## Bochtverbetering rivier de Waal bij Nijmegen

10 sept. 1988

B.J.H. Pröpper



deel I : Theoretisch onderzoek naar het effect van grondkribben en een bestorting op de bevaarbare breedte.

> Technische Universiteit Delft Faculteit der Civiele Techniek Vakgroep Waterbouwkunde, k. 2.91 Stevinweg 1 2628 CN DELFT



Faculteit der Civiele Techniek

Technische Universiteit Delft

# Bocht in de Waal bij Nijmegen tussen kmr 882.5 en kmr 885.0

toepassing van : - grondkribben - bestorting

student: B.J.H. Pröpper Hoogleraar: Prof. ir. A. Glerum Docenten : Ir. J. Bouwmeester Ir. M.H. Lindo



VAKGROEP WATERBOUWKUNDE Afd. Civiele Techniek TH Delft

### INHOUD

Voorwoord

	Conclusie	s en aanbevelingen.	blz
	Inleiding		1
	Probleems	telling	2
	Randvoorw	aarden	2
1.	Bochtstro	ming	з
	1.1. 1.2.	Inleiding Twee-dimensionale beschouwing	3 3
2.	Theoretis	che beschouwing bochtstroming	8
	2.1. 2.2. 2.3. 2.4. 2.5. 2.6. 2.6.1. 2.6.2. 2.6.3.	Algemeen Analytisch Snelheidscomponent in langsrichting Snelheid in dwarsrichting Stroming aan de bodem Verdeling van de langs- en dwarssnelheden over de lengte en de breedte van de rivier. Dwarsstroming over de breedte Ottwikkeling van dwarsstroming in de bocht Verdeling van de langssnelheid "u" over de bocht	8 9 10 12 13 15 15 15 17
з.	Sedimentt	ransport	25
	3.1. 3.2. 3.3. 3.4.	Algemeen Transportcapaciteit Het effekt van de langshelling van de bodem op de transportcapaciteit Richting van het sediment op een hellend rivierbed	25 26 29 30

			blz
4.	Analyse va	an het probleem	32
	4.1.	Oude situatie	32
	4.2	Beinvloeding van de variabelen	35
	4.3.	Oplossingen	36
	4 3 1	Fen eerste oplossing is: bestorten	36
	4.3.1.1	Algemeen	36
	4.3.1.2.	Bodemruwheid	38
	4.3.1.3.	Invloed van de bodemruwheid en het bodemprofiel	43
	4.3.1.4	Eindconclusies voor het bestorten van de bodem	57
	4.3.2.	Een tweede oplossing is: grondkribben	58
	4.4.	lnvloeden van de oplossing	61
5.	Numerieke	oplossing	62
	5 1	Algemeen	62
	5.2	Computermodel van Olesen	64
	5.2.1	Numerieke benadering stromingsmodel	67
	5 2 1 1	Afleiding vergelijkingen	67
	5 2 1 2	Benaling van de dwars- en langssnelheid	69
	5.2.2.	Numerieke benadering bodemligging-	71
	5.3.	Aanpassingen voor een bocht met	73
			73
	5.3.1	Algemeen	75
	5.3.2	een bestorting?	
	5 3 3	Bestortingsrand	80
	5.0.0.	Bendigde invoergegevens	85
	5.5.	Bedvormende afvoer	89
6.	Resultate	n	90
			90
	6.1	Algemeen	00
	6.1.1	Modelproeven in net waterroopkundig	90
		laboratorium	91
	6.1.2	De verschillende uitgevoerde	01
		berekeningen	91
	_6.2	BER2	04
	6.3	Analyse van de resultaten van BER3 en BER4	94
	6.3.1	Algemeen	94
	6.3.2	Vergelijken van de resultaten	95
	6.4	Resultaten van een smallere bestorting	98
	6.5	lnvloed van debietveranderingen	99
Lite	ratuur		128

Voornaamste symbolen

130

Loop van de rivieren door Duitsland en Bijlage 1. Nederland naar de zee Situatieschets van de bochten bij Bijlage 2. Nijmegen Bevaarbare breedte volgend uit model-Bijlage 3. proeven in het Waterloopkundig-Laboratorium (W-L) Bevaarbare breedte bij een bevaarbare B3.1. diepte van O.L.R.-2.5 meter Bevaarbare breedte bij een bevaarbare B3.2. diepte van O.L.R.-3.0 meter Bevaarbare breedte bij een bevaarbare B3.3. diepte van O.L.R.-3.5 meter Struktuurdiagram van de aanpassingen Bijlage 4. van het computerprogramma voor het zandtransport en de bodemverandering Struktuurdiagram van de aanpassingen Bijlage 5. van het computerprogramma voor de transporthoek van het sediment Vergelijkingen volgens het Power-model Bijlage 6. Kansverdeling van de debieten Bijlage 7.

VOORWOORD.

Veel onderzoek is in het verleden al gedaan naar de waterbeweging in bochten van rivieren en kanalen. Met deze theoriën is het bodemprofiel in een rivierbocht goed te verklaren. Naar de daadwerkelijke bepaling van de evenwichts-ligging van de bodem in een alluviale rivierbocht is het laatste decennium, dankzij de ontwikkeling van de computer veel onderzoek gedaan. Hieronder valt het door K.W.Olesen ontwikkelde numerieke computer-model. Theoretisch onderzoek naar de invloed van constructieve ingrepen in de buitenbocht, zoals een bestorting en grondkribben is nog een vrij onbekend onderzoeksgebied. In dit verslag is dan ook gekeken naar de invloed van deze twee ingrepen op de verschillende variabelen die de evenwichtsligging in de bocht bepalen. Uiteindelijk is met deze gegevens het computermodel van Olesen aangepast voor

de toepassing van een bestorting en zijn de resultaten voor deze bocht vergeleken met die uit proeven in het waterloopkundig laboratorium.

Graag wil ik mijn afstudeerdocenten J.Bouwmeester en M.Lindo en hoogleraar A.Glerum gedanken voor hun vakkundige begeleiding bij het volbrengen van mijn afstudeeronderzoek en E.Mosselman voor de tijd en raad bij het gebruik en de aanpak van het computermodel van K.W.Olesen. Tenslotte wil ik mijn familie voor de steun en in het bijzonder mijn broer J.P. Pröpper voor het onmisbare gebruik van zijn p.c. bedanken.

B.J.H Pröpper 25-11-'88

#### CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN.

#### Bestorten:

- Uit theoretisch onderzoek volgt dat door het bestorten van de buitenbocht weliswaar de transporthoek van het sediment daar kleiner wordt, maar ook dat de sedimentdeeltjes (door het niet kunnen ontwikkelen van een dwarshelling) onder deze hoek blijven stromen en er aan het einde van de bocht, aan de buitenbochtoever, geen sedimenttransport over de bestorting plaatsvindt wat tot een grotere belasting van sediment in de binnenbocht leidt.
- Door een toename van de snelheid en een ruwere bodem (kleinere Chezyfaktor) neemt de transportcapaciteit in de binnenbocht toe.
- Door de toename van de snelheid en de ruwheid in de binnenbocht neemt de dwarscomponent van de schuifspanning toe wat een grotere dwarshelling van de bodem en dus een snellere afname van de diepte van de rand van de bestorting naar de binnenbochtoever betekent.
- Bestorten levert dus gunstige en ongunstige effekten op. Uit een numerieke berekening volgt dat door het bestorten van de buitenbocht de bevaarbare breedte, bij een voldoende brede bestorting, toeneemt.
- Om aan de vereiste breedte van 150 meter te voldoen moet de bestorting 140 meter breed zijn. Theoretisch treedt er dan een zeer kleine uitschuring op gelijk naast de bestorting (≈ 10 cm.). Er zal bij het ontwerpen van de constructieve uitvoering, o.a ook t.g.v. plaatselijke scheepsschroefbelastingen rekening moeten worden gehouden met ontgrondingen gelijk naast de bestorting.
- Als de bestorting aan het einde van de bocht zijn rand heeft betekent dit gelijk achter de bestorting een zeer grote ontgronding (≈ 3 m), wat tot bezwijken van de bestorting leidt. Er zal dus ter plaatse een overgangsconstructie gemaakt moeten worden.
- Door de grotere ruwheid en verkleining van het doorstroomprofiel in de bocht zal er opstuwing optreden. Deze opstuwing heeft bij het splitsingspunt bij Pannerden nog invloed op de waterstand en dus de sediment- en debietverdeling. In dit verslag is alleen de invloed van bestorten op de bodemligging in de beschouwde bocht tussen kmr.882.5 en 885.0 bekeken. Aanbevolen wordt om de invloed van een bestorting, met verschillende ruwheden, op de sediment- en debietverdeling bij Pannerden te bekijken. En zodoende de evenwichtsligging van de rivierbodem in de Waal te bepalen.

- Aanbevolen wordt ook om met een andere (hogere) bedvormende afvoer te kijken wat de invloed is op de evenwichtsligging van de bodem in de bocht en hiermee de bevaarbare breedte. In dit verslag is gewerkt met de in modelproeven in het W-L gevonden bedvormende afvoer van 1250 m3/s. Door schaaleffekten is het mogelijk dat deze waarde te klein is genomen.
- In het verslag is gewerkt met transportformule van Engelund-Hansen (E-H) terwijl die van Meyer-Peter en Müller (M-P en M) de gewenste is. Aanbevolen wordt om het computermodel van Olesen aan te passen om met de M-P en M formule te kunnen werken. Dan kunnen de resultaten van de twee formules vergeleken worden met in het prototype gemeten waarden.

#### Grondkribben:

- Het twee-dimensionale model van Olesen is niet toepasbaar op een bocht met grondkribben door de sterke drie-dimensionale effekten van de kribben. Met een drie-dimensionaal model dat voor bochtstroming in ontwikkeling is zullen berekeningen met verschillende configuraties verricht moeten worden en met de modelproeven vergeleken moeten worden.
- Uit een theoretische beschouwing en modelproeven kan wel geconcludeerd worden dat de kribben onder een hoek tegen de stroom in gezet moeten worden. En dat deze hoek ongeveer 22. zal zijn.
- De onderlinge afstand zal, om dezelfde resultaten te bereiken als het bestorten ongeveer 80 meter zijn.
- Net als bij de bestorting zal een modelproef met een schaal van 1:1 nodig zijn om de gevonden waarden uit de modelproeven in het W-L en de in de toekomst mogelijke berekeningen mee te vergelijken en te calibreren.

#### INLEIDING.

Dat de Waal één van de belangrijkste vaarwegen is van Nederland komt doordat zij deel uitmaakt van de rij bevaarbare waterwegen die de verbinding vormt tussen Rotterdam en de industriegebieden van West-Duitsland.

In Bijlage 1 is inderdaad te zien dat de Waal een belangrijke schakel is tussen Duitsland en de zee en dat zodoende de im- en export per schip van en naar Duitsland via de Waal geleid zal worden.

Om nu de concurrentiepositie van het vervoer per schip ten opzichte van dat over de weg en door de lucht zo goed mogelijk te houden moet het vervoer per schip zo goedkoop mogelijk gebeuren. De minimale kosten van dit vervoer worden bepaald door optimalisatie van:

- de vaarsnelheid
- de capaciteit (hoeveelheid vervoerde lading per tijdseenheid) en
- het ingestelde vermogen.

Bij een constant dwarsprofiel van het schip en de rivier zal de optimale vaarsnelheid niet gelijk zijn aan de maximaal mogelijke. Dit vanwege het onevenredig hoge brandstof gebruik bij het varen met de maximale snelheid (grenssnelheid Vgr). De optimale vaarsnelheid ligt dan ook min of meer vast bij een constant dwarsprofiel van het schip en de rivier ( $\approx 0.8*Vgr$ ).

Een andere mogelijkheid om de capaciteit te vergroten is de lengte van het schip te vergroten. Het brandstof gebruik zal dan weliswaar door de grotere retourstroom en spiegeldaling iets toenemen maar zo ook de capaciteit. Met oog op deze laatste mogelijkheid is de invoering van de zesbaksduwvaart zeer aktueel. Uit onderzoek is gebleken dat invoering hiervan de kosten zal verlagen. Bedacht moet wel worden dat invoering van langere schepen eisen stelt aan het dwarsprofiel van de rivier. Vooral in bochten zal het breedtebeslag van de zesbaksduwcombinatie groter zijn dan de vierbaksduwcombinatie.

Mede met het oog op de mogelijke toepassing van deze langere zesbaksduwcombinatie is in internationaal verband overleg gevoerd waaruit een verdrag is ontstaan " de acte van Mannheim", waarin eisen ten aanzien van het dwarsprofiel van de rivier zijn vastgelegd.

Eventuele "bottle-necks" in de vaarroute waar niet aan de gestelde eisen wordt voldaan dienen opgelost te worden.

#### PROBLEEMSTELLING.

Eén van de "bottle-necks" in de druk bevaren route is de serie bochten in de Waal bij Nijmegen, (zie bijlage 2). Hier blijkt de bevaarbare breedte niet te voldoen aan de gestelde eisen. Op sommige plaatsen is de bevaarbare breedte zelfs maar 60% van de vereiste breedte. Onder bevaarbare breedte wordt verstaan die breedte van de vaarweg die bevaarbaar is voor schepen die 2.5 meter of minder diep steken. En dit bij een gegeven laagwaterstand namelijk de O.L.R.- waterstand. Dit is de waterstand die vijftien maal per jaar wordt onderschreden.

Dit probleem kan worden opgelost door op gezette tijden de vereiste vaargeul op diepte te baggeren. Tijdens dit baggeren ondervindt het passerende scheepvaartverkeer veel hinder van dit baggeren en moet zodoende snelheid minderen. Bovendien is dit baggeren geen blijvende oplossing en moet periodiek herhaald worden.

Om de bovenstaande en de volgende redenen

- de sterk toegenomen verkeersintensiteit,
- de toegenomen grootte van het motorvermogen,
- continuevaart, er wordt dag en nacht met radar gevaren
- en de aanwezigheid van het transport van gevaarlijke stoffen

is men op zoek gegaan naar een blijvende niet scheepshinderende oplossing

#### RANDVOORWAARDEN.

- Alleen de laatste bocht bij Nijmegen wordt beschouwd. Tussen kmr.883.00 en kmr 885.00.
- Bochtafsnijding is uit een milieutechnisch oogpunt namelijk het behoud van natuurschoon niet mogelijk.
- De invloeden van de bochten voor de beschouwde worden niet meegenomen in de berekening.
- Het debiet dat de bocht moet doorvoeren is niet te beïnvloeden.

#### 1.BOCHTSTROMING

#### 1.1. Inleiding.

Aangegeven in de probleemstelling is al dat er in de bocht bij Nijmegen een te smalle bevaarbare breedte ontstaan is. Dit terwijl de waterbreedte tussen de kribben in de bocht niet verschilt van die in een recht riviergedeelte. De oorzaak hiervan is het verschil in de evenwichtsligging van de bodem van de rivier in een bocht ten opzichte van een recht riviergedeelte.

De enige reden hiervan is een andere waterbeweging in de bocht (de zogenaamde spiraalstroming). Hierdoor zal het sediment, welk de waterbeweging volgt, indien de evenwichtssituatie nog niet bereikt is, een bewegingsrichting hebben die afwijkt van die evenwijdig aan de rivieras. Gevolg hiervan zal zijn dat het bodemprofiel niet meer 10 n of meer rechthoekig zal zijn zoals voor de bocht. De bevaarbare breedte wordt nu dus beinvloed door de bodemprofielvorm, behorende bij een dynamische evenwichtssituatie.

In de volgende paragrafen zal theoretisch bekeken worden hoe de waterbeweging in de bocht zich zal gedragen en hiermee in direkt verband de richting van het sediment transport.

Hiertoe zal allereerst een twee dimensionale beschouwing gegeven worden om te zien wat de effekten zijn van de verschillende krachten op de waterelementjes in de bocht om hierna met de waterbewegingsvergelijkingen relaties af te leiden voor de snelheidsverdeling in de bocht.

#### 1.2. Twee-dimensionale beschouwing.

Allereerst zal hier het coördinatenstelsel weergegeven worden dat in het navolgende bij bochtstroming gebruikt zal worden. Dit is voor een waterdeeltje A weergegeven.



Teneerste zullen nu de krachten op dit deeltje A bekeken worden. Het verschil met een recht riviergedeelte treedt voornamelijk in dwarsrichting op. In een bocht zal door de kromming een centripetaalkracht optreden. Deze zal het water in de bocht naar de buitenbocht willen duwen en heeft de volgende grootte. Fs = acp\*pw\*dn\*ds\*dz waarin: Fs = de centripetaalkracht in (N)acp = de centripetaalversnelling in (m/s\*\*2) pw = het soortelijke gewicht van water in (kg/m\*\*3) De centripetaal versnelling is afhankelijk van de straal en de snelheid, en wel als volgt. waarin: u = de sne!heid in langsrichting  $acp = u^2 / R$ in (m/s)R = de straal in (m).Daar er evenwicht in de bocht moet optreden zal de centripetaalkracht niet de enige kracht zijn die in dwarsrichting optreedt. Dit is sowieso niet mogelijk omdat de centripetaalkracht een reactie-kracht is die optreedt in combinatie met een andere kracht. Die kracht wordt opgewekt omdat het water in de buitenbocht wordt tegengehouden. Om nu te kijken welke kracht dit is wordt gesteld dat het energieniveau over de bochtbreedte constant is. Dus:  $H = h + \frac{u^2}{2g} = constant$ waarin: H = het energieniveau in de bocht h = de diepte in (m)g = de gravitatieversnelling in (m/s\*\*2) Na differentiatie naar de breedte volgt  $\frac{dH}{dn} = \frac{dh}{dn} + \frac{u * du}{g dn} = 0$ waaruit volgt  $\frac{dh}{dn} = -\frac{1}{g} * u * \frac{du}{dn}$ 

Daar de snelheid in langsrichting "u" over de breedte niet constant is, aan de oevers zal deze namelijk kleiner zijn dan in het midden is de rechter term in deze vergelijking ongelijk aan nul. Nu zal ook de term aan de linker zijde ongelijk aan nul moeten zijn. En dit betekent dat de waterspiegel niet meer horizontaal is maar een helling in dwarsrichting heeft. Dit geeft een kracht die uitgaande van de hydrostatische waterdruk een grootte op deeltje "A" heeft van:

 $Pw = ds * dn * pw * g * dz \frac{dh}{dn}$ 

4

Als de krachten tengevolge van de waterdruk en de centripetaal kracht de enige twee op het waterdeeltje A waren dan zouden deze gelijk aan elkaar moeten zijn om evenwicht te maken. Dus:

Pw = Fs

 $ds * dn * pw * g * dz * \frac{dh}{dn} = \frac{u^2}{R} * pw * dn * ds * dz$  waaruit volgt

 $Ir = \frac{dh}{dn} = \frac{u^2}{R}$ 

waarin: Ir = de dwarshelling van de waterspiegel.

Integratie van deze vergelijking naar de diepte geeft.

 $\frac{d}{dz}\left(\frac{dh}{dn}\right) = \frac{d}{dz}\left(\frac{u^2}{gR}\right) = 0$ 

Daar er hydrostatische drukverdeling optreedt is de linker term in deze vergelijking nul. Dan moet ook de rechter term nul zijn en dit is alleen het geval als: - de straal oneindig groot is of - de snelheid in langsrichting, u, niet verandert over de diepte.

Daar teneerste de straal eindig is en ten tweede de snelheid aan de bodem kleiner is dan aan het oppervlak zullen Fs en Pw niet de enige twee krachten op elementje A zijn.

Eerst zal een elementje "1" aan het wateroppervlak worden beschouwd, zie fig 1.3a. Als de krachten op dit elementje worden bekeken dan zal, daar de snelheid "u" aan het wateroppervlak groter is dan de gemiddelde snelheid, "Fs" groter zijn dan "Pw". Er zal dus op dit elementje "1" nog een derde kracht worden uitgeoefend om voor een krachtenevenwicht te zorgen. Deze derde kracht zal tegengesteld zijn aan de centripetaalkracht "Fs". Deze derde kracht, in dwarsrichting zal een schuifkracht moeten zijn wat alleen kan als er een dwarssnelheidsverschil optreedt. Dit betekent in eerste instantie dat er een dwarssnelheid zal optreden. De richting van deze dwarssnelheid volgt uit de onderstaande beschrijving behorende bij fig 1.2 en 1.3a t/m d. Als er geen wind is en er dus geen schuifspanning op de bovenzijde van hokje "i" wordt uitgeoefend zal op de onderzijde van dit hokje een schuifspanning tegengesteld aan "Fs" moeten werken. Dit betekent dat de snelheid in dwarsrichting "v" van de waterspiegel naar beneden toe moet afnemen (fig. 1.2). En dat de snelheid "v" van de binnen- naar de buitenbocht gericht is.

Op een elementje "2" (zie 1.3b) werken op zowel de boven- als de onderkant van dit elementje schuifkrachten. Aan de onderkant zal deze groter moeten zijn dan aan de bovenkant om de resultante van deze twee tegengesteld aan "Fs" te laten zijn. Dit houdt in dat de snelheid "v" van boven naar beneden steeds sterker moet afnemen. Vandaar de steeds kleinere helling van de dwarssnelheidsverdeling in fig 1.2.





Als de snelheid "u" kleiner wordt dan de gemiddelde snelheid zal de kracht "Fs" kleiner worden dan "Fw". Elementje "3" moet nu dus in tegenstelling tot "2" een resultante van de twee schuifspanningen hebben tegengesteld aan "Fw". Dit betekent dat de dwarsstroming nu een tegengestelde richting heeft, van de buiten- naar de binnenbocht. Ook zal de toename van de dwarssnelheid naar beneden kleiner worden en dus de helling in fig 1.2 toenemen.

Voor elementje "4" zal aan de bodem de dwarssnelheid "v" nul zijn. Van de bodem naar boven toe zal de snelheid in de grenslaag eerst heel snel toenemen. Deze toename zal naar boven toe weer afnemen om de resultante weer in de goede richting te laten werken.

Deze dwarsstroming heeft uit continuïteits overwegingen nog een andere consequentie. Als namelijk een elementje "5" grenzend aan de oever en de waterspiegel wordt bekeken dan zal het water dat in dwarsrichting komt aanstromen, zonder de waterspiegel te laten stijgen ergens naar toe gevoerd moeten worden. Het water zal dan wel naar beneden moeten afbuigen. Er treedt in een bocht dus ook een stroming in z-richting op namelijk "w". In de buitenbocht is deze van boven naar beneden zie fig 1.5. In de binnenbocht is de verdeling hetzelfde maar is de richting net andersom dus van de bodem naar de waterspiegel.



fig.1.5 Snelheidsverdeling "w" in z-richting.

Conclusies:

De stroming die nu drie-dimensionaal geworden is gaat nu niet meer evenwijdig aan de rivieras zoals in een recht riviergedeelte maar in een spiraalbeweging, zie fig 1.4. Deze spiraalstroming is aan de bodem van de buiten- naar de binnenbocht gericht. Logisch is dat hierdoor in eerste instantie ook het sediment in deze richting zal gaan stromen. In de uiteindelijke evenwichtssituatie ontstaat er een bodemdwarsverhang, waarbij het sediment wel evenwijdig de bocht kan doorlopen. Dit verklaart het verschil tussen een bodemprofiel in een bocht en die in een recht stuk. Op wat er precies gebeurt wordt later terug gekomen. 2.THEORETISCHE BESCHOUWING BOCHTSTROMING.

#### 2.1. Algemeen.

In de voorgaande paragrafen zijn de kenmerken van bochtstroming al geschematiseerd. Hierbij is uitgegaan van potentiaalstroming wat eigenlijk alleen helemaal in het begin van de bocht geldt zoals later zal blijken.

Wel is aangetoond dat er in een bocht een stroming in drie richtingen optreedt. Vergelijkingen voor deze snelheden zullen uit de bewegingsvergelijkingen en de continuiteitsvergelijking afgeleid moeten worden.

Als basis gelden dan ook verder de volgende vergelijkingen die uit de Navier-Stokes vergelijkingen zijn afgeleid. Ze gelden voor een turbulente vloeistof. Bovendien is er van uit gegaaan dat de Froude getallen in de bocht klein zijn zodat de voortplantingssnelheid van een verstoring in het water veel groter is dan die van de bodem. Zodoende is de tijdsafhankelijke faktor uit de bewegingsvergelijkingen weggelaten.

 $u\frac{\partial u}{\partial s} + v \frac{\partial u}{\partial n} + w \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{uv}{R} + \frac{1}{\rho w \partial s} = \frac{\partial}{\partial z} (A \frac{\partial u}{\partial z}) \qquad \text{bewegingsvgl'en.}$ (2.1)  $u\frac{\partial v}{\partial s} + v \frac{\partial v}{\partial n} + w \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{u^2}{R} + \frac{1}{\rho w \partial n} = \frac{\partial}{\partial z} (A \frac{\partial v}{\partial z}) \qquad (2.2)$   $p = \rho w * (h-z) + P \qquad (2.3)$  $\frac{\partial u}{\partial s} + \frac{\partial v}{\partial n} + \frac{\partial w}{\partial z} + \frac{v}{R} = 0 \qquad (2.4)$ 

Deze vier vergelijkingen beschrijven het stromingsmodel in een rivierbocht. Voor het oplossen van deze vergelijkingen zijn twee mogelijkheden namelijk: - analytisch of - numeriek.

