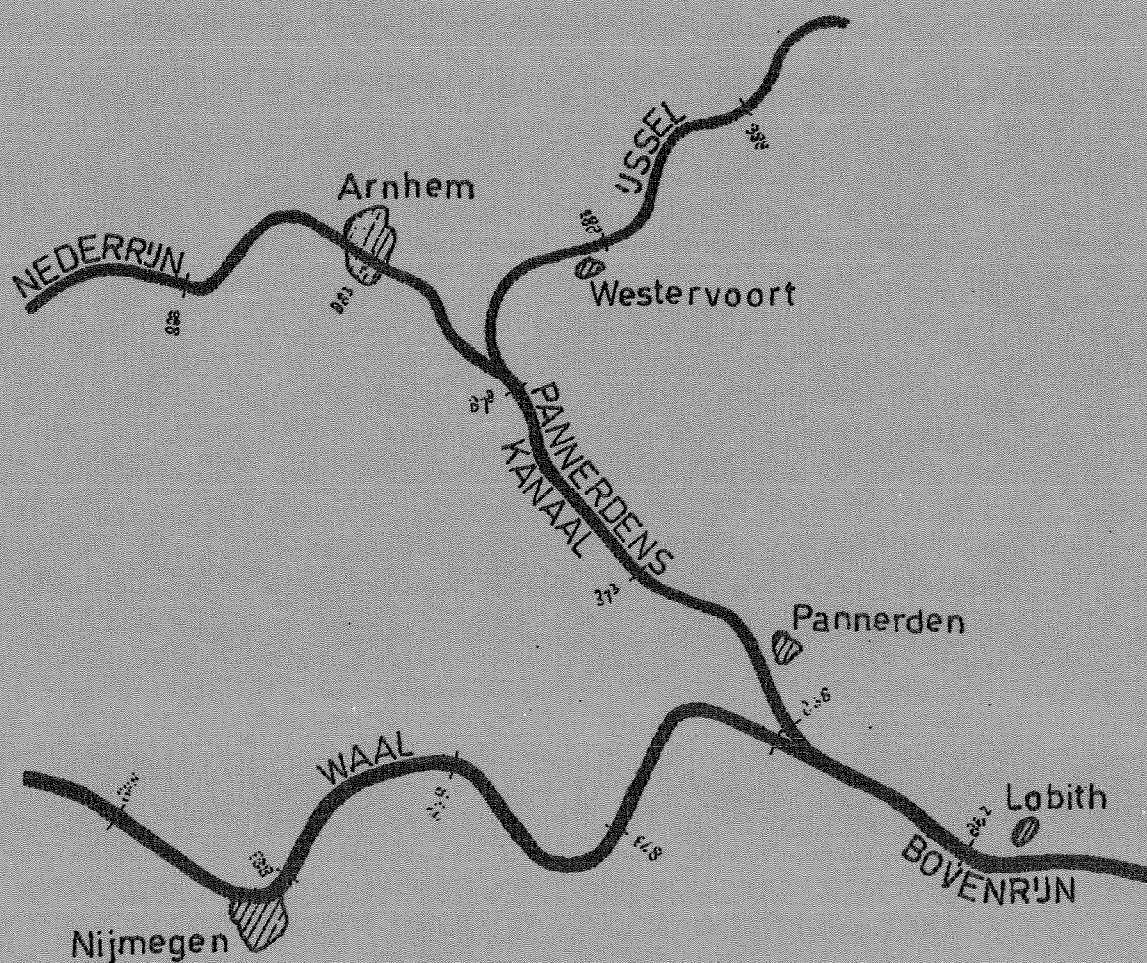


EXTREME HOOGWATERS OP DE RIJN

DEEL III



H.J.Verhey

Extreme hoogwaters op de Rijn

deel III:

Een onderzoek naar de morfologische gevolgen
van een extreem hoogwater bij een gewijzigde
afvoerverdeling te Pannerdense Kop.

afstudeerverslag

van

H.J.Verheij

Technische Hogeschool Delft
Afdeling der Civiele Techniek
Vakgroep Rivier- en
Verkeerswaterbouwkunde

mei 1978

INHOUD

BIJLAGENLIJST	1
SYMBOLENLIJST	5
LITERATUUR	10
1. <u>INLEIDING</u>	12
2. <u>VERANTWOORDING VAN HET ONDERZOEK</u>	14
3. <u>HET SPLITSINGSGEBIED ROND PANNERDENSE KOP</u>	17
3.1 Ontstaansgeschiedenis	17
3.2 Karakteristieke elementen rond het splitsings- gebied	20
3.3 Riviertechnische gegevens	21
4. <u>UITGANGSPUNTEN</u>	24
5. <u>MORFOLOGISCHE BEREKENINGEN</u>	32
5.1 Inleiding	32
5.2 Wiskundig model	32
5.2.1 Basisvergelijkingen	32
5.2.2 Rekenmethode	35
5.2.3 Stabiliteit	36
5.2.4 Schematisatie	37
5.2.5 Invoer en uitvoer	39
5.3 Riviergegevens	40
5.3.1 Algemeen	40
5.3.2 Trajectindeling	40
5.3.3 Bodemligging, bodembreedte, taludhelling	42
5.3.4 Zomerbedafvoer en waterstanden	43
5.3.5 Uiterwaardafvoeren	45
5.3.6 Waalafvoer	47

5.4	Sedimentgegevens	48
5.4.1	Algemeen	48
5.4.2	Korreldiameter	49
5.4.3	Bodemruwheid	50
5.4.4	Valsnelheid	51
5.4.5	Tijdstap, vakgrootte, coëfficiënt α en parameter b	51
5.4.6	Sedimenttransportformule	53
5.4.7	Keuze τ_{av} toe te passen transportformule	57
5.5	IJking	59
5.5.1	Algemeen	59
5.5.2	IJking waterstanden	59
5.5.3	IJking bodembeweging	61
5.6	Vorm van de hoogwatergolf	63
5.7	Uitgevoerde berekeningen	64
5.7.1	Algemeen	64
5.7.2	In te voeren gegevens	65
5.7.3	Afvoergegevens	66
6.	<u>RESULTATEN MORFOLOGISCHE BEREKENINGEN</u>	68
6.1	Algemeen	68
6.2	Aanzandingen, ontgrondingen en bodemligging	69
6.3	Stroomsnelheid en verhang	71
6.4	Nauwkeurigheid	72
6.5	Gevoeligheid	73
7.	<u>CONCLUSIES</u>	75
8.	<u>SAMENVATTING</u>	77

BIJLAGENLIJST

- Bijlage 1: Splitsingsgebied van de Nederlandse riviertakken.
- Bijlage 2: Historische situatie rond het splitsingspunt.
- Bijlage 3: Huidige situatie rond het splitsingspunt.
- Bijlage 4: Het splitsingspunt Pannerdense Kop.
- Bijlage 5: Dwarsprofiel Bovenrijn tpv Lobith.
- Bijlage 6: Dwarsprofiel Waal/Pannerdens Kanaal tpv Pannerdense Kop.
- Bijlage 7: Dwarsprofiel Nederrijn tpv IJsselkop.
- Bijlage 8: Dwarsprofiel Nederrijn/IJssel tpv IJsselkop.
- Bijlage 9: Stroombeeld bij extreem hoogwater.
- Bijlage 10: Stroomschema
- Bijlage 11: Computerprogramma, gedeelte interne rond bij gewijzigde afvoerverdeling.
- Bijlage 12: Trajectgegevens bij ongewijzigde afvoerverdeling.
- Bijlage 13: " " gewijzigde "
- Bijlage 14: Lengteprofiel bodem.
- Bijlage 15: Zomerbedafvoer Pannerdens Kanaal bij EHW met een ongewijzigde afvoerverdeling.
- Bijlage 16: Zomerbedafvoer Pannerdens Kanaal bij EHW met een gewijzigde afvoerverdeling.
- Bijlage 17: Zomerbedafvoer Bovenrijn bij EHW met een ongewijzigde afvoerverdeling.
- Bijlage 18: Afvoeren en waterstanden tpv IJsselkop, Pannerdens Kanaal en Lobith bij ongewijzigde afvoerverdeling.
- Bijlage 19: Betrekkingslijn en Q-h-relatie IJsselkop bij gewijzigde afvoerverdeling.
- Bijlage 20: Afvoeren en waterstanden bij Pannerdense Kop en IJsselkop voor $Q_{BR} > 9000 \text{ m}^3/\text{s}$ bij gewijzigde afvoerverdeling.
- Bijlage 21: Interne randen bij ongewijzigde afvoerverdeling.
- Bijlage 22: Stuwkrommeberekening Pannerdens Kanaal.
- Bijlage 23: Interne randen Pannerdens Kanaal voor $Q_{BR} > 9000 \text{ m}^3/\text{s}$ bij gewijzigde afvoerverdeling.
- Bijlage 24: Waalafvoer bij ongewijzigde afvoerverdeling.
- Bijlage 25: Berekening zomerbedafvoer Waal bij ongewijzigde afvoerverdeling voor $Q_{BR} > 5543 \text{ m}^3/\text{s}$.

