp. 13-21.
- Sieben, A., 1993. Hydraulics and morphology of mountain rivers: a literature survey. Communications on hydraulic and geotechnical engineering, Rep. no. 93-4, Fac. Civil Eng., Delft Univ. Techn., Delft.
- Smart, G.M. and Jaeggi, M., 1983. Sediment transport on steep slopes. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, No. 64, Eidgenössischen Technischen Hochschule, Zurich, die Schweiz.
- Smart, G.M., 1984. Sediment transport formula for steep channels. *J. Hydr. Eng.*, ASCE, vol. 110, pp. 267-276.
- Steezel, H.J. en Visser, P.J., 1992a. Bresgroei, Deel II: 2DV-ontwikkeling initiële bres; Band A: Verslag modelonderzoek Scheldegoet. Rapp. H1242-IIA, Waterloopkundig Laboratorium/Techn. Univ. Delft, Delft.
- Steezel, H.J. and Visser, P.J., 1992b. Profile development of dunes due to overflow. Proc. 23rd Int. Conf. Coastal Eng., Venice, Italy, pp. 2669-2679.
- Takahashi, T., 1978. Mechanical characteristics of debris flow. *J. Hydr. Div.*, ASCE, vol. 104, pp. 1153-1169.
- Takahashi, T., 1980. Debris flow on prismatic open channel. *J. Hydr. Div.*, ASCE, vol. 106, pp. 381-396.
- Takahashi, T., 1987. High velocity flow in steep erodible channels. Proc. 22nd Congress IAHR, Lausanne, Switzerland, pp. A42-53.
- Takahashi, T., 1991. Debris flow. IAHR monograph, Balkema, Rotterdam, 165 pp.
- Visser, P.J., Ribberink, J.S. en Kalkwijk, J.P.Th., 1986. Ontwikkeling stroomgat en debiet bij dijkdoorbraak; deelstudie voor een pompaccumulatiecentrale. Rapp. no. 8-86, Vakgr. Waterbouwkunde, Fac. Civ. Techn., Techn. Univ. Delft, Delft.
- Visser, P.J., 1988. A model for breach growth in a dike-burst. Proc. 21st Int. Conf. Coastal Eng., Malaga, Spain, pp. 1897-1910.
- Visser, P.J., Vrijling, J.K. and Verhagen, H.J., 1990. A field experiment on breach growth in sand-dikes. Proc. 22nd Int. Conf. Coastal Eng., Delft, pp. 2087-2100.
- Visser, P.J. en Steezel, H.J., 1992. Bresgroei, Deel II: 2DV-ontwikkeling initiële bres; Band B: Analytisch model. Rapp. H1242-IIB, Waterloopkundig Laboratorium/Techn. Univ. Delft, Delft.
- Voogt, L., van Rijn, L.C. and van den Berg, J.H., 1991. Sediment transport of fine sands at high velocities. *J. Hydr. Eng.*, ASCE, vol. 117, pp. 869-890.
- Wilson, K.C., 1966. Bed-load transport at high shear stress. *J. Hydr. Div.*, ASCE, vol. 92, pp. 49-59.
- Wilson, K.C., 1987. Analysis of bed-load motion at high shear stress. *J. Hydr. Eng.*, ASCE, vol. 113, pp. 97-103.
- Wilson, K.C., 1989. Mobile-bed friction at high shear stress. *J. Hydr. Eng.*, ASCE, vol. 115, pp. 825-830.
- Wilson, K.C. and Nnadi, F.N., 1992. Motion of mobile beds at high shear stress. Proc. 23rd Int. Conf. Coastal Eng., Venice, Italy, pp. 2917-2925.
- Wilson, K.C., 1992. Persoonlijke communicatie.
- Winterwerp, J.C., de Groot, M.B., Mastbergen, D.R. and Verwoert, H., 1990. Hyperconcentrated sand-water mixture flows over flat bed. *J. Hydr. Eng.*, ASCE, vol. 116, pp. 36-54.
- Winterwerp, J.C., Bakker, W.T., Mastbergen, D.R. and van Rossum, H., 1992. Hyperconcentrated sand-water mixture flows over erodible bed. *J. Hydr. Eng.*, ASCE, vol. 118, pp. 1508-1525.
- Yang, C.T., 1979. Unit stream power equations for total load. *J. Hydrology*, vol. 40, pp. 123-138.
- Yang, C.T. and Kong, X., 1991. Energy dissipation rate and sediment transport. *J. Hydr. Res.*, IAHR, vol. 29, pp. 457-474.

## **Bijlage A**

**Tabellen A.1 t/m A.21**

		Scheldegootproeven						Zwin 89 experiment		
$D_{50}$	[mm]	0,10		0,22				0,22		
$t$	[s]	10	30	10	30	100	240	45	240	1200
$\beta$	[°]	20	23	20	28	32	32	25	32	$\approx 0$
$q_c$	[(m <sup>3</sup> /s)/m]	0,015	0,015	0,015	0,015	0,010	0,18	0,10	0,25	5,6
$C$	[m <sup>0,5</sup> /s]	20	19	21	19	18	33	19	18	59
$u$	[m/s]	1,3	1,3	1,3	1,4	1,2	2,4	2,5	3,5	3,8
$d$	[m]	0,012	0,012	0,011	0,011	0,0084	0,074	0,040	0,071	1,5
$Fr$	[-]	3,7	3,8	3,9	4,1	4,2	2,8	3,9	4,2	1,0
$*u/w_s$	[-]	22	23	7,0	8,0	7,5	8,2	17	25	8,4
$\theta$	[-]	24	28	11	14	12	15	47	104	11
$l_e$	[m]	0,45	0,40	0,48	0,38	0,26	1,8	1,4	2,2	-
$l_a$	[m]	1,8	1,8	0,57	0,61	0,42	7,6	4,6	12	233
$L$	[m]	2,0	1,9	2,2	2,2	1,3	1,0	4,4	3,4	10
$s_b(l_a)$	[(m <sup>3</sup> /s)/m]	0,0059	0,0070	0,0055	0,0084	0,0067				
$s_b(L)$	[(m <sup>3</sup> /s)/m]						0,0088	0,051	0,17	0,0061
$c(l_a)$	[-]	0,24	0,26	0,23	0,29	0,32		0,28		