De vergelijkingen 2.1 t/m 2.4 zijn in deze vorm analytisch niet op te lossen en dienen hiertoe dan ook vereenvoudigd te worden. Ook numeriek zal geprobeerd worden de vergelijkingen te vereenvoudigen om zo de rekentijd van een computerprogramma te verkleinen.

Er moet wel in het oog gehouden worden dat de vereenvoudigingen niet tot een te grote fout leiden.

In de volgende paragrafen wordt een analytische oplossing gezocht terwijl een numerieke oplossing in een later hoofdstuk ter sprake komt. 2. 2. Analytisch.

Uit de theorie volgt dat de snelheid in de dwars- en vertikalerichting "v en w" veel kleiner zijn dan die in de langsrichting "u". Bovendien wordt er gesteld dat "∂u/∂s=0", de stroming heeft zich ingesteld, dit wordt de eerste orde benadering genoemd. De snelheid in langsrichting "u" verandert nu dus niet. Hiervan uitgaande kunnen de vergelijkingen 2.1 en 2.2 als volgt vereenvoudigd worden.

 $u\frac{\partial u}{\partial s} + v\frac{\partial u}{\partial n} + w\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{uv}{R} = 0$  $u\frac{\partial v}{\partial s} + v\frac{\partial v}{\partial n} + w\frac{\partial v}{\partial z} = 0$ 

De fout die door deze aanname gemaakt wordt is door onder andere Bouwmeester (1) en Rozovsski (2) bekeken en is voor de eerste aanname in de orde van grootte van O(h/R)en in de tweede in de orde van grootte van  $O((h/R)^2)$ . Aangezien de diepte niet groter zal zijn dan 10 meter en de straal ongeveer 1000 meter zal zijn is de fout in de eerste vergelijking het grootst in de orde van 0.01\*3. Dus 3%.

Met deze aanname worden de vergelijkingen 2.1 en 2.2 als volgt geschreven.

$\frac{1}{\rho w} \frac{\partial p}{\partial s} = \frac{\partial}{\partial z} \left( A \frac{\partial u}{\partial z} \right)$	(2.1')
$\frac{-u^{2}}{R} + \frac{1 \partial p}{\rho w \partial n} = \frac{\partial}{\partial z} \left( A \frac{\partial v}{\partial z} \right)$	(2.2')

A is afhankelijk van de mengweglengte L en zodoende zal ook de verdeling van de snelheid in langsrichting over de vertikaal afhankelijk zijn van deze mengweglengte. Er zijn in de loop der tijd verschillende verbanden gevonden voor deze mengweglengte. In het volgende zullen de drie belangrijkste beschouwd worden.

"logaritmische mengwegmodel" L =  $\kappa * z/h * \sqrt{(1-z/h)} * h$  (2.5) "power mengwegmodel" L =  $\kappa * z/h$  \*  $\sqrt{(1-z/h)} * h$  (2.6) "Von Karman mengwegmodel"

 $L = 2\kappa * (1 - \sqrt{(1 - z/h)} * \sqrt{(1 - z)}$ (2.7)

waarin: κ = de Von Karman constante ≈ 0.4 à 0.5 m = faktor afhankelijk van de bedruwheid. 2.3. Snelheidscomponent in langsrichting.

Met vergelijking 2.1' uit de vorige paragraaf is nu de snelheidsverdeling van "u" over de vertikaal te bepalen. De vergelijking die over blijft is die voor een stationaire uniforme stroming en is dus gemakkelijk te bepalen. Hier wordt nog niet gekeken naar de verdeling van deze snelheid over de rivierbocht, daar  $\partial u/\partial s$ nul is gesteld. Later zal deze vereenvoudiging weggelaten worden om de invloed van de dwarsstroming op deze verdeling te kunnen bekijken.

Daar er sprake is van uniforme stationaire stroming geldt \_ voor de gemiddelde snelheid over de vertikaal in langsrichting u de volgende relatie.

 $u = C \int (h * I s)$ 

(2.8)

Om de vgl. 2. 1' uit te schrijven zal hiertoe vgl. 2. 3 naar de langsrichting gedifferentieerd worden. Dit geeft met vgl. 2. 8 :

 $\frac{\partial p}{\partial s} = -\rho w * g * \frac{\partial h}{\partial s} = -\rho w * g * Is = -\rho w * g * \frac{u}{C^2 h}$ 

Combinatie van deze vergelijking met vgl. 2.1' geeft :

 $\frac{1}{h} \frac{\partial}{\partial Z} \left(\frac{L\partial u}{h\partial Z}\right)^2 = -\frac{gu^2}{C^2 h}$ (2.9) waarin: Z = de relatieve diepte z/h C = de chezyfaktor die de ruwheid van de bodem weergeeft, (m\*\*½/s)

Als nu met de relatieve snelheid, dit is de snelheid gedeeld door de gemiddelde snelheid over de vertikaal, wordt gewerkt dan volgt.

Als deze vergelijking naar Z geintegreerd wordt dan volgt:

$$\left(\frac{\partial f u}{\partial Z}\right)^{2} = \begin{bmatrix} -\frac{h^{2} g * Z}{L^{2} C^{2}} \end{bmatrix}_{1}^{Z} \text{ waaruit volgt}$$

$$\frac{\partial f u}{\partial Z} = \frac{h}{L} * \int \left(\frac{g}{C^{2}}\right) * \int (1-Z)$$
(2.10)

Als deze vergelijking nu nogmaals naar Z geintegreerd wordt dan staat er een relatie voor de relatieve snelheid.

Bij de verschillende mengwegmodellen behoren nu ook verschillende relaties voor deze ZO.

"logaritmische"  $ZO = exp(-1-\kappa C/\sqrt{g})$  (2.12) "power"" ZO = O (2.13) "Von Karman"  $ZO = exp(-1.14-\kappa C/\sqrt{g})$  (2.14)

Als deze relaties voor ZO nu worden ingevuld in vgl.2.11 dan volgt uiteindelijk voor de snelheidsverdeling over de vertikaal.

fu	=	$1 + \alpha (1 + \ln (Z))$	(2.15)
fu	=	amZ <sup>1/m</sup>	(2.16)
fu	=	$\alpha [ \sqrt{(1-Z)} - \sqrt{(1-ZO)} + \ln (\frac{1-\sqrt{(1-Z)}}{1-\sqrt{(1-ZO)}} ) ]$	(2.17)

waarin  $\alpha = \sqrt{(g/\kappa C)}$  (-)

Nu de snelheidsverdelingen bekend zijn kunnen de relaties voor de turbulentiecoefficiënten A ook bepaald worden.

A	=	$\kappa^2 \alpha Z (1 - Z) hu$	"logaritmisc	h"	(2.18)
A	=	κ <sup>ε</sup> αZ <sup>(1-1/m)</sup> * (1-Z)hu	"power	"	(2.19)
A	=	2κ² α (1 - √ (1 - Z) * (1 - z)hū	"Von Karman	"	(2.20)

2.4. Snelheid in dwarsrichting.

De bewegingsvergelijking in dwarsrichting is een wat moeilijker op te lossen vergelijking dit door de extra component tengevolge van de centripetaalversnelling. Als deze vergelijking 2.2' geintegreerd wordt naar de diepte dan volgt:

$$A\frac{\partial v}{\partial Z} = h^2 \int \left(\frac{1 \partial p}{p w \partial n} - \frac{u^2}{R}\right) dZ$$

Bij het oplossen van deze vergelijking zijn randvoorwaardes nodig. Dit om de integratie-constanten te bepalen. randvoorwaarden:

v(Z=Z0) = 0 $\tau n(Z=1) = 0$  (aan het wateroppervlak, z/h=1)

waarin Tn = schuifspanning in dwarsrichting in (N/m<sup>2</sup>)

Rozovsski heeft voor de logaritmische snelheidsverdeling een relatie voor de dwarssnelheid afgeleid. Voor het Power-model is dit gemakkelijker daar de relatieve diepte waarvoor de snelheid nul is ("ZO"), gelijk aan nul is (vgl. 2.13). De afleiding van de dwarssnelheid voor het Power-model is in bijlage 6 te zien. De volgende twee vgl'en worden dan gevonden.

"logaritmisch" (2.22)

 $v = \frac{1}{\kappa^2} \frac{uh}{R} [2F1(Z) + \alpha F2(Z) - 2(1-\alpha)fu]$ met Fn =  $\int \frac{\ln^n (Z)}{(1-Z)}$  (n = 1,2)

"power" (2.23)

$$v = \frac{-\operatorname{IrC} h}{u} \times \frac{(m+1)}{m} \times Z^{1/m} \times \frac{-uC^{2} h}{gR} \frac{(m+1)^{3}}{m \times 3(m+2)} \int_{ZO}^{Z} \frac{(1/m-1)}{(1-Z)} - Z^{3/m} dZ$$

#### 2.5. Stroming aan de bodem.

In de beschouwing in hoofdstuk 1 en in de voorgaande paragrafen van hoofdstuk 2 is te zien geweest dat de stroming in een bocht niet meer evenwijdig is aan de rivieras. Vooral belangrijk voor de ligging van de bodem is de vraag wat de grootte van de resultante van de stroming aan de bodem is. De richting is al bepaald in hoofdstuk i en is van buiten- naar binnenbocht. Zoals in het volgende hoofdstuk zal blijken is de richting van het sedimenttransport voor een alluviaal bochtgedeelte, waarin nog geen evenwicht is, niet evenwijdig aan die van de waterdeeltjes. Dit komt door de andere soortelijke massa en de andere diameter van een sedimentdeeltje, en hierdoor een grotere invloed van de zwaartekrachtcomponent op een sedimentdeeltje. Dat de bodem in werkelijkheid nooit in evenwicht is komt door het niet constant zijn van het debiet zodat er een dynamisch evenwicht ontstaat. Op een horizontale bodem zal een sediment- en waterdeeltje zo goed als evenwijdig bewegen.

Aan de bodem geldt dat de ligging gelijk is aan "ZO", wat weer voor het Power-model een gemakkelijkere oplossing geeft. Duidelijk is dat de volgende relatie geldt voor de hoek die het waterdeeltje met rivier-as maak' aan de bodem n. l.

$\tan \partial s = \frac{\tau b n}{\tau b r}$	(2.24)
Tes	<pre>waarin Tbn = de schuifspanning in dwarsrichting aan de bodem in (N/m²) Tbs = de schuifspanning in langsrichting aan de bodem in (N/m²). tands = hoek van de richting van een waterdeeltje~met de rivieras.</pre>

Wat dit oplevert voor het Power-model is weer te vinden in bijlage 6. Voor alle drie de snelheidsverdelingen geldt echter de volgende relatie:

fig.2.1

κ<sup>2</sup> (m+2)(m+3)

 $\tan \partial s = -\beta * \frac{h}{R}$  (2.25)

Alleen de  $\beta$  verschilt voor de drie verdelingen, zoals te zien is in fig. 2.2.

β :	=	5/K5	$*(1-\alpha)$	"logaritmi	scn"	(2.20)
0		2	m²	"Power		(2.27)

12 261

Zoals in hoofdstuk vier zal blijken is voor de dwarshelling van de bodem de groote van de schuifspanningscomponent in dwarsrichting (Tbn) belangrijk. Als deze component namelijk groter wordt moet om evenwicht te geven ook de component t.g.v. de zwaartekracht in dwarsrichting groter worden. Dit betekent een steilere dwarshelling van de bodem. Als de hoek tands groter wordt hoeft de schuifspanningscomponent in dwarsrichting niet toe te nemen als de component in langsrichting kleiner wordt. In hoofdstuk vier zal dan ook de component in dwarsrichting los van de hoek tands bekeken worden.

In de figuur is te zien dat de waterdeeltjes bij het logaritmische-model onder een grotere hoek stromen en dat dus de spiraalstroming bij dit model groter is dan die bij het Powermodel. Het Von Karman-model zit hier tussen in.



Legend : ——— Logarithmic ——— Power …… v. Kármán ——— Log. with "tail"

#### fig.2.2.

Coëfficient evenredig met de dwarsstroming. 2.6. <u>Verdelingen van de langs- en dwarssnelheden over de lengte</u> <u>en de breedte van de rivier.</u>

2.6.1. Dwarsstroming over de breedte.

In Rozovsski wordt hier wat dieper op in gegaan en komt hij tot de volgende conclusies.

- In het midden van de rivier is de grootte van de snelheid in dwarsrichting onafhankelijk van de breedte.
- De snelheid "v" aan de wanden is nul en neemt snel toe naar het maximum dat in het midden van de stroom optreedt.
  De snelheid "w" aan de wanden is ongeveer even groot als die van "v" in het midden van de rivier.

2.6.2. Ontwikkeling van de dwarsstroming in de bocht.

Als het water een bocht bereikt zal het zolang mogelijk rechtdoor blijven stromen en pas van richting veranderen als het water de buitenbocht raakt. De dwarsstroming zal dan ook pas volledig tot ontwikkeling zijn geraakt als dit met alle waterdeeltjes gebeurd is.

Uit onderzoek is gebleken dat de ruwheid en de diepte invloed hebben op de aanpassingslengte. Alle onderzoekers kwamen met de volgende relatie waarin alleen de constante r verschilde.

 $s/h = \tau * C/\sqrt{g}$  waarin: s = de aanpassingslengte in (m) $\tau = constante$ 

Rozovsski en North en Townsend $\gamma = 2.3$ de Vriend, Booij et. al. en Kalkwijk $\gamma = 0.95$ de Vriend $\gamma = 1.3$ 

Kalkwijk en Booij (3) hebben een relatie tussen de relatieve schuifspanning en de aanpassingslengte gevonden.

 $\{1-\exp(-s/\pi sf)\} = \pi nb/\pi nb(\omega)$ 

met  $\pi sf = 0.6 * h * C / \sqrt{g}$ 

De afstand nodig voor het instellen van de dwarsstroom is dus ongeveer uitgaande van een diepte van 5.0 meter, 200 à 250 meter. Dit is uit fig. 2.3 te halen. Voor de hoek van de stroming, ∂s, is de volgende relatie afgeleid die in een numerieke berekening gebruikt wordt.

 $\frac{\pi sf * \frac{\partial tan \partial s}{\partial s} + tan \partial s = -\beta * \frac{h}{R}}{R}$ 

(2.28)





2.6.3. Verdeling van de langssnelheid "u" over de bocht.

In paragraaf 2.3 en 2.4 is de snelheidsverdeling over de vertikaal bekeken er van uitgaande dat de snelheid niet veranderde in langsrichting. Uit het volgende zal blijken dat dit niet het geval is. Daar de snelheid belangrijk is voor de bepaling van het zandtransport, zoals uit het volgende hoofdstuk zal blijken, volgt hier een analyse van de verdeling van de langssnelheid in de bocht.

Wat er met de snelheid gebeurt in de bocht is uit een eenvoudige analyse te verklaren. Zoals in fig. 2.4 te zien is zal de helling van de waterspiegel in de binnenbocht in het begin van de bocht groter en aan het einde van de bocht kleiner zijn dan de gemiddelde helling die ook voor de bocht aanwezig is. Daar voor een recht riviergedeelte de snelheid in langsrichting evenredig is met de waterspiegelhelling tot de macht een half,

٧, u ≈ i

zal de snelheid "u" in het begin van de binnenbocht zijn grootste waarde hebben en aan het eind zijn kleinste. In de buitenbocht is dit net omgekeerd. Zodoende zal het maximum van de snelheid "u" zich in de loop van de bocht van de binnen- naar de buitenbocht verplaatsen.

Om nu te kijken welke variabelen er invloed hebben op de snelheidsverdeling zal in het volgende de theoretische analyse van Rozovsski (2) gevolgd worden.

In het begin van de bocht stelt hij, er van uitgaande dat de dwarsstroming nog niet tot ontwikkeling is gekomen, dat het energieniveau constant is. Wel heeft de waterspiegel in dwarsrichting een helling aangenomen. Er geldt nu dus:

$$\frac{u^2}{2g} = \frac{u^2}{2g} + \Delta h$$

met:  $\Delta h = \int Ir dR = \int \frac{u^2}{gR} dR + C1$ 

waarin:  $u_0$  = de gemiddelde snelheid voor de bocht. (m/s) C1 = integratieconstante.  $\Delta h = stijging/daling$  van de waterspiegel (m)

Combinatie van deze twee vergelijkingen en differentiatie naar de straal geeft de volgende eerste orde differentiaalvergelijking.

du ' du 2 u² = 0 dR R dR

De oplossing van deze differentiaalvergelijking is:

$$u = \frac{1}{R} \sqrt{\left( \int \frac{d(u_0)^2}{dR} * R^2 dR + C^2 \right)}$$
(2.29)

De integratieconstante C2 kan gevonden worden door controle van het debiet dat door de bocht gevoerd moet worden. Dit is te zien in vgl. 2.30.

 $Q = \int_{Rbi}^{Rbu} u_{O}^{Rbi} dR = \int_{R}^{Rbi} \frac{h}{R} \int_{C} \int_{C}^{R^{2}} \frac{d(u^{2})}{dR} dR + C2) dR \qquad (2.30)$ 

waarin: Rbu = de straal van de buitenbocht in (m) Rbi = de straal van de binnenbocht in (m) Q = het debiet in (m\*\*3/s).

Om de snelheidsverdeling net in de bocht te bepalen is, volgend uit de vergelijkingen 2.29 en 2.30, de snelheidsverdeling vóór de bocht nodig. Deze verdeling is uit waarnemingen te halen en heeft een parabolisch verloop met zijn maximum in het midden en een even grote snelheid aan de linker- en rechteroever. Om nu de dubbele integratie uit vgl.2.30 op te lossen zal de parabolische snelheidsverdeling rechtlijnig voorgesteld worden. In figuur 2.5 is te zien hoe deze verdeling geschematiseerd wordt.



fig.2.5 Snelheidsverdeling voor de bocht.

De snelheidsverdeling, over de breedte voor de bocht geeft de volgende relaties.

$$u_0 ab = u_0 a + \frac{u_0 b - u_0 a}{10} * (R-1 * E3)$$
 (2.31)

$$u_0 bc = u_0 b + \frac{u_0 - u_0 b}{55} * (R-1.01 \times E3)$$
 (2.32)

$$u_{0} cd = u_{0}$$
 (2.33)

$$u_0 de = u_0 + \frac{u_0 e - u_0 d}{55}$$
 (R-1.195×E3) (2.34)

$$u_0 ef = u_0 e + \frac{u_0 f - u_0 e}{10} * (R-1.25 \times E3)$$
 (2.35)  
In fig. 2.5 is te zien dat geldt:  $u_0 a = u_0 f = 0.2 \times u_0$   
u b = u e = 0.6 \times u

Uit de vergelijking 2.29 volgt dan voor de snelheden net in de boch voor de stukken "1,2 en 3".

$$u_{ab} = \frac{1}{R} \int \left[ \int R^2 \frac{d(u_{ab}^2)}{dR} dR + C1 \right]$$
 (2.36)

$$u_{bc} = \frac{1}{R} \sqrt{\left[ \int R^2 \frac{d(u_{bc^2})}{dR} dR + C2 \right]}$$
(2.37)

$$u_{cd} = \frac{1}{R} \sqrt{\left[ \int R^2 \frac{d(u_c d^2)}{dR} dR + C3 \right]}$$
 (2.38)

$$u_{de} = \frac{1}{R} \sqrt{\left[ \int R^2 \frac{d(u_{de})}{0} dR + C4 \right]}$$
(2.39)

$$u_{ef} = \frac{1}{R} \sqrt{\left[ \int R^2 \frac{d(u_e f^2)}{0} dR + C5 \right]}$$
(2.40)

De algemene gegevens nodig voor het oplossen van de vergelijkingen zijn:

Q = 1250 m\*\*3/s Is = 1\*e-4 Rb = 1.26\*e3 m Rbi = 1\*e3 m h = 4.85 m Nu is met het eerste gedeelte van vergelijking 2.30 de snelheid u te bepalen. Na uitschrijven van dit deel volgt namelijk:  $\frac{Rbu}{\int} u_0 * hdR = 2 * (\int^b u_0 ab * hdR + \int^c u_0 bc * hdR) + \int^d u_0 cd * hdR$ (2.41) Rbi Invullen van vergelijkingen 2.31 t/m 2.35 in 2.41 geeft na gelijkstelling aan het debiet de volgende snelheid voor u  $u_0 = 1.14 \text{ m/s}$ Als de snelheidsverdeling voor de bocht wordt uitgeschreven geeft dit:  $u_0 ab = -45.372 + 0.0456 \times R$ (2.31')  $u_{o}bc = -7.69 + 0.00829 \times R$ (2.32') (2.33') $u_0 cd = 1.14$ (2.34') u ab = 11.048 - 0.00829\*R 0 (2.35') u bc = 57.684 - 0.0456\*R 0 Met deze gegevens moet nu het tweede gedeelte van vergelijking 2.30 opgelost worden. Dit debiet echter zal net als de snelheid uit drie gedeeltes opgebouwd zijn. (2.42)Q = Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5met: Q1 =  $\begin{bmatrix} u & *h & dR \\ ab & \\ \end{bmatrix}$ (2.43) $Q2 = \int u * h dR$ (2.44) $Q3 = \int u * h dR$ (2.45) $Q4 = \int u * h dR$ (2.46) $Q5 = \int u * h dR$ (2.47)

Hierin zijn de snelheden uab, ubc, ucd, ude en uef te halen uit vgl. 'en 2.36 t/m 2.40. En dus ook te zien is dat er vijf onbekende constantes zijn terwijl er maar één vergelijking is namelijk het tweede deel van 2.30. Er moeten dus nog vier vergelijkingen zijn om dit probleem op te lossen. Deze kunnen gevonden worden door ter plekke van "B, C, D en E" te zorgen dat de snelheid niet discontinue is. Hier gelden dus de volgende overgangsvoorwaarden.

uab(R=1.01*E3)	=	ubc(R=1.01*E3)	(2.48)
ubc(R=1.065*E3)	=	ucd(R=1.065*E3)	(2.49)
ucd(R=1.195*E3)	=	ude(R=1.195*E3)	(2.50)
ude(R-1 25*E3)	-	uef(R=1, 25*E3)	(2.51)

Nu kan inderdaad het stelsel van vergelijkingen 2.30, 2.48 t/m 2.51 met een trial and error methode via de Simpson integratie opgelost worden. Voor de snelheidsverdeling net in de bocht volgt nu:

 $uab = \sqrt{(-1.3793*R + 1.0397*E-3*R^2 + 3.398*E8/R^2)}$ (2.52) $ubc = \sqrt{(-0.0425*R + 3.435*E-5*R^2 + 8.639*E6/R^2)}$ (2.53) $ucd = \sqrt{(1.545*E6/R^2)}$ (2.54) $ude = \sqrt{(-0.061*R + 3.435*E-5*R^2 + 3.559*E7/R^2)}$ (2.55) $uef = \sqrt{(-1.7536*R + 1.0397*E-3*R^2 + 8.8698*E8/R^2)}$ (2.52)

In figuur 2.7 is inderdaad te zien dat in het begin van de bocht het maximum bij de binnenbocht ligt.

Nu zal met deze beginsnelheid de snelheid in de loop van de bocht bepaald moeten worden. Ook hiervoor heeft Rozovsski een analyse gemaakt. Hij gaat hierbij uit van de basisvergelijkingen 2.1 t/m 2.4.Om een twee-dimensionaal beeld te krijgen integreert hij de basisvergelijkingen naar de diepte om zo met de gemiddelde snelheden verder te gaan. Rozovsski gaat hierbij uit van de logaritmische snelheidsverdeling. Hij vindt de volgende vergelijking:

<u>Δu</u> =	-0.75	_	<u>r</u> *	(u <u>Ah</u>	+	h <u>⊸</u> )	_ <u>u</u>	<u>Δh</u>	(2.44)
ΔΘ		κ	*C	ΔR		ΔR	2h	Δθ	

Hierin is te zien dat de verandering van de snelheid "u" in langsrichting afhankelijk is van de diepteverandering in dwarsrichting, de snelheidsverandering van "u" in dwarsrichting en de bodemverandering in langsrichting. Als de diepte nu constant wordt verondersteld in langsrichting blijft over

$$\frac{\Delta u}{\Delta \Theta} = -0.75 \frac{\sqrt{g}}{\kappa^{3} * C} \frac{\sqrt{\Delta h}}{\Delta R} + h \frac{\Delta u}{\Delta R}$$
(2.45)

Als nu nog uitgegaan wordt van een bodemprofiel dat ook in een recht riviergedeelte voorkomt, (zie fig. 2.6) dan is te zien dat van de binnen- naar de buitenbocht, (de positieve-richting) de diepte toeneemt en dus de laatste term uit vgl.2.45 positief is. Dit betekent weer dat de snelheid "u" in de langsrichting afneemt. Van het midden naar de buitenbocht is deze term juist negatief en neemt de snelheid "u" toe.



fig.2.6 Parabolisch bodemprofiel van een recht riviergedeelte.