- Bijlage 26: Waalafvoer bij gewijzigde afvoerverdeling.
- Bijlage 27: Berekening zomerbedafvoer Waal bij gewijzigde afvoerverdeling voor $Q_{BR} > 5543 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Bijlage 28: Verband gemiddelde waterdiepte en Cwaarde voor Pannerdens Kanaal en Bovenrijn.
- Bijlage 29: Bepaling maximale tijdstop Δt .
- Bijlage 30: Berekeningsresultaten tav S en v.
- Bijlage 31: Grafisch verband tussen v_x , v en $Q_{PK,z}$ voor het Pannerdens Kanaal.
- Bijlage 32: Grafisch verband tussen v_x , v en $Q_{BR,z}$ voor de Bovenrijn.
- Bijlage 33: Gemeten en berekende zandtransporten op het Pannerdens Kanaal tpv km 871.000.
- Bijlage 34: Grafisch verband tussen gemeten en berekend transport op het Pannerdens Kanaal tpv km 871.000.
- Bijlage 35: In te voeren gegevenstbv ijking van waterstanden.
- Bijlage 36: Afwijking tussen verwachte en berekende waterstanden voor $Q_{BR} = 984 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Bijlage 37: Idem voor $Q_{BR} = 2190 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Bijlage 38: Idem voor $Q_{BR} = 3603 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Bijlage 39: Idem voor $Q_{BR} = 5943 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Bijlage 40: Idem voor $Q_{BR} = 9592 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Bijlage 41: Idem voor $Q_{BR} = 9592 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Bijlage 42: Idem voor $Q_{BR} = 12300 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Bijlage 43: Idem voor $Q_{BR} = 18000 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Bijlage 44: Idem voor $Q_{BR} = 18000 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Bijlage 45: Afwijking tussen stuwkrommeberekening en berekende waterstand voor $Q_{BR} = 16500 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Bijlage 46: Afwijking tussen waterstanden bij ongewijzigde en gewijzigde afvoerverdeling bij $Q_{BR} = 9000 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Bijlage 47: In te voeren gegevens tbv ijking bodembeweging mbv hoogwater 1970.
- Bijlage 48: "Plot" hoogwater 1970 voor gedeelte Pannerdens Kanaal.
- Bijlage 49: Vorm van de hoogwatergolf voor $18000 \text{ m}^3/\text{s}$, $16500 \text{ m}^3/\text{s}$ en $15200 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Bijlage 50: Afvoergegevens hoogwatergolf voor $Q_{BR} = 18000 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Bijlage 51: " " " " $Q_{BR} = 16500 \text{ m}^3/\text{s}$.

- Bijlage 52: Afvoergegevens hoogwatergolf voor $Q_{BR} = 15200 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Bijlage 53: In te voeren gegevens voor hoogwatergolf
 $Q_{BR} = 18000 \text{ m}^3/\text{s}$ bij ongewijzigde afvoerverdeling.
- Bijlage 54: In te voeren gegevens voor hoogwatergolf
 $Q_{BR} = 16500 \text{ m}^3/\text{s}$ bij ongewijzigde afvoerverdeling.
- Bijlage 55: In te voeren gegevens voor hoogwatergolf
 $Q_{BR} = 16500 \text{ m}^3/\text{s}$ bij gewijzigde afvoerverdeling.
- Bijlage 56: In te voeren gegevens voor hoogwatergolf
 $Q_{BR} = 15200 \text{ m}^3/\text{s}$ bij gewijzigde afvoerverdeling.
- Bijlage 57: "Plot" bodemligging afvoergolf van $Q_{BR} = 16500 \text{ m}^3/\text{s}$
bij ongewijzigde afvoerverdeling.
- Bijlage 58: "Plot" bodemligging afvoergolf van $Q_{BR} = 16500 \text{ m}^3/\text{s}$
bij gewijzigde afvoerverdeling.
- Bijlage 59: Vergelijking totale aanzandingen voor ongewijzigde
en gewijzigde afvoerverdeling in het gedrag naar
de tijd.
- Bijlage 60: Vergelijking aanzandingen voor ongewijzigde en ge-
wijzigde afvoerverdeling in het gedrag naar de tijd.
- Bijlage 61: Vergelijking van ontgrondingen en aanzandingen op
het Pannerdens Kanaal direct na de topafvoer bij
 $Q_{BR} = 16500 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Bijlage 62: Maximale ontgrondingen en aanzandingen op het
Pannerdens Kanaal voor gewijzigde en ongewijzigde
afvoerverdeling.
- Bijlage 63: Vergelijking tussen gewijzigde en ongewijzigde af-
voerverdeling bij $Q_{BR} = 16500 \text{ m}^3/\text{s}$ tav bodemhoogte
en aanzanding.
- Bijlage 64: Grafische vergelijking tussen gewijzigde en onge-
wijzigde afvoerverdeling bij $Q_{BR} = 16500 \text{ m}^3/\text{s}$ tav
bodemhoogte en aanzanding.
- Bijlage 65: Bodemhoogte en aanzanding bij ongewijzigde afvoer-
verdeling en $Q_{BR} = 16500 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Bijlage 66: Bodemhoogte en aanzanding bij gewijzigde afvoer-
verdeling en $Q_{BR} = 16500 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Bijlage 67: Vergelijking gevoeligheid totale aanzanding op
Pannerdens Kanaal tav andere afvoertop en andere
transportformule.
- Bijlage 68: Vergelijking van ontgrondingen en aanzandingen op

het Pannerdens Kanaal direct na de topafvoer en de gevoeligheid voor afvoertop en transportformule.

- Bijlage 69: Vergelijking van andere afvoertop en andere sedimentformule met $Q_{BR} = 16500 \text{ m}^3/\text{s}$ bij ongewijzigde afvoerverdeling tpv km 870.050.
- Bijlage 70: Vergelijking van andere afvoertop en andere sedimentformule met $Q_{BR} = 16500 \text{ m}^3/\text{s}$ bij ongewijzigde afvoerverdeling tpv km 868.520.
- Bijlage 71: Grafische vergelijking van andere afvoertop en andere sedimentformule met $Q_{BR} = 16500 \text{ m}^3/\text{s}$ bij ongewijzigde afvoerverdeling.
- Bijlage 72: Vergelijking van andere afvoertop met $Q_{BR} = 16500 \text{ m}^3/\text{s}$ bij gewijzigde afvoerverdeling tpv km 870.050.
- Bijlage 73: Vergelijking van andere afvoertop met $Q_{BR} = 16500 \text{ m}^3/\text{s}$ bij gewijzigde afvoerverdeling tpv km 868.520.
- Bijlage 74: Grafische vergelijking van andere afvoertop met $Q_{BR} = 16500 \text{ m}^3/\text{s}$ bij gewijzigde afvoerverdeling.
- Bijlage 75: Vergelijking stroomsnelheden en verhang voor diverse afvoeren en transportformules bij gewijzigde en ongewijzigde afvoerverdeling.
- Bijlage 76: Vergelijking van transporten aan de benedenrand en de afstand die een fout aan de bovenrand aflegt voor diverse afvoeren en transportformules.

SYMBOLENLIJST

A	natte doorsnede	(m ²)
A	parameter in transportformule van Ackers en White	(-)
b	parameter in algemene transportformule	(-)
b _b	bergende breedte	(m)
b _w	waterspiegelbreedte	(m)
B	normaalbreedte zomerbed	(m)
c _b	voortplantingssnelheid bodemverstoring	(m/etm)
C	bodemruwheid	(m ^{1/2} /s)
C	parameter in transportformule van Ackers en White	(-)
C _k	korrelruwheid	(m ^{1/2} /s)
d	quotient van natte doorsnede en waterspiegelbreedte	(m)
D ₃₅	korreldiameter die door 35% wordt onderschreden	(mm)
D ₅₀	korreldiameter die door 50% wordt onderschreden, mediane korreldiameter	(mm)
$\overline{D}_{50}$	gemiddelde van de mediane korreldiameter van een groot aantal monsters	(mm)
D ₉₀	korreldiameter die door 90% wordt onderschreden	(mm)
D _{gr}	dimensieloze korreldiameter in transportformule van Ackers en White	(-)
D _m	gemiddelde korreldiameter	(mm)
$\overline{D}_m$	gemiddelde van de gemiddelde korreldiameter van een groot aantal monsters	(mm)
F _{gr}	dimensieloze schuifspanning in transportformule van Ackers en White	(-)