Tabel A.1 Toepassing van Wilson (1966) op de beschouwde situaties van de Scheldegootproeven T3 ( $D_{50} = 0,10$  mm) en T5A ( $D_{50} = 0,22$  mm) en het Zwin 89 experiment

	Scheldegootproeven						Zwin 89 experiment		
$D_{50}$ [mm]	0,10		0,22				0,22		
$t$ [s]	10	30	10	30	100	240	45	240	1200
$\beta$ [°]	20	23	20	28	32	32	25	32	$\approx 0$
$q_c$ [(m <sup>3</sup> /s)/m]	0,015	0,015	0,015	0,015	0,010	0,18	0,10	0,25	5,6
$C$ [m <sup>0,5</sup> /s]	20	19	21	19	18	33	19	18	59
$u$ [m/s]	1,3	1,3	1,3	1,4	1,2	2,4	2,5	3,5	3,8
$d$ [m]	0,012	0,012	0,011	0,011	0,0084	0,074	0,040	0,071	1,5
$Fr$ [-]	3,7	3,8	3,9	4,1	4,2	2,8	3,9	4,2	1,0
$\theta$ [-]	24	28	11	14	12	15	47	104	11
$l_e$ [m]	0,45	0,40	0,48	0,38	0,26	1,8	1,4	2,2	-
$l_a$ [m]	1,8	1,8	0,57	0,61	0,42	7,6	4,6	12	233
$L$ [m]	2,0	1,9	2,2	2,2	1,3	1,0	4,4	3,4	10
$s_b(l_a)$ [(m <sup>3</sup> /s)/m]	0,0057	0,0068	0,0054	0,0082	0,0066				
$s_b(L)$ [(m <sup>3</sup> /s)/m]						0,0086	0,050	0,16	0,0059
$c(l_a)$ [-]	0,23	0,26	0,23	0,29	0,31		0,27		

Tabel A.2 Toepassing van Wilson (1987) op de beschouwde situaties van de Scheldegootproeven T3 ( $D_{50} = 0,10$  mm) en T5A ( $D_{50} = 0,22$  mm) en het Zwin 89 experiment



		Scheldegootproeven						Zwin 89 experiment		
$D_{50}$	[mm]	0,10		0,22				0,22		
$t$	[s]	10	30	10	30	100	240	45	240	1200
$\beta$	[°]	20	23	20	28	32	32	25	32	$\approx 0$
$q_c$	[(m <sup>3</sup> /s)/m]	0,015	0,015	0,015	0,015	0,010	0,18	0,10	0,25	5,6
$C$	[m <sup>0,5</sup> /s]	20	19	21	19	18	33	19	18	59
$u$	[m/s]	1,3	1,3	1,3	1,4	1,2	2,4	2,5	3,5	3,8
$d$	[m]	0,012	0,012	0,011	0,011	0,0084	0,074	0,040	0,071	1,5
$Fr$	[-]	3,7	3,8	3,9	4,1	4,2	2,8	3,9	4,2	1,0
$\theta$	[-]	24	28	11	14	12	15	47	104	11
$l_e$	[m]	0,45	0,40	0,48	0,38	0,26	1,8	1,4	2,2	-
$l_a$	[m]	1,8	1,8	0,57	0,61	0,42	7,6	4,6	12	233
$L$	[m]	2,0	1,9	2,2	2,2	1,3	1,0	4,4	3,4	10
$s(l_a)$	[(m <sup>3</sup> /s)/m]	0,0086	0,013	0,0021	0,011	$\infty$				
$s(L)$	[(m <sup>3</sup> /s)/m]						$\infty$	0,10	$\infty$	0,022
$c(l_a)$	[-]	0,29	0,35	0,11	0,33	0,60				
$c(L)$	[-]						0,60	0,38	0,60	0,0039

Tabel A.3.1 Toepassing van Mastbergen en Winterwerp (1987), met  $C$  volgens Tabel 4.1, op de beschouwde situaties van de Scheldegootproeven T3 ( $D_{50} = 0,10$  mm) en T5A ( $D_{50} = 0,22$  mm) en het Zwin 89 experiment

	Scheldegootproeven						Zwin 89 experiment		
$D_{50}$ [mm]	0,10		0,22				0,22		
$t$ [s]	10	30	10	30	100	240	45	240	1200
$\beta$ [°]	20	23	20	28	32	32	25	32	$\approx 0$
$q_c$ [(m <sup>3</sup> /s)/m]	0,015	0,015	0,015	0,015	0,010	0,18	0,10	0,25	5,6
$C$ [m <sup>0,5</sup> /s]	28	28	28	28	28	28	28	28	28
$u$ [m/s]	1,6	1,7	1,6	1,8	1,6	2,1	3,2	3,9	3,8
$d$ [m]	0,0094	0,0090	0,0094	0,0085	0,0062	0,086	0,031	0,065	1,5
$\theta$ [-]	20	21	8,9	11	9,1	15	36	56	51
$l_e$ [m]	0,73	0,70	0,73	0,66	0,49	3,3	2,4	4,2	-
$l_a$ [m]	1,8	1,8	0,57	0,61	0,42	7,6	4,6	12	233
$L$ [m]	2,0	1,9	2,2	2,2	1,3	1,0	4,4	3,4	10
$s(l_a)$ [(m <sup>3</sup> /s)/m]	0,0072	0,011							
$s(l_e)$ [(m <sup>3</sup> /s)/m]			0,0020	0,0092	$\infty$				
$s(L)$ [(m <sup>3</sup> /s)/m]						$\infty$	0,084	$\infty$	0,062
$c(l_a)$ [-]	0,27	0,32							
$c(l_e)$ [-]			0,11	0,30	0,60				
$c(L)$ [-]						0,60	0,35	0,60	0,011

Tabel A.3.2 Toepassing van Mastbergen en Winterwerp (1987), met  $C = 28 \text{ m}^{0,5}/\text{s}$ , op de beschouwde situaties van de Scheldegootproeven T3 ( $D_{50} = 0,10 \text{ mm}$ ) en T5A ( $D_{50} = 0,22 \text{ mm}$ ) en het Zwin 89 experiment