Als nu naar het snelheidsprofiel uit fig. 2.7 gekeken wordt dan is te zien dat van de binnen- naar de buitenbocht de snelheid toeneemt en dus de term met de dwarssnelheidsgradiënt positief is. Net als de diepte (boven) zal de snelheid "u" in de binnenbocht in langsrichting afnemen. Iets rechts van het midden, richting binnenbocht, begint de snelheid "u" weer af te nemen en zal "u" in langsrichting weer toe gaan nemen. Bij\_de in fig. 2.6 gegeven dwarsdoorsnede van de bodem zal het maximum van de snelheid "u" zich van de binnen- naar de buitenbocht verplaatsen.

De snelheid waarmee dit gebeurt is afhankelijk van de gradiënten van de verandering van de diepte en de snelheid in dwarsrichting en de constante Y.

$$Y = -0.75 * \frac{\sqrt{g}}{\kappa^3 * C}$$

Het blijkt dat deze constante een te kleine waarde geeft en met een faktor tussen de tien en één vermenigvuldigd moet worden. Voor het verdere verloop is dit niet van essentieel belang omdat de vergelijking 2.45 alleen gebruikt zal worden om de beïnvloeding van de snelheidsverdeling door de variabelen zoals de diepte en de ruwheid te laten zien. Dit zal in hoofdstuk 4 gebeuren. In fig. 2.8 is wel te zien hoe voor een parabolische bodem de snelheid in de buitenbocht toe- en in de binnenbocht afneemt. In tabel 2.1 zijn de daarbij behorende waarden te vinden.

De laatste term uit vergelijking 2.44 wordt weggelaten onder andere omdat zijn invloed erg afhangt van de faktor met welke constante "Y" vermenigvuldigd wordt. Wel is te zien dat als de diepte toeneemt in de langsrichting dat dan de snelheid afneemt, wat uit oogpunt van continuïteit goed is voor te stellen.

	breedte-raai	-260	-195	-130	-65	o
	=0.02					
	diepte h (m)	4	4.85	5	4.85	4
lengte-						
x=0	u (m/s)	0	1.04	1.1	1.167	0.4472
x=500		0.097977	1.065180	1.119518	1.090930	0.423543
x=1000		0.192358	1.090374	1.12958	1.021910	0.402484
x=1500		0.286365	1.117638	1.13493	0.962372	0.386793
x=2000		0.375687	1.141804	1.13255	0.907240	0.371493
x=2500		0.462369	1.164401	1.12572	0.858038	0.358549
	Q (m**3/s)	1111.392				
		1111.355				
		1110.342				
		1112.088				
1		1111.176				
		1110.155				

tabel 2.1 Snelheid in de bocht voor het bodemprofiel uit fig.2.5.



fig.2.7 Snelheidsprofiel net in de bocht.



fig.2.8 Snelheidsverdeling over de bocht : voor het bodemprofiel uit fig.2.6

#### 3.SEDIMENTTRANSPORT.

#### 3.1. Algemeen.

In het voorgaande hoofdstuk is de stroming van waterdeeltjes in een bocht beschreven. Hierin is gebleken dat deze stroming afwijkt van die in een recht riviergedeelte. Niet alleen de richting maar ook de grootte van de snelheid van de deeltjes is verschillend. Het is nu vooral interessant wat de invloed hiervan is op het transport van de sedimentdeeltjes in deze bocht. Zoals namelijk al gezegd is, bepaalt het bodemprofiel de bevaarbare breedte. En wordt de bodemligging bepaald door de grootte en de richting van het sedimenttransport.

Het is dus zo dat hoewel de water- en sedimentbeweging in aparte hoofdstukken besproken wordt zij zeer nauw verbonden zijn.

Aan de basis van de sedimentbeweging staat de continuïteitsvergelijking.

(3.1)

 $\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial S}{\partial s} + \frac{\partial S}{\partial n} + \frac{S}{R} = 0$ 

waarin: z = het bodemniveau t.o.v. een referentievlak (m) b S op S = de sedimenttransporten in s- en n-richting (m\*\*3,

S en S = de sedimenttransporten in s- en n-richting (m\*\*3/s) s n t = de tijd (sec)

Het transport in dwars- (n-) richting is afhankelijk van de grootte van het langstransport en de hoek van het sedimenttransport. In de volgende figuur is dit weergegeven. Verg. 3.1 is als volgt te schrijven.

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial S}{\partial s} + \frac{\partial S}{\partial n} + \frac{S}{R} = 0 \qquad (3.2)$$

waarin: tan∂ = de hoek tussen het sedimenttransport en de richting evenwijdig aan de rivieras.



25

#### 3. 2. Transportcapaciteit.

De transportcapaciteit is de hoeveelheid sediment die bij een gegeven stroomsituatie en sediment hoedanigheid in een rivier getransporteerd kan worden. In een alluviale rivier is dit ook het werkelijke transport terwijl dit bij een niet alluviale niet zo hoeft te zijn.

Zoals uit vgl 3.2 blijkt is het zandtransport en dus ook de capaciteit van groot belang voor de bepaling van de evenwichtsligging van de bodem.

In de loop van de tijd zijn er veel transportformules ontwikkeld. Het grootste gedeelte daarvan heeft een relatie die is opgebouwd uit een transportparameter  $(\bar{Q})$  en een stroomparameter  $(\Theta)$ .

$$\bar{Q} = \frac{s}{\sqrt{(g\Delta D_{50} * * 3)}}$$

$$\rho s - \rho \omega$$

$$\Delta = \frac{1}{\rho \omega}$$

waarin: s = het zandtransport in (m<sup>2</sup>/s)

ps = het soortelijk gewicht van het sediment in
 (kg/m\*\*3)

D = de diameter van het sediment die voor 50% door een 50

zeef gaat met een diameter D in (m).

Δ = de dichtheid van een sedimentkorrel onder water in (-)

 $\Theta = \frac{\tau s b}{\rho \omega g \Delta D_{50}} \text{ of } \frac{h I s}{\Delta D_{50}}$ 

De algemene opbouw van een zandtransportformule, gebruik makend van deze parameters is als volgt:

 $\tilde{Q} = const*(\Theta-\Theta c)^n$  waarin: const en n twee constantes zijn  $\Theta c = de kritische waarde waarvoor$ het zand gaat bewegen.

Niet alle relaties werken met een kritische stroomparameter. Een veel gebruikte die dit wel doet is de transportformule van Meyer-peter en Muller (M-P en M).

$$\frac{s}{\sqrt{(g\Delta D * * 3)}} = 13.3 * (\mu \frac{hIs}{\Delta D} - 0.047)^{1.5}$$
(3.3)

waarin:  $\mu$  = de ribbelfaktor die afhankelijk is van het bodemprofiel.

De waarde van 0.047 is hier de kritische waarde voor de stroom parameter. Deze zal per sedimentsamenstelling verschillend zijn. Voor het sediment in de Waal kan deze waarde aangehouden worden.

Een veel gebruikte transportformule die geen gebruik maakt van deze kritische-waarde is die van Engelund-Hansen (E-H).

 $\frac{0.05}{(1-\epsilon)} = \frac{C^2}{g} + \frac{(hIs)^{2.5}}{\Delta D} = \frac{s}{\sqrt{(g\Delta)D^3}}$ (3.4)

Deze wordt vaak gebruikt met de snelheid als variabele.

$$s = \frac{0.05}{(1-\epsilon)\Delta^2} * \frac{1}{C * * 3 \sqrt{(g) * D}} = \frac{-5}{(3.4')}$$
(3.4')

Deze laatste is geijkt op modelproeven en hier dus goed op toepasbaar. De relatie van M-P en M is goed toepasbaar voor grofkorrelig materiaal en dus voornamelijk bodemtransport.

Welke transportformule moet worden toegepast is afhankelijk van het soort transport, bodem en/of zwevend. Bij overwegend bodemtransport komt de transportformule van M-P en M het meest overeen met de werkelijkheid. De transportformule van E-H voldoet het best bij overwegend zwevend transport. Om te kijken welke transportvorm overheerst kan de verhouding tussen de schuifspanningssnelheid (u\*) en de valsnelheid (W) van een sedimentdeeltje in water genomen worden. Als namelijk geldt dat:

 $\frac{u}{w}$  > 3 dan is er overwegend zwevend transport

en als

 $\frac{1}{W} < 0.75$  dan is er overwegend bodemtransport

Daar de bovenstaande verhoudig kleiner is dan 0.75 zal er overwegend bodemtransport zijn en zal dus de toepassing van de transportformule van M-P en M gebruikelijk zijn. Daar er in het vervolg van dit verslag veel met de invloed van de ruwheid en de snelheidsverdeling wordt gewerkt. En in het uiteindelijk te gebruiken computermodel de zandtransportcapaciteit van Engelund-Hansen wordt gebruikt zal deze worden aangehouden.

In tabel 3.1 is het verschil te zien tussen de zandtransportcapaciteiten volgens de bovengenoemde twee modellen. Hieruit blijkt dat het zandtransport volgens E-H groter is dan volgens M-P en M. Als echter naar fig 3.1 wordt gekeken dan is te zien zowel aan de bovenzijde als aan de onderzijde het dat zandtransport bij de toepassing van E-H groter zal zijn dan bij de toepassing van M-P en M. Er gaat dus niet alleen meer zand het hokje uit maar er komt ook meer in. Voor de uiteindelijke uitschuring resp. aanzanding zal de invloed van het toepassen van verschillende zandtransportformules minder groot zijn dan verwacht. In het vervolg wordt met de transportformule van Engelund-Hansen gewerkt dit daar deze transportformule afhankelijk is van de snelheid en de ruwheid, twee variabelen die in zowel het numerieke als het analytische model (zie par. 2. 6. 3) goed te berekenen zijn.

De vgl. 3.3 van M-P en M is afhankelijk van de waterhelling in langsrichting, de diepte en de ruwheid. Deze waterhelling is in een bocht niet meer constant over de breedte zoals in een recht rivier gedeelte en is moeilijk meetbaar. Ook is de waterhelling niet zonder meer uit de Chezyvergelijking te halen omdat de snelheidsverdeling van "u" afhankelijk is van de dwarssnelheid.

Ook in het computermodel van Olesen, welke voor latere berekeningen gebruikt wordt is de formule van E-H toegepast. Dit is beter te verklaren door het toepassen van zijn model op modelproeven. Daar in dit model met de snelheid "u" gewerkt wordt en de waterhelling evenwijdig aan de bodem genomen wordt is in het vervolg van dit verslag gebruik gemaakt van de transportformule van E-H. Hierbij wordt dus eigenlijk een fout gemaakt.

Belangrijk is te weten of deze verkeerde waarde een grote invloed heeft op de bepaling van de evenwichtsligging van de bodem. Als naar fig. 3. 1 wordt gekeken dan is te zien dat voor E-H er weliswaar meer sediment het balanshokje verlaat maar dat er ook meer binnenkomt. Het blijkt uit een kleine berekening met vergelijking 3.2 (constante transporthoek) dat voor E-H het uitschuring en aanzandingsproces weliswaar sneller gaat maar dat de invloed op de uiteindelijke bodemligging klein is. De dwarshelling van de bodem wordt niet beinvloed door de toe te passen transportvergelijking. Aanbevolen wordt om het computermodel aan te passen voor het toepassen van de transportformule van M-P en M.
# 3.3. <u>Het effekt van de langshelling van de bodem op de</u> zandtransportcapaciteit.

In de transportcapaciteitformules is deze capaciteit eigenlijk alleen afhankelijk gesteld van de variabele snelheid en de ruwheid. Dit terwijl voor te stellen is dat een korrel sneller getransporteerd wordt op een helling naar beneden dan tegen een helling op. De weinige modellen die dit effekt wel in de bepaling van de zandtransportcapaciteit meenemen doen dit door de kritische schuifspanning afhankelijk te maken van de langshelling van de bodem. Koch('78) heeft aangetoond dat vgl. 3.5 een algemene vergelijking is die voldoet aan de door andere onderzoekers gepubliceerde resultaten.

$$\Theta_{c} = \Theta_{co} \frac{\left(1 + \frac{\partial z}{\partial s} * \cos \alpha + \frac{\partial z}{\partial n} * \sin \alpha\right)}{rf}$$
(3.5)

Zoals later zal volgen is de waarde van  $\alpha$  erg klein en kan dus  $\cos \alpha$  één en sin $\alpha$  nul genomen worden. Bovendien volgt uit de analyse van Olesen dat de transportcapaciteit niet erg gevoelig is voor de bedhelling. Zodoende kan rf één genomen worden.

$$\Theta_{c} = \Theta_{co} \left(1 + \frac{\partial z}{b}\right)$$
(3.6)

Daar de invloed van de bedhelling hier aan de kritische stroomparameter is gerelateerd geeft dit problemen bij de toepassing op transportformules die geen gebruik maken van deze kritische waarde. Olesen heeft voor de vergelijking van Engelund-Hansen zie vgl. 3.4 het volgende gevonden.

$$\frac{s}{s} = \left(\frac{u}{u}\right)^{b} * \left(\frac{o}{c}\right)^{3} * \left(1 + e^{\frac{\partial z}{\partial s}}\right)$$
(3.7)

Hierin staat de "o" voor de situatie voor de bocht en is de transportcapaciteit dus een relatieve transportcapaciteit geworden. De constanten "b en e" zijn te halen uit figuur 3.2 en zijn afhankelijk van de ribbelfaktor en de verhouding tussen de stroomparameter in de bocht en de kritische waarde hiervan, voor de bocht.



fig.3.2 Constantes b en e bepalend voor de transportcapaciteit.

3.4. Richting van het sediment op een hellend rivierbed.

Zoals al eerder is aangegeven zal een sedimentdeeltje, als de bodem in de dwarsrichting niet horizontaal is, niet dezelfde richting hebben als een waterdeeltje op die plaats. En aangezien de bodem in een rivierbocht in deze richting niet horizontaal is zal de richting dus anders zijn.

Op een deeltje op een hellend bed werken de volgende krachten; de sleepkracht, de zwaartekracht, de liftkracht en de wrijvingskracht. De richting van de wrijvingskracht is tegengesteld aan de sleepkracht, en de liftkracht verkleint de wrijvingskracht. Als de liftkracht groter is dan de zwaartekrachtcomponent loodrecht op de bodem dan is er sprake van zwevend transport.

In de figuren 3.3 en 3.4 zijn de componenten van deze krachten in de verschillende richtingen te zien.



Als de hoek  $\beta$  en dus de dwarsstroming groter wordt zal de helling in dwarsrichting ook groter moeten worden om het deeltje in dwarsrichting in evenwicht te houden. Door de grotere helling zal namelijk de zwaartekracht component in dwarsrichting groter worden.

De richting van het sediment is nu als volgt te schrijven.

$$\tan \alpha = \tan \partial + A * \frac{\partial h}{\partial n}$$

Hierin is "A" een variabele die door verschillende onderzoekers bepaald is. Daar in latere berekeningen de berekeningen van Olesen gebruikt worden zal hier dezelfde relatie die hij gebruikt gegeven worden. Dit is de "A" die door "Kikkawa et al." is gevonden.

$$\tan \alpha = \tan \partial + G\left(\frac{\theta}{\theta}\right)^{-a} * \frac{\partial h}{\partial n}$$
(3.9)

waarin:  $\Theta_0$  = de shieldsparameter in de rivieras.

De variabele "G" is een funktie van de "O " parameter en is uit O figuur 3.5 te bepalen.

(3.8)



fig.3.5 Constante G die de invloed geeft van de bodemdwarshelling op de richting van het zandtransport.

afstand	breedte (m)	-260	-195	-130	-65	O
x=0	diepte (m)	4,495	4.523	4.73	5.269	5,752
x=500		4.85	4.85	4.9	4.73	3.755
x=1000		4.85	4.85	4.92	4.4	3.469
x=1500		4.85	4.85	4.93	3.858	2.372
x=2000		4.85	4.85	4.856	2.922	1.419
x=2500		4.85	4.85	4.85	2.727	1.21
		0.000001	0.000170	0.0000.45	0.000744	0.000017
x=0	zanatransport	0.000001	0.000172	0.000245	0.000341	0.000013
	volgens	0.00004	0.000201	0.000300	0.000345	0.000013
	E-H	0.000019	0.000290	0.000359	0.000268	0.00001
		0.000033	0.000341	0.000355	0.000244	0.000009
x=2500		0.000053	0.000389	0.000315	0.000215	0.000010
x=0	zandtransport	0.000053	0.000060	0.000074	0.000104	0.000139
x=500	conneiteit	0.000062	0.000070	0.000080	0.000084	0.000059
x=1000	volgens	0.000062	0.000070	0.000081	0.000072	0.000049
x=1500	M-P en M	0.000062	0.000070	0.000081	0.000055	0.00001
x=2000		0.000062	0.000070	0.000078	0.000028	0.000002
x=2500		0.000062	0.000070	0.000078	0.000023	0.00000

tabel 3.1 Zandtransport volgens "E-H" en "M-P en P".

## 4. ANALYSE VAN HET PROBLEEM.

## 4.1. Oude situatie.

Zoals in de voorgaande hoofdstukken is vastgesteld bestaat er in een bocht een spiraalstroming. Door deze spiraalstroming worden de sedimentdeeltjes van de buiten- naar de binnenbocht verplaatst.

Het gevolg hiervan is in een eenvoudige beschouwing duidelijk te maken.

Uitgaande van een in de breedte horizontale bodem, zie fig. 4. 1, zullen de deeltjes op de bodem geen invloed hebben van een zwaartekrachtscomponent in de dwarsrichting. En doordat de sleepkracht in dwarsrichting groter is dan de wrijving zullen de deeltjes zich van de buiten- naar de binnenbocht bewegen. De richting waarin ze uiteindelijk bewegen is de resultante van de langs- en dwarssnelheid.



Vast ligt dat er door de oevers geen sedimenttransport optreedt. Als nu voor het gebied tussen doorsnede "1" en "2" uit fig. 4.2 het zandtransport wordt bekeken en er worden de volgende aannames gedaan voor dit gebied.

> De hoek van het zandtransport is overal gelijk.
> De snelheid en de ruwheid en dus de zandtransportcapaciteit is overal gelijk.

Dan is in fig. 4. 3a te zien dat er in vakje "A" meer zand uitgaat dan-dat er binnen komt. In vakjes "B en C" komt evenveel zand dat er uitgaat. En in vakje "D" komt er meer zand binnen als binnen dan dat er uitgaat. Dus vak "A" schuurt uit, vak "D" zand aan en vakjes "B en C" blijven hetzelfde. Na een tijdstapje dt ziet de bodem er dan uit als in fig 4. 3b. Nu zal door de dwarshelling in vakjes "A en D" de hoek van het sediment transport niet meer hetzelfde zijn voor alle hokjes. Zie figuur 4.4a. Wat er nu in de volgende tijdstap gebeurd is dat de vakjes "A en D" nu langzamer resp. uitschuren en aanzanden. En omdat er nu in vakje "B" meer zand uitgaat dan dat er inkomt zal zodoende dit hokje uitschuren. Vakje "C" zal juist aanzanden. Dit proces zal net zolang doorgaan totdat de bodem zijn evenwichtsligging heeft

gevonden. Deze zal de vorm hebben die in fig. 4.4b te zien is.





Als nu nog even de twee aannames op pagina 29 worden bekeken, dan is met vgl. 2.25 te zien dat in de buitenbocht waar de straal groter is de hoek van het transport aan de bodem in vak "A" kleiner wordt. Bij de horizontale bodem uit fig. 4.1 zal het uitschuren in de buitenbocht dan langzamer gaan dan het aanzanden in de binnenbocht. Later zal door de uitschuring de diepte in de buitenbocht toenemen en volgens vgl. 2.25 de hoek waaronder de waterdeeltjes stromen weer groter worden. In vgl. 3.8 is te zien dat door het uitschuren weliswaar de hoek van de waterdeeltjes door de grotere diepte toeneemt, maar dat ook de dwarshelling van de bodem groter wordt wat de hoek van het sedimenttransport weer kleiner maakt. Wel zal nu door de grotere hoek van de waterdeeltjes de dwarshelling van de bodem groter moeten zijn om een krachtevenwicht te bereiken.

Ook de snelheid zal niet constant zijn over de breedte en dus ook de zandtransportcapaciteit niet. Zoals al besproken in par. 2. 3. 3 is de snelheid in de buitenbocht groter dan in de binnenbocht en dus ook de zandtransportcapaciteit. De uitschuring en aanzanding in resp. de buiten- en binnenbocht zal alleen nog maar groter zijn.

Bovendien zal door de grotere diepte in de buitenbocht de snelheid zich daar alleen nog maar meer centreren. Dit daar de snelheid ongeveer evenredig is met de diepte tot de macht een half.

u≈ h<sup>%</sup>

Zodoende versterkt het beschreven proces zich alleen maar.

Bedacht moet wel worden dat dit bij een constant debiet geldt. Normaal zal het debiet varieren en zal de bodem om deze evenwichtsligging heen schommelen. Te zien in fig. 4.4b is dat door de uit eindelijke bodemligging de bevaarbare breedte duidelijk beinvloed wordt. In het waterloopkundig laboratorium is een model gemaakt van

de bocht in de Waal bij Nijmegen. In bijlage 3 zijn de resultaten hiervan te zien voor de bevaarbare breedte in de situatie van de originele alluviale bocht.

## 4.2. Beinvloeding van de variabelen.

In de vorige paragraaf en hoofdstukken is te zien geweest welke variabelen de bodemvorming in een rivierbocht beïnvloeden. Het is nu de vraag welke van deze variabelen zo zijn te beïnvloeden dat de bevaarbare breedte gaat toenemen.

In de randvoorwaarde is al gesteld dat aan de ligging van de bocht uit een milieu-technisch oogpunt niets te veranderen valt. Zodoende is er van bochtafsnijding geen sprake en is de straal "R" niet wezenlijk te veranderen.

Ook is al gesteld dat het regiem in de bocht niet te veranderen is. Dit daar de verdeling van het debiet op het splitsingspunt bij Pannerden zo mogelijk niet mag worden beïnvloed. Zodat bij een verandering in de debiet verdeling aldaar, de verschillende riviertakken niet weer een nieuw evenwicht gaan zoeken van bodemen waterspiegelhelling met alle gevolgen voor de waterstand en

dus de grondwaterstand en de bedijking rond deze riviertakken van dien.

Zodoende is het debiet dat door de bocht gevoerd moet worden niet groter te maken. Dus ook de gemiddelde snelheid en hiermee de transportcapaciteit niet. De gemiddelde snelheid over de bocht is dus bepaald.

De faktoren die nog wel zijn te beïnvloeden zijn:

- de ruwheid,
- de diepte,
- de verdeling van de snelheid over de breedte,
- de richting van de water-en sedimentdeeltjes en
- de breedte.

Uit de vergelijkingen uit de vorige hoofdstukken blijkt dat deze faktoren allemaal onderling nauw verbonden zijn.

## 4. 3. Oplossingen.

Met de vorige paragraaf als uitgangspunt kunnen nu oploggingen gezocht worden. Rijkswaterstaat heeft enkele bedacht, waarvan de eerste al eens in Duitsland is toegepast.

4.3.1. Een eerste oplossing is: bestorten.

## 4.3.1.1. Algemeen.

De oplossing van bestorten bestaat uit het vastleggen van de buitenbocht met een bestorting op een diepte waarbij scheepvaart nog goed mogelijk is. Door dit bestorten zal de diepte in de buitenbocht niet meer zo groot kunnen worden en zodoende zal om het totale debiet te kunnen doorvoeren de snelheid in de binnenbocht toenemen en dus zal de transportcapaciteit in de binnenbocht toenemen. Of dit zal leiden tot een diepte vergroting in de binnenbocht is afhankelijk van de extra hoeveelheid zand die hierdoorheen gevoerd zal worden. Dat de binnenbocht meer zand moet transporteren in de tweede helft van de bocht komt doordat de bestorting ervoor zorgt dat de hoek van het sediment in de buitenbocht niet nul wordt en zelfs vrij constant blijft. Aan het einde van de bestorting zal er aan de buitenoever geen zand meer over de bestorting gevoerd worden, zie fig. 4.5. Dit extra zand zal door de binnenbocht getransporteerd moeten worden.

Door de oplossing van bestorten zullen enkele variabelen zoals de ruwheid en de diepteverdeling over de breedte, veranderen. Deze variabelen beinvloeden faktoren zoals:

- de snelheidsverdeling van "u" over de breedte,
- de richting van het sediment,
- de transportcapaciteit en
- de grootte van de dwarshelling van de bodem.

Vraag is nu of deze veranderde variabele faktoren, de uiteindelijke evenwichtsligging ongunstig beinvloeden. Hiertoe zal eerst de ruwheid in de bocht in zijn algemeenheid besproken worden. Om daarna de invloed van de oplossing op de variabelen te bekijken.



4. 3. 1. 2. Bodemruwheid.

Zoals bekend is de bodemruwheid "C" in een alluviale rivier afhankelijk van - de korrelgrootte (C') en - de bodemvorm (C'').