Fr	Froudegetal, $Fr = v/\sqrt{gh}$	(-)
g	gravitatieconstante	(m/s ²)
G _{gr}	dimensieloze transport in transportformule van Ackers en White	(-)
h	waterdiepte	(m)
h ₁	waterdiepte aan benedengrens van een traject (tbv stuwkrommeberekening)	(m)
h ₂	waterdiepte aan bovengrens van een traject (tbv stuwkrommeberekening)	(m)
i	verhang	(-)
i _b	bodemverhang	(-)
i _w	waterspiegelverhang	(-)
i _{gem, BR}	gemiddeld waterspiegelverhang op de Bovenrijn	(-)
i _{gem, PK}	gemiddeld waterspiegelverhang op het Pannerdens Kanaal	(-)
i _{max, BR}	maximale waterspiegelverhang op de Bovenrijn	(-)
i _{max, PK}	maximale waterspiegelverhang op het Pannerdens Kanaal	(-)
i _{min, BR}	minimale waterspiegelverhang op de Bovenrijn	(-)
i _{min, PK}	minimale waterspiegelverhang op het Pannerdens Kanaal	(-)
km	kilometerraai	(-)
L	waterstand tov NAP	(m)
L ₁	" " " aan benedengrens van een traject (tbv stuwkrommeberekening)	(m)
L ₃₁₀₂	lokale waterstand tov NAP tpv een traject- grens bij een totale Pannerdens Kanaal- afvoer van 3102 m ³ /s	(m)

$L_{862.220}$	waterstand tov NAP tpv km 862.220	(m)
L_L	" " " " Lobith	(m)
L_{PK}	" " " " Pannerdense Kop	(m)
L_{YK}	" " " " IJsselse Kop	(m)
L_{max}	lokale waterstand tov NAP tpv een trajectgrens bij een Bovenrijnafvoer van 18000 m ³ /s voor ongewijzigde afvoerverdeling en 16500 m ³ /s voor gewijzigde afvoerverdeling	(m)
L_{min}	lokale waterstand tov NAP tpv een trajectgrens waarbij de uiterwaard juist begint in te stromen	(m)
m	taludhelling volgens 1 : m	(-)
m	parameter in transportformule van Ackers en White	(-)
n	parameter in transportformule van Ackers en White	(-)
q	afvoer per eenheid van breedte	(m ² /s)
Q	afvoer	(m ³ /s)
Q_{BR}	totale afvoer Bovenrijn	(m ³ /s)
$Q_{BR,z}$	zomerbedafvoer Bovenrijn	(m ³ /s)
Q_{max}	zomerbedafvoer op een bepaald traject bij een Bovenrijnafvoer van 18000 m ³ /s voor ongewijzigde afvoerverdeling en 16500 m ³ /s voor gewijzigde afvoerverdeling	(m ³ /s)
Q_{min}	zomerbedafvoer op een bepaald traject waarbij de uiterwaard juist begin in te stromen	(m ³ /s)
Q_{PK}	totale afvoer Pannerdens Kanaal	(m ³ /s)
$Q_{PK,krib}$	afvoer in een kribvak op een bepaald traject op Pannerdens Kanaal	(m ³ /s)
$Q_{PK,z}$	zomerbedafvoer Pannerdens Kanaal	(m ³ /s)

Q_W	totale afvoer Waal	(m^3/s)
Q_{WAAL}	zomerbedafvoer Waal	(m^3/s)
Q_{TOT1}	totale afvoer Pannerdens Kanaal	(m^3/s)
Q_{TOT2}	" " Bovenrijn	(m^3/s)
Q_{3102}	zomerbedafvoer op een bepaald traject bij een totale Pannerdens Kanaalafvoer van 3102 m^3/s	(m^3/s)
$Q_{862.220}$	zomerbedafvoer tpv km 862.220	(m^3/s)
R	hydraulische straal	(m)
s	transport per eenheid van breedte	(m^2/s)
s	standaardafwijking	(div)
S	sedimenttransport	(m^3/etm)
S_{BR}	sedimenttransport op de Bovenrijn	(m^3/etm)
S_{PK}	" " het Pannerdens Kanaal	(m^3/etm)
S_{AW}	" vlg's Ackers en White	(m^3/etm)
S_{MPM}	" " Meijer-Peter en Müller	(m^3/etm)
Δt	tijdstap	(etm)
v	stroomsnelheid	(m/s)
v_x	schuifspanningssnelheid	(m/s)
$v_{max, BR}$	maximale stroomsnelheid op de Bovenrijn	(m/s)
$v_{max, PK}$	" " " het Pannerdens Kanaal	(m/s)
W	valsnelheid korrel in stilstaand water	(m/s)
Δx	vaklengte	(m)
Δx	lengte tbv stuwkrommeberekening	(m)
X	sedimentflux in parts per million van debiet	(ppm)
X	transportparameter $s/D^{3/2}\sqrt{\Delta g}$	(-)
Y	stroompameter $\Delta D/\mu h i$	(-)

z	bodemhoogte tov NAP	(m)
z_1	bodemhoogte tov NAP aan benedengrens van een traject (tbv stuwkrommeberekening)	(m)
z_2	bodemhoogte tov NAP aan bovengrens van een traject (tbv stuwkrommeberekening)	(m)
α	coëfficiënt in transportformule van Ackers en White	(-)
α_m	coëfficiënt tbv demping	(-)
Δ	relatieve dichtheid sediment	(-)
ε	porositeit	(%)
μ	ribbelfactor	(-)
ν	kinematische viscositeit	(m ² /s)

LITERATUUR

1. P. Ackers, W.R. White
(1973) Sediment Transport: New Approach and Analysis
Journal of the Hydraulics Division
ASCE, volume 99 nr HY 11, nov. 1973
2. Mr C.J.G. Becht
(1976) Interimrapport Commissie Rivierdijken
Hoofddirectie van de Waterstaat,
's-Gravenhage, 1976
3. Mr C.J.G. Becht
(1977) Rapport Commissie Rivierdijken
Hoofddirectie van de Waterstaat,
's-Gravenhage, 1977
4. Prof. Ir L. van Bendegom
(1944) Rivierverbetering van het Pannerdensch Kanaal
Rijkswaterstaat, Directie Waterhuishouding en Waterbeweging,
district zuidoost
nota 44.2, 1944
(ook nota S 551 R.1)
P
5. COW
(1977) Wijziging van de topafvoerverdeling aan de Pannerdense Kop
nota Centrum voor onderzoek waterkeringen, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen,
's-Gravenhage, 1977
6. Ir J. van der Kolff
(1975) Morfologische berekeningen voor brede zowel als smalle rivieren
Afstudeerverslag vakgroep Rivieren en Verkeerswaterbouwkunde
TH-Delft, 1975
7. Ir J.C. Jansen
(1968) Topvervlakking op de Rijntakken tijdens extreem hoogwater
Rijkswaterstaat, Directie Bovenrivieren, nota 68.4
8. Ir J.C. Jansen
(1969) Afvoerverdeling op splitsingspunten bij extreem hoogwater
Rijkswaterstaat, Directie Bovenrivieren, nota 69.3
9. Ir J.C. Jansen
(1971) Resultaten zandtransportmetingen 1960 t/m 1966
Rijkswaterstaat, Directie Bovenrivieren, nota 71.5
10. G.C. Lodder
(1970) Rijn en Maas, uitgevoerde werken sinds 1870
Polytechnisch Tijdschrift 1970
jaargang 25 nrs 17 en 18

11. Dr ir F.de Soet e.a.
(1974) De waarden van de uiterwaarden
Natuur en Landschap 1974 nr 3/4
12. Ir R.P.Sijbesma
(1967) Het extreem hoogwateronderzoek
Rijkswaterstaat, Direktie
Bovenrivieren, nota 67.16
13. Dr G.P.van de Ven
(1976) Aan de wieg van Rijkswaterstaat,
de wordingsgeschiedenis van het
Pannerdens Kanaal
Gelderse Historische Reeks
Walburgers, Zutphen, 1976
14. H.J.Verheij
(1977a) Extreme hoogwaters op de Rijn
deel I
15. H.J.Verheij
(1977b) Extreme hoogwaters op de Rijn
deel II
16. Prof.dr ir M.de Vries
(1974) Sedimenttransport
collegedictaat f 10
Afd. der Civiele Techniek
TH-Delft, 1974
17. Ir B.Zegers
(1974) Hoogwater voorjaar 1970
Rijkswaterstaat, Direktie
Bovenrivieren, nota 74.3

1. INLEIDING

Ernstige bedreiging van het op vele plaatsen nog harmonische rivierengebied dreigt, als rivierdijkverzwaringen worden uitgevoerd volgens de oorspronkelijke plannen. Deze voorzien in uitgebreide dijkverzwaringen, zodanig dat het risico van een overstroming wordt teruggebracht tot een waarschijnlijkheid van $1/3000$ per jaar.