		Scheldegootproeven						Zwin 89 experiment		
$D_{50}$	[mm]	0,10		0,22				0,22		
$t$	[s]	10	30	10	30	100	240	45	240	1200
$\beta$	[°]	20	23	20	28	32	32	25	32	$\approx 0$
$q_c$	[(m <sup>3</sup> /s)/m]	0,015	0,015	0,015	0,015	0,010	0,18	0,10	0,25	5,6
$u$	[m/s]	1,3	1,3	1,3	1,4	1,2	2,4	2,5	3,5	3,8
$d$	[m]	0,012	0,012	0,011	0,011	0,0084	0,074	0,040	0,071	1,5
$Re$	[-]	18	19	39	45	42	46	60	89	30
$\theta_{cr}$	[-]	0,03	0,03	0,035	0,035	0,035	0,035	0,035	0,04	0,03
$\theta$	[-]	24	28	11	14	12	15	47	104	11
$l_e$	[m]	0,45	0,40	0,48	0,38	0,26	1,8	1,4	2,2	-
$l_a$	[m]	1,8	1,8	0,57	0,61	0,42	7,6	4,6	12	233
$L$	[m]	2,0	1,9	2,2	2,2	1,3	1,0	4,4	3,4	10
$s_b(l_a)$	[(m <sup>3</sup> /s)/m]	-	-	-	-	-				
$s_b(L)$	[(m <sup>3</sup> /s)/m]						-	-	-	0,0057
$c(l_a)$	[-]	-	-	-	-	-				

Tabel A.4 Toepassing van Mizuyama (1977) op de beschouwde situaties van de Scheldegootproeven T3 ( $D_{50} = 0,10$  mm) en T5A ( $D_{50} = 0,22$  mm) en het Zwin 89 experiment

		Scheldegootproeven						Zwin 89 experiment		
$D_{50}$	[mm]	0,10		0,22				0,22		
$t$	[s]	10	30	10	30	100	240	45	240	1200
$\beta$	[°]	20	23	20	28	32	32	25	32	$\approx 0$
$q_c$	[(m <sup>3</sup> /s)/m]	0,015	0,015	0,015	0,015	0,010	0,18	0,10	0,25	5,6
$C$	[m <sup>0,5</sup> /s]	20	19	21	19	18	33	19	18	59
$u$	[m/s]	1,3	1,3	1,3	1,4	1,2	2,4	2,5	3,5	3,8
$d$	[m]	0,012	0,012	0,011	0,011	0,0084	0,074	0,040	0,071	1,5
$Re$	[-]	18	19	39	45	42	46	60	89	30
$\theta_{cr}(\beta)$	[-]	0,01	0,01	0,01	0,005	0	0	0,005	0	0,03
$Fr$	[-]	3,7	3,8	3,9	4,1	4,2	2,8	3,9	4,2	1,0
$\theta$	[-]	24	28	11	14	12	15	47	104	11
$l_e$	[m]	0,45	0,40	0,48	0,38	0,26	1,8	1,4	2,2	-
$l_a$	[m]	1,8	1,8	0,57	0,61	0,42	7,6	4,6	12	233
$L$	[m]	2,0	1,9	2,2	2,2	1,3	1,0	4,4	3,4	10
$s_b(l_a)$	[(m <sup>3</sup> /s)/m]	0,0073	0,0091	0,0071	0,012	0,010				
$s_b(L)$	[(m <sup>3</sup> /s)/m]						0,025	0,068	0,25	$\approx 0$
$c(l_a)$	[-]	0,27	0,30	0,26	0,34	0,38		0,32		

Tabel A.5 Toepassing van Smart en Jaeggi (1983) op de beschouwde situaties van de Scheldegootproeven T3 ( $D_{50} = 0,10$  mm) en T5A ( $D_{50} = 0,22$  mm) en het Zwin 89 experiment

		Scheldegootproeven						Zwin 89 experiment		
$D_{50}$	[mm]	0,10		0,22				0,22		
$t$	[s]	10	30	10	30	100	240	45	240	1200
$\beta$	[°]	20	23	20	28	32	32	25	32	$\approx 0$
$q_c$	[(m <sup>3</sup> /s)/m]	0,015	0,015	0,015	0,015	0,010	0,18	0,10	0,25	5,6
$q_{cr} * 10^4$	[(m <sup>3</sup> /s)/m]	0,013	0,011	0,041	0,027	0,023	0,023	0,031	0,023	-
$u$	[m/s]	1,3	1,3	1,3	1,4	1,2	2,4	2,5	3,5	3,8
$d$	[m]	0,012	0,012	0,011	0,011	0,0084	0,074	0,040	0,071	1,5
$Fr$	[-]	3,7	3,8	3,9	4,1	4,2	2,8	3,9	4,2	1,0
$\theta$	[-]	24	28	11	14	12	15	47	104	11
$l_e$	[m]	0,45	0,40	0,48	0,38	0,26	1,8	1,4	2,2	-
$l_a$	[m]	1,8	1,8	0,57	0,61	0,42	7,6	4,6	12	233
$L$	[m]	2,0	1,9	2,2	2,2	1,3	1,0	4,4	3,4	10
$s_b(l_a)$	[(m <sup>3</sup> /s)/m]	0,0031	0,0039	0,0031	0,0055	0,0047				
$s_b(L)$	[(m <sup>3</sup> /s)/m]						0,084	0,030	0,12	$\approx 0$
$c(l_a)$	[-]	0,15	0,18	0,15	0,23	0,26		0,20		

Tabel A.6 Toepassing van Bathurst, Graf en Cao (1987) op de beschouwde situaties van de Scheldegootproeven T3 ( $D_{50} = 0,10$  mm) en T5A ( $D_{50} = 0,22$  mm) en het Zwin 89 experiment