De totale ruwheid volgt uit de twee voorgaande

$$\frac{1}{C^2} = \frac{1}{(C')^2} + \frac{1}{(C'')^2}$$
(4.1)

Voor een niet te diepe rivier met een kleine korreldiameter zal de ruwheid dan bepaald worden door de bodemvorm, daar C'' dan veel kleiner is C'. Bij een bestorting is er sprake van een niet alluviaal gedeelte, waar het sediment zich over verplaatst. Allereerst zal bekeken worden wat de ruwheid t.g.v. de korrelgrootte is. Zoals bekend is de relatie voor de Chezyfaktor.

			12R'	(11 2)
C'	=	1810g		(4.2)
•		10100	k '	
			n	

waarin: R' = de hydraulische straal (m) k '= de equivalente zandruwheid volgens Nikuradse (m) n

Voor een kleine waarde van h/B,≈ O.O4 in mijn geval, is de hydraulische straal gelijk aan de diepte: dus R' = h. "Van Rijn" vond voor de equivalente zandruwheid het volgende:

$$k' = 3 * D$$
  
n 90

Als nu van de volgende zanddiameter verdeling wordt uitgegaan.

(4.3)

 $D_{90} = 5.10 - 3$  $D_{50} = 1.10 - 3$ 

Dan is deze chezyfaktor alleen nog afhankelijk van de diepte, welke zal schommelen tussen de 1 en de 10 meter. De volgende tabel 4.1 wor dan verkregen, zie kolom 2 voor de ruwheid t.g.v. de diameter.

h(m)	C' (m/s)	C'' (m/s)	C (m/s)	C (m/s)
	zand	bodemvorm	totaal	bestorting
1.0	52.26	44.6	44	26.6
2.0	57.7	37.8	37.01	32
3.0	60.8	38	37.9	35.2
4.0	63.1	39.5	39.42	37.4
5.0	64.8	41.5	41.4	39.17
6.0	66.3	43.7	43.67	40.6
7.0	67.5	46.2	46.05	41.8
8.0	68.5	48.9	48.74	
9.0	69.4	51.9	51.18	
10.0	70.26	55.6	55.33	

Tabel 4.1. Ruwheid voor een alluviale bodem t.g.v. de Korreldiameter, de bodemvorm en totaal (kolommen 2, 3 en 4). En de ruwheid t.g.v. de bestorting.

Te zien is dat de ruwheid (C') niet erg gevoelig is voor de diepte verandering. Zorgt bij kleinere dieptes een toename van de diepte met een faktor twee nog voor een toename van de Chezyfaktor, dus een verkleining van de ruwheid, met een faktor 1.1. Bij een grotere diepte is deze toename nog maar 1.01.

Voor de bestorting gelden hele andere ruwheidswaardes voor C' daar deze bestorting bestand moet zijn tegen onder andere de stroomaanval van schepen. De diameter van de bestorting zal dus veel groter zijn dan die in het alluviale gedeelte. Om een idee te krijgen van deze diameter kan de formule die onder andere in het diktaat B71 staat gebruikt worden.

		u	waarin: $\psi$ = de kritische shieldsparameter	
D	2	*	u = de schuifsspanningssnelheid (m/s	s)
50		∆gψ cr	×	

Daar er sprake is van een turbulente stroming kan de kritische shieldsparameter gelijk aan 0.06 genomen worden. Uiteindelijk volgt dan voor de diameter dat, met de veiligheidsfaktoren meegenomen, deze gelijk is aan 0,22 m. Als de ruwheid voor een bestorting berekend wordt aan de hand van de korreldiameter is het mogelijk dat dit een te grote Chezyfaktor geeft en dus een te kleine ruwheid. Dit door de invloed van bestorten op de ruwheid. Het zal namelijk niet mogelijk zijn om een vlakke bestorting te maken, zeker in dit geval niet daar er bestort moet worden in stomend water. De bodem zal een grillige vorm krijgen die misschien net als bij de ribbels op een alluviale bodem een groter energieverlies en dus een grotere ruwheid geeft dan de diameter van de toplaag. Daar de diameter van de toplaag veel groter is dan de diameter van een zandkorrel zal dit minder zeker zijn dan bij de alluviale bodem. Bij een tolerantie van 0,1 meter of kleiner zal de diameter van de bestorting (0,22 m) maatgevend zijn. Als de tolerantie groter is dan 0,2 meter is de bodemvorm van de bestorting maatgevend.

Bij een gebruikelijk tolerantie van 0,25 meter wordt bij een diepte van 5 meter de ruwheid 37,5 (m\*\*0.5/s). Uit het bovenstaande volgt wel dat de bestorting een minder constante ruwheid heeft dan gebruikt zal worden. In kolom 5 in tabel 4.1 is de Chezy-waarde voor een bestorting te zien. Ruwheid tengevolge van de bodemvorm.

Zoals al is gezegd zal de de ruwheid t.g.v. de bodemvorm (C'') die van de korrelgrootte doen verwaarlozen. Daar in de Waal het sediment klein is zullen de ribbels op de bodem een grotere hoogte hebben dan de diameter van de sedimentkorrels. Deze geven dus een groter energieverlies en dus een grotere ruwheid. Om deze ruwheidsvorm te bepalen zijn enkele relaties door o.a. Einstein en Barbarosa, en van Rijn bepaald. Deze relaties zijn echter wel afgeleid voor rechte rivier gedeeltes. In bochten treedt echter een heel ander stromingsbeeld op. De ribbels zullen niet meer zo geordend zijn wat invloed op de ruwheid zal hebben. In het volgende zal gebruik gemaakt worden van de relaties van van Rijn. De formules voor de bepaling van de ribbelhoogte en de lengte zijn als volgt:

- $\frac{H}{h} = 0.11* \begin{bmatrix} \frac{D}{50} & 0.3 & -0.5*T\\ \frac{50}{h} \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} 1-e \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} 25-T \end{bmatrix}$ (4.4)
- $\frac{H}{L} = 0.015 \left[ \frac{D}{h} \right] \times [1-e] \times [25-T]$ (4.5)

Waarin "H" en "L" respectievelijk duinhoogte en lengte zijn. En "T" volgt uit:

- $T = \frac{\Theta \Theta}{Cr}$  waarin  $\Theta$  en  $\Theta$  uit de volgende relaties volgen cr
- $\Theta = \frac{h * Is}{\Delta * D} \quad en$   $\Theta = f(D) \qquad A \times d \qquad 0.333$

 $\Theta = f(D) \qquad 0.333$ cr \* waarin D =  $(\frac{\Delta \times g}{\mu^2})$  \* D = de relatieve korrel 50 - diameter.

Zoals in tabel 4.1 is te zien zal door de grotere diameter van de toplaag van de bestorting en de verandering van de diepteverdeling in de bocht de bodemruwheid veranderen.

Een gevolg van de toename van de ruwheid is dat er in de bocht opstuwing van het water optreedt. Als de toename van deze ruwheid enige vorm heeft zal dit gevolgen hebben voor de evenwichtsligging in de bocht zelf en voor de bodemligging op het stuk rivier tussen het splitsingspunt bij Pannerden en Nijmegen. Door de opstuwing zal in de bocht zelf de waterhelling niet meer evenwijdig zijn aan de bodem, maar groter dan deze en de diepte zal aan het begin van de bocht groter worden. Aan het begin van de bocht zal de snelheid nu iets kleiner worden. Door in de bocht zal de snelheid voor de bocht de opstuwing kleiner worden en daar het splitsingspunt tussen de 15 en 25 (km) stroomopwaarts van Nijmegen ligt, zal de invloed van de opstuwing tot aan het splitsingspunt reiken. De bodem zal dus stroomopwaarts van Nijmegen willen gaan stijgen. Dit zal natuurlijk grote gevolgen hebben voor de debietverdeling bij dit evenwichtsligging weer voor splitsingspunt en dus de in de beschouwde bocht. Bovendien zitten er tussen de bocht uit dit onderzoek en het splitsingspunt nog twee bochten die misschien de zelfde constructie toegemeten krijgen. Deze hebben door hun kortere afstand tot het splitsingspunt een nog grotere invloed. In figuren 4.6 en 4.7 zijn de stuwkrommen te zien voor de bedvormende afvoer van 1250 (m\*\*3/s) en een extreem hoog debiet van 4000 (m\*\*3/s). Hierbij is uitgegaan van een ruwheid van 50 (m\*\*0.5/s) voor en na de bocht en van 40 (m\*\*0.5/s) in de bocht. In de figuren is de diepte bij Pannerden aangegeven. Zoals in de randvoorwaarden al naar voren kwam wordt in dit onderzoek alleen en kmr. 885 beschouwd. Er de bocht tussen kmr. 883 zal hier dus niet verder op ingegaan worden, maar er zal zeker nader onderzoek naar de stuweffekten voor de bocht gedaan moeten worden.







figuren 4.6 en 4.7 Stuwkrommes voor Q=1250 en Q=4000 m\*\*3/s 4.3.1.3. Invloed van de bodemruwheid en het bodemprofiel.

Behalve stuweffekten beïnvloedt de veranderende ruwheid evenals de verandering van de diepteverdeling in de bocht de volgende vier fenomenen.

A) - De snelheidsverdeling van "u" over de breedte

B) - De richting van het sedimenttransport als

C) - De grootte van het sedimenttransport

D) - De grootte van de dwarsstroming

ad. A) Invloed op de snelheidsverdeling van "u".

In vergelijking 2.45 in paragraaf 2.6.3 is te zien dat de verandering van de snelheid in lengterichting evenredig is met de Chezyfaktor tot de macht min één

 $\frac{\Delta u}{\Delta \Theta} \approx \frac{1}{C}$ 

Dit betekend dat een grotere ruwheid dus een kleinere Chezyfaktor voor een snellere afname van de snelheid, in de lengterichting, in de binnenbocht zorgt. Dit is natuurlijk weer ongunstig voor het transport in de binnenbocht. Voor een ruwheidsverandering van 100% en een bodem met een parabolische vorm is dit berekend. In fig. 4.7 is dit voor kmr. 885.00, dit is het einde van de bocht, uitgezet.

Een afname van de Chezyfaktor met 100%, dit betekend een ruwere bodem, betekend een afname van de snelheid "u" in de binnnenbocht van 20%. Zoals later zal blijken zal de ruwheid in de bocht bij dezelfde stroomsituatie maximaal 30% verschillen. De invloed van een ruwere bestorting is dus ongunstig voor de snelheid in de binnenbocht. Door de kleine verandering van de ruwheid zal de invloed weliswaar klein maar niet te verwaarlozen zijn. De invloed van de diepte verdeling is ook duidelijk te zien in vgl.2.45. Als de bodemdwarshelling verandert, verandert ook de grootte van de snelheid "u".

Met drie verschillende bodemprofielen n.l.

- een niet alluviale horizontale bodem

- een alluviale niet bestorte bodem en

- een alluviale bestorte bodem wordt nu bekeken wat de snelheidverdeling over de breedte wordt.

Conclusies:

In fig.4.8 is nu te zien dat de snelheid bij een bestorte bodem in de binnenbocht groter is dan bij een niet bestorte. Zoals al eerder gezegd is mag er aan de absolute grootte van de snelheden niet te veel waarde worden gehecht maar is wel duidelijk te zien waar de snelheden toe- en afnemen.

In fig 4.9 en tabel 4.2 is nu een combinatie te zien van de invloed van het bodemprofiel en van de ruwheid. In vergelijking met fig.4.8 is er weinig verschil te zien wat duidt op een kleine verandering van de ruwheid. Nu dus inderdaad de snelheid in de binnenbocht toeneemt door het leggen van een bestorting is te verwachten dat de zandtransportcapaciteit toeneemt. Dit is echter mede afhankelijk van de verandering van de Chezy-waarde, zie vgl.3.4'. Hier wordt in "ad) C" op teruggekomen. Of de aanzanding minder zal worden is niet alleen afhankelijk van de transportcapaciteit maar ook van het aanbod van sediment in de binnenbocht.

breedte-ro	ai 260	195	130	65	0
lengte x=0 diepte (m x=500 x=1000 x=1500 x=2000 x=2500	) 4 5 6.5 7 7.5 7.5	4.85 5 5.5 6.5 6.5 6.5	5 4.85 4.85 4.85 4.85 4.85 4.85	4.85 3.85 3.2 2.5 2 2 2	4 3.2 2.5 1.75 1 1
x=0 Chezy x=500 in (m**0. x=1000 x=1500 x=2000 x=2500	5/s) 39.41232 41.38962 44.8022 46.047 47.3548 47.3548	41.07494 41.38962 42.4751 44.8022 44.8033 44.8033	41.38962 2 41.0749 41.0749 41.07494 41.07494 41.0749 41.0749	2 41.0749 4 39.146 38.1422 37.5267 37.7068 37.7068	4 39.41232 21 38.14223 3 37.5267 7 38.17565 3 44.0088 3 44.0088
x=0 C' x=500 x=1000 x=1500 x=2000 x=2500	0.019706 0.020694 0.022401 0.023023 0.023677 0.023677	0.020537 0.020694 0.021237 0.022401 0.022401 0.022401	0.020694 0.020537 0.020537 0.020537 0.020537 0.020537	0.02053 0.01957 0.01907 0.01876 0.01885 0.01885	7 0.019706 3 0.019071 71 0.018763 53 0.019087 53 0.022004 53 0.022004
x=0 u (m/s) x=500 x=1000 x=1500 x=2000 x=2500	0 0.166977 0.282057 0.391304 0.551417 0.665177	1.04 1.134180 1.151282 1.127307 1.130399 1.108695	1.1 1.188518 1.176261 1.118789 1.103467 1.057340	1.167 1.15993 1.10988 1.04524 1.04785 1.02983	0.4472 0 0.492543 31 0.473727 2 0.433838 52 0.457480 56 0.466380
x=0 Q (m**3/ x=500 x=1000 x=1500 x=2000 x=2500	s) 1111.392 1111.920 1111.330 1112.534 1110.959 1112.923	2			
x=0 tbn (m**2 x=500 x=1000 x=1500 x=2000 x=2500	2/s) 0 0.006458 0.020446 0.040119 0.080709 0.117445	0.260187 0.314183 0.338134 0.344374 0.346249 0.333081	0.312531 0.359352 0.351980 0.318424 0.309763 0.284406	0.36760 0.31739 0.25441 0.18211 0.14502 0.14502 0.14008	3 0.051499 1 0.053361 4 0.039839 4 0.022600 24 0.010806 30 0.011230

tabel 4.2a Snelheidsverdeling van "u" en schuifspanning in dwarsrichting "tbn" voor een onbestorte bodem.

	······
breedte-raai	260 195 130 65 0
lengte x=0 diepte (m) x=500 x=1000 x=1500 x=2000 x=2500	44.8554.8544.854.854.853.52.54.854.854.852.51.54.854.854.852.31.34.854.854.852.31.34.854.854.852.31.3
x=0 Chezy x=500 in (m**0.5/s) x=1000 x=1500 x=2000 x=2500	39.41232 41.07494 41.38962 41.07494 39.41232 41.07494 41.07494 41.07494 38.57057 37.52674 41.07494 41.07494 41.07494 37.52674 39.09222 41.07494 41.07494 41.07494 37.50956 40.35615 41.07494 41.07494 41.07494 37.50956 40.35615 41.07494 41.07494 41.07494 37.50956 40.35615
x=0 C' x=500 x=1000 x=1500 x=2000 x=2500	0.019706 0.020537 0.020694 0.020537 0.019706 0.020537 0.020537 0.020537 0.019285 0.018763 0.020537 0.020537 0.020537 0.018763 0.019546 0.020537 0.020537 0.020537 0.018754 0.020178 0.020537 0.020537 0.020537 0.018754 0.020178 0.020537 0.020537 0.020537 0.018754 0.020178
x=0 u (m/s) x=500 x=1000 x=1500 x=2000 x=2500	01.041.11.1670.44720.2109771.1781801.2325181.2039300.5365430.4123171.2885921.3004981.2406650.6088240.5366001.3267781.2687721.2247470.6220240.6353071.3410001.2179411.1957780.6219420.7255991.3487431.1719491.1685980.621862
x=0 Q (m**3/s) x=500 x=1000 x=2000 x=2500	1111.392 1110.716 1112.490 1112.209 1111.892 1110.000
x=0 tbn (m**2/s) x=500 x=1000 x=1500 x=2000 x=2500	0 0.260187 0.312531 0.367603 0.051499 0.010155 C 333920 0.386452 0.320191 0.051105 0.038786 0.399439 0.430258 0.256577 0.036382 0.065693 0.423464 0.409521 0.230243 0.030884 0.092084 0.432591 0.377365 0.219480 0.030876 0.120118 0.437601 0.349403 0.209616 0.030868

tabel 4.2b Snelheidsverdeling van "u" en schuifspanning in dwarsrichting "tbn" voor een bestorte bodem.



fig.4.8 Snelheidsverdeling voor de drie bodemprofielen op Kmr.885.0



bodem ig 4.9 Spelbeidsverdeling voor de drie bodemprofielen

fig.4.9 Snelheidsverdeling voor de drie bodemprofielen op kmr.885.0 met de invloed van de ruwheid meegerekent.

ad B) Invloed op de transportrichting.

In vergelijking 2.25 is te zien dat de stromingsrichting van de waterdeeltjes afhankelijk is van 1) de diepte, 2) de ruwheid en 3) de straal.

- Voor een verandering van de diepte met 10% (het gaat hier om een afname) is gekeken wat de invloed daarvan is op de transporthoek. De transporthoek neemt dan 11% af. Zie fig. 4.10. Een toename van de straal met 10% zal hetzelfde effekt geven als de afname met 10% van de diepte.
- 2) In fig. 4.11 is de invloed van de ruwheid op de transportrichting uitgezet uitgaande van de vergelijkingen 2.25 en 2.27 in par. 2.5. Hierin is te zien dat wanneer de ruwheid met 10% wordt vergroot dat dan de transporthoek met 5% afneemt.
- 3) Daar de ruwheid weer afhankelijk is van de diepte is het logisch om de oplossing van de bestorting te vergelijken met die van voor het bestorten. Zie fig. 4.10 en tabel 4.3.

Conclusies:

- De transporthoek is gevoeliger voor een diepte- en straalverandering dan voor een ruwheidsverandering.
- De hoek van het transport zal door het bestorten, in de buitenbocht afnemen wat gunstig is voor de oplossing. Er is hier echter nog geen rekening gehouden met de invloed van de dwarshelling. Bij de oplossing van de bestorting zal dit in de buitenbocht geen verschil maken. Maar voor die zonder wel. Het zandtransport zal onder een kleinere hoek getransporteerd worden. En bij evenwicht zal deze hoek zelfs nul zijn. Voor de bestorting betekent het dat hoe dieper de bstorting gelegd wordt hoe groter de transporthoek en dus hoe groter de belasting van de binnenbocht met sediment is. De bestorting moet dus op een diepte gelegd worden waarbij de scheepvaart bij extreem laag water nog net kan passeren. Bij de bepaling van deze diepte moet ook rekening gehouden worden met het mogelijke optreden van zandruggen die voor een plaatselijke verkleining van de diepte zorgen.
- In de binnenbocht zal naar mate de oplossing gunstiger is, dus als de diepte hier groter wordt, de transporthoek groter worden. Waardoor het gunstige effekt af zal nemen.





op

fig.4.11 Invloed

de ruwheid

van

de transporthoek.

49





fig.4.12 De transporthoek voor de drie bodemprofielen. op kmr. 885. 0

;

breedte	260.000	195.000	130.000	65.000	0.000
platte bodem diepte	4.850	4.850	4.850	4.850	4.850
d50 C c' m R	0.001 40.522 5.175 6.033 1260.000	40.771 5.207 6.065 1195.000	41.075 5.246 6.150 1130.000	41.445 5.293 6.153 1065.000	41.914 5.353 6.214 1000.000
tanq	0.024	0.026	0.027	0.029	0.031
onbestortte bodem h	9.000	6.500	4.850	2.500	0.800
d50 C c' m R	0.001 49.426 6.312 7.190 1260.000	44.200 5.645 6.512 1195.000	41.075 5.246 6.105 1130.000	37.360 4.771 5.620 1065.000	45.462 5.806 6.676 1000.000
tang	0.049	0.036	0.027	0.014	0.005
bestortte bodem h	4.850	4.850	4.850	3.000	1.200
d50 C c' m R	0.001 40.522 5.175 6.033 1260.000	40.771 5.207 6.065 1195.000	41.075 5.246 6.105 1130.000	37.879 4.838 5.688 1065.000	39.421 5.034 5.889 1000.000
tanq	0.024	0.026	0.027	0.017	0.007

tabel 4.3 De transporthoek voor de drie bodemvormen.

ad) C Invloed op de transportcapaciteit.

Zoals al te zien was in par 3.2 is de transportcapaciteit volgens Engelund-Hansen afhankelijk van de snelheid en de ruwheid, welke allebei over de bocht verschillen. In de figuren 4.13 t/m 4.15 is de capaciteit uitgezet voor de binnenbocht. Hierin is X=0 de binnenbochtoever en X=130 de rivieras. Te zien is dat de capaciteit inderdaad toeneemt in de binnenbocht.

#### Conclusie:

De oplossing van bestorten van de buitenbocht zal de transportcapaciteit in de binnenbocht doen toenemen. Of de bevaarbare breedte ook daadwerkelijk zal toenemen is afhankelijk van het extra zand dat door de binnenbocht getransporteerd moet worden.



fig.4.13 De transportcapaciteit op kmr.883.0 voor een bestortte en een onbestortte bodem.



fig.4.14 De transportcapaciteit op kmr.884.0 voor een bestortte en een onbestortte bodem.

capaciteit voor onbest. en best. bodem



fig.4.15 De transportcapaciteit op Kmr.885.0 voor een bestortte en een onbestortte bodem.

ad) D Invloed op de dwarsstroming.

In ad B) was al te zien dat de hoek van het transport van de waterdeeltjes afhankelijk is van de verschillende oplossingen. Gevolg van zo'n grotere hoek is een grotere belasting met sediment in de binnenbocht, zoals in paragraaf 4.3.1.1. is uiteengezet. Een grotere hoek van de waterdeeltjes (tands) hoeft niet tot een grotere dwarscomponent van de schuifspanning (Tbn) te leiden. Als namelijk de component in langsrichting (Tsn) afneemt en de dwarscomponent gelijk blijft geeft dit een grotere tanðs. Dat het belangrijk is de invloeden van de mogelijke oplossingen op deze dwarscomponent (Tbn) apart te bekijken is duidelijk te maken aan de hand van fig. 3. 4. Als namelijk rbn groter wordt betekent dit een toename van "Fs\*sinα". Om nu weer evenwicht te maken moet de zwaartekracht term in dwarsrichting (Fg\*sin0) toenemen. En daar de "Fg" constant is (constante diameter en  $\rho$ s) zal de hoek " $\Theta$ " toe moeten nemen wat tot een grotere dwarshelling van de bodem leidt. In de binnenbocht zal dit dus tot een snellere afname van de diepte leiden wat ongewenst is.

Belangrijk is het dus te weten welke variabelen invloed hebben op deze dwarscomponent (Tbn). In de volgende beschouwing zal weer uitgegaan worden van de in bijlage 6 gegeven vergelijkingen volgens "Power". In dit geval vergelijking 5. Deze is te schrijven als:

 $\tau bn = \frac{100 * \rho w * u^2 * h}{C^2 * R}$ 

Als het bovenstaande nu weer wordt toegepast op de onbestorte en bestorte bodem die ook in ad A) is gebruikt dan is in de figuren 4.16 t/m 4.18 de Tbn uitgezet tegen de lengte van de bocht voor drie breedte-raaien (x=0, x=65 en x=130) in de binnenbocht. De hierbij behorende waarden zijn in tabel 4.2 te zien in het onderste blok onder tbn.

Te zien is dat door de toename van de snelheid en de diepte en een afname van de Chezy-faktor de schuifspanning in dwarsrichting toeneemt en zodoende ook de dwarshelling van de bodem.

Conclusies:

- Door de oplossingen zal in de binnenbocht de
- schuifspanningscomponent in dwarsrichting toenemen en zodoende ook de dwarshelling van de bodem. De diepte zal dus in het alluviale bochtgedeelte naast de bestorting richting de binnenbocht sneller gaan afnemen dan in de oude situatie zonder bestorting.
- De dwarshelling van de bodem zal voor zowel een bestorte als een onbestorte bodem van de rivieras richting binnenbocht afnemen.



fig 4.16

Schuifspanning in dwarsrichting voor breedteraal x=0 (binnenbocht)



fig 4.17 Schuifspanning in dwarsrichting voor breedteraai x=65

55



fig 4.18 Schuifspa ning in dwarsrichting voor breedteraai x=130

4.3.1.4. Eindconclusies voor het bestorten van de bodem.

- De snelheid en de ruwheid zullen in de binnenbocht toenemen en voor een transportcapaciteitsvergroting in de binnenbocht zorgen.
- Er zal in de tweede helft van de bocht, door het aanwezig blijven van een transporthoek van het sediment, een gotere belasting van de binnenbocht met sediment zijn.
- Door een toename van de snelheid en de ruwheid in de binnenbocht zal de dwarshelling van de bodem in de binnenbocht toenemen wat van de rand van de bestorting richting binnenbocht voor een snellere afname van de diepte zorgt.
- Al met al zal dus de diepte toename ter plekke van de bestorting t.o.v. de situatie zonder bestorting zo groot moeten zijn dat, ondanks de snellere afname van de diepte richting de binnenbocht, voor de bestorte bocht, de diepte toename zover reikt dat de bevaarbare breedte de vereiste bevaarbare breedte van 150 meter benadert.