Het rivierengebied is bijzonder gevoelig voor dergelijke ingrepen. De Rijn is namelijk meer dan het water dat van Zwitserland naar de Noordzee stroomt. Het karakter wordt in sterke mate bepaald door het leven op de oevers. Zeldzame flora en fauna in uiterwaarden en op dijken zijn bijzonder aantrekkelijk. Landschappelijk spreekt de weidsheid van het land sterk tot de verbeelding. Ten behoeve hiervan is het behoud van zoveel mogelijk van wat karakteristiek is, voor het rivierengebied gewenst, ondanks het feit dat het landschap ontstaan is tengevolge van een samenspel van mens en natuur.

Onder meer door natuurbeschermingsinstanties is aangedrongen op een herbezinning. Dit heeft geleid tot de instelling van de Commissie Rivierdijken, welke na grondige studie heeft aanbevolen het overstromingsrisico te verhogen tot een waarschijnlijkheid van $1/1250$ per jaar.

Een mogelijke herverdeling van afvoeren over de diverse riviertakken is door genoemde commissie ook onderzocht, maar als alternatief afgewezen. Onvoldoende zekerheid omtrent de morfologische gevolgen van een hoogwater is hiervoor de reden. In het onderhavige rapport is hiernaar onderzoek gedaan door vergelijking van de gevolgen van extreme hoogwaters op de morfologie bij de bestaande afvoerverdeling en bij een gewijzigde afvoerverdeling, die tot stand komt door verkleining van de afvoercapaciteit van het winterbed van het Pannerdens Kanaal.

Eerder is een vooronderzoek (Verheij, 1977a en b) verricht naar de maatgevende afvoer op de Bovenrijn en een mogelijke herverdeling van topafvoeren over de Nederlandse riviertakken.

De resultaten hiervan zullen in deze studie worden gebruikt als uitgangspunt. Het doel is te onderzoeken in hoeverre een gewijzigde afvoerverdeling moet worden gezien als een alternatief voor dijkverzwaring langs alle riviertakken.

2. VERANTWOORDING VAN HET ONDERZOEK

De ernstige bezwaren die door milieu-organisaties naar voren zijn gebracht tegen de uitvoering van de oorspronkelijke dijk-verzwaringsplannen zijn mede aanleiding geweest tot dit onderzoek en tot de instelling van de Commissie Rivierdijken. Beide hebben tot doel mogelijke alternatieve oplossingen te onderzoeken en te komen tot een aanbeveling voor de gewenste oplossing. Mogelijke alternatieven zijn:

- 1e) een gewijzigde afvoerverdeling op de splitsingspunten
- 2e) verlaging van de huidige norm van 1/3000 per jaar
(gemiddelde jaarlijkse frequentie van overstroming)
- 3e) een stelsel van zijdelingse overlaten
- 4e) zijdelingse afvoer naar bergingsgebieden
- 5e) handhaving van de status quo, dwz een overschrijdings-frequentie van 1/500 per jaar.

De Commissie Rivierdijken heeft zich uitgesproken voor verhoging van de huidige norm tot een frequentie van 1/1250 per jaar. Voor de overwegingen, welke hiertoe hebben geleid, mag worden verwezen naar het betreffende rapport (Becht, 1977). Milieu-, veiligheids-, werkgelegenheids-, sociale en psychologische aspecten zijn hierbij in ogenschouw genomen. Het resultaat was een maatgevende afvoer van 16500 m³/s en handhaving van de bestaande afvoerverdeling, dwz een Waalafvoer van 10300 m³/s en een afvoer van 6200 m³/s op het Pannerdens Kanaal.

In dit rapport is een onderzoek gedaan naar de mogelijkheid van een gewijzigde afvoerverdeling. De aanleiding is de grote verkorting die de te verzwaren dijk lengte ondergaat bij dit alternatief, waardoor deze mogelijkheid aantrekkelijk is vanuit milieu-oogpunt.

Twee facetten spelen hierbij een rol:

- 1e) welke waterbouwkundige werken moeten worden uitgevoerd om een gewijzigde afvoerverdeling tot stand te brengen ?
- 2e) wat zijn de morfologische gevolgen van een gewijzigde afvoerverdeling ?

Uitsluitend de morfologische gevolgen zijn in dit onderzoek nagegaan. Vragen die hierbij rijzen zijn:

- wat gebeurt er morfologisch gezien bij een hoogwater,
- zijn de bekende transportformules geldig, en
- welk verschil bestaat er tussen de gewijzigde en de ongewijzigde situatie ?

De Commissie Rivierdijken heeft dit alternatief verworpen juist vanwege de onzekerheden die, zoals hierboven aangegeven, bestaan ten opzichte van de morfologische gevolgen. Deze reden kan beschouwd worden mede aanleiding te zijn geweest voor dit onderzoek.

Aan het onder ten eerste genoemde facet is voorbijgegaan vanwege de beperkt beschikbare tijd. Het verdient overigens wel aanbeveling in een aparte studie te onderzoeken op welke wijze een andere verdeling tot stand moet worden gebracht. Ten behoeve van dit onderzoek is uitgegaan van een mogelijkheid die in de nota "Wijziging topafvoerverdeling" (COW, 1977) wordt genoemd.

Voor het onderzoek is gebruik gemaakt van twee voorstudies (Verheij, 1977a en b). Eén daarvan heeft geleid tot de vaststelling van de te hanteren maatgevende afvoer, en de andere tot de meest gewenste afvoerverdeling. De resultaten van de voorstudies leiden tot twee maatgevende afvoeren, zijnde een Bovenrijnafvoer van $18000 \text{ m}^3/\text{s}$ respektievelijk $15600 \text{ m}^3/\text{s}$ met een gewijzigde afvoerverdeling ter plaatse van Pannerdense Kop en ter plaatse van IJsselkop. De Nederrijn-, IJssel- en Pannerdens Kanaalafvoer bedragen respektievelijk $3250 \text{ m}^3/\text{s}$, $1850 \text{ m}^3/\text{s}$ en $5100 \text{ m}^3/\text{s}$, onafhankelijk van de Bovenrijnafvoer en de Waalafvoer is $12900 \text{ m}^3/\text{s}$ of $10500 \text{ m}^3/\text{s}$ afhankelijk van de Bovenrijnafvoer.

Om aansluiting te verkrijgen bij de aanbevelingen van de Commissie Rivierdijken, die reeds zijn gepubliceerd, is de volgende verdeling verder onderzocht:

Tabel 1

riviertak	gewijzigde afvoer (m ³ /s)	huidige afvoer (m ³ /s)
Bovenrijn	16500	16500
Waal	11250	10300
Pannerdens Kanaal	5250	6200
Nederrijn	3350	3675
IJssel	1900	2525

Wellicht niet ten overvloede zij vermeld dat de bestaande afvoerverdeling bij laagwater en bij lagere hoogwaters wordt gehandhaafd in verband met scheepvaart- en milieubelangen. De reden hiervoor is vooral van morfologische aard, want het is ongewenst dat het bodemevenwicht wordt verstoord door een gewijzigde sedimentverdeling. Eventueel zou door instandhouding van de afvoercapaciteit van het hoogwaterbed de bestaande situatie voor lagere hoogwaters moeten worden gewaarborgd.

Genoemde afvoercombinaties zullen als uitgangspunt dienen voor een studie naar de morfologische gevolgen van extreme hoogwaters op het Pannerdens Kanaal. Na een beschrijving van het splitsingspunt Pannerdense Kop in hoofdstuk 3, worden de uitgangspunten en gedane aannames in hoofdstuk 4 behandeld.

De morfologische gevolgen zijn onderzocht met behulp van een wiskundig model. Behandeling van dit model, alsmede de uitgevoerde berekeningen, staan in hoofdstuk 5 vermeld. De resultaten van de uitgevoerde berekeningen en de gevoeligheid voor variaties daarin worden in hoofdstuk 6 geanalyseerd. Tenslotte zullen in een laatste hoofdstuk de conclusies worden genoemd waartoe dit onderzoek heeft geleid.

3. HET SPLITTINGSGEBIED ROND PANNERDENSE KOP

3.1 Ontstaansgeschiedenis

De huidige rivierconfiguratie rond Pannerden bestaat pas een 275 jaar. De loop van de riviertakken is vroeger anders geweest. Een historisch onderzoek naar de wordingsgeschiedenis van het Pannerdens Kanaal geeft hierover veel informatie (Van de Ven, 1976).

Rond 1500 lag de splitsing van de Bovenrijn in Waal en Nederrijn bij Lobith. De Waal stroomde richting Millingen verder en de Nederrijn in noordelijke richting naar Elten. Tengevolge van een te geringe afvoercapaciteit ontstond op de Nederrijn opstuwning. Een doorbraak naar een oude rivierstrang doet een nieuwe mond van de Waal ontstaan: het Vossegat. Deze gebeurtenis vond waarschijnlijk plaats in de winter van 1538-1539.