		Scheldegootproeven					Zwin 89 experiment			
$D_{50}$	[mm]	0,10		0,22			0,22			
$t$	[s]	10	30	10	30	100	240	45	240	1200
$\beta$	[°]	20	23	20	28	32	32	25	32	$\approx 0$
$q_c$	[(m <sup>3</sup> /s)/m]	0,015	0,015	0,015	0,015	0,010	0,18	0,10	0,25	5,6
$C$	[m <sup>0,5</sup> /s]	7,9	6,6	7,8	4,9	3,8	3,9	5,9	3,9	-
$u$	[m/s]	0,68	0,63	0,68	0,55	0,42	1,1	1,1	1,3	3,8
$d$	[m]	0,022	0,024	0,022	0,027	0,024	0,16	0,088	0,20	1,5
$Fr$	[-]	1,5	1,3	1,5	1,1	0,88	0,90	1,2	0,91	1,0
$\theta$	[-]	45	56	21	36	34	232	104	289	-
$l_e$	[m]	0,075	0,044	0,072	0,009	0	0	0,10	0	-
$l_a$	[m]	1,8	1,8	0,57	0,61	0,42	7,6	4,6	12	233
$L$	[m]	2,0	1,9	2,2	2,2	1,3	1,0	4,4	3,4	10
$s_b(l_a)$	[(m <sup>3</sup> /s)/m]	0,0092	0,012	0,0094	0,018	0,015				-
$s_b(L)$	[(m <sup>3</sup> /s)/m]						0,28	0,096	0,39	-
$c(l_a)$	[-]	0,30	0,34	0,31	0,40	0,43		0,37		

Tabel A.7 Toepassing van Takahashi (1987) op de beschouwde situaties van de Scheldegootproeven T3 ( $D_{50} = 0,10$  mm) en T5A ( $D_{50} = 0,22$  mm) en het Zwin 89 experiment

		Scheldegootproeven					Zwin 89 experiment			
$D_{50}$	[mm]	0,10		0,22			0,22			
$t$	[s]	10	30	10	30	100	240	45	240	1200
$\beta$	[°]	20	23	20	28	32	32	25	32	$\approx 0$
$q_c$	[(m <sup>3</sup> /s)/m]	0,015	0,015	0,015	0,015	0,010	0,18	0,10	0,25	5,6
$q_{cr} * 10^4$	[(m <sup>3</sup> /s)/m]	0,015	0,012	0,048	0,031	0,026	0,026	0,036	0,026	-
$u$	[m/s]	1,3	1,3	1,3	1,4	1,2	2,4	2,5	3,5	3,8
$d$	[m]	0,012	0,012	0,011	0,011	0,0084	0,074	0,040	0,071	1,5
$Fr$	[-]	3,7	3,8	3,9	4,1	4,2	2,8	3,9	4,2	1,0
$\theta$	[-]	24	28	11	14	12	15	47	104	11
$l_e$	[m]	0,45	0,40	0,48	0,38	0,26	1,8	1,4	2,2	-
$l_a$	[m]	1,8	1,8	0,57	0,61	0,42	7,6	4,6	12	233
$L$	[m]	2,0	1,9	2,2	2,2	1,3	1,0	4,4	3,4	10
$s_b(l_a)$	[(m <sup>3</sup> /s)/m]	0,012	0,017	0,012	0,025	0,023				
$s_b(L)$	[(m <sup>3</sup> /s)/m]						0,42	0,13	0,58	$\approx 0$
$c(l_a)$	[-]	0,35	0,39	0,35	0,44	0,48		0,41		

Tabel A.8 Toepassing van Rickenmann (1991) op de beschouwde situaties van de Scheldegootproeven T3 ( $D_{50} = 0,10$  mm) en T5A ( $D_{50} = 0,22$  mm) en het Zwin 89 experiment

	Scheldegootproeven						Zwin 89 experiment		
$D_{50}$ [mm]	0,10		0,22				0,22		
$t$ [s]	10	30	10	30	100	240	45	240	1200
$\beta$ [°]	20	23	20	28	32	32	25	32	$\approx 0$
$C$ [ $m^{0,5}/s$ ]	20	19	21	19	18	33	19	18	59
$u$ [m/s]	1,3	1,3	1,3	1,4	1,2	2,4	2,5	3,5	3,8
$d$ [m]	0,012	0,012	0,011	0,011	0,0084	0,074	0,040	0,071	1,5
$Fr$ [-]	3,7	3,8	3,9	4,1	4,2	2,8	3,9	4,2	1,0
$*u / w_s$ [-]	22	23	7,0	8,0	7,5	8,2	17	25	8,4
$\theta$ [-]	24	28	11	14	12	15	47	104	11
$l_e$ [m]	0,45	0,40	0,48	0,38	0,26	1,8	1,4	2,2	-
$l_a$ [m]	1,8	1,8	0,57	0,61	0,42	7,6	4,6	12	233
$L$ [m]	2,0	1,9	2,2	2,2	1,3	1,0	4,4	3,4	10
$s_t(l_a)$ [ $(m^3/s)/m$ ]	0,024	0,029	0,011	0,018	0,011				
$s_t(L)$ [ $(m^3/s)/m$ ]						0,059	0,36	2,4	0,10
$s(L)$ [ $(m^3/s)/m$ ]						0,0078	0,35	0,68	0,0044
$c(l_a)$ [-]	0,44	0,46	0,33	0,40	0,39				
$c(L)$ [-]						0,040	0,51	0,49	0,00078

Tabel A.9 Toepassing van Engelund en Hansen (1967) op de beschouwde situaties van de Scheldegootproeven T3 ( $D_{50} = 0,10$  mm) en T5A ( $D_{50} = 0,22$  mm) en het Zwin 89 experiment



		Scheldegootproeven						Zwin 89 experiment		
$D_{50}$	[mm]	0,10		0,22				0,22		
$t$	[s]	10	30	10	30	100	240	45	240	1200
$\beta$	[°]	20	23	20	28	32	32	25	32	$\approx 0$
$C$	[m <sup>0,5</sup> /s]	20	19	21	19	18	33	19	18	59
$u$	[m/s]	1,3	1,3	1,3	1,4	1,2	2,4	2,5	3,5	3,8
$d$	[m]	0,012	0,012	0,011	0,011	0,0084	0,074	0,040	0,071	1,5
$\theta_{cr}$	[-]	0,10	0,10	0,050	0,050	0,050	0,050	0,055	0,055	0,055
$\theta$	[-]	24	28	11	14	12	15	47	104	11
$l_e$	[m]	0,45	0,40	0,48	0,38	0,26	1,8	1,4	2,2	-
$l_a$	[m]	1,8	1,8	0,57	0,61	0,42	7,6	4,6	12	233
$L$	[m]	2,0	1,9	2,2	2,2	1,3	1,0	4,4	3,4	10
$s_b * 10^3$	[(m <sup>3</sup> /s)/m]	0,10	0,10	0,36	0,42	0,34	0,91	1,2	2,5	1,1
$s_s(l_a)$	[(m <sup>3</sup> /s)/m]	0,0034	0,0035	0,0018	0,0021	0,0016				
$s_t(l_a)$	[(m <sup>3</sup> /s)/m]	0,0035	0,0036	0,0021	0,0025	0,0019				
$s_s(L)$	[(m <sup>3</sup> /s)/m]						0,0072	0,015	0,045	0,028
$s(L)$	[(m <sup>3</sup> /s)/m]						0,0019	0,016	0,015	0,0023
$c(l_a)$	[-]	0,17	0,17	0,12	0,13	0,14				
$c(L)$	[-]						0,010	0,13	0,056	0,00041