4.3.2. Een tweede oplossing is: grondkribben.

Daar het volledig afstorten van de buitenbocht een nogal kostbare zaak is, is de oplossing bedacht om in de buitenbocht met een onderlinge afstand weerstanden op te werpen om zo het water meer door de binnenbocht te voeren. Een voordeel is dat deze grondkribben in het oude profiel kunnen worden gelegd en dat niet eerst de buitenbocht hoeft te worden aangestort alvorens de bestorting kan worden gelegd. Net als de bestorting zullen ook de grondkribben de ruwheid beïnvloeden. Deze invloed zal groter zijn dan bij het bestorten. De kribben kunnen gezien worden als ribbels. Bij de berekening van de ruwheid volgens van Rijn, zie par. 4. 3. 1. 1 zal niet de totale kribhoogte als ribbelhoogte (H) ingevoerd moeten worden. Tussen de kribben zal de stroming niet meer langs de bodem stromen en zodoende zal het aanstroom-oppervlak kleiner zijn. Bij de eerste krib zal deze aanstroomhoogte nog wel de volledig uitstekende hoogte t.o.v. de bodem zijn. Aan het begin van de bocht is de uitschuring nog erg klein en zal de ruwheid daar dus nog niet al te groot zijn. In de onderstaande tabel 4.5 is voor verschillende aanstroomhoogtes bij een waterdiepte van 5 meter de ruwheid weergegeven.

aanstroomhoogte (m)	ruwheid (m½/s)	
0.05	55.187	
0. 1	49.76	
0. 2	44.35	
0.3	41.18	
0. 4	38.93	
0.5	37.19	
0.6	35.76	

tabel 4.5 Ruwheid van de grondkribben afhankelijk van de aanstroomhoogte die weer afhankelijk is van de onderlinge afstand van de kribben bij een diepte boven de kribben van 5 meter.



fig.4.19 Invloed van de afstand tussen de kribben op de stroming.

Bij het gebruik van grondkribben is de ligging van veel groter belang dan bij een bestorting. Er kan met de volgende faktoren gemanipuleerd worden om tot een optimale oplossing te komen: a - de onderlinge afstand van de kribben,

- b de hoek waaronder ze worden gelegd en
  c de vorm van de kribben.
- ad. a Uit financieel oogpunt is het zo ver mogelijk uit elkaar leggen van de kribben het optimum. Als de kribben echter te ver uit elkaar liggen zal de stroming tussen de kribben de oude situatie weer gaan innemen, zie fig 4.19b. De snelheid "u" zal dan in de binnenbocht weer een kleinere waarde krijgen en de waarde van de snelheid in de oude onbestorte situatie benaderen. Met als gevolg een te grote aanzanding in de binnenbocht.

Als de kribben dicht genoeg op elkaar worden gehouden zal de stroming niet meer zozeer tussen de kribben plaatsvinden (zie fig. 4. 19a) en lijkt de situatie steeds meer op die van een volledige bestorting. Bovendien zal dan de ruwheid, door de kleinere aanstroomhoogte, niet al te groot worden (zie tabel 4.5) wat gunstig is voor de snelheid "u" in de binnenbocht, zie par. 4.3.1.2.

ad. b De hoek van de kribben heeft invloed op zowel de water als de zandtransporthoek. Ten eerste kunnen de kribben zowel met de stroom mee als er tegenin gezet worden, zie fig. 4.20a en b.



De oplossing van grondkribben heeft een duidelijke overeenkomst met de grondschermen van Potapov. Deze gebruikte schermen om het zand van het midden van de rivier naar de zijkanten te verplaatsen om zo een vaargeul te creëren.

Tussen de grondkribben zal aan de bodem een tweede spiraalstroming ontstaan die voor de oriëntatie in fig. 4.20a naar de buitenbocht toe gericht is en voor die van fig.20b naar de binnenbocht. Voor de richting van het sediment is de oriëntatie uit fig.4.20b dus ongunstig.

Dat deze spiraalstroming aanwezig is is in een windtunnel aan te tonen. In een onderzoek naar de invloed van de dijkhoogte op de luchtbeweging achter zo'n dijk volgde uit een windtunnelproef fig. 4.21.



In de figuren 4.20a en 4.20b is ook aangegeven wat er met de waterbeweging gebeurt als deze een grondkrib aanstroomt. Als water een hindernis schuin aanstroomt zal dit water deze - hindernis loodrecht willen passeren. In fig 4.20a zal het water dus bij elke passage iets naar de binnenbocht gedrongen worden wat een gunstig effekt geeft. Bij de oriëntatie uit fig.4.20b wordt het water juist naar de buitenbocht afgebogen wat ongunstig is voor de snelheid in de binnenbocht. Als deze hoek tegen de stroom in te groot wordt zal het gunstige aspect van het loodrecht op de kribben willen stromen teniet gedaan worden en zal het water zelfs de grondkribben gaan volgen. In plaats van de spiraalstroming tegen te werken zullen de kribben deze dan Bovendien zullen de grondkribben als ze onder een grotere hoek gezet worden langer moeten worden om tot de rivier-as te reiken. Uit een economisch oogpunt is dit dan ook niet gewenst. Dit alles volgde ook uit de proeven in het waterloopkundig laboratorium. De snelheid "u" in de binnenbocht begint weer af te nemen als de hoek  $\beta$  (zie fig. 4.20) groter wordt dan 22.5.

#### - conclusie

- De oriëntatie van de kribben is tegen de stroom in.
- De optimale hoek van de grondkribben met een lijn loodrecht op de oevers is 22.5.
- ad. c De vorm van de kribben is in de modelproeven meegenomen en bij de proeven zonder sediment transport bleken vlakke aanstroomvlakken gunstiger te zijn dan schuine. Bij een dichte krib zullen deze vlakke schermen aanzanden zodat ook hier een schuin aanstroom vlak ontstaat. Bij schermen met openingen zal dit gunstige effekt blijven bestaan.

# 4.4. Invloeden van de oplossing.

Met de in de vorige hoofdstukken besproken theorie zal nu bekeken worden of de aangedragen oplossing van bestorting een effektieve is. Het is dus de vraag of de positieve invloed van transportcapaciteitsvergroting in de binnenbocht groter is dan de negatieve invloed van een grotere sedimentbelasting en een grotere bodemhelling in de binnenbocht. Voor grondkribben is een twee-dimensionale berekening niet toereikend door de sterk drie-dimensionale effekten tussen en

boven de kribben. Hiervoor zal moeten worden volstaan met de modelproeven uit het waterloopkundig laboratorium. Op het moment wordt er wel gewerkt aan een drie-dimensionaal numeriek stromingsmodel door dhr. Versteegh. Toch kan doordat de principe oplossingen van bestorting en grondkribben nauw verbonden zijn een goede indruk verkregen worden uit de beschouwingen betreffende de bestorting. In het volgende hoofstuk wordt een twee-dimensionale benadering voor een numeriek model besproken.

#### 5. NUMERIEKE OPLOSSING.

## 5.1. Algemeen

In de vorige hoofdstukken zijn de effekten van de twee oplossingen bekeken. Voor de bepaling van de evenwichtsligging van de bodem is een numerieke berekening nodig. De algemene aanpak van een numerieke berekening voor dit geval is als volgt:

- Het verdelen van de bocht in vierkantjes met
- roosterpunten. Als de bocht uitgerekt wordt gedacht, zie fig.5.1 wel moet bedacht worden dat de zijkanten van deze hokjes niet gelijk zijn.
- De ruwheid wordt globaal bepaald uitgaande van de situatie voor de bocht.
- Als de bodemligging voor de eerste stap gekozen wordt dan is met de vergelijkingen uit de vorige paragrafen, denk aan de door Rozovsski bepaalde vergelijkingen uit par. 2.6.3 , de te bepalen. Hiertoe zijn de snelheid in de bocht basisvergelijkingen over de diepte geintegreerd.
- Met de snelheden in de bocht zijn de transportcapaciteiten te bepalen.
- De hoek van het sedimenttransport is te bepalen met de diepte en de ruwheid zie vgl.2.22 .
- Nu is de verandering van de bodem per tijdseenheid te
- bepalen met de vergelijking 3.2. Het proces kan nu weer van voor af aan beginnen. Totdat de evenwichtsligging van de bodem is gevonden dit is als de bodemligging niet meer verandert.

Hierboven is de algemene aanpak beschreven in de volgende paragraaf wordt een specifieke methode beschreven.





# 5.2. Computermodel van Olesen.

Olesen (4) gebruikt net als Rozovsski de basisvergelijkingen 2.1 t/m 2.4. Alleen integreert hij de vergelijkingen los van elkaar zonder ze eerst te combineren. Dit integreren is nodig om twee dimensionaal te kunnen werken. Een drie dimensionaal model is nog niet ontwikkeld maar zoals al eerder vermeld is men daaraan aan het werken. Als de z-richting nu wordt vergeten dan volgt voor de andere drie vergelijkingen na integratie naar deze z-richting.

$$\frac{\partial hu}{\partial s} + \frac{\partial hv}{\partial n} + \frac{hv}{R} = 0$$
 (5.1)

(5.2)

$$\frac{1}{\rho w} \frac{\partial v}{\partial n} + \frac{\partial u}{u u} \frac{\partial u}{\partial s} + \frac{\partial u}{\partial n} + \frac{\partial v}{R} + \frac{bs}{h} + \frac{sn}{h} + \frac{\partial (uih)}{h} + \frac{uih}{s} = 0$$

$$\frac{1}{\rho w} \frac{\partial p}{\partial n} + k \left( \frac{u}{\partial s} - \frac{u^2}{R} \right) + \frac{sn}{h} * \frac{\partial (u \cdot h)}{\partial s} + \frac{\tau}{h} = 0$$
(5.3)

waarin 
$$k_{uu} = \int_{z_0}^{1} fu^2 dz$$
 voor  $k_{uu}$  zie fig. 5.2 (5.4)  
 $k_{sn} = \int_{z_0}^{1} fu*fv dz$  voor  $k_{sn}$  zie fig. 5.3 (5.5)

Olesen vereenvoudigt deze vergelijkingen op de volgende manier.

 $- u \frac{\partial v}{\partial s} << \frac{u^2}{R} \quad dus \ de \ eerste \ term \ valt \ weg.$   $- zoals \ uit \ fig. 5.2. \ blijkt \ is \ k \approx 1 \quad uu$   $- \frac{\partial ui \ h}{sn} \quad wordt \ verwaarloost$ 

Een aanpassing om de nauwkeurigheid te vergroten is de volgende. De waterdeeltjes bewegen niet altijd evenwijdig aan de rivieras. De straal van de stroomlijn is dus niet altijd gelijk aan de geometrische straal, wat een grote invloed op de resultaten bleek te hebben, dit vooral door de afhankelijkheid van de centripetaalversnelling van deze straal. Voor de straal van de stroomlijn is gevonden.

1 =	1	_ 1	v6								(5.6)
Rs	R	ū	ð S	waarin	Rs	=	de	straal	van	de	stroomlijn.

64


fig. 5. 2 Hoofdstroom-snelheidsv rdelingscoëfficient, Kuu



fig. 5. 3 Dwarsstroom-snelheidsverdelingscoefficient, Ksn

Vergelijking 5.3 wordt met deze hier boven gegeven aanpassingen.

$$-\frac{u^{2}}{u^{2}} + \frac{1}{\partial P} + \frac{\partial P}{\partial m} = 0$$

$$R \quad \rho \omega \quad \delta \nu \quad \rho w * h \qquad (5.3')$$

Hierin is "P" de druk uitgaande van de "rigid lid approximation". De waterspiegel wordt hierbij als een plat niet doorlatend stijf vlak beschouwd. Dit is een goede aanname voor een bocht met kleine Froude getallen en een kleine h/R verhouding.

Voor de schuifspanning in dwarsrichting geldt

$$\tau_{bn} = \tau_{bs} \tan y = \frac{\rho w * g}{C^2} * \overline{u^2} * \tan y \qquad (5.7)$$
  
met tanr =  $\frac{\overline{v}}{\overline{u}}$  + tanr (5.8)

Waarin tanvs volgt uit vergelijking 2.26 en  $(\overline{v}/\overline{u})$  weer de invloed is van het verschil tussen de stroomstraal en de geometrische straal. Vergelijking 5.3' wordt dan:

 $-\frac{\overline{u^2}}{R} + \frac{1}{\rho w} \frac{\partial P}{\partial n} + \frac{g}{h} \cdot \overline{u} \cdot (\overline{v} + u \cdot \tan r) = 0 \qquad (5.3'')$ 

Voor het sedimenttransport blijven de vergelijkingen zoals ze in hoofstuk 3 zijn weergegeven. Te zien is dat de invloed van de dwarsstroming op het model is weergegeven als een wrijving. 5.2.1. Numerieke benadering stromingsmodel.

5.2.1.1. Afleiding vergelijkingen.

Zoals al eerder is aangegeven is door het grote verschil in voortplantingssnelheid van een verstoring van het water en van de bodem bij het bepalen van de bodemligging, de voortplantingssnelheid van een waterverstoring als oneindig te beschouwen. Nu worden dus deze twee modellen apart behandeld en berekend. Ze blijven via de gemeenschappelijke variabelen invloed op elkaar uitoefenen.

Vergelijking 5.2 is als volgt te schrijven.

$$\frac{\partial}{\partial s} \left( \frac{2P}{\rho w} + u \right) + 2ab + 2b = 0$$
 (5.9)

waarin 1 g 
$$\frac{\partial}{\partial n} \frac{i h}{s}$$
  
 $a = \frac{1}{h} \frac{g}{C^2} + k \frac{\partial}{\partial n} \frac{s}{u}$  (5.10)

$$b = v * \frac{\partial u}{\partial n} + \frac{uv}{R}$$
(5.11)

Numerieke discretisatie met de centrale differentiatie methode geeft.

$$\frac{2}{PW} \begin{pmatrix} P \\ (i, j+1) \end{pmatrix} - \begin{pmatrix} P \\ (i, j) \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} U \\ (i, j+1) \end{pmatrix} - \begin{pmatrix} U \\ (i, j) \end{pmatrix} + \Delta S \begin{pmatrix} (i, j+1) \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} (i, j+1) \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} (i, j+1) \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} D \\ (i, j) \end{pmatrix} = 0$$

$$\{a \times U \\ (i, j+1) \end{pmatrix} + \{a \times U \\ (i, j+1) \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} (i, j+1) \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} D \\ (i, j) \end{pmatrix} = 0$$

$$\{a \times U \\ (i, j+1) \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} (i, j+1) \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} (i, j) \end{pmatrix} = 0$$

Dit moet ook gelden voor (i+1) zodat volgt.

(5.13)

$$\frac{2}{\Delta w} \left( \begin{array}{c} P \\ -(i+1, j+1) \end{array} \right)^{-} \left( i+1, j \right)^{+} \left( (i+1, j+1) \right)^{-} \left( (i+1, j) \right)^{+} \left( (i+1, j+1) \right)^{+} \left( (i+1, j+1) \right)^{+} \left( (i+1, j) \right)^{+} \left($$

vergelijking 5.3'' is nu als volgt te schrijven.

$$\frac{1}{\rho w} \frac{\partial}{\partial n} - \frac{u^2}{R} + c = 0$$
(5.14)

met  $c = \frac{g}{C^2} * \frac{uv}{h}$ 

(5.15)

$$\frac{2}{\rho w} * (P_{(i+1,j)} - P_{(i,j)}) - \Delta n_{(i+\frac{1}{2},j)} * \left\{ \frac{U^{2}}{\frac{(i+1,j)}{R}} + \frac{U^{2}}{\frac{(i,j)}{R}} \right\} + \Delta n_{(i+\frac{1}{2},j)} * \left\{ c_{(i+1,j)} + c_{(i,j)} \right\}$$

Voor (j+1):

$$O = \frac{2}{\rho_{W}} * (P_{(i+1, j+1)} - P_{(i, j+1)}) - \Delta n_{(i+\frac{1}{2}, j+1)} * (5.17)$$

$$\begin{cases} U^{2} & (i+1, j+1) \\ R & (i+1, j+1) \\ R & s(i+1, j+1) \end{cases} + \frac{U^{2} & (i, j+1) \\ R & s(i, j+1) \end{cases} + \Delta n_{(i+\frac{1}{2}, j+1)} * \{ c_{(i+1, j+1)} + c_{(i, j+1)} \}$$

Nu kunnen de vergelijkingen 5.12 , 5.13 , 5.16 en 5.17 gecombineerd worden om zo de "P" uit de vergelijkingen te krijgen. Dit gebeurt door 5.13 en 5.16 op te tellen en daar de som van 5.12 en 5.17 van af te trekken. Dan volgt.

$$u^{2}$$
 (i+1, j+1) \* { (i+\Delta S (i+1, j+\frac{1}{2}) \* a (i+1, j+1) + \frac{\Delta n}{R} } } (i+1, j+1) \*  $\frac{\Delta n}{R}$  (i+1, j+1)

$$u^{2}$$
 (i+1, j) \* { -1+ $\Delta s$  (i+1, j+ $\frac{1}{2}$ ) \* a (i+1, j) -  $\frac{\Delta n}{R}$  (i+1, j+1)   
 \* A n

$$u^{2}$$
 (i, j+1) \* { -1- $\Delta s$  (i, j+ $\frac{1}{2}$ ) \* a (i, j+1) -  $\frac{241}{R}$  \* a (i, j+1) +   
 \* a (i, j+1) \* a

$$u^{2} - * \{ 1 - \Delta s \\ (i, j) \\ (i, j + \frac{1}{k}) \\ (i, j + \frac{1}{k}) \\ (i, j) - \frac{\Delta n}{R} \\ s (i, j) \\ + \\ s (i$$

$$\Delta S_{(i+1, j+\frac{1}{2})} * \{ b_{(i+1, j+1)} + b_{(i+1, j)} \} + \Delta S_{(i, j+\frac{1}{2})} *$$

$$\begin{cases} -b & -b \\ (i, j+1) & (i, j) \end{cases} + \Delta n * \{-c \\ (i+1, j+1) & -c \\ (i, j+1) \end{cases} +$$

 $\Delta n * \{ c + c \} = 0$ (i+1, j) (i, j) Na discretisatie volgt voor de continuiteitsvgl. 5.1 :

(5.19)

$$\Delta s * hv - \Delta s * hv + \frac{\Delta h}{3} * \{hu + 4hu + 4hu \}$$

$$+hu_{(i-1, j+1)}^{3} - \frac{\Delta n}{3} * \{hu_{(i+1, j)}^{4} + 4hu_{(i, j)}^{4} + hu_{(i-1, j)}^{6} \} = 0$$

5.2.1.2. Bepaling van de dwars- en langssnelheid.

Als bekende uitgangspunten zijn genomen de snelheden en dieptes juist vóór de bocht, dus aan het begin van het rooster.

H(i, 1) en U(i, 1) zijn bekend waarin H = de diepte h U = de snelheid u

De diepte wordt aan het begin van de berekening voor alle roosterpunten (j>1) geschat. Deze schatting moet wel in de buurt van de werkelijke waarde liggen om instabiliteit te voorkomen.

H(i, j) zijn bekend voor i = 1, idim j = 2, jdim

Deze geschatte waardes van "H" voor j>1 worden later in het bodemliggingsmodel aangepast en weer als constantes voor de volgende stap in het stromingsmodel gebruikt. Om de vergelijkingen 5.18 en 5.19 op te lossen bestaan er echter nog twee obstakels namelijk.

- In vgl. 5.18 komen twee onbekende waardes voor "U" voor n.l.

U<sup>2</sup> (i+1, j+1) en U<sup>2</sup> (i, j+1)

Oplossing voor dit probleem is voor één waarde van "U" voor j+1 bijvoorbeeld aan de rand (i=1) een gok te maken en hiermee de andere waardes voor j+1 te bepalen, dus U(i, j+1) t/m U(idim, j+1)

Met deze snelheden en de bekende dieptes "H" kan voor j+1 gecontroleerd worden of het debiet overeenkomt met het debiet dat volgt uit het rigiem voor de bocht. Zo niet dan wordt de snelheid U(1, j+1) aangepast en wordt het bovenstaande herhaald. Totdat het debiet overeenkomt met het gegeven debiet.  Het tweede obstakel is dat in vergelijking 5.18 de variabelen "c en b" voorkomen die nog niet bekend zijn. Beide zijn namelijk afhankelijk van de dwarssnelheid (zie vgl. 5.11 en 5.15). Oplossing voor dit probleem is een waarde voor de dwarssnelheid te gokken. Voor de hand ligt om hiervoor de waarde nul te nemen omdat aan de randen dit sowieso een randvoorwaarde is.

$$V(1, j) = V(idim, j) = 0.0$$
 (5.20)

Met vgl. 5. 18 kunnen nu de langssnelheden "U" bepaald worden voor de bocht. En met deze langssnelheden met vgl. 5. 19 de dwarssnelheden.

Deze iteratie wordt gestopt als de straal van de stroomlijn aan de nauwkeurigheid voldoet. Deze is zoals uit vgl. 5.6 volgde afhankelijk van de snelheden in langs- en dwarsrichting en is numeriek als volgt te beschrijven.

(5.21)

 $\frac{1}{R} = (1-\Omega) * \frac{1}{R} + \Omega * \{\frac{1}{R} + \frac{1}{R} + \frac$ 

Voor deze relaxatiecoëfficient moet de volgende waarde genomen worden.

 $\Omega$  = minimum van {  $\left(\frac{\Delta s}{B}\right)^2$  en  $\frac{1}{2}$  }

5.2.2. Numerieke benadering bodemligging-model.

Nu behalve de diepte ook de snelheid bekend is kunnen de zandtransportcapaciteit en de richting van dit transport bepaald worden. (5.22)

$$S_{s(i, j+\frac{1}{2})} = \left\{ \frac{u_{(i, j+1)} + u_{(i, j)}}{2 * u_{0}} \right\}^{b} * (i+e) * \left\{ \frac{h_{(i, j+1)} - h_{(i, j)}}{\Delta s_{(i, j+\frac{1}{2})}} \right\}$$

Hierin is u de snelheid voor de bocht. De zandtransport-

capaciteit is nu dus een relatieve capaciteit t.o.v. die voor de bocht. De constantes "b" en "e" volgen uit paragraaf 3.3. Nu is ook de richting van het zandtransport te bepalen. Deze volgt uit 2.28 en geeft.

$$\tan \frac{\partial}{\partial (i+\frac{1}{2}, j)} = \left[ \left\{ \frac{\frac{v_{(i+1, j+\frac{1}{2})} + v_{(i+1, j-\frac{1}{2})}}{u_{(i+1, j)}} \right\} + \left\{ \frac{v_{(i, j+\frac{1}{2})} + v_{(i, j-\frac{1}{2})}}{u_{(i, j)}} \right\} + \left\{ \frac{v_{(i, j+\frac{1}{2})} + v_{(i, j-\frac{1}{2})}}{u_{(i, j)}} \right\} + \left\{ \frac{v_{(i, j+\frac{1}{2})} + v_{(i, j-\frac{1}{2})}}{u_{(i, j)}} \right\} + \left\{ \frac{v_{(i, j+\frac{1}{2})} + v_{(i, j-\frac{1}{2})}}{u_{(i, j)}} \right\} + \left\{ \frac{v_{(i, j+\frac{1}{2})} + v_{(i, j-\frac{1}{2})}}{u_{(i, j)}} \right\} + \left\{ \frac{v_{(i, j+\frac{1}{2})} + v_{(i, j-\frac{1}{2})}}{u_{(i, j)}} \right\} + \left\{ \frac{v_{(i, j+\frac{1}{2})} + v_{(i, j-\frac{1}{2})}}{u_{(i, j)}} \right\} + \left\{ \frac{v_{(i, j+\frac{1}{2})} + v_{(i, j-\frac{1}{2})}}{u_{(i, j)}} \right\} + \left\{ \frac{v_{(i, j+\frac{1}{2})} + v_{(i, j-\frac{1}{2})}}{u_{(i, j)}} \right\} + \left\{ \frac{v_{(i, j+\frac{1}{2})} + v_{(i, j-\frac{1}{2})}}{u_{(i, j)}} \right\} + \left\{ \frac{v_{(i, j+\frac{1}{2})} + v_{(i, j-\frac{1}{2})}}{u_{(i, j)}} \right\} + \left\{ \frac{v_{(i, j+\frac{1}{2})} + v_{(i, j-\frac{1}{2})}}{u_{(i, j)}} \right\} + \left\{ \frac{v_{(i, j+\frac{1}{2})} + v_{(i, j-\frac{1}{2})}}{u_{(i, j)}} \right\} + \left\{ \frac{v_{(i, j+\frac{1}{2})} + v_{(i, j-\frac{1}{2})}}{u_{(i, j)}} \right\} + \left\{ \frac{v_{(i, j+\frac{1}{2})} + v_{(i, j-\frac{1}{2})}}{u_{(i, j)}} \right\} + \left\{ \frac{v_{(i, j+\frac{1}{2})} + v_{(i, j-\frac{1}{2})}}{u_{(i, j)}} \right\} + \left\{ \frac{v_{(i, j+\frac{1}{2})} + v_{(i, j+\frac{1}{2})}}{u_{(i, j)}} \right\} + \left\{ \frac{v_{(i, j+\frac{1}{2})} + v_{(i, j+\frac{1}{2})} + v_{(i, j+\frac{1}{2})} + v_{(i, j+\frac{1}{2})} \right\} + \left\{ \frac{v_{(i, j+\frac{1}{2})} + v_{(i, j+\frac{1}{2})}$$

De tands volgt dan uit vgl. 2.28 en is numeriek als volgt te bepalen.