Deze nieuwe tak trok dermate veel water, dat de oude spoedig droog viel. De bouw van een nieuw fort was noodzakelijk geworden door de verplaatsing van het splitsingspunt. In 1584 werd Fort Schenkenschans gebouwd op de linkeroever van de Bovenrijn.

Bochtafsnijdingen in de Waal veroorzaakten een grotere afvoer. Gevolg was dat de Nederrijn en de IJssel verzanden, wat reeds in de 16e eeuw aanleiding was plannen op te stellen voor verbetering van de bevaarbaarheid. In de 17e eeuw leidde dit tot de aanleg van kribben en separatiedammen, die echter niet het gewenste resultaat hadden. De situatie die omstreeks 1700 aanwezig was, is weergegeven op bijlage 2.

In 1672 vond de overtocht van de Fransen over de Nederrijn bij Lobith plaats. Slechts 1/24 deel van de Bovenrijnafvoer stroomde door de Nederrijn. Naar aanleiding hiervan werden plannen gemaakt voor de aanleg van nieuwe bovenmonden voor Waal en Nederrijn. De doorsnijding van Pannerden naar Kandia werd voor het eerst genoemd in 1682. Tot uitvoering kwam het echter niet.

Militair ingrijpen leidde uiteindelijk tot de aanleg van het Pannerdens Kanaal: van 1701 tot 1705. De reden hiervoor was de vrees dat een herhaling van 1672 zou optreden

omdat in de Zuidelijke Nederlanden de Spaanse successieoorlog woedde. Aanvankelijk werd naar ontwerp van de vestingbouwer Menno van Coehoorn een verdedigingswal met gracht aangelegd, een zogenaamd retranchement, van Kandia naar Pannerden volgens het tracee dat al in 1682 werd genoemd. Omdat de situatie op de Nederrijn verder verslechterd was, besloot men al spoedig de gracht te verbreden tot een kanaal, dat gereed kwam in 1707. Aan de oostzijde van het kanaal werd een bandijk aangelegd, welke later nog ter sprake zal komen.

De oude tak van de Nederrijn, voortaan Oude Rijn geheten, verzandde geleidelijk. Tengevolge van doorbraken verplaatste de Bovenrijn zijn bedding noordwaarts, waardoor Fort Schenkenschans niet meer aan de rivier lag. Een nieuw fort werd gebouwd ter plaatse van het nieuwe kanaal: Fort Sterreschans.

Ondertussen ontstond na 1750 bij Herwen een grote meander in de Waal, die herhaaldelijk doorbraken veroorzaakte naar de Oude Rijn. De aanstroming van het Pannerdens Kanaal wijzigde hierdoor zodanig dat de Nederrijn en IJssel meer water kregen te verwerken dan waarop ze berekend waren. Dit leidde in 1745 tot een verdrag tussen de Staten van Gelderland, Holland en Utrecht, waarbij de verdeling van de afvoer werd vastgelegd op 2/3 deel voor de Waal en 1/3 deel voor de Nederrijn en IJssel.

Verzanding van de bovenmond van het Pannerdens Kanaal doordat de meander bij Herwen de oever steeds verder afkalpte, leidde in 1776 tot de aanleg van het Bijlands Kanaal. Hiertoe werd een bochtafsnijding in de Waal van Millingen tot Schenkenschans uitgevoerd.

De oude rivierarm van de Waal, de Oude Waal, verzandde snel. Kort daarop in 1784 werd de Oude Rijn afgesloten door een overlaat bij Spijk. Bijlage 3 geeft de situatie rond 1800 weer (ontleend aan Van de Ven, 1976).

Ondanks alle uitgevoerde rivierwerken verkeerden de rivieren in het begin van de vorige eeuw in slechte staat. Zowel bij lage als bij hoge afvoeren waren er problemen, respektievelijk voor de scheepvaart en voor de afvoer van

splitsingsgebied te onderkennen in de directe omgeving van de dijken. Fort Sterreschans en het labirint van binnendijken rond Pannerden en Lobith moeten echter wel als zodanig worden beschouwd, maar vielen buiten het onderzoekskader van de Commissie Rivierdijken.

Aparte vermelding verdient de Oude Rijn, daar deze niet in genoemde onderzoeken naar voren komt. Door de afwisseling van hoge ruggen en oude diepe riviergeulen en de wisselende waterstanden vormt dit gebied een waardevol leefmilieu voor flora en fauna.

Wielen en kolken komen in het splitsingsgebied nauwelijks voor.

Een aspect dat eveneens grote invloed uitoefent op het beeld van het rivierenlandschap zijn de vele bakens ten behoeve van de verkeersregeling van de scheepvaart.

Het mag duidelijk zijn dat dijkverzwaring of werken ten behoeve van een gewijzigde afvoerverdeling belangrijke schade zal toebrengen. Niet vergeten mag echter worden, dat het huidige landschap door menselijke ingrepen is ontstaan.

3.3 Riviertechnische gegevens

In deze studie wordt onder het splitsingsgebied verstaan het traject van Bovenrijn, Pannerdens Kanaal, Nederrijn en Waal, gelegen tussen de kilometerraaien:

- Bovenrijn: km 862.220
- Nederrijn: km 878.460
- Waal : km 875.000

Bijlage 3 geeft dit gebied weer en op bijlage 4 staat de situatie rond Pannerdense Kop aangegeven.

De benedenstroomse zijde wordt gevormd door de splitsing van Nederrijn en IJssel. Bovenstrooms van km 863.000 heet de rivier Bovenrijn. Van km 863.000 tot km 867.460 is de juiste naam Bijlands Kanaal. In het vervolg wordt voor dit gehele traject de naam Bovenrijn gebruikt.

Het Pannerdens Kanaal loopt van km 867.460 tot km 873.500. Benedenstrooms daarvan is sprake van de Nederrijn. In dit rapport zal in afwijking van het bovenstaande de naam Pannerdens Kanaal worden gebruikt voor het gehele traject km 867.460 tot km 878.460.

Peilschalen in dit gebied zijn aanwezig bij Lobith (km 862.220, rechteroever), Millingen (km 867.005, linkeroever), IJsselkop (km 878.460, rechteroever) en Hulhuizen (km 870.035, rechteroever). Diverse peilschalen ten behoeve van hoogwaters zijn verder geïnstalleerd, o.a. te Doornenburg. Hiervan zijn echter geen Q-h-relaties voorhanden, zodat deze in dit onderzoek niet gebruikt konden worden.

Algemeen geldt, dat een rivier bestaat uit een zomer- en een winterbed, omgeven door bandijken en onderling gescheiden door zomerkades. Op het Pannerdens Kanaal is hiervan geen sprake. Tot 1959 heeft de Oude Rijn via de Spijkse overlaat dienst gedaan als winterbed. Na sluiting hiervan is een groene rivier in werking gesteld aan de oostzijde van het bestaande kanaal, lopend van km 869.270 tot km 873.000. Aan bovenstroomse zijde bevindt zich een kunstwerk dat als overlaatconstructie dienst doet en bestaande uit een stalen damwand. De kruinhoogte hiervan varieert van +13.15 m tot +16.90 m NAP.

De overige riviertrajecten bezitten wel een normaal winterbed. De gemiddelde breedte hiervan bedraagt (Jansen, 1968):

- Bovenrijn	1850 m
- Waal	1990 m
- Pannerdens Kanaal	1080 m

De bijlagen 5 t/m 8 geven een beeld van het geulenstelsel in zomer- en winterbed op een aantal plaatsen.

De normaalbreedte van het zomerbed is als volgt:

- Bovenrijn	340 m
- Waal	260 m
- Pannerdens Kanaal	140 m

Van belang voor het onderhavige onderzoek zijn de kaden op rechter- en linkeroever ter plaatse van km 867.460. Op de rechteroever is dit de Lobberdense Leidam, die loopt van km 867.410 tot km 868.630.

Bij hoogwaters stromen grote massa's water het Pannerdens Kanaal in en vandaar over de separatiedam naar de Waal (bijlage 1 en 9). De gemiddelde hoogte van deze dam is +15.15 m NAP en de dam is in werking bij een afvoer groter dan $7300 \text{ m}^3/\text{s}$ (Jansen, 1969).

Op de linkeroever zijn van belang de Millingse dam, de Kekerdonse schutdam en de kade tussen de steenfabrieken Klaverland en Kekerdon (bijlage 1).

De Millingse dam loopt van km 867.700 tot km 860.700 en heeft een gemiddelde kruinhoogte van +16.15 m NAP. De Kekerdonse schutdam ligt in de Millingsche waard en is ongeveer 1500 m lang. De gemiddelde kruinhoogte is +13.75 m NAP. De kruin van de kade tussen de twee steenfabrieken ligt op circa +14.00 m NAP en loopt van km 871.400 tot km 872.300. In hoofdstuk 4 zullen deze kaden nader aan de orde komen.