Tabel A.10 Toepassing van van Rijn (1984a, 1984c) op de beschouwde situaties van de Scheldegootproeven T3 ( $D_{50} = 0,10$  mm) en T5A ( $D_{50} = 0,22$  mm) en het Zwin 89 experiment

		Scheldegootproeven						Zwin 89 experiment		
$D_{50}$	[mm]	0,10		0,22				0,22		
$t$	[s]	10	30	10	30	100	240	45	240	1200
$\beta$	[°]	20	23	20	28	32	32	25	32	$\approx 0$
$C$	[m <sup>0,5</sup> /s]	20	19	21	19	18	33	19	18	59
$u$	[m/s]	1,3	1,3	1,3	1,4	1,2	2,4	2,5	3,5	3,8
$d$	[m]	0,012	0,012	0,011	0,011	0,0084	0,074	0,040	0,071	1,5
$Fr$	[-]	3,7	3,8	3,9	4,1	4,2	2,8	3,9	4,2	1,0
$*u / w_s$	[-]	22	23	7,0	8,0	7,5	8,2	17	25	8,4
$\theta$	[-]	24	28	11	14	12	15	47	104	11
$l_e$	[m]	0,45	0,40	0,48	0,38	0,26	1,8	1,4	2,2	-
$l_a$	[m]	1,8	1,8	0,57	0,61	0,42	7,6	4,6	12	233
$L$	[m]	2,0	1,9	2,2	2,2	1,3	1,0	4,4	3,4	10
$s_b$	[(m <sup>3</sup> /s)/m]	0,0015	0,0023	0,0015	0,0059	$\infty$	$\infty$	0,021	$\infty$	0,0020
$s_s(l_a)$	[(m <sup>3</sup> /s)/m]	$\infty$	$\infty$	$\infty$	$\infty$	$\infty$				
$s_s(L)$	[(m <sup>3</sup> /s)/m]						$\infty$	$\infty$	$\infty$	0,015
$s(L)$	[(m <sup>3</sup> /s)/m]									0,0026
$c(l_a)$	[-]	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60				
$c(L)$	[-]						0,60	0,60	0,60	0,00047

Tabel A.11 Toepassing van Bagnold (1963, 1966) op de beschouwde situaties van de Scheldegootproeven T3 ( $D_{50} = 0,10$  mm) en T5A ( $D_{50} = 0,22$  mm) en het Zwin 89 experiment

		Scheldegootproeven						Zwin 89 experiment		
$D_{50}$	[mm]	0,10		0,22				0,22		
$t$	[s]	10	30	10	30	100	240	45	240	1200
$\beta$	[°]	20	23	20	28	32	32	25	32	$\approx 0$
$q_c$	[(m <sup>3</sup> /s)/m]	0,015	0,015	0,015	0,015	0,010	0,18	0,10	0,25	5,6
$C$	[m <sup>0,5</sup> /s]	20	19	21	19	18	33	19	18	59
$u$	[m/s]	1,3	1,3	1,3	1,4	1,2	2,4	2,5	3,5	3,8
$d$	[m]	0,012	0,012	0,011	0,011	0,0084	0,074	0,040	0,071	1,5
$u/w_s$	[-]	22	23	7,0	8,0	7,5	8,2	17	25	8,4
$\theta$	[-]	24	28	11	14	12	15	47	104	11
$l_e$	[m]	0,45	0,40	0,48	0,38	0,26	1,8	1,4	2,2	-
$l_a$	[m]	1,8	1,8	0,57	0,61	0,42	7,6	4,6	12	233
$L$	[m]	2,0	1,9	2,2	2,2	1,3	1,0	4,4	3,4	10
$c_t$	[-]	2,1	2,3	0,51	0,67	0,70	1,4	0,83	0,92	$\approx 0$
$s_t(l_a)$	[(m <sup>3</sup> /s)/m]	0,031	0,035	0,0076	0,010	0,0070				
$s_t(L)$	[(m <sup>3</sup> /s)/m]						0,25	0,083	0,23	$\approx 0$
$s(L)$	[(m <sup>3</sup> /s)/m]						0,033	0,079	0,065	$\approx 0$
$c(l_a)$	[-]	0,47	0,48	0,28	0,32	0,32				
$c(L)$	[-]						0,14	0,34	0,18	$\approx 0$

Tabel A.12 Toepassing van Yang (1979) op de beschouwde situaties van de Scheldegootproeven T3 ( $D_{50} = 0,10$  mm) en T5A ( $D_{50} = 0,22$  mm) en het Zwin 89 experiment

		Scheldegootproeven						Zwin 89 experiment		
$D_{50}$	[mm]	0,10		0,22				0,22		
$t$	[s]	10	30	10	30	100	240	45	240	1200
$\beta$	[°]	20	23	20	28	32	32	25	32	$\approx 0$
$C$	[m <sup>0,5</sup> /s]	20	19	21	19	18	33	19	18	59
$u$	[m/s]	1,3	1,3	1,3	1,4	1,2	2,4	2,5	3,5	3,8
$d$	[m]	0,012	0,012	0,011	0,011	0,0084	0,074	0,040	0,071	1,5
$Fr$	[-]	3,7	3,8	3,9	4,1	4,2	2,8	3,9	4,2	1,0
$*u / w_s$	[-]	22	23	7,0	8,0	7,5	8,2	17	25	8,4
$\theta$	[-]	24	28	11	14	12	15	47	104	11
$l_e$	[m]	0,45	0,40	0,48	0,38	0,26	1,8	1,4	2,2	-
$l_a$	[m]	1,8	1,8	0,57	0,61	0,42	7,6	4,6	12	233
$L$	[m]	2,0	1,9	2,2	2,2	1,3	1,0	4,4	3,4	10
$s_b$	[(m <sup>3</sup> /s)/m]	$s_b \ll s_s$								
$s_s(l_a)$	[(m <sup>3</sup> /s)/m]	0,0090	0,013	0,0017	0,0028	0,0019				
$s_s(L)$	[(m <sup>3</sup> /s)/m]						0,015	0,051	1,3	0,015
$s(L)$	[(m <sup>3</sup> /s)/m]						0,0020	0,049	0,37	0,00065
$c(l_a)$	[-]	0,30	0,35	0,097	0,14	0,14				
$c(L)$	[-]						0,011	0,27	0,43	0,00012