(5.24)

$$\tan \partial s_{(i, j+\frac{1}{2})} * \{\frac{\pi s f}{\Delta s} + \frac{1}{2}\} = \tan \partial s_{(i, j-\frac{1}{2})} * \{\frac{\pi s f}{\Delta s} - \frac{1}{2}\} - \beta * \frac{h}{R}(i, j)$$

In paragraaf 3.1 is al aangetoond hoe het transport in dwarsrichting bepaald kan worden. Deze is afhankelijk van de hoek tand waaronder het transport plaats vindt en de transportcapaciteit. Met 5.22, 5.23 en 5.24 is dit dwarstransport nu dus te bepalen.

$$S_{n(i+\frac{1}{2}, j)} = \tan \frac{1}{(i+\frac{1}{2}, j)} * \{ S_{s(i+1, j+\frac{1}{2})} + S_{s(i, j+\frac{1}{2})} + S_{s(i, j+\frac{1}{2})} \} * S_{s(i, j+\frac{1}{2}, j+\frac{1}{2})}$$

$$S_{s(i+1, j-\frac{1}{2})} \} * \frac{1}{4}$$

Met vergelijking 5.22 en 5.25 kan nu de continuïteitsvgl. 3.2 numeriek opgelost worden.

. . .

(5.26)

$$\{\frac{\Delta H}{\Delta t} * \Delta s\} \underset{(i, j)}{* \Delta n} = (S - S) * \Delta n + (S \Delta s - S \Delta s) \\ s(i, j + \frac{1}{2}) s(i, j - \frac{1}{2}) * \Delta n + (S \Delta s - S \Delta s) \\ n (i + \frac{1}{2}, j) n (i - \frac{1}{2}, j)$$

Hierin komt de tijdstap t in voor die belangrijk is voor de stabiliteit van de berekening. Op deze tijdstap wordt in de volgende paragrafen teruggekomen. Nu de verandering van de diepte in de tijd bekend is is het mogelijk de diepte aan te passen.

$$H_{(i, j)t+t} = H_{(i, j)} + (\frac{\Delta H}{\Delta t}) * \Delta t$$
 (5.27)

Nu moeten met deze nieuwe dieptes weer, zoals in paragraaf 2.2.1 de snelheden bepaald worden en begint het proces weer opnieuw. 5.3. Aanpassingen voor een bocht met bestorting.

5. 3. 1. Algemeen.

Allereerst worden hieronder de variabelen gedefiniëere die in het computer-model gebruikt worden.

SXB	=	het sedimenttransport in langsrichting	(m²/s)
SX	=	de sedimenttransportcapaciteit in langsrichting	(m²/s)
SXR	-	het sedimenttransport gelijk rechts van de	
onn		bestorting, is gelijk aan SX(ig,)	(m²/s)
SY	=	sedimenttransport in dwarsrichting	(m²/s)
SYM	-	sedimenttransport in dwarsrichting op de rand	
0	-	van de bestorting	
нт	=	veranderindg van de bodem per tijdseenheid	(m/s)
HTR	-	verandering van de bodem per tijdseenheid gelijk	
	-	rechts van de bestorting	(m/s)
CHI	-	boek van een waterdeeltje met de rivieras, tands	(-)
TEI	-	boek van een sedimentdeeltje met deze as, tand	(-)
TEID	-	boek van een sedimentdeeltje met deze as op de	
IFIK	-	rand van de bestorting	(-)
ATEA	0-	deometrische straal tot de macht min één 1/R	(1/m)
ALTA	- 0	stroomlightraal tot de macht min één 1/Rs	(1/m)
ALFA	=	Stroomingnistraar tot ut mathe min oon 2,00	(m)
DX	=	de lengte van een roosternokje, s	(m)
DY	=	de breedte van een roosterhokje	(m)

Het bestaande model is in het geval van een bestorting niet zo maar toe te passen. Daar de bodem voor een gedeelte van de bocht is vastgelegd zal hier, beneden een bepaalde diepte geen uitschuring meer op kunnen treden. De bestorting zal in de buitenbocht willen gaan uitschuren. De bodem zal weer naar de oude situatie zonder bestorting willen terugkeren wat door de bestorting wordt verhinderd.

Met vergelijking 5.22 wordt de zandtransportcapaciteit bepaald ook voor het bestorte gedeelte. Als er nu geen zandlaag op de bestorting ligt en uit vgl. 5.26 volgt dat "HT" groter dan nul is zodat le diepte wil toenemen (zie vgl. 5.27) dan haalt het zandtransport niet meer zijn capaciteit en zal kleiner zijn dan deze capaciteit. Dit daar de bodem nu niet kan uitschuren en alleen het aangevoerde zand zal worden doorgevoerd. In dit geval geldt.

HT = 0

In een recht niet alluviaal riviergedeelte zal het zandtransport gelijk blijven aan die juist vóór de bocht. Dit daar de hoek waaronder het sedimenttransport plaats vindt, "TFI", nul is en het zand dus evenwijdig aan de rivieras beweegt. In een bocht echter is deze hoek niet nul, maar beweegt het zand van de buiten- naar de binnenbocht. Hierdoor zal het aanbod van zand in de buitenbocht benedenstrooms steeds kleiner worden. Uiteindelijk zal een gedeelte van de bestorting, vooral aan het einde van de bocht geen sediment meer over zich heen krijgen (zie par. 4.3.1). Voor er dieper wordt ingegaan op het probleem van de bestorting zal, met behulp van het rooster in fig. 5.1 worden duidelijk gemaakt waar de verschillende variabelen worden berekend en hoe.

- De diepte "H" wordt logischerwijs op de roosterpunten gekozen omdat dit de te bepalen variabele is. Hiertoe dienen de andere variabelen op zo een plek gekozen te worden dat op deze roosterpunten de verandering in de tijd van de diepte bepaald kan worden. Zie hiertoe vgl. 5.23.
- Uit vgl. 5. 14 volgt dat "U" in de eigenlijke roosterpunten wordt bepaald.
- De dwarssnelheid "V" daarentegen wordt op de punten j+½ bepaald zie vgl. 5.15.
- Uit vergelijking 5.23 volgt dat de zandtransportcapaciteit "SX en SXB" voor j+% bepaald dient te worden. Dit gebeurt inderdaad in vgl. 5.19.
- Uit dezelfde vergelijking volgt ook dat het dwarstransport
   "SY" voor i+½ bekend moet zijn. In vgl. 5.22 is te zien hoe.
- In vgl. 5.22 is de hoek "TFI" nodig op i+½ welke volgt uit vgl. 5.20.
- De benodigde hoek voor de waterdeeltjes tanés voor j+% volgt uit vgl. 5.21.

Voor een bestorting verandert er niets aan het model ter bepaling van de snelheden in zowel langs- als dwarsrichting. Bekend kan dus worden verondersteld de diepte "H", de langs- en dwarssnelheid "U en V" en de stroomstraal "Rs" voor alle roosterpunten.

Voor een alluviale rivier is het nu mogelijk om met vgl. 5.22 de zandtransportcapaciteiten, die nu de werkelijke transporten weergeven, te bepalen.

Met vgl'en 5.23 en 5.24 is de hoek van het zandtransport te bepalen en hierna met vgl. 5.25 het dwarstransport. Tenslotte is met vgl. 5.26 de uiteindelijke verandering van de bodem te bepalen. Deze is beter als volgt te schrijven. In fig. 5.4 is het balansgebiedje waarvoor "HT" is bepaald te zien.

(5.28)

$$HT_{(i, j)} = \left[ (SX_{(i, j+\frac{1}{2})} - SX_{(i, j-\frac{1}{2})}) + \frac{SY_{(i+\frac{1}{2}, j)} * \{DX_{(i+1, j)} + DX_{(i, j)}\}}{2*DY} \right]$$

$$\frac{SY_{(i-\frac{1}{2}, j)} * \{DX_{(i, j)} + DX_{(i-1, j)}\}}{2 * DY} ] / DX(i, j)$$

VAKGROEP

Aan de randen ziet deze vergelijking er anders uit omdat daar geldt

= 0

SY	=	0	en	(5. 29a)
(idim-½, j)				

SY (1+½, j)



(5.29b)

WATERBOUWKUNDE Afd. Civiele Techniek TH Delft



fig.5.4 Vergroting van het numerieke schema in de buitenbocht uit fig.5.1.

En omdat het nu om een half balanshokje gaat zie fig. 5.4 moet in plaats van DY een half maal DY genomen worden.

i = idim  

$$HT_{(i, j)} = \begin{bmatrix} (SX_{(i, j+\frac{1}{2})} - SX_{(i, j-\frac{1}{2})}) - \\ (i, j-\frac{1}{2}) \end{bmatrix} -$$
(5.30)

$$\frac{SY_{(i-\frac{1}{2}, j)} * \{DX_{(i, j)} + DX_{(i-1, j)}\}}{DY} ]/DX(i, j)$$

5.3.2. Hoe verloopt het proces nu bij een bestorting?

Voor j=1, welk punt voor de eigenlijke bocht gekozen wordt is de verandering van de diepte met de tijd "HT" nul dus

HT = 0 voor i= 1, idim (i, 1)

Naar aanleiding van het struktuurdiagram in bijlage # kan het berekeningsproces bij een bocht met een bestorting op "i=ig" besproken worden.

75

Stap 1 De zandtransportcapaciteit kan daar de snelheid en de diepte voor alle roosterpunten bekend is, op al deze punten bepaald worden met vgl. 5.22. Het werkelijke zandtransport wordt voorlopig gelijk gesteld aan de capaciteit. In het volgende zal voor zover nodig dit bijgesteld worden.

> "SXR $(j+\frac{1}{2})$ =SX $(ig, j+\frac{1}{2})$ " dit daar gelijk rechts van de bestorting de bodem alluviaal is. Deze variabele wordt zoals later blijkt, gebruikt voor de bepaling van het dwarstransport aan de alluviale kant van de bestorting (rechts) en de uitschuring naast deze bestorting.

- Stap 2 De berekening voor het bestorte gedeelte moet van boven- naar benedenstrooms verlopen. Dit daar bij het willen uitschuren van de eigenlijke bestorting (zie stap 4) het werkelijke zandtransport voor een roosterpunt "j+½" bepaald wordt door het zandaanbod gelijk bovenstrooms van dit punt, dus "j-½". Natuurlijk zal behalve het zandaanbod ook de transporthoek de grootte van het werkelijke transport bepalen.
- Stap 3 In stappen 3a en 3b worden de veranderingen van de bodem per tijdseenheid "HT" voor de bestorting, dus van "i=ig t/m i=idim" bepaald. Dit met vgl'en 5.28 en 5.30. Hiervoor moet eerst het dwarstransport "SY" bepaald worden.

(5.31)

 $SY_{(i+\frac{1}{2}, j)} = TFI_{(i+\frac{1}{2}, j)} * \{ SXB_{(i+1, j+\frac{1}{2})} + SXB_{(i, j+\frac{1}{2})} + SXB_{(i, j-\frac{1}{2})} + SXB_{(i+1, j-\frac{1}{2})} \} * 1/4$ 

Voor de bepaling van het dwarstransport is gebruik gemaakt van het werkelijke zandtransport. Voor de eerste iteratiestap (zie stap 4) is deze nog gelijk aan de transportcapaciteit (zie stap 1). Voor de bepaling van "HT" zie vgl'en 5.28 en 5.30 wordt voor het zandtransport de capaciteit genomen. Dit is voor een alluviale bodem en een aanzanding op de bestorting altijd goed. Voor een bestorting die wil uitschuren is dit niet goed maar zoals uit stappen 4 en 6 zal blijken wordt "HT" dan toch nul en is de waarde van "HT" een referentiewaarde om de iteratie te stoppen. Er zit nog één andere verandering in de constuctie en wel in punt 3b. Volgens vergelijking 5.31 zou voor de bepaling van het dwarstransport rechts van de bestorting "SY(ig-½, j)" gebruik gemaakt worden van "SXB(ig, j+½) en SXB(ig, j-½)". Maar daar de bocht rechts van de bestorting alluviaal is zal hier het zandtransport gelijk zijn aan de capaciteit. Dus wordt gebruik gemaakt van "SXR(j+½) en 3XR(j-½)".

(5.32)

$$SY_{(ig-\frac{1}{2}, j)} = TFI_{(i-\frac{1}{2}, j)} * \{SXR_{(j+\frac{1}{2})} + SXR_{(j-\frac{1}{2})} + SX_{(ig-1, j+\frac{1}{2})}^{+SX} + SX_{$$

$$(ig-1, j-\frac{1}{2})^{3\times 1/4}$$

- Stap 4 In stap 4 wordt nu gekeken of de bestorting wil uitschuren wat natuurlijk niet mogelijk is bij een goed geconstrueerde constructie. De bestorting wil op een bepaald roosterpunt uitschuren als daar aan twee ongelijkheden wordt voldaan.
  - a Ten eerste moet de in stap 3 gevonden waarde voor "HT" groter dan nul zijn. Volgens vgl. 5.27 wil de diepte dan toenemen en de bodem dus uitschuren.
  - b Ten tweede moet de diepte op dit roosterpunt gelijk zijn aan die waarop de bestorting is gelegd. Als dit namelijk niet zo is dan bevindt er zich zand op de bestorting en is er dus wel uitschuring, zonder de bestorting aan te tasten mogelijk.

Voor de referentiediepte, om te kijken of de diepte gelijk is aan die waarop de bestorting is gelegd wordt de diepte op "j=1" gebruikt omdat daar altijd geldt "HT=0".

Als nu aan allebei de bovenstaande punten "a en b" wordt voldaan kan de bestorting niet uitschuren terwijl zij dit wel zou willen. Er moet nu dus gelden:

HT(i, j) = 0

Als nu de gevonden waarde uit vgl. 5.30 of 5.28 in één van de variabelen aan de rechterzijde van de vergelijking wordt verwerkt dus:

$$0 = (SX_{(i, j+\frac{1}{2})} - SX_{(i, j-\frac{1}{2})}) - HT_{(i, j)} * DX(i, j) + (5.33)$$

$$\frac{SY_{(i+\frac{1}{2}, j)} * \{DX_{(i+1, j)}^{+} DX_{(i, j)}\}}{2*DY} + \frac{SY_{(i-\frac{1}{2}, j)} * (DX_{(i, j)}^{+} DX_{(i-1, j)})}{2*DY}$$

De enige variabelen in deze vergelijking zijn de twee dwarstransporten en het langstransport voor "j+%". De dwarstransporten zijn weliswaar afhankelijk van de langstransporten "SX" maar worden voorlopig constant gesteld. Nu volgt dus voor het werkelijke zandtransport.

$$SXB_{(i, j+\frac{1}{2})} = SX_{(i, j+\frac{1}{2})} - HT_{(i, j)} * DX_{(i, j)}$$
(5.34)

De laatste term in deze vergelijking is de verkleining van het werkelijke zandtransport t.o.v. de capaciteit.

Als één van de twee punten van de vorige pagina niet wordt voldaan dan vindt er ofwel aanzanding ofwel alluviale uitschuring plaats. In deze gevallen is het werkelijke transport gelijk aan de capaciteit.  $(i, j+\frac{1}{2}) = SX$  $(i, j+\frac{1}{2})$ SXB

- In stap 3 is er vanuit gegaan dat het dwarstransport Stap 5 constant is bij de bepaling van het werkelijke transport "SXB". Maar als "SXB" volgens vgl. 5.34 veranderd dan veranderd volgens vgl. 5. 31 ook "SY". Met de nieuw gevonden waardes van "SXB" kunnen nu met punt vier weer de dwarstransporten bepaald worden. En hiermee de waardes voor. Het proces van stappen 3 en 4 wordt weer herhaald.
- Als de "HT" niet meer dan een bepaalde nauwkeurigheid Stap 6 veranderd dan is in dit roosterpunt het werkelijke transport gevonden en kan voor dit punt de iteratie gestopt worden. Ter vergelijking is de hulparray "HTS" opgestart om de oude waarde van "HT" in op te slaan. De beginwaarde van "HTS" is nul. Als er aanzanding plaats vindt of alluviale uitschuring dan hoeft de iteratie ook niet herhaald te worden. Het niet hoeven herhalen van een iteratie in een roosterpunt wordt aangegeven door bij de Dummyvariabele "IVAR" één op te tellen.

IVAR = IVAR+1

De startwaarde bij <u>elke</u> iteratie weer is nul.

- Het sedimenttransport kan niet negatief worden en moet Stap 7 dus als dit volgens het programma zou willen optreden gelijk aan nul gemaakt worden. Als dit optreedt dan mag duidelijk zijn dat dit benedenstrooms aan de buitenbocht is.
- De iteratie mag pas stoppen als dit voor <u>elk</u> Stap 8 roosterpunt boven de bestorting mag. Dit daar het gevonden werkelijke zandtransport niet alleen één roosterpunt beïnvloed via het langstransport "SXB" maar via het dwarstransport "SY" ook het evenwicht in het roosterpunt ernaast.

Als voor alle roosterpunten evenwicht is opgetreden dan moet bij de Dummy-variabele "IVAR" dus voor al deze roosterpunten één zijn opgeteld (zie stap 6). De iteratie stopt dus als:

IVAR = IDIM-IG+1

Of als "ITZMAX" is bereikt.

- Stap 10 Hierin wordt het zandtransport gelijk gesteld aan de gevonden waarde of dit nu de zandtransportcapaciteit is of het werkelijke transport.
- Stap 11 Voor het alluviale, niet bestorte gedeelte, wordt de verandering per tijdseenheid van de bodem bepaald.

5. 3. 3. Bestortingsrand.

Afhankelijk van waar de rand ligt kan er een discontinuïteit in de diepte optreden. Als de rand van de bestorting erg dicht bij de buitenbocht ligt zal er zeker een diepteverschil optreden. Als namelijk naar het bodemprofiel van een onbestortte bocht wordt gekeken (in fig. 5.5) dan is te zien dat wanneer er een smalle bestorting wordt aangelegd dat dan gelijk naast de bestorting waar de bodem weer alluviaal is uitschuring zal optreden.

Om dit eventuele diepteverschil mee te nemen in de berekeningen zal er ter plekke van de rand een dubbele diepte gebruikt gebruikt worden zie fig. 5.6



fig.5.5 Een smalle bestorting in het oude bodemprofiel.



fig.5.6 Dwarsdoorsnede van de bodem met een verspringing ter plekke van de bestortingsrand.

Nu is het de vraag wat de invloed is van deze dieptesprong op de andere variabelen en in hoeverre dit meegenomen moet worden in de berekeningen. In de vergelijkingen uit paragraaf 5.2 is te zien dat in bijna allemaal de diepte voor komt.

- Voor de stromingsvergelijkingen 5.18 en 5.19 waarmee de snelheden in langs- en dwarsrichting bepaald worden is het duidelijk dat er niet van twee verschillende dieptes op de rand gebruik gemaakt zal worden. Er zouden dan namelijk ook twee verschillende snelheden gevonden worden voor één roosterpunt. Een discontinuïteit in de snelheid zal niet optreden vandaar dat gebruik gemaakt wordt van de volgende vergelijking voor de diepte op de rand.

 $H_{(ig, j)} = \frac{HP_{(ig, j)} + HP_{(ig+1, j)}}{2}$ (5.35)

- In vergelijking 5.24 komt ook de diepte voor. Hier gaat het om de bepaling van de richting van de waterdeeltjes. Ook hiervoor geldt hetzelfde als voor de snelheden en zal dus gebruik gemaakt worden van vgl. 5.35.
- In vergelijking 5.22 komt de diepteverandering in de lengterichting voor. In paragraaf 3.3 bleek al dat de zandtransportcapaciteit niet erg afhankelijk is van de verandering van de diepte in de lengte. Zodoende zal ook hier gebruik gemaakt worden van vgl. 5.35.
- In vergelijking 5.23 gaat de dwarshelling van de bodem een rol spelen en heeft een duidelijke invloed op de bepaling van de evenwichtsligging van de bodem. De transportrichting van het sediment werkt met een dubbele diepte op de rand. Wat er gebeurd als dit niet zou gebeuren maar weer vgl. 5.35 gebruikt wordt is te zien in fig 5.7. De dwarshelling en hiermee de transporthoek zou kleiner en dus de aanzanding in de binnenbocht groter worden. In werkelijkheid zal er ook geen discontinuiteit in de bodem ontstaan omdat het basismateriaal onder de bestorting weg geërodeerd zal worden. De bestorting zal dus aan de rand de diepte gelijk naast de bestorting aannemen zodat vgl. 5.35 een goede benadering geeft voor de dwarshelling in het alluviale



fig.5.7 Verschil van de dwarshelling van de bodem voor een gemiddelde diepte en een dubbele diepte op de bestortingsrand.

De vergelijking voor de transporthoek van het sediment wordt dus als volgt: (5.36)

TFI 
$$(ig+\frac{1}{2}, j) = \left[\left\{\frac{v(ig+1, j+\frac{1}{2}) v(ig+1, j-\frac{1}{2})}{u(ig+1, j)}\right\} + \left\{\frac{v(ig, j+\frac{1}{2}) v(ig, j-\frac{1}{2})}{u(ig, j)}\right\} + \left\{\frac{v(ig, j+\frac{1}{2}) v(ig, j-\frac{1}{2})}{u(ig, j)}\right\}$$

$$\begin{array}{c} \text{CHI} & +\text{CHI} & (\text{ig, j+\%}) & +\text{CHI} & (\text{ig+1, j-\%}) \\ \text{CHI} & (\text{ig, j-\%}) & \end{bmatrix} * \frac{1}{4} & + & \text{G} & (\text{ig+\%, j}) & \\ \end{array} \\ \begin{array}{c} \text{HP} & (\text{ig+2, j}) & - & \text{HP} & (\text{ig+1, j-\%}) \\ \text{DY} & & & \text{DY} \end{array}$$

$$TFI_{(ig-\%, j)} \begin{bmatrix} i \frac{v_{(ig, j+\%)} + v_{(ig, j-\%)}}{u_{(ig, j)}} + \frac{v_{(ig-1, j+\%)} + v_{(ig-1, j-\%)}}{u_{(ig-1, j)}} \\ CHI_{(ig, j+\%)} + CHI_{(ig, j-\%)} + CHI_{(ig-1, j-\%)} + CHI_{(ig-1, j-\%)} \\ CHI_{(ig-1, j-\%)} \end{bmatrix} * \frac{1}{4} + G_{(ig-\%, j)} + \frac{HP_{(ig, j)} - HP_{(ig-1, j)}}{DY}$$

Nu blijft nog over de vraag wat is de grote van de uitschuring gelijk naast de bestorting? Er zal alleen uitschuring optreden als de bestortingsrand wil uitschuren, dus als "HT(ig, j) > O". Verder maakt het nog uit of er een verspringing in de diepte zit of niet. Als dit niet zo is (zie fig 5.8b) kan het sediment zowel van binnen- naar buitenbocht als van buiten- naar binnenbocht stromen. Als dit wel zo is kan het sediment alleen van buitennaar binnenbocht stromen, zie pijl in fig 5.8a. Bij een transport van binnen- naar buitenbocht treedt de verspringing nu op als zandvang. Dit is in het struktuurdiagram in bijlage 5 te zien bij punt 1.





fig.5.8 a Mogelijke richting van het transport bij een verspringing van de bodem.

fig.5.8 b Zelfde als a) maar nu zonder verspringing

$$HTR_{(j)} = \left[ (SXR_{(j+\frac{1}{2})} - SXR_{(j-\frac{1}{2})}) + \frac{SYM_{(j)} DX_{(ig, j)}}{0.5 * DY} + \right]$$
(5.38)

$$\frac{(ig - \frac{1}{2}, j)}{DY} \frac{(ig, j)}{DX} \frac{(ig, j)}{DX} \frac{(ig - 1, j)}{DX} \int DX(ig, j)$$

Hierin zal zoals in deze paragraaf al is beschreven "SXR" de zandtransportcapaciteit op de rand van de bestorting zijn. "SYM" is nu het dwarstransport op "ig" en niet zoals in vorige berekeningen van "HT" op "ig+ $\frac{1}{2}$  of ig- $\frac{1}{2}$ ", zie fig. 5.9 Om dit dwarstransport te bepalen is de volgende ongelijkheid geldig.

$$SYM = TFIR * 1/2* \{ SXB + SXB \}$$
(5.39)

Voor de hoek "TFIR" op de rand van de bestorting moet een waarde genomen worden die weer afhankelijk is van het wel of niet verspringen van de diepte op de rand. Als de diepte niet verspringt zie fig. 5.6b geldt het volgende.