In de toekomst wordt mogelijk de Waalbocht bovenstrooms van Nijmegen afgesneden, daar duwconvooien veel problemen ondervinden in deze bocht. Uitvoering van dit werk staat evenwel nog allerm minst vast. Het gevolg van deze bochtafsnijding kan een waterstandsverlaging bij Pannerdense Kop zijn. De afvoerverdeling tussen beide takken wordt hierdoor beïnvloed. Op de invloed op een eventuele herverdeling van extreme afvoeren zal in het hoofdstuk "Uitgangspunten" worden ingegaan.

Het bovenstaande geeft een summiere beschrijving van het rivierengebied rondom het splitsingsgebied. Ten aanzien van technische gegevens zoals afvoeren, bodemruwheden en dergelijke wordt verwezen naar het hoofdstuk "Morfologische berekeningen".

4. UITGANGSPUNTEN

De morfologische gevolgen van een extreem hoogwater bij gewijzigde afvoerverdeling zullen worden onderzocht door vergelijking met een zelfde extreem hoogwater bij een ongewijzigde afvoerverdeling. Hiervoor is gebruik gemaakt van een wiskundig model. In plaats van een wiskundig model kan ook een fysisch model worden gebouwd. Een voordeel is, dat driedimensionale aspecten beter kunnen worden bestudeerd dan bij een wiskundig model, waar oplossing van de desbetreffende vergelijkingen nog veel moeilijkheden met zich brengt. De grote tijdsduur en de hoge kosten die metingen in fysische modellen vereisen ten opzichte van berekeningen met wiskundige modellen, zijn een nadeel.

Voor een morfologisch onderzoek is het echter gewenst naast een wiskundig model tevens een fysisch model te ontwikkelen, opdat lokale verschijnselen tengevolge van het driedimensionale aspect kunnen worden onderzocht.

Vanwege de beperkt beschikbare tijd is voor deze studie een wiskundig model toegepast, waarbij de vergelijkingen zijn teruggebracht tot een één dimensionale situatie.

In hoofdstuk 6 zullen driedimensionale aspecten en de gevolgen daarvan, die in het model niet aan de orde kunnen komen, worden behandeld.

Teneinde berekeningen te kunnen uitvoeren is het noodzakelijk een aantal veronderstellingen in te voeren. Het betreft aannames die noodzakelijk zijn in verband met de eigenschappen van het model en vanwege de beperkte onderzoektijd. De uitgangspunten worden hier achtereenvolgens opgesomd, waarna elk punt in het overige gedeelte van dit hoofdstuk uitvoerig wordt behandeld.

- a. Een bekend veronderstelde afvoerverdeling bij extreme hoogwaters voor de ongewijzigde en de gewijzigde situatie.
- b. Handhaving van de huidige afvoerverdeling bij lagere hoogwaters.
- c. Wijziging van de afvoerverdeling op het splitsingspunt IJsselkop heeft geen invloed op de afvoerverdeling bij Pannerdense Kop.
- d. Er heerst bodemevenwicht rond de splitsingspunten.

- e. Verbeteringswerken tbv de scheepvaart op de Waal hebben geen invloed op de afvoerverdeling bij Pannerdense Kop.
- f. Een wijziging van de afvoerverdeling is technisch uitvoerbaar.
- g. Schematisatie van de rivier met uiterwaarden tot een bakprofiel is geoorloofd.

In het navolgende zullen deze punten worden uitgewerkt.

- a. Bekend veronderstelde afvoerverdeling bij extreme hoogwaters

Rijkswaterstaat heeft op grond van extrapolatiemethoden met behulp van in het verleden opgetreden hoogwaters een maatgevende Bovenrijnafvoer vastgesteld van $18000 \text{ m}^3/\text{s}$ met een overschrijdingsfrequentie van $1/3000$ per jaar. Door modelonderzoek is een bijbehorende afvoerverdeling over de riviertakken vastgesteld.

De Commissie Rivierdijken heeft aanbevolen deze norm te verlagen tot $16500 \text{ m}^3/\text{s}$ met een overschrijdingsfrequentie van $1/1250$ per jaar (Becht, 1977).

In een vooronderzoek (Verheij, 1977b) is nagegaan welke afvoerverdeling het meest wenselijk is. Aansluiting is gezocht bij de aanbeveling van de Commissie Rivierdijken. Op grond van de kleinste te verbeteren dijk lengte en een kosten-baten analyse per riviertak is de gewijzigde afvoerverdeling bepaald (deel II; Verheij, 1977b).

Twee afvoerverdelingen zijn nu bekend: één bij ongewijzigde afvoerverdeling volgens modelonderzoek van Rijkswaterstaat en één bij gewijzigde afvoerverdeling volgens criteria ontleend aan te verbeteren dijk lengte.

Tabel 2 geeft de afvoeren afhankelijk van de riviertak en de afvoerverdeling.

Tabel 2

riviertak	ongewijzigde verdeling	gewijzigde verdeling
Bovenrijn	16500	16500
Waal	10300	11250
Pannerdens Kanaal	6200	5250
Nederrijn	3675	3350
IJssel	2525	1900

b. Handhaving afvoerverdeling bij lagere hoogwaters

Het voorkomen van overstromingen is het doel van de plannen tot dijkverzwaringen. Uitsluitend extreme hoogwaters dienen zodoende in het onderzoek naar de gevolgen te worden betrokken. Bovendien is het ongewenst dat bij lage afvoeren en lage hoogwaters de afvoerverdeling wordt gewijzigd. Vooral overweging van morfologische aard spelen hier een rol. Een wijziging in de sedimentverdeling kan het bodemevenwicht verstoren, wat ongewenst is. Hiernaast vereisen scheepvaartbelangen voldoende diepgang, welke grotendeels is gewaarborgd door de huidige afvoerverdeling bij lage afvoeren. Het behoud van de kwaliteit van het uiterwaardenmilieu maakt het noodzakelijk dat deze geregeld inunderen.

Deze overwegingen hebben geleid tot het vaststellen van een ondergrens van $9000 \text{ m}^3/\text{s}$ met een overschrijdingsfrequentie van 1/10 per jaar, waar beneden geen wijziging van de afvoerverdeling wordt beoogd.

De keuze de grens te trekken bij $Q_{BR} = 9000 \text{ m}^3/\text{s}$ is arbitrair; aangevoerd kan evenwel worden dat in gesprekken met milieu-organisaties bleek dat deze norm aanvaardbaar werd geacht, hoewel niet gebaseerd op onderzoek.

Een tweede argument is dat de groene rivier bij Pannerden bij een afvoer van circa $9000 \text{ m}^3/\text{s}$ begint te stromen en juist deze groene rivier bij een herverdeling van topafvoeren wordt uitgeschakeld.

Samenvattend wordt de toestand bij gewijzigde afvoerverdeling als volgt:

- handhaving van de bestaande verdeling bij afvoeren kleiner dan $9000 \text{ m}^3/\text{s}$
- wijziging van de bestaande verdeling ten gunste van het Pannerdens Kanaal bij afvoeren van $9000 \text{ m}^3/\text{s}$ tot $16500 \text{ m}^3/\text{s}$.

c. Splitsingspunt IJsselkop heeft geen invloed

In het vooronderzoek (Verheij, 1977b) is de aanbeveling gedaan ook de afvoerverdeling ter plaatse van IJsselkop te wijzigen. Het resultaat hiervan, een Nederrijnafvoer

van $3350 \text{ m}^3/\text{s}$ en een IJsselaafvoer van $1900 \text{ m}^3/\text{s}$ verschilt evenwel weinig van een ongewijzigde afvoerverdeling ter plaatse van IJsselkop met een Nederrijnaafvoer van $3125 \text{ m}^3/\text{s}$ en een IJsselaafvoer van $2125 \text{ m}^3/\text{s}$. Verondersteld mag daarom worden dat dit geringe verschil geen invloed heeft op een wijziging van de afvoerverdeling ter plaatse van Pannerdense Kop. In het andere geval kunnen er complicaties optreden, die het probleem onoverzichtelijk maken; vandaar het uitgangspunt dat een wijziging van de verdeling bij IJsselkop geen invloed heeft op een wijziging van de verdeling bij Pannerdense Kop.

Het principe van een wijziging van de afvoerverdeling is evenwel bij beide splitsingspunten gelijk. Gekozen is voor berekening van de morfologische gevolgen tengevolge van een wijziging bij Pannerdense Kop, omdat hiermee een beter resultaat kan worden bereikt ten aanzien van de doelstelling milieubehoud.

d. Evenwicht op het splitsingspunt

Verondersteld wordt dat op de splitsingspunten Pannerdense Kop en IJsselkop evenwicht heerst. De betekenis hiervan is dat aangevoerde hoeveelheden water en sediment ook worden afgevoerd. Rijkswaterstaat spreekt in dit verband van evenwichtsafvoeren in tegenstelling tot maatgevende afvoeren, waarbij geen evenwicht heerst. Laatstgenoemde afvoeren ontstaan door ontgrondingen ter grootte van 1 meter aan te nemen op Pannerdens Kanaal en IJssel juist benedenstrooms van de splitsingspunten en de daarbij behorende afvoeren voor de diverse takken te berekenen. Als in dit verslag echter sprake is van maatgevende afvoeren, worden evenwichtsafvoeren bedoeld.