Tabel A.13 Toepassing van Bailard-Bagnold (1981) op de beschouwde situaties van de Scheldegootproeven T3 ( $D_{50} = 0,10$  mm) en T5A ( $D_{50} = 0,22$  mm) en het Zwin 89 experiment

		Scheldegootproeven					Zwin 89 experiment			
$D_{50}$	[mm]	0,10		0,22			0,22			
$t$	[s]	10	30	10	30	100	240	45	240	1200
$\beta$	[°]	20	23	20	28	32	32	25	32	$\approx 0$
$C$	[ $m^{0,5}/s$ ]	20	19	21	19	18	33	19	18	59
$u$	[m/s]	1,3	1,3	1,3	1,4	1,2	2,4	2,5	3,5	3,8
$d$	[m]	0,012	0,012	0,011	0,011	0,0084	0,074	0,040	0,071	1,5
$Fr$	[-]	3,7	3,8	3,9	4,1	4,2	2,8	3,9	4,2	1,0
$*u/w_s$	[-]	22	23	7,0	8,0	7,5	8,2	17	25	8,4
$\theta$	[-]	24	28	11	14	12	15	47	104	11
$l_e$	[m]	0,45	0,40	0,48	0,38	0,26	1,8	1,4	2,2	-
$l_a$	[m]	1,8	1,8	0,57	0,61	0,42	7,6	4,6	12	233
$L$	[m]	2,0	1,9	2,2	2,2	1,3	1,0	4,4	3,4	10
$s_b$	[ $(m^3/s)/m$ ]	$s_b \ll s_s$								
$s_s(l_a)$	[ $(m^3/s)/m$ ]	0,0050	0,0059	0,0016	0,0026	0,0019				
$s_s(L)$	[ $(m^3/s)/m$ ]						0,0096	0,032	0,16	0,015
$s(L)$	[ $(m^3/s)/m$ ]						0,0013	0,031	0,046	0,00065
$c(l_a)$	[-]	0,21	0,24	0,092	0,14	0,15				
$c(L)$	[-]						0,0070	0,20	0,14	0,00012

Tabel A.14 Toepassing van Visser-Bagnold (1988) op de beschouwde situaties van de Scheldegootproeven T3 ( $D_{50} = 0,10$  mm) en T5A ( $D_{50} = 0,22$  mm) en het Zwin 89 experiment

	Scheldegootproeven						Zwin 89 experiment		
$D_{50}$ [mm]	0,10		0,22				0,22		
$t$ [s]	10	30	10	30	100	240	45	240	1200
$\beta$ [°]	20	23	20	28	32	32	25	32	$\approx 0$
$C$ [ $m^{0,5}/s$ ]	20	19	21	19	18	33	19	18	59
$u$ [m/s]	1,3	1,3	1,3	1,4	1,2	2,4	2,5	3,5	3,8
$d$ [m]	0,012	0,012	0,011	0,011	0,0084	0,074	0,040	0,071	1,5
$Fr$ [-]	3,7	3,8	3,9	4,1	4,2	2,8	3,9	4,2	1,0
$*u / w_s$ [-]	22	23	7,0	8,0	7,5	8,2	17	25	8,4
$\theta$ [-]	24	28	11	14	12	15	47	104	11
$l_e$ [m]	0,45	0,40	0,48	0,38	0,26	1,8	1,4	2,2	-
$l_a$ [m]	1,8	1,8	0,57	0,61	0,42	7,6	4,6	12	233
$L$ [m]	2,0	1,9	2,2	2,2	1,3	1,0	4,4	3,4	10
$s_t(l_a)$ [ $(m^3/s)/m$ ]	0,53	1,3	0,22	3,9	$\infty$				
$s_t(L)$ [ $(m^3/s)/m$ ]						$\infty$	26	$\infty$	0,039
$s(L)$ [ $(m^3/s)/m$ ]							25		0,0017
$c(l_a)$ [-]	0,59	0,60	0,58	0,60	0,60				
$c(L)$ [-]						0,60	0,60	0,60	0,00030

Tabel A.15 Toepassing van Takahashi (1991) op de beschouwde situaties van de Scheldegootproeven T3 ( $D_{50} = 0,10$  mm) en T5A ( $D_{50} = 0,22$  mm) en het Zwin 89 experiment

		Scheldegootproeven						Zwin 89 experiment			
$D_{50}$	[mm]	0,10		0,22				0,22			
$t$	[s]	10	30	10	30	100	240	45	240		
$\beta$	[°]	20	23	20	28	32	32	25	32		
$C$	[m <sup>0,5</sup> /s]	20	19	21	19	18	33	19	18		
gemeten $s(l_a)$ of $s(L)$		[(m <sup>3</sup> /s)/m]		0,0040	0,0060	0,0013	0,0019	0,0012	0,0022	0,025	0,051
Wilson (1987)		0,0057	0,0068	0,0054	0,0082	0,0066	0,0086	0,050	0,16		
Mastbergen en Winterwerp (1987)		0,0086	0,013	0,0021	0,011	∞	∞	0,10	∞		
Smart en Jaeggi (1983)		0,0073	0,0091	0,0071	0,012	0,010	0,025	0,068	0,25		
Bathurst, Graf en Cao (1987)		0,0031	0,0039	0,0031	0,0055	0,0047	0,084	0,030	0,12		
Takahashi (1987)		0,0092	0,012	0,0094	0,018	0,015	0,28	0,096	0,39		
Rickenmann (1991)		0,012	0,017	0,012	0,025	0,023	0,42	0,13	0,58		
Engelund en Hansen (1967)		0,024	0,029	0,011	0,018	0,011	0,0078	0,35	0,68		
van Rijn (1984a, 1984c)		0,0035	0,0036	0,0021	0,0025	0,0019	0,0019	0,016	0,015		
Bagnold (1963, 1966)		∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞		
Yang (1979)		0,031	0,035	0,0076	0,010	0,0070	0,033	0,079	0,065		
Bailard-Bagnold (1981)		0,0090	0,013	0,0017	0,0028	0,0019	0,0020	0,049	0,37		
Visser-Bagnold (1988)		0,0050	0,0059	0,0016	0,0026	0,0019	0,0013	0,031	0,046		
Takahashi (1991)		0,53	1,3	0,22	3,9	∞	∞	25	∞		