----

$$TFIR_{(j)} = \left[ \left\{ \frac{v_{(ig, j+\frac{1}{2})} + v_{(ig, j-\frac{1}{2})}}{u_{(i, j)}} \right\} + \frac{CHI}{(ig+1, j+\frac{1}{2})} + \frac{CHI}{(ig, j+\frac{1}{2})} \right] * \frac{1}{2}$$

$$+ \frac{CC}{DY} * \frac{(HP_{(ig,j)}^{+} HP_{(ig+1,j)}) - (HP_{(ig,j)}^{+} HP_{(ig-1,j)})^{*1/2}}{(u_{(ig,j)})^{**bsp}}$$

Als de diepte wel verspringt, zie fig. 5.8 a dan mag het laatste gedeelte van de bovenstaande vergelijking weggelaten worden omdat dan op de rand de dwarshelling van de bodem nul is. In dit geval moet we de hoek nul zijn als het sediment van de binnen- naar de buitenbocht wil stromen zoals boven al gesteld is. Zie punt 2 in bijlage 5.



fig.5.9 Balansgebiedje "A" ter bepaling van de uitschuring naast de bestorting.

5.4. Benodigde invoergegevens.

Met het computermodel kan nu een berekening uitgevoerd worden. Wat daar nog wel voor nodig is zijn de invoergegevens. Dit zijn constant die het programma nodig heeft om de berekening te kunnen uitvoeren. Hieronder volgt een lijst van de benodigde gegevens:

idim = aantal roosterpunten in de breedte van de rivier. 1: jdim = aantal roosterpunten in de lengte van de rivier. 2: = breedte van een roosterhokje (in m). 3: Dy = lengte van een hokje (in m). 4: Dx jno1 = roosterpunt "j" waar de bocht begint. 5: ino2 = roosterpunt "j" waar de straal van de bocht 6: verspringt jno3 = roosterpunt "j" waar de bocht eindigt. 7: Ali = omgekeerde van de straal van "j=1 tot j=jno1". 8: = omgekeerde van de straal van "j=jnoi tot jno2". 9: A12 = omgekeerde van de straal van "j=jno2 tot jno3". 10: Al3 = omgekeerde van de straal van "j=jno3 tot jdim". 11: A14 = het debiet (in  $m \times 3/s$ ). 12: Q 13: H = de diepte (in m). = de chezyfaktor (in m\*\*.5/s). 14: Che = constante die de invloed van de dwarsstroming 15: Cu aangeeft. Is de Ksn uit par. 5.2. = constante voor de richting van de schuifspanning 16: AA aan de bodem. Is de  $\beta$  uit par. 2.5. = constante die de instellengte van de dwarsstroming 17: BX weergeeft. = constante die de invloed van de bodemdwarshelling 18: C op de zandtransportrichting aan de bodem weergeeft. = constante die de invloed van de bodemlangshelling 19: e op de zandtransportcapaciteit weergeeft. = constante die de mate van afhankelijkheid van het 20: b zandtransport van de snelheid weergeeft. = constante die de mate van afhankelijkheid van het 21: BSP transportrichting van de snelheid weergeeft. 22: Ithmax = maximaal aantal iteraties om de evenwichtsligging van de bodem te bepalen. = relatieve tijdstap (in sec) 23: Dt = nauwkeurigheid die wanneer gehaald de iteratie 24: DH ter bepaling van de evenwichtsdiepte stopt. = roosterpunt "i" waar de bestortingsrand op ligt. 25: ig

Dit zijn niet alle invoergegevens die nodig zijn maar die, die voor dit geval aangepast moeten worden.

ad 1,2,3 en 4) Het is belangrijk de grootte van de roosterhokjes Julst te bepalen. Erg kleine hokjes geven een grote rekentijd en dus veel kosten. Te grote hokjes kan tot instabiliteit leiden en een groter aantal iteraties. Olesen heeft bekeken bij welke hokjesgrootte een stabiele, voldoende nauwkeurige en zo goedkoop mogelijke oplossing wordt gevonden. Hij adviseerd om de breedte van de hokjes 1/4 à 1/6\*B te maken. En de lengte van de hokjes 1/2 à 1\*B.

Dit levert voor de bocht de volgende waardes: DY = 65 m(DXO is de lengte van een hokje in de as van de DXO = 125mrivier. Hiermee wordt: Idim = 5.De bepaling van "jdim" is afhankelijk van de lengte van de bocht en de lengte van het stuk rivier dat voor en na de bocht wordt meegenomen. De lengte van de eigenlijke bocht is 2500 meter. Voor de bocht wordt nu een stuk met een lengte van 500 meter genomen en achter de bocht 625 meter. Dus voor "jdim" volgt Jdim = 30Invoergegevens 5 en 7 zijn nu ook bekend. jno1 = 5jno3 = 25Punt 6 is ingevoerd om een eventuele verandering van de straal aan te geven. Zoal in de tekst zal blijken wordt de straal inderdaad niet constant genomen voor het bochtgedeelte. jno2 = 17Voor de bocht en na de bocht is de straal natuurlijk nul en zoals hierboven is weergegeven kan de straal veranderen. Voor de bocht in de Waal volgen de volgende waardes. A11 = 0.0(1/m)A12 = 0.001 (1/m)A13 = 0.007 (1/m)A14 = 0.0(1/m)Het debiet in de berekeningen is in eerste instantie het bedvormende debiet dat volgens modelproeven de bodemligging geeft waaromheen de bodem schommelt. (m\*\*3/s) Q = 1250De diepte wordt met de Chezyvergelijking bepaald en geeft H = 4.85(m) Voor de ruwheid wordt in eerste instantie een gemiddelde waarde genomen en deze wordt na een eerste berekening met behulp van de gevonden dieptes opgesplitst in twee waardes. Één voor de binnenbocht en één voor de buitenbocht, zie punten 14 a en b. C1 = wisselend voor on- en bestort C2 = idem.Voor de bepaling van de constantes wordt uitgegaan van de logaritmische snelheidsverdeling welke volgens onderzoek de beste resultaten geeft.

86

logaritmische snelheidsverdeling welke volgens onderzoek de beste resultaten geeft.

Cu = 0.4AA = 10.5Bx = 0.661= 1.78 C e = BSP = 1b = PS = 5

Belangrijk voor het verloop van de berekening is de grootte van de tijdstap "DT". Als deze stap te groot wordt gekozen is de berekening instabiel. En bij een te kleine stap bereikt de bodem pas zijn evenwicht na veel iteratiestappen, wat kostbaar is. Zoals in vgl. 5.26 is te zien wordt de de verandering van de bodem per tijdseenheid "HT" met "DT" vermenigvuldigd om de nieuwe diepte te vinden. Er moet opgepast worden dat deze tijdstap niet de werkelijke tijd weergeeft. Omdat een bodemveranderingsproces zeer langzaam verloopt is men gewend dat de tijdstap in een aantal uren wordt gezocht. Dit zou hier een zeer foute oplossing leveren. En wel hierom:

In de rechterzijde van vergelijking komt de transportcapaciteit voor, die in dit model als een relatieve waarde wordt berekend, zie vgl. 5.22. En als de rechterzijde door "SO" wordt gedeeld moet dit ook voor de linkerzijde gebeuren.

1	9 h	d(Ss/S0)	∂(Sn/So)	(5.44)
— *		:	+	(5. 41)
SO	ðt	8 S	ðn	

Hierin is "SO" het zandtransport voor de bocht. De "DT" uit het programma wordt dus eigenlijk gevonden door de werkelijke tijdstap "dt" te delen door het zandtransport voor de bocht "SO".

en dus: dt = DT\*SO DT = dt/SO

Het volgt voor deze bocht dat de "DT" tussen de 1 en 5 gehouden moet worden. Dit betekent voor de werkelijke tijdstap:

3.552 hr. < "dt" < 15 hr.

Ook de nauwkeurigheid waarbij de iteratie gestopt wordt moet voorzichtig bepaald worden. Het kan namelijk zijn dat de iteratie niet echt convergeert. En dan, weliswaar met een erg kleine verandering per stap, nog erg lang nodig heeft voor het bereiken van evenwicht. Ook hier moet weer worden opgepast dat de "DH" waarbij, wanneer gehaald, het iteratieproces stopt niet de werkelijke "DH" is. Het iteratieproces stopt als geldt:

met: Hm = H(i, 1)max(HT/Hm) ≤ DH

De maximale diepteverandering waarbij de iteratie dan wordt gestopt is:

DH\*Hm dH = -DT

(5.42)

In berekeningen worden de volgende waardes genomen

DH = 0.3e-3

DT = 1.2

## 5. 5. Bedvormende afvoer.

In de vorige hoofdstukken is de bedvormende afvoer al enkele malen ter sprake geweest. Het is de afvoer die de gemiddelde bodemligging bepaald. Door de verandering van het debiet zal er dus een dynamisch evenwicht om deze gemiddelde bodemligging ontstaan. In de vorige paragraaf is te zien geweest dat deze bedvormende afvoer gesteld is op 1250 m3/s. Deze waarde volgde uit modelproeven uit het waterloopkundig laboratorium. Uit deze proeven bleek dat de bodemligging voor debietveranderingen over een jaar weinig invloed hebben op de gemiddelde ligging van de bodem. Ook blijkt uit deze proeven dat bij een groter debiet de dwarshelling groter wordt (wat terugkijkend naar par. 4. 3. 1. 3 door de toename van de snelheid en de diepte te verklaren is) en dat het bodem veranderingsproces sneller verloopt dan bij een laag debiet. Uit dit laatste punt mag dan ook verwacht worden dat het bedvormende debiet groter dan het gemiddelde debiet zal zijn. In bijlage 7 is het debiet in de bocht te zien, uitgezet tegen de kans van onderschrijden. Te zien is dat het gemiddelde debiet ongeveer 1400 m3/s is, groter dus dan de gebruikte 1250 m3/s. Door de schaaleffekten in de modelproeven kan het dus zijn dat er een te klein debiet in de berekeningen wordt gebruikt. In het bovenstaande is al geconstateerd dat dit voor de debietverandering in een jaar niet veel invloed zal hebben. Maar als er een hogere afvoer over enkele jaren optreedt zal dit tot een andere gemiddelde bodemligging kunnen leiden wat een te smalle bevaarbare breedte in een droge periode hierna kan geven. Het blijkt namelijk ook uit de proeven dat de tijd nodig om de grotere dwarshelling van de bodem in de natte periode te ontwikkelen even groot is als de tijd nodig om in de droge periode de oude situatie weer te bereiken. Een heel klein debiet gelijk na een langdurige natte periode zal dan ook de kleinste bevaarbare breedte geven. Dit volgt ook uit de proeven. In het model van Olesen wordt gewerkt met één debiet waarvoor de 1250 m3/s uit de modelproeven in het W-L. gebruikt is. Gezien het voorgaande kan dit een te gunstige waarde voor de bevaarbare breedte geven. Het is dan ook aan te bevelen de berekeningen voor een iets grotere waarde van het debiet te herhalen, gedacht moet worden aan 1600 m3/s. Een omvangrijkere maar exactere oplossing is het inbouwen van een regiem in het computer-model. Probleem hierbij zal niet alleen het veranderende debiet en dus de veranderende diepte zijn maar ook de ruwheid die bij een grotere diepte kleiner is.

# 6. RESULTATEN.

#### 6. 1. Algemeen.

Bij het analyseren van de resultaten in dit hoofdstuk zullen de verschillende berekeningen, voor een bodem met of zonder bestorting, niet alleen onderling met elkaar vergeleken worden maar ook met de resultaten uit de proeven in het waterloopkundig laboratorium (W-L). Alvorens hiertoe overgegaan wordt zal eerst uitééngezet worden welke berekeningen uitgevoerd zijn en globaal de aanpak bij de uitvoering van de proeven in het W-L aangegeven worden.

6.1.1. Modelproeven in het waterloopkundig laboratorium.

In het verleden zijn in het W-L al proeven gedaan om de invloed van de mogelijke tracées op de bevaarbare breedte te bekijken. Toen was er nog sprake van het afsnijden van de bocht om zo door een straalverkleining de dwarshelling van de bodem en zo de aanzanding in de binnenbocht te verkleinen. Daar deze bochtafsnijding door de Ooypolder zou lopen (zie bijlage 2), wat een zogenaamd kenmerkend polderlandschap is, is men uit milieutechnisch oogpunt van deze mogelijke oplossing afgestapt. Toen deze oplossing afviel is men verder gaan kijken en heeft men de twee oplossingen (bestorten en grondkribben) die in hoofdstuk vier ter sprake zijn geweest ontwikkeld. Ook deze oplossingen heeft men getest in het W-L. Daar de laatste twee oplossingen in het originele tracée plaatsvinden heeft men dit tracée in een modelgoot nagebouwd. Hierin is rekening houdend met de verhouding van de schalen het regiem met het bijbehorend sedimenttransport op dit model toegepast. Dit voor de originele situatie zonder constructies, om zo het model ten aanzien van het prototype te controleren, voor de bocht met een bestorting en voor de bocht met grondkribben.

Na de eerste regiem-proeven 1s een bedvormende afvoer bepaald die de bodemligging bepaalt waar het dynamisch evenwicht zich omheen beweegt (zie par. 5.5). Deze bedvormende afvoer bedraagt 1250 m3/s. Met deze constante afvoer zijn de uiteindelijke proeven voor de oplossingen gedaan.

De volgende variabelen zijn gemeten:

- de snelheid,
- de diepte en

- de bevaarbare breedte.

Om voor de diepte geen verkeerde waarden te Krijgen zijn voor de diepte meerdre metingen achter elkaar gedaan en gemiddeld. Dit om te voorkomen dat er bij een enkele meting net op een onregelmatigheid in de bodem, b.v. een zandduin of -ribbel, wordt gemeten. Deze onregelmatigheden kunnen vooral in modelproeven een grote waarde aannemen zodat een gemiddelde uit meerdere metingen nodig is.

De snelheidsmetingen zijn op drie hoogten gedaan namelijk 0.8, 2.0 en 3.2 meter onder de waterspiegel.

De bestorting is in de modelproeven op N. A. P. +3m (prototype), van de buitenbochtoever tot aan de de rivieras (130 meter breed) en tussen kmr. 882. 9 en kmr. 885. 0 gelegd.

6.1.2. De verschillende uitgevoerde berekeningen.

- BER1 = berekening van de bodemligging van de alluviale bocht zonder bestorting met een gemiddelde C-waarde van 50 m½/s en een gemiddelde straal van 1000 meter.
- BER2 = berekening van de bodemligging in de bocht met een bestorting in de buitenbocht tot aan de rivieras (130 meter breed). De gemiddelde C-waarde is 45 m½/s en de gemiddelde straal als bij BER1.
- BER3 = berekening voor de alluviale bocht met in de buitenbocht een C-waarde van 50 m½/s en in de binnenbocht van 40 m½/s. In het begin van de bocht tot kmr. 883.7 is de straal 1000 meter en van daar tot het einde van de bocht 1500 meter.
- BER4 = berekening voor de bocht met een bestorting van de buitenbocht X=260 tot de rivieras X=130 (dus 130 meter breed). De C-waarde is nu over de hele bocht 40 m½/s en de bochtstralen zijn net als bij BER3.
- BER5 = berekening met bestortingsrand op X=195 meter, dus met een breedte van 65 meter. De C-waarde is zoals in BER4 genomen, dus 40 m½/s.

6.2. <u>Analyse van de resultaten van BER1 en BER2.</u>

Het computer-model van Olesen is aan de resultaten van modelproeven in laboratoriumgoten gecalibreerd. In het bestaande computerprogramma wordt dan ook gewerkt met een constante straal wat in goten gebruikelijk is. Ook de ruwheid heeft een constante waarde in het bestaande programma. Voor de eerste berekeningen (BER1 en BER2) is dan ook gewerkt met een constante straal en een constante chezyfaktor. Bij de eerste berekeningen is dus alleen gekeken naar de werking van de bestorting. Voor de alluviale rivierbocht volgde uit een globale berekening en uit gegevens betreffende de Waal een gemiddelde ruwheid van ongeveer 50 m½/s en voor de bocht met bestorting 45 m½/s.

Voor de straal is een waarde genomen die kleiner is dan de gemiddelde namelijk 1000 meter. Dit is een gemiddelde straal van het-scherpere eerste deel van de bocht, zie bijlage 2.

Na vergelijken van de twee berekeningen onderling en met de resulaten uit de modelproeven wordt het volgende geconstateerd.

In fig. 6. 1. at/m e en 6. 3. at/m e is te zien dat door het bestorten van de buitenbocht tot aan de rivieras de diepte in de binnenbocht toeneemt. Ook de bevaarbare breedte zal toenemen.

- BER1 en BER2 geven tot kmr. 884.0 een grotere diepte dan uit de modelproeven volgt. Van kmr. 884.0 tot kmr. 885.0 is de diepte juist kleiner en dus minder gunstig. Te zien is dat dit voor zowel de berekening zonder bestorting (BER1) als voor de berekening met bestorting (BER2) in de zelfde mate voorkomt en dat het dus een verschil is dat optreedt door het verschil van aanpak tussen het computermodel en een modelproef. Bij modelproeven zijn het de schaaleffekten die tot verkeerde resultaten kunnen leiden. Vooral de ruwheid t.g.v. de bodemvorm (ribbels en duinen) is een faktor die in een modelproef een te grote waarde kan aannemen. Bij computermodellen zijn het de aannamen die in het veréénvoudigen van de vergelijkingen zijn gedaan, de afbreekfout in het numerieke schema en de stopcriteria voor de iteraties in het programma die de behaalde nauwkeurigheid bepalen.
- Vooral aan de randen treedt een groot verschil op met de modelproeven. Hierbij dient echter de kanttekening te worden gezet dat Olesen al gesteld heeft dat de berekening vlak aan de randen niet nauwkeurig is. Daar de berekening vlak aan de randen niet maatgevend voor de bevaarbare breedte is hoeft dit geen problemen op te leveren.
- Bij de snelheidsverdelingen in figuren 6.2a t/m 6.2e voor BER1 en 6.4a t/m 6.4e voor BER2 is te zien dat inderdaad zoals in hoofdstuk 2 al naar voren kwam het maximum in de snelheidsverdeling van de binnen- naar de buitenbocht schuift.
- In de snelheidsverdelingen in figuren 6.2 en 6.4 is ook te zien dat de grootte van de snelheid voor BERi en BER2 kleiner is dan de gevonden waarden bij de modelproeven. Dit komt in eerste instantie door de gunstige bodemligging en hiermee grotere diepte voor de "BER" berekeningen. In tweede instantie komt dit doordat de snelheid aan de randen voor "BER1 en BER2" te groot is zodat de waarde in het midden van de rivier onder die van de de modelproeven komt te liggen. Bovendien is de berekende waarde een gemiddelde waarde en zijn de waarden voor de modelproef gemeten op resp. 0.8, 2.0, en 3.2 meter onder het wateroppervlak. In het geval van BER1 en BER2 zal de berekende gemiddelde snelheid op omgeveer 2.0 meter onder de waterspiegel liggen en zullen de - snelheden gevonden met de "BER" berekeningen dus met de gestreepte lijn uit de figuren 6.2a t/m e en 6.4a t/m e vergeleken moeten worden. De vorm van de snelheidsverdeling komt goed overeen met die uit de modelproeven. Behalve dan aan de randen zoals al bij de diepte geconstateerd was.
- Ook klopt het inderdaad met de in de voorgaande hoofdstukken besproken theorie dat de snelheid in de binnenbocht voor BER2 groter is dan voor BER1, wat logisch is omdat anders de bestorting geen toename van de diepte in de binnenbocht had gegeven.



VAKGROEP – WATERBOUWKUNDE Afd. Civiele Techniek TH Delft Analyse:

- Het in het begin van de bocht gunstiger zijn en in de loop van de bocht ongunstiger worden van de BERekende waarden t.o.v. de waarden uit de model-proeven kan behalve door de schaaleffekten en nauwkeurigheden ook veroorzaakt worden door het constant nemen van de straal en de ruwheid. Zoals in hoofdstuk 4 al te zien is geweest is de invloed van de ruwheid niet groot op de verschillende te bepalen variabelen, vooral door de kleine ruwheidsverandering.

De straal heeft een grotere invloed op de variabelen. Het is dan ook goed voor te stellen dat door het constant nemen van de straal de diepte in het begin van de bocht, waar de straal te klein genomen is, groter wordt dan dat hij eigenlijk zou moeten zijn. Aan het einde van de bocht, door het te groot nemen van de straal zal het tegenovergestelde gebeuren. In figuren 6.5a t/m f voor BERi en 6.6a t/m f voor BER2 zijn berekende waarden voor de chezyfaktor weergegeven. Te zien is dat voor een bestorting de ruwheid weinig varieert om de waarde 40 m%/s. Het dient wel gezegd dat voor de berekening van de C-waarde bij een bestorte buitenbocht uitgegaan is van een alluviale buitenbocht. De gevonden waarden in de buitenbocht zijn dus niet correct. Het blijkt echter dat voor een bestorting, zie tabel 4.1, bij de gegeven diepte ook een C-waarde van 40 m%/s volgt. Voor BER2 zal dus theoretisch C=40 m%/s beter voldoen dan C=45 m½/s die in BERi is gebruikt. Voor BERi zal een C-waarde van 50 m½/s in de buitenbocht en 40 m½/s in de binnenbocht beter voldoen. Omdat de ruwheid voor de verschillende oplossingen voor een bestorting nogal kunnen verschillen is het computerprogramma aangepast zodat een ruwheid voor de buiten- en voor de binnenbocht kan worden ingevoerd. Deze wordt in vergelijking 5.10 en 5.15 ingevoerd. Voor de invoergegevens 14 en 15 uit par. 5.4 worden nog steeds de gemiddelde waarden gebruikt. Dit daar binnen het interval waarbinnen de C-waarden variëren deze factoren weinig veranderen.

Conclusies:

- Een bestorting werkt verruimend op de bevaarbare breedte in een rivierbocht.

-

 Het gebruikte computermodel geeft een grotere invloed van de bestorting op de bevaarbare breedte dan in een modelproef. 6.3. Analyse van de resultaten van BER3 en BER4.

6.3.1. Algemeen.

Uit de analyse in paragraaf 6.2 volgde dat het waarschijnlijk is dat door het constant nemen van de straal en de ruwheid er een te grote onnauwkeurigheid in de berekeningen is gekropen. Met de in de analyse uit par. 6.2 gevonden aanpassingen voor de C-waarden en bochtstralen zijn de twee nieuwe berekeningen (BER3 en BER4) uitgevoerd. Dit is dus weer gebeurd voor een alluviale bodem en een bocht met een bestorting van de buitenbocht tot de rivieras.

Alvorens BER3 en BER4 uit te voeren is eerst de invloed van de ruwheid op de snelheidsverdeling voor het computerprogramma







fig. 6. 7a, b,c Invloed van de ruwheid, in Kmr. 882. 5 883. 5 en kmr. 885. 0 op de snelheid "u" voor het computerprogramma.

Te zien is dat een kleine ruwheidsverandering een kleine invloed heeft op de snelheid. Wel is te zien dat de snelheid in de binnenbocht voor een minder ruwere bodem groter wordt.

6.3.2. Vergelijken van de resultaten.

- Als de resultaten van BER3 met die van BER1 en die van BER4 met die van BER2 (zie fig. 6. 1a t/m e en 6. 4a t/m e) worden vergeleken dan is te zien dat, door de vergroting van de straal voor het eerste deel van de bocht voor BER3 en 4 t. o. v. BER1 en 2 een kleinere diepte gevonden 1s. In de tweede helft van de bocht waar de straal juist kleiner voor BER3 en 4 t. o. v. BER1 en 2 genomen 1s, is dit juist andersom en neemt de diepte toe. Dit was naar aanleiding van de theoretische beschouwing in par. 4. 3. 1 al te verwachten.
- De BER3 en 4 berekeningen komen dan ook beter overéén met de modelproeven uit het W-L.
- In de figuren 6.8a t/m 6.8g zijn de diepten uitgezet voor de BER3 en BER4 berekeningen. Te zien is dat de bodemligging duidelijk verandert. De diepte in de binnenbocht voor BER4 neemt toe t.o.v. BER3.
- De bevaarbare breedte is uitgezet in fig. 6.9. Te zien is dat de bevaarbare breedte toeneemt van 110 meter voor BER3 naar 146 meter voor BER4. Volgens de berekeningen zal de bevaarbare breedte voor een bestorte bocht met de vereiste breedte overéénkomen. Er treedt nog een verschil op met de bevaarbare breedte in bijlage 3 volgend uit de modelproeven. Tussen kmr. 884.5 en kmr. 885.0 is de bevaarbare breedte groter dan uit BER4 volgt. Dit wordt veroorzaakt door de aanwezigheid van brugpijlers aldaar. Deze zijn in de BER4 berekening niet meegenomen. De bevaarbare breedte zal dus waarschijnlijk nog iets groter zijn dan de gevonden waarde van 146 meter.
- In fig 6.10a en b zijn de zandtransporten voor BER3 en BER4 over de breedte van de bocht uitgezet voor de verschillende dwarsraaien. Voor de onbestorte bocht is te zien dat het transport in de binnenbocht al snel de waarde nul bereikt. Het zandtransport concentreert zich in de buitenbocht. Wat overeenkomt met de snelheidsverdeling uit fig. 6.12. Waarin de snelheid in de buitenbocht toe- en in de binnenbocht tot
- ongeveer nul afneemt. In deze figuur is bovendien te zien dat de snelheid in de binnenbocht voor een bodem met bestorting inderdaad groter is dan voor een onbestorte bocht.