Een nevenveronderstelling is dat de sedimentverdeling evenredig wordt verdeeld in de verhouding volgens welke de afvoeren zich verdelen. Praktisch bezien zal dit nooit gebeuren vanwege de rivierconfiguratie. In hoofdstuk 6 zal hier nader op worden ingegaan.

e. Verbeteringswerken op de Waal

Ten behoeve van de scheepvaart is sprake van een bocht-afsnijding bij Ooy en normalisatie van de Waal benedenstrooms van Nijmegen. Deze werken leiden tot een vergroting van de afvoercapaciteit van de Waal, waardoor een waterstandsverlaging bij Pannerdense Kop optreedt. De afvoerverdeling wordt daardoor zodanig beïnvloed dat de Waalafvoer wordt verhoogd ten koste van de Pannerdense Kanaalafvoer. Op het oog lijkt een dergelijke verbetering ook ten goede te komen aan een wijziging van de afvoerverdeling bij hoge afvoeren. Daar echter de verbetering van de bevaarbaarheid bij lage afvoeren de bedoeling is, moeten compensatiewerken worden uitgevoerd op het Pannerdens Kanaal om de afvoerverdeling in stand te houden bij lage afvoeren (Jansen, 1971). Het gevolg is wel dat de afvoerverdeling bij hoogwaters wijzigingen kan ondergaan. De wenselijke afvoerverdeling die in dit rapport wordt onderzocht, zou verstoord kunnen worden.

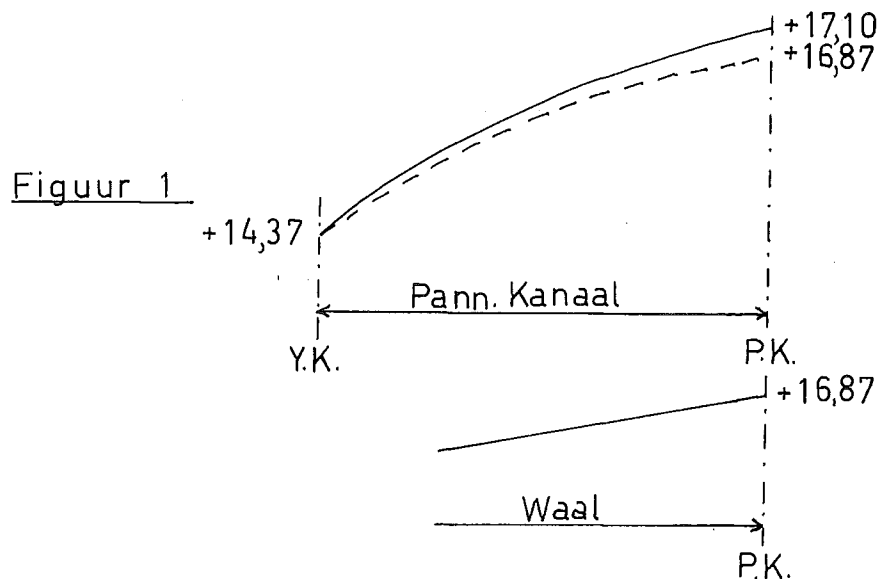
Aangenomen wordt nu dat ten behoeve van een handhaving van de wenselijke gewijzigde afvoerverdeling compensatiewerken worden uitgevoerd om de gevolgen van een normalisatie of bochtafsnijding teniet te doen. Nader onderzoek naar mogelijke compensatiewerken verdient aanbeveling als wordt overgegaan tot wijziging van de afvoerverdeling bij extreme hoogwaters.

Overigens moet worden opgemerkt dat uitvoering van normalisatie of bochtafsnijding geenszins vaststaat. De plannen hiertoe zijn voorlopig in de ijskast gezet.

f. Technische uitvoering van een wijziging van de afvoerverdeling

In deel II van het vooronderzoek (Verheij, 1977) zijn de technische mogelijkheden reeds kort aangestipt met de daarbij behorende voor- en nadelen. Eén mogelijkheid is in de nota "Wijziging van de topafvoerverdeling" (GOW, 1977) nader uitgewerkt en zal in dit onderzoek als uitgangspunt fungeren voor berekeningen.

De gewenste afvoerverdeling zoals vermeld in tabel 2 kan bereikt worden door verhoging van de zomerkaden langs het Pannerdens Kanaal. Het stroomvoerend vermogen van een groot deel van de uiterwaarden (inclusief de groene rivier) wordt hierdoor uitgeschakeld. Kaden die in aanmerking komen voor verhoging staan aangegeven op bijlage 16. Bij een Bovenrijnafvoer van $16500 \text{ m}^3/\text{s}$ zal door de vernauwing op het Pannerdens Kanaal een stuwkromme ontstaan. Deze stuwkromme heeft tot gevolg een verlaging van de waterstand bij IJsselkop met 0.50 m tot $+14.37 \text{ m}$ tov NAP en een opstuwing bij Pannerdense Kop met 0.20 m tot $+17.10 \text{ m}$ tov NAP. De Waalafvoer is hierbij $11250 \text{ m}^3/\text{s}$ (figuur 1).



Tengevolge van de opstuwing bij Pannerdense Kop zal ook bij Lobith en verder bovenstrooms opstuwing optreden. In verband met de consequenties hiervan voor de rivierdijken op Duits gebied is dit ongewenst. Verlaging van kaden in de Millingse waard, waardoor een vergroting van de afvoercapaciteit van het winterbed van de Waal wordt verkregen, is een mogelijkheid deze gevolgen te voorkomen.

Deze werken bestaan uit het verlagen met 2.00 m van de Millingse dam over een lengte van 1000 m , het met 0.60 m verlagen van de zomerkade tussen de steenfabrieken van Klaverland en Kekerdam en het met 0.50 m verlagen van de Kekerdamse schutdam (bijlage 1 en 17).

De waterstand bij Pannerdense Kop zal hierdoor kunnen wor-

den teruggebracht tot +16.87 m tov NAP bij een gelijkblijvende Waalafvoer van 11250 m³/s. Voor een gelijkblijvende afvoer van 5250 m³/s op het Pannerdens Kanaal betekent deze verlagings bij Pannerdense Kop een vergroting van de afvoercapaciteit van het totale rivierbed, waarbij de zomerbedafvoer geringer is dan bij 0.20 m opstuwing, maar het stroomvoerend vermogen van de uiterwaarden groter. De afvoercapaciteit van de uiterwaarden wordt dus minder sterk beperkt dan bij 0.20 m opstuwing het geval is.

Laatstgenoemde situatie, verruiming van het winterbed van de Waal en verhoging van de zomerkaden van het Pannerdens Kanaal, zal uitgangspunt zijn voor de berekeningen met een gewijzigde afvoerverdeling.

g. Schematisatie tot bakprofiel

Het wiskundig model dat in hoofdstuk 5 zal worden behandeld, staat slechts toe dat een rivier met uiterwaarden, dwz meerdere stroomgeulen tijdens hoogwaters, wordt geschematiseerd tot één stroomgeul, in casu het zomerbed. Deze beperking heeft tot gevolg dat de morfologische effecten van een topafvoer slechts kunnen worden berekend voor het zomerbed. Aangezien algemeen wordt aangenomen dat het winterbed van een rivier geen deel heeft aan het sedimenttransport, is deze beperking niet ernstig.

Teneinde de invloed van het winterbed op de afvoer in het zomerbed toch in rekening te brengen, wordt op discrete plaatsen de zomerbedafvoer verlaagd of verhoogd al naar gelang water uit- of intreedt naar of van het winterbed. Hiervoor moet worden bepaald de hoeveelheid water die bij een bepaalde waterstand op een bepaalde lokatie uit- treedt.

Een ander gevolg van de bakschematisatie is dat de Waal niet afzonderlijk als tak in het door te rekenen stelsel kan worden opgenomen. Een analoge benadering als voor de uiterwaarden kan worden opgezet, met dien verstande dat bij elke waterstand ter plaatse van Pannerdense Kop water en sediment naar de Waal worden afgevoerd, terwijl bij de

uiterwaarden slechts waterafvoer plaatsvindt (geen sedimentafvoer) boven een lokale waterstand waarbij het winterbed inloopt.

Hoofdstuk 5 zal nader ingaan op de berekening van zomerbed- en Waalafvoer, alsmede de instroming van de uiterwaarden, terwijl in hoofdstuk 6 de consequenties zullen worden beschouwd.