Tabel A.16 Gemeten zandtransporten en samenvatting berekende zandtransporten

	Scheldegootproeven						Zwin 89 experiment	
$D_{50}$ [mm]	0,10		0,22				0,22	
$t$ [s]	10	30	10	30	100	240	45	240
$\beta$ [°]	20	23	20	28	32	32	25	32
$C$ [ $m^{0,5}/s$ ]	20	19	21	19	18	33	19	18
gemeten $s(l_a)$ of $s(L)$ [ $m^3/s/m$ ]	0,0040	0,0060	0,0013	0,0019	0,0012	0,0022	0,025	0,051
Wilson (1987)	1,4	1,1	4,2	4,3	5,5	3,9	2,0	3,1
Mastbergen en Winterwerp (1987)	2,2	2,2	1,6	5,8	$\infty$	$\infty$	4,0	$\infty$
Smart en Jaeggi (1983)	1,8	1,5	5,5	6,3	8,3	11	2,7	4,9
Bathurst, Graf en Cao (1987)	0,78	0,65	2,4	2,9	3,9	38	1,2	2,4
Takahashi (1987)	2,3	2,0	7,2	9,5	12	127	3,8	7,6
Rickenmann (1991)	3,0	2,8	9,2	13	19	191	5,2	11
Engelund en Hansen (1967)	6,0	4,8	8,5	9,5	9,2	3,5	14	13
van Rijn (1984a, 1984c)	0,88	0,60	1,6	1,3	1,6	0,86	0,64	0,29
Yang (1979)	7,8	5,8	5,8	5,3	5,8	15	3,2	1,3
Bailard-Bagnold (1981)	2,2	2,2	1,3	1,5	1,6	0,91	2,0	7,3
Visser-Bagnold (1988)	1,2	0,98	1,2	1,4	1,6	0,59	1,2	0,90

Tabel A.17 Waarden van de verhouding (berekend zandtransport)/(gemeten zandtransport)



		Scheldegootproeven						Zwin 89 experiment	
$D_{50}$	[mm]	0,10		0,22				0,22	
$t$	[s]	10	30	10	30	100	240	45	240
$\beta$	[°]	20	23	20	28	32	32	25	32
$C$	[m <sup>0,5</sup> /s]	13	13	13	13	13	25	25	25
gemeten $s(l_a)$ of $s(L)$	[(m <sup>3</sup> /s)/m]	0,0040	0,0060	0,0013	0,0019	0,0012	0,0022	0,025	0,051
Wilson (1987)		2,2	1,7	6,9	6,3	7,5	5,9	1,6	2,4
Mastbergen en Winterwerp (1987)		2,8	2,7	2,2	6,8	∞	∞	3,7	∞
Smart en Jaeggi (1983)		1,9	1,6	5,6	6,3	8,3	13	2,8	5,1
Bathurst, Graf en Cao (1987)		0,78	0,65	2,4	2,9	3,9	38	1,2	2,4
Takahashi (1987)		2,3	2,0	7,2	9,5	12	127	3,8	7,7
Rickenmann (1991)		3,0	2,8	9,2	13	19	191	5,2	11
Engelund en Hansen (1967)		5,5	4,5	7,5	8,4	8,2	3,9	16	18
van Rijn (1984a, 1984c)		0,48	0,40	0,92	1,1	1,2	0,77	0,68	0,37
Yang (1979)		4,8	3,7	3,6	3,6	4,2	11	4,4	1,8
Bailard-Bagnold (1981)		1,3	1,2	0,92	1,1	1,2	0,77	3,1	∞
Visser-Bagnold (1988)		0,92	0,78	0,92	1,1	1,2	0,55	1,6	1,2

Tabel A.18 Waarden van de verhouding (berekend zandtransport)/(gemeten zandtransport), waarbij in de berekening van het zandtransport voor de Chézy-coëfficiënt  $C = 13 \text{ m}^{0,5}/\text{s}$  of, voor de grotere waterdiepten,  $C = 25 \text{ m}^{0,5}/\text{s}$  is gesteld

	Scheldegootproeven						Zwin 89 experiment	
$D_{50}$ [mm]	0,10		0,22				0,22	
$t$ [s]	10	30	10	30	100	240	45	240
$\beta$ [°]	20	23	20	28	32	32	25	32
$C$ [ $m^{0,5}/s$ ]	20	19	21	19	18	33	19	18
gemeten $s(l_a)$ of $s(L)$ [ $(m^3/s)/m$ ]	0,0040	0,0060	0,0013	0,0019	0,0012	0,0022	0,025	0,051
Wilson (1987)	1,4	1,1	4,2	4,3	5,5	0,51	1,9	0,89
Mastbergen en Winterwerp (1987)	2,2	2,2	1,6	5,8	$\infty$	$\infty$	4,0	$\infty$
Smart en Jaeggi (1983)	1,8	1,5	5,5	6,3	8,3	1,5	2,6	1,4
Bathurst, Graf en Cao (1987)	0,78	0,65	2,4	2,9	3,9	5,0	1,1	0,67
Takahashi (1987)	2,3	2,0	7,2	9,5	12	17	3,7	2,2
Rickenmann (1991)	3,0	2,8	9,2	13	19	25	5,0	3,2
Engelund en Hansen (1967)	6,0	4,8	8,5	9,5	9,2	3,5	14	13
van Rijn (1984a, 1984c)	0,88	0,60	1,6	1,3	1,6	0,49	0,66	0,26
Yang (1979)	7,8	5,8	5,8	5,3	5,8	15	3,2	1,3
Bailard-Bagnold (1981)	2,2	2,2	1,3	1,5	1,6	0,91	2,0	7,3
Visser-Bagnold (1988)	1,2	0,98	1,2	1,4	1,6	0,59	1,2	0,90