- Voor de bestorte bodem (zie fig. 6. 10b) is te zien dat het zandtransport in de binnenbocht pas helemaal aan het einde van de bocht de waarde nul bereikt. Ook dit komt overeen met de snelheidsverdeling uit fig. 6. 11. In de buitenbocht treedt er echter een verschil op met wat uit de snelheidsverdeling verwacht mocht worden. De snelheid neemt, net als bij de onbestorte bocht in de buitenbocht toe maar het zandtransport gaat naar nul. Dit wordt veroorzaakt door het niet kunnen uitschuren van de bestorting, zoals besproken in par. 4. 3. 1. Te zien is dat het zandtransport zich daar concentreert waar de snelheid het grootst is en het aanbod van zand nog groot genoeg is. Bij de bestorte bodem (BER4) dus in het midden.
- Het zandtransport op de bestorting is aan het einde van de bocht erg klein en de snelheid erg groot. Als de bestorting dus eindigt zal vlak achter deze bestorting de zandtransportcapaciteit erg groot zijn. Als nu een elementje als in fig. 3.1 wordt beschouwd dan zal er weinig tot geen zand het vlakje binnenkomen terwijl er veel zand het hokje verlaat. Dit betekend een grote uitschuring achter de bestorting. Dit kwam ook in de berekeningen naar voren. Door de grote diepte achter de bestorting werd de snelheid zo klein dat hij zelfs negatief werd, wat de berekening deed stoppen. De grootste diepte die toen achter de bestorting gevonden werd was 7 meter. Na de bocht zal het sediment zich weer over de breedte verdelen en zal de ontgrondingskuil ondieper worden. Om nu te voorkomen dat de berekeningen onderbroken worden is de bestorting doorgetrokken tot achter de bocht. De waarden na de bocht (voorbij kmr. 885.0) zijn dus niet relevant voor een bestorting die eindigt op kmr. 885. O. Wel is te zien dat als de bestorting achter de bocht op de zelfde diepte doorgetrokken wordt. Het blijkt dat dan in het midden van de rivier een sediment ophoping plaatsvindt wat voor de scheepvaart een ongewenste ondiepte geeft. Deze ophoping is te verklaren met wat op de vorige pagina al is gesignaleerd namelijk dat het sediment zich in het midden van de rivier concentreert. En daar na de bocht de snelheid zich weer over de breedte gaat verspreiden is deze in het midden niet meer groot genoeg om aanzanding te voorkomen.

Om bezwijken van de constructie door de ontgronding te voorkomen moet de bestorting doorgetrokken worden maar onder een helling van 1:100. Als dit 200 meter gebeurt is de diepte boven de het einde van de bestorting 6.85 meter

(4.85+2) en zal er geen ontgronding achter de bestorting plaatsvinden.

Aan het begin van de bocht zal in de buitenbocht op de bestorting aanzanding plaatsvinden. Dit Komt doordat in het begin van de bocht de snelheid in de buitenbocht afneemt en hiermee de transportcapaciteit. Ook in het begin van de bocht zal de bestorting onder een kleine helling moeten Komen te liggen n. l. 1:150. De lengte van dit stuk bestorting hoeft maar 150 meter te zijn. Conclusies:

- De berekeningen met een verschillende straal voor het begin en het einde van de bocht en een verschillende ruwheid voor de binnen- en buitenbocht geven resultaten die duidelijk beter overeenkomen met de resultaten uit de modelproeven.
- Aan het einde van de bestorte bocht wordt het zandtransport in de buitenbocht erg klein. Terwijl de zandtransportcapaciteit erg groot is. Dit zal tot een grote ontgrondingskuil achter de bestorting leiden. Om dit te voorkomen moet de bestorting achter de bocht onder een helling van 1:100 over een afstand van 200 meter doorgetrokken worden.
- Aan het einde van de bocht concentreert het zandtransport zich in het midden van de rivier.
- Om een ondiepte aan het begin van de buitenbocht te voorkomen moet hier de bestorting onder een helling van 1:150 gelegd worden.
- Bij een bestorting van 130 meter breed neemt de bevaarbare breedte toe tot 146 m.

# 6.4. <u>Resultaten van een smallere bestorting.</u>

De rand van de bestorting is voor de berekeningen BER2 en BER4 in het midden van de rivier genomen. Dit is ook de meest logische lokatie voor deze rand met het oog op het bodemprofiel in de oude situatie (zie fig. 5.3). Om nu een indruk te krijgen van de uitschuring naast de bestorting en de invloed op de bevaarbare breedte, als de bestorting smaller wordt genomen namelijk 65 meter, is de vijfde berekening BER5 gedaan.

- Uit deze berekening volgt dat de uitschuring naast de bestorting erg groot wordt op sommige plaatsen namelijk 2 meter (zie fig. 6.13a t/m g). Wat voor de constructie eisen stelt aan de overgang aan de rand om de uitschuring te kunnen volgen. Voor een uitschuring van 2 meter zal dit een onmogelijke zaak zijn.
- In fig. 6.14 is bovendien te zien dat de bevaarbare breedte is afgenomen tot onder de 130 meter en dus duidelijk kleiner is dan de vereiste 150 meter.
- Om nu de uitschuring naast de bestorting te vergelijken voor BER4 en BER5 zijn in figuren 6.14a t/m e de diepten, met de dubbele diepte op "i=ig" weergegeven. Inderdaad is te zien dat de uitschuring veel kleiner is voor BER4 dan voor BER5.
- Als de waarden voor BER4 en BER 5 worden geëxtrapoleerd dan wordt voor de vereiste breedte van de bestorting om uitschuring naast de bestorting te voorkomen een waarde van 140 meter gevonden.
- Bovendien wordt met extrapolatie gevonden dat de bevaarbare breedte 150 meter wordt voot een bestortingsbreedte van 139 meter.

Conclusies:

- De rand van de bestorting moet om een bevaarbare breedte van 150 meter te bereiken en uitschuring naast de bestorting te voorkomen een breedte hebben van 140 meter.
- Bij een bestorting van 65 meter breed neemt de ontgronding naast de bestorting toe, t.o.v. een bestorting van 130 meter breedte, van 35 cm naar 2 m. De bevaarbare breedte neemt dan af van 146 m naar 124 meter.

## 6.5. Invloed van debietveranderingen.

In alle berekeningen is uitgegaan van de bedvormende afvoer van 1250 m3/s. In paragraaf 5.5 is al uiteengezet wat de mogelijke gevolgen kunnen zijn van een langdurige natte periode (enkele jaren) met hoge debieten gevolgd door een periode met zeer lage debieten. Door de toename van de dwarshelling van de bodem in de natte periode zal bij een extreem lage waterstand (laag debiet) de bevaarbare breedte zijn minimale waarde bereiken. Op de kans van optreden van zo'n lange natte periode gevolgd door zeer lage debieten zal hier niet ingegaan worden.

Om te kijken wat het effekt is van een zeer hoog debiet is in het computerprogramma voor de bepaling van de evenwichtsligging van de bodem behorend bij de bedvormende afvoer het debiet verhoogd tot 4000 m3/s.

De berekening is voor maar één tijdstap uitgevoerd omdat de interesse allen uitgaat naar:

- A) de snelheid van de bodemverandering, dus dH/dt (HT),

- B) de verandering van de iwarshelling van de bodem en
- C) de maximale snelheid "u" in de bocht welke voor latere constructie-doeleinden belangrijk zal zijn.

Niet belangrijk is de bepaling van de bevaarbare breedte omdat bij een zeer hoog debiet als 4000 m3/s de waterstanden zo groot zijn dat de bevaarbare breedte ruim voldoende is.

Ad A)

De maximale bodemverandering per tijdseenheid blijkt in Kmr.883.5 aan de binnenbochtoever op te treden. De bodem zal als "HT" constant in de tijd blijft in een maand een maximale bodemverandering van 30 cm geven. In werkelijkheid zal deze "HT" kleiner worden als de bodem de evenwichtsligging behorend bij dit nieuwe debiet benaderd.

Bovendien zal dit extreem hoge debiet zeer weinig optreden. Een maand achter elkaar is zelfs hoogst onwaarschijnlijk. De maximale bodemverandering zal dan ook kleiner dan 30 cm zijn. Ook is nog te zien in de berekeningen dat de bodemverandering verder van de binnenbochtoever veel kleiner is dan er gelijk naast. De amplitude van de bodemverandering t.o.v. de evenwichtsligging zal dan ook klein zijn. Wel is het aan te bevelen (zie ook par.5.5) om voor een hogere bedvormende afvoer (b.v. 1500 m3/s) de evenwichtsligging van de bodem met de bijbehorende bevaarbare breedte te bepalen en deze te vergelijken met die gevonden bij 1250 m3/s.

Ad B)

Het blijkt dat voor dit hoge debiet inderdaad de binnenbocht aanzandt en dat dit het grootst is direkt aan de binnenbochtoever. De dwarshelling zal dus inderdaad toenemen voor een hoger debiet. Voor een gebruikelijk regiem (zie w-l raport) zal deze toename erg klein zijn.

Ad C)

De maximale snelheid "u" is 1.8 m/s.



fig.6.1a,b.c Diepten voor de berekeningen BER1, BER3 en de proeven uit het W-L.


fig.6.1d,e Diepten voor de berekeningen BER1, BER3 en de



fig.6.2a,b.c Snelheden voor de berekeningen BER1, BER3 en de proeven uit het W-L.



fig.6.2d,e Snelheden voor de berekeningen BER1, BER3 en de proeven uit het W-L.





fig.6.3d,e Diepten voor de berekeningen BER2, BER4 en de proeven uit het W-L.



fig.6.4a,b.c Snelheden voor de berekeningen BER2, BER4 en de proeven uit het W-L.



fig.6.4d,e Snelheden voor de berekeningen BER2, BER4 en de proeven uit het W-L.

chezyfak. kmr 882.5



fig.6.5a



fig.6.5a,b Ruwheden voor de BER1 berekeningen, dus zonder bestorting,



fig.6.5c





fig.6.5c,d Ruwheden voor de BERi berekeningen, dus zonder bestorting.

chezyfak. kmr. 883.5





chezyfak. kmr 885.0



fig.6.5e,f Ruwheden voor de BER1 berekeningen, dus zonder bestorting,





fig.6.6a,b Ruwheden voor de BER2 berekeningen, dus met bestorting.





fig.6.6c,d Ruwheden voor de BER2 berekeningen, dus met bestorting.





fig.6.6e,f Ruwheden voor de BER2 berekeningen, dus met bestorting.



114



fig.6.8c,d Diepten voor BER3 en BER4 berekeningen.



fig.6.8e,f Diepten voor BER3 en BER4 berekeningen.



BER3 en fig.6.8g Diepten voor



fig.6.9 De bevaarbare breedte voor de onbestortte bodem (BER3) en de bestortte bodem (BER4), met de rand van de bestorting op X=130 meter.





zandtransport bestortte bodem

BER3.



fig.6.10b Het sedimenttransport voor de bestortte bodem (BER4) met de rand op X=130 meter.



fig.6.11 De snelheidsverdeling over de bocht voor de bestortte situatie, BER4.



fig.6.12 Snelheidsverdeling op KMR.885 voor BER3 en BER4.



fig.6.13a,b Diepten voor de BER5 en BER3 berekeningen.



fig.6.13c,d Diepten voor de BER5 en BER3 berekeningen.



fig.6.13e,f Diepten voor de BER5 en BER3 berekeningen.



fig.6.14 De bevaarbare breedte voor de onbestortte bodem (BER3)
en de bestortte bodem (BER5), met de rand van de
bestorting op X=165 meter.



fig.6.15a,b Diepten voor BER4 berekening met dubbele diepte boven de bestortingsrand.



fig.6.15c,d Diepten voor BER4 berekening met dubbele diepte boven de bestortingsrand.



fig.6.15e Diepten voor BER4 berekening met dubbele diepte boven de bestortingsrand.

LITERATUURLIJST

- Bouwmeester,J (1986) Waterbouwkunde, Kollegediktaat F4. Vakgroep Waterbouwkunde. T-H Delft.
- Engelund,F en Hansen,E (1967) A Monograph on sediment transport in alluvial streams. Technisk Forlag. Kopenhagen.
- Kalkwijk,J.P.Th en Vriend,H-J (1980) Computation of the flow in shallow river bends. Delft University of Technology.
- Kalkwijk, J.P.Th en Booy, R (1986) Adaption of secondary flow in nearly horizontal flow. Delft University of Technology.
- K.I.V.I. (Koninklijk Instituut voor Ingenieurs) en N.I.V.N. (Nederlands Instituut voor Navigatie) (8 dec 1987) Symposium zesbaksduwvaart. Technische Universiteit Delft.
- Meyer-Peter,F and Müller,R (1948) Formulas for bed load transport. Proc.2nd.Congr.IAHR, Stockholm.
- Odgaard,A.J. (1981) Transverse bed slope in alluvial channel bends. Vol.107, no.Hy12, p.1677. J. Hyd. Div.
- Odgaard,A.J. (1984) Flow and bed topography in alluvial channel bends. Vol.100, no.4, p.151. J. Hyd. Div.
- Olesen,K.W. (1985) A mathematical model of the flow and bed topography in curved channels. Report no. 85-1. Delft University of Technology.
- Olesen,K.W. (1987) Communications on hydraulic and geotechnical engineering. Bed topography in shallow river bends. Delft University of Technology.
- Pilarczyk,I.L. (1983) Local Scour. The Closure of Tidal Basins, p.p. 387-405. Delft University Press.
- Pilarczyk,I.L. (1983) Filters. The Closure of Tidal Basins, p.p. 467-489. Delft University Press.
- Potapov,M.V. (1951) Concerning the questions of fluid flow in channel bends, Vol.2. State Publisching House of Agricultural Literature.
- Ross,R en maarsingh,R.A. en Maur,G in der (1986) Windtunnelonderzoek naar windbelasting op binnenschepen, blz.118. Rijkswaterstaat.
- Verspuy, C em Vries, M de (1984) Waterbouwkunde. Kollegediktaat B73, deel 1 en 2. Vakgroep Waterbouwkunde. T-H Delft.
- Vriend,H.J. en Geldof,H.J. (1983) Main flow velocity in short and sharply curved river bends. Delft University of Technology.

Vries,M de (1977) Waterbouwkunde, kollegediktaat b80, Vakgroep

- Vries,M de (1986) Waterbouwkunde, kollegediktaat f10a, Vakgroep Waterbouwkunde. T-H Delft.
- Vries,M de (1977) Waterbouwkunde, Kollegediktaat b71.K1, Vakgroep Waterbouwkunde. T-H Delft.
- Vries,M de (1977) Waterbouwkunde, kollegediktaat b72.K1, Vakgroep Waterbouwkunde. T-H Delft.
- W-L (Waterloopkundig laboratorium) (1984) Waalbocht Nijmegen, onderzoek in de huigige toestand naar het effekt van lokale ingrepen op de vaargeulbreedte, verslag modelonderzoek, M4278 deel 4.
- W-L (Waterloopkundig laboratorium) (1984) Waalbocht Nijmegen, Regiem onderzoek, verslag modelonderzoek, M1278 deel 2.
- W-L (Waterloopkundig Laboratorium) (1987) Werking grondkribben ten behoeve van vaarwegverbreding in rivieren. Verschijnselonderzoek.
- W-L (Waterloopkundig Laboratorium) (1987) Werking grondkribben ten behoeve van vaarwegverbreding in rivieren. Invloed configuratie grondkribben op stroombeeld bij vastgelegd bed. Verslag.
- W-L (Waterloopkundig Laboratorium) (1987) Werking grondkribben ten behoeve van vaarwegverbreding in rivieren. Invloed configuratie grondkribben op stroombeeld bij vastgelegd bed. Appendices.
- W-L (Waterloopkundig Laboratorium) (1987) Werking grondkribben ten behoeve van vaarwegverbreding in rivieren. Invloed configuratie grondkribben op stroombeeld bij vastgelegd bed. Configuraties.

## VOORNAAMSTE SYMBOLEN

symbool	eenheid	omschrijving
A	m² / s	turbulentiefaktor
acp	m² / s	centripetaalversnelling
В	m	breedte van de rivier
с	% m∕s	Chezy-ruwheidsfaktor
D 50	-	gemiddelde korreldiameter (50% door zeef)
e	-	variabele die de invloed van de langshelling van de bodem op de zandtransportcapaciteit weergeeft
f	-	ruwheidsfaktor
fu	-	relatieve snelheid in langsrichting
Fw	N	kracht t.g.v. de waterdruk
Fs	N	centripetaalkracht
g	m² / s	gravitatieversnelling
G	-	variabele die de invloed van de langshelling van de bodem op de zandtransportcapaciteit weergeeft
h	m	diepte
н	m	energieniveau in de bocht
Is	-	verhang in langsrichting
Ir	-	verhang in dwarsrichting
L	m	mengweglengte
m	-	ruwheidsfaktor
n	-	coördinaat in dwarsrichting
р	N/m²	waterdruk
Q	3 m/s	debiet
R	m	straal
S	-	coördinaat in langsrichting

•

symbool	eenheid	omschrijving
S	3 m/s	zandtransport
u	m/s	snelheid in langsrichting
v	m/s	snelheid in dwarsrichting
W	m/s	snelheid in z-richting
Z	-	coordinaat loodrecht op de s- en n-richting
<sup>z</sup> b	m	ligging van de bodem t.o.v. een referentieniveau
Z	-	relatieve diepte

omschrijving symbool eenheid van de ruwheid op de constante die de invloed β hoek ds weergeeft die de richting van het hoek δ sedimenttransport maakt met de rivieras hoed die de richting van de waterδs deeltjes maken met de rivieras relatieve dichtheid (=1.65) Δ relatieve poriënvolume -£ transportparameter \_ Φ von Karman constante (=0.4) ĸ ribbelfaktor μ kritische shieldsparameter Ψcr 3 soortelijk gewicht water kg/m ρw 3 soortelijk gewicht sediment kg/m ρs schuifspanning n/m² T schuifspanning in dwarsrichting τ<sub>bn</sub> n/m² aan de bodem schuifspanning in langsrichting aan т bs n/m² de bodem stroomparameter θ -<sup>θ</sup>cr kritische stroomparameter

.



Bijlage 1.

Loop van de rivieren door Duitsland en Nederland naar de zee








	Xio
-) 	sx(i,j+l/z) = ((u(i,j+i) + u(i,j))/z.) <sup>PS</sup> /So^ { (+АLРНА.(H(i,j+i)-H(i,j))/Ox (i,j) SxR (j+l/z) : 5X(i,j+k) 5XB(i,j+l/z) : 5X(i,j+l/z) 5XB(i,j+l/z) : 5X(i,j+l/z)
j± 2. JEINC	11
2) is ic.	Mioi
H H	ST(i)= 0.0
172-1	, it 2 MAX
	AA= 0.0 30 LiDim yY(i-1/4*{ \$x@(i,j-1/4) + \$x@(i,j-1/4) + \$x@(i-1,j+1/2) + \$x@(i-1,j-1/4)} \T(i,j) = { \$x\$(i,j+1/4) -\$x\$(i,j) - \$Y(i-1,j). [Dx(i,j) + Dx(i-1,j)]/DY} / Dx(i,j)
	= i.6.ioim1 (3b)
	N i=iG
	5Y(i-12); 1/4-(5x(iG-1.); 1/2) + 5x(iG-1.); 1/2) + 5xR(j+1/2) + 5xR(j-1/2) + 5X(i-1/2)) + 1/4 + (5xB(i-1,j+1/2) + 5xB(i-1,j-1/2)) + 5xB(i-1,j-1/2) + 5xB(i-1,j-
	$HT(i,j) + O_X(i,i,j,k) - S_X(i,i,j,k) + (S_X(i,i,j,k) + O_X(i,i,j)) + (S_X(i,j,k) + O_X(i,j,k)) + (S_X(i,j,k)) + (S_X(i,j,k)$
	j=iG, iDiM
E	V (HT(i,j)>0 en HP(i,i,) = HP(i,i,1) (H)
)	$\sqrt{(6)}$ (HT(i.j) - HST(i)/2 605 N SXO(i.j+1/2) : SX(i.j+1/2)
	IVAR=IVAR+1 IVAR+1VAR+1
	SXB(i,j+½): SX(i,j+½)- HT(i,j)• ()X(i,j) HTS(i): HT(i,j)
	$\sqrt{\frac{SXB(i,j+h)}{SXB(i,j+h)}} = \frac{1}{N}$
	SXB(i,j+k): 0
	γ iveR= iDiM-iG+1 (8) N
	G0T0 100 -
00	
	s, ioiM
	5X(L)+X2)55XU(L)+X2)
	$\frac{10 - 1}{5 \times (i - j) = \frac{1}{4} \times \left( 5 \times (i - j + \frac{1}{2}) + 5 \times (i - j + \frac{1}{2}) + 5 \times (i - j - \frac{1}{2}) \right) \times (i - \frac{1}{2}) \right) \times (i - \frac{1}{2}) + \frac{1}{2} \times (i - \frac{1}{2}) \times (i - \frac{1}{2}) + \frac{1}{2} \times (i - \frac{1}{2}) + \frac{1}{2} \times (i - \frac{1}{2}) \times (i - $
	$HT(1,j) = \frac{1}{5} SX(1,j+2) - SX(1,j-2) + SY(1+2,j) + (OX(1,j) + OX(2,j)) / OY \frac{1}{2} / OX(1,j)$
SYM HTR	(j): //* (sx(i,j+1/2) + sx(i,j-1/2)) + 7Fi A(j) ((j): sxA(j+1/2) - sx A(j-1/2) + (5 YM(j) × 2* 0×(i6,i) - sY (i6-1/2,j)) * (0×(i6,j) + 0×(i6-1,j)) }/0×(i6,j)
i-joim	
L= 2, 101M	i-4-i): // * ( ( X ( i )-4) + ( X ( i -1, i ) ) * T F i ( i -1/2 i )
-2, iG-1 HT(	ci.i)=(u(i,i)**PS-U(i,j-1)**PS)/(So*OX(i,i))+(SY(i+1/2,i))-SY(i-1/2,i))/OY
-1 HT(1, j)- [	u(1,j)++PS-u(1,j-1)++PS)/(so+OX(1,j))+(SY(Us,j)/DY)+2.
Fig. ioim	Bijlage 4. Struktuurdiagram van de aar
LH	i.i.):0.0 zandtransport en de bodemve

;

singen het dering

.

----

.

50= U(	(1,1)	
IMID(-L		
(=1,	MiOi	
	CHICL, j+/A)-{CHICL, j+/A)-(BB* H(i, j)/DX(i, j) - O.S)- H(i, j), ALFA (i, j)}/(BB* H(i, j)/DX(i, j) + O.S)	
<u>[:1</u>	10iM1 - 8 - / Hull)	
	Y isi6 N	
	$\frac{\text{TFI}(i+2,i):\text{AR-}/y \cdot \left\{\text{CHI}(i+i); +1) + (\text{HI}(i+1,j+2) + (\text{HI}(i,j+2)) + (\text{CHI}(i,j+2)) + (\text{AR-}/y + \left\{\text{CHI}(i+1,j+2) + (\text{HI}(i+1,j+2)) + (\text{CHI}(i+1,j+2)) + (\text{CHI}(i+1,$	
	$+ \sqrt{QY} + (HP(1+1,1) - HP(1+1,1))/(((u(j+1,j)) + u(j,j))/2)^{DS} + (C/QY) + (HP(1+1,j) - HP(1,j))/((u(j+1,j)) + u(j,j))/2)^{DSP}$	
	j=j DiM TFI(i+1/2,j): AA+1/2* (CHI(i+1,j-1/2)+CHI(i,j-1/2)+1/2*(V(i+1,j-1/2)/u(i+1,j)+V(i,j-1/2)/u(i,j))+ CC/OV, (H(i+1,j)-H((i,j))/_3 <sup>65P</sup>	
1=1	JEIND1	
Ŧ	Y HP(iG, j)> HP(iG, 1, j)	
	TEIR(j): AA*/2*(CHi(i,j+h) + CHi(i,j-h) + TFiR(j): AA*/2*(CHI(i,j+h) + CHI(i,j-h)) + h*((v(i,j+h)) +	1
	$h_{x}$ ((v(i,j)*h) + v(i,j)/2)/0×(i,j) v(i,j-h)/2)/0×(i,j) + $\frac{5}{6}$ + ((HP(i,j)+P(i,j)-HP(i,j)+	
	$HPCi6-I,j)/a \left( i,j\right) ds^{p}$	
	TFiR(j) > 0.0 (2)	
	TFiR(i) = 0.0	
	Bijlage 5. Struktuurdiagram van de aanpassingen van het computerprogramma voor de transporthoek van het sediment	