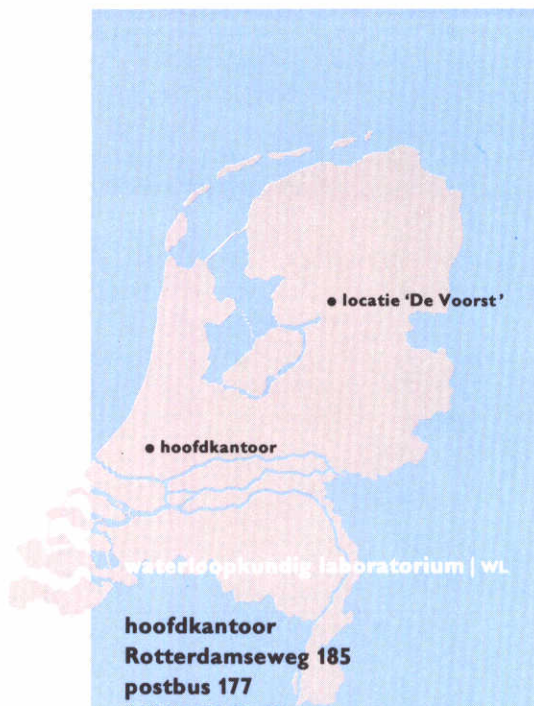
Tabel A.19 Waarden van de verhouding (berekend zandtransport)/(gemeten zandtransport), waarbij in de berekening van het zandtransport ook de aanpassingslengte  $l_a$  voor het bodemtransport is toegepast

		Scheldegootproeven						Zwin 89 experiment	
$D_{50}$	[mm]	0,10		0,22				0,22	
$t$	[s]	10	30	10	30	100	240	45	240
$\beta$	[°]	20	23	20	28	32	32	25	32
$C$	[m <sup>0.5</sup> /s]	20	19	21	19	18	33	19	18
gemeten $s(L)$	[(m <sup>3</sup> /s)/m]	0,0050	0,0060	0,0037	0,0036	0,0018	0,0022	0,025	0,051
Wilson (1987)		1,1	1,1	1,5	2,3	3,7	3,9	2,0	3,1
Mastbergen en Winterwerp (1987)		1,7	2,2	2,0	11	∞	∞	4,0	∞
Smart en Jaeggi (1983)		1,5	1,5	1,9	3,3	5,6	11	2,7	4,9
Bathurst, Graf en Cao (1987)		0,62	0,65	0,84	1,5	2,6	38	1,2	2,4
Takahashi (1987)		1,8	2,0	2,5	5,0	8,3	127	3,8	7,6
Rickenmann (1991)		2,4	2,8	3,2	6,9	13	191	5,2	11
Engelund en Hansen (1967)		4,8	4,8	3,0	5,0	6,1	3,5	14	13
van Rijn (1984a, 1984c)		0,70	0,60	0,57	0,69	1,1	0,86	0,64	0,29
Yang (1979)		6,2	5,8	2,1	2,8	3,9	15	3,2	1,3
Bailard-Bagnold (1981)		1,8	2,2	0,46	0,78	1,1	0,91	2,0	7,3
Visser-Bagnold (1988)		1,0	0,98	0,43	0,72	1,1	0,59	1,2	0,90

Tabel A.20 Waarden van de verhouding (berekend zandtransport)/(gemeten zandtransport), waarbij voor het gemeten zandtransport steeds de waarde  $s(L)$  bij de teen van het binnentalud is gesteld

		Scheldegootproeven						Zwin 89 experiment	
$D_{50}$	[mm]	0,10		0,22				0,22	
$t$	[s]	10	30	10	30	100	240	45	240
$\beta$	[°]	20	23	20	28	32	32	25	32
$C$	[m <sup>0,5</sup> /s]	20	19	21	19	18	33	19	18
gemeten $s(L)$	[(m <sup>3</sup> /s)/m]	0,0050	0,0060	0,0037	0,0036	0,0018	0,0022	0,025	0,051
Wilson (1987)		1,1	1,1	1,5	2,3	3,7	0,51	1,9	0,89
Mastbergen en Winterwerp (1987)		1,7	2,2	2,0	11	∞	∞	4,0	∞
Smart en Jaeggi (1983)		1,5	1,5	1,9	3,3	5,6	1,5	2,6	1,4
Bathurst, Graf en Cao (1987)		0,62	0,65	0,84	1,5	2,6	5,0	1,1	0,67
Takahashi (1987)		1,8	2,0	2,5	5,0	8,3	17	3,7	2,2
Rickenmann (1991)		2,4	2,8	3,2	6,9	13	25	5,0	3,2
Engelund en Hansen (1967)		4,8	4,8	3,0	5,0	6,1	3,5	14	13
van Rijn (1984a, 1984c)		0,70	0,60	0,57	0,69	1,1	0,49	0,66	0,26
Yang (1979)		6,2	5,8	2,1	2,8	3,9	15	3,2	1,3
Bailard-Bagnold (1981)		1,8	2,2	0,46	0,78	1,1	0,91	2,0	7,3
Visser-Bagnold (1988)		1,0	0,98	0,43	0,72	1,1	0,59	1,2	0,90

Tabel A.21 Waarden van de verhouding (berekend zandtransport)/(gemeten zandtransport), waarbij in de berekening van het zandtransport ook de aanpassingslengte  $l_a$  voor het bodemtransport is toegepast en waarbij voor het gemeten zandtransport steeds de waarde  $s(L)$  bij de teen van het binnentalud is gesteld



waterloopkundig laboratorium | wl

**hoofdkantoor**  
Rotterdamseweg 185  
postbus 177  
2600 MH Delft  
telefoon (015) 56 93 53  
telefax (015) 61 96 74  
telex 38176 hydnl-nl

**locatie 'De Voorst'**  
Voorsterweg 28, Marknesse  
postbus 152  
8300 AD Emmeloord  
telefoon (05274) 29 22  
telefax (05274) 35 73  
telex 42290 hylvo-nl