De uitgangspunten, zoals hierboven beschreven, zijn voor de morfologische berekeningen het kader waarbinnen deze worden uitgevoerd. Op grond hiervan zullen de gegevens die ter beschikking staan zodanig worden verwerkt dat deze geschikt zijn om in het wiskundig model te kunnen worden ingevoerd.

5. MORFOLOGISCHE BEREKENINGEN

5.1 Inleiding

Een wijziging van de huidige afvoerverdelering tav topafvoeren om het rivierenlandschap voor een groot gedeelte te kunnen behouden, vereist een berekening van de morfologische gevolgen van de totale regiemwijziging. Hier zijn uitsluitend de gevolgen van een extreem hoogwater berekend. De uitgangspunten van deze berekening staan vermeld in hoofdstuk 4.

Een berekeningswijze die bruikbare resultaten oplevert is voor hoogwaters niet beschikbaar, omdat metingen van sedimenttransporten bij extreme hoogwaters niet voorhanden zijn en vanwege de onzekerheden omtrent de sedimenttransportformules (zie paragraaf 5.4).

Door vergelijking van een extreem hoogwater bij een gewijzigde afvoerverdelering met hetzelfde hoogwater in de huidige situatie, zal getracht worden een uitspraak te doen over de gevolgen van topafvoeren bij gewijzigde afvoerverdelering. Voor deze berekeningen is een wiskundig model beschikbaar, dat behandeld wordt in paragraaf 5.2. Ingevoerd moeten worden: riviergegevens, sedimentgegevens en afvoerrelaties. De paragrafen 5.3 en 5.4 behandelen dit.

Alvorens tot de eigenlijke berekeningen kan worden overgegaan, zal het model moeten worden geijkt voor zowel water- als sedimentbeweging. Paragraaf 5.5 gaat hierop in. De eigenlijke berekeningen en de daarvoor benodigde in te voeren waarden, zoals de vorm van de hoogwatergolf, worden in de paragrafen 5.6 en 5.7 behandeld.

De nauwkeurigheid van de berekeningen zal in paragraaf 6.4 worden onderzocht.

5.2 Wiskundig model

5.2.1 Basisvergelijkingen

Van der Kolff (1975) heeft een model opgesteld om morfologische berekeningen uit te voeren, uitgaande van de ééndimensionale vergelijkingen voor waterbeweging en se-

dimenttransport. Deze luiden als volgt:

bewegingsvergelijking voor water:

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} + g \frac{\partial z}{\partial x} = -g \frac{v/v}{C_R^2} \quad (1)$$

continuïteitsvergelijking voor water:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + b_w \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \quad (2)$$

bewegingsvergelijking voor sediment:

$$s = f(v) \quad (3)$$

continuïteitsvergelijking voor sediment:

$$\frac{\partial S}{\partial x} + b_b \frac{\partial z}{\partial t} = 0 \quad (4)$$

$$Mbv \quad Q = v \cdot A \quad (5)$$

$$A = (b_b + m \cdot h) \cdot h, \quad (6)$$

de aannames dat:

1e) de lokale breedte b_b (op een bepaalde hoogte tov referentievlak) constant is in de tijd;

2e) de lokale taludhelling m constant is in de tijd;

en het gegeven, dat de voortplantingssnelheid C_b van een verstoring op de bodem veel kleiner is dan een verstoring aan het oppervlak (maw $Fr < 0,6$), is het stelsel

(1) t/m (4) te vereenvoudigen tot:

$$v \frac{\partial v}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} + g \frac{\partial z}{\partial x} = -g \frac{v/v}{C_R^2} \quad (7)$$

$$v \cdot h = q(t) \quad (8)$$

$$s = f(v) \text{ en } S = s \cdot b_b \quad (9)$$

$$\frac{\partial S}{\partial x} + b_b \frac{\partial z}{\partial t} = 0 \quad (10)$$

Tav dit stelsel vergelijkingen moet een aantal opmerkingen worden gemaakt:

1e) Vergelijking (9) betekent, dat onder meer veranderingen in de samenstelling van het bodemmateriaal (degradatie, uitzeying) worden verwaarloosd, want het transport is slechts een functie van de snelheid

2e) Uitsluitend bodemtransport wordt volgens (10) ver-

ondersteld

- 3e) De verwaarlozing van $\frac{\partial v}{\partial t}$ in (1) en $\frac{\partial h}{\partial t}$ in (2) doet een quasi-stationaire waterbeweging ontstaan. Vergelijking (7) geeft hiervan de verhanglijn weer. Het is de vraag of dit bij een hoogwatergolf wel mag. Quasi-stationair, omdat de afvoer q wel per tijdstip kan variëren.

Oplossing is mogelijk door (7) te behandelen als een 1e orde differentiaal vergelijking. Een andere schrijfwijze is:

$$\frac{d}{dx} \left(\frac{v^2}{2g} + h + z \right) = - \frac{v/v'}{C^2_R} \quad (11)$$

Bij kleine Froude-getallen mag de snelheidshoogte $\frac{v^2}{2g}$ worden verwaarloosd. Als we stellen $L = h + z$, dan volgt er:

$$\frac{dL}{dx} = - \frac{v/v'}{C^2_R} \quad (12)$$

Mbv de prediktor-korrektor methode volgens Heun kan dit worden opgelost.

Vergelijking (10) wordt als differentievergelijking geschreven:

$$\frac{S_3 - S_1}{2\Delta x} + \frac{z_4 - (\frac{1}{2} \alpha z_1 + (1 - \alpha)z_2 + \frac{1}{2} \alpha z_3)}{\Delta t} = 0 \quad (13)$$

Uit de gekozen wijze van oplossen blijkt dat er sprake is van een expliciet schema. Hierop zal worden teruggekomen in een volgende paragraaf.

Voor de oplossing is het noodzakelijk over enkele randvoorwaarden en een beginvoorwaarde te beschikken.

De beginvoorwaarde is een bekende bodemligging voor elke lokatie op het begintijdstip.

De eerste randvoorwaarde betreft een gegeven Q - h -relatie aan de benedenrand van het model.

De tweede randvoorwaarde vereist, dat de afvoer Q en het sedimentaanbod S gegeven zijn aan de bovenrand van het model.

Een tweetal opmerkingen hierover:

- 1e) Een beweeglijke bodem aan de benedenrand veroorzaakt wijziging van de Q - h -relatie. Door verplaatsing in benedenstroomse richting naar een lokatie met blijvend éénparige waterbeweging is dit op te heffen.
- 2e) Een fout in de aanname van het sedimentaanbod S aan de bovenrand introduceert een foutieve bodemligging, welke zich naar beneden voortplant. Verplaatsing van de rand in bovenstroomse richting zorgt ervoor dat deze fout niet van invloed is op het te onderzoeken traject.

5.2.2 Rekenmethode

Afwisselend worden de vergelijkingen (12) en (13) opgelost. Het afvoerregiem wordt daarvoor geschematiseerd tot periodes met een constante afvoer. Meestal zal de afvoerperiode worden verdeeld in een aantal tijdstappen, waarover meer in paragraaf 5.2.3.

Het beschouwde riviergedeelte wordt verdeeld in trajecten met bekende geometrische gegevens aan begin en einde van elk traject. Hiernaast zijn op de trajectgrenzen nog enkele gegevens noodzakelijk, zoals korreldiameter en ruwheid C . De verdeling van de rivier in trajecten, alsmede de trajectgegevens komen in paragraaf 5.3 aan de orde. Elk traject wordt verdeeld in vakken met een lengte Δx , waarbij de grootte van Δx wordt bepaald in samenhang met de tijdstap Δt en de coëfficiënt α (paragraaf 5.2.3).

Uitgaande van een bekende bodemligging en een gegeven waterstand aan de benedenrand is nu voor de bijbehorende afvoer Q vergelijking (12) op te lossen. Deze stuwkrommeberekening zorgt ervoor dat in bovenstroomse richting op elke lokatie de waterstand bekend wordt.

Alle overige stromingskarakteristieken kunnen hiermee nu bepaald worden in elke doorsnede, waarna de lokale zandtransporten kunnen worden berekend volgens (9).

De continuïteitsvergelijking van het sediment (13) geeft vervolgens de lokale aanzandingen, uitschuringen en bodemhoogteveranderingen gedurende een tijdstap Δt .

Samenvattend: tijdstap na tijdstap worden per afvoerperiode afwisselend de verhanglijn en de veranderingen van de bodemhoogte berekend.

Bijlage 10 geeft het stroomschema en bijlage 11 het computerprogramma, voorzover het de interne randen betreft. Voor concrete berekeningen is het noodzakelijk dat de aangegeven rekenmethode stabiel is en dat een aantal schematisaties wordt ingevoerd.

De volgende paragrafen behandelen dit.

5.2.3 Stabiliteit

Oplossen van de stuwkrommevergelijking volgens Heun kan vastlopen, omdat een groot verhang een niet meer te corrigeren waarde van de nieuwe waterstand geeft of omdat de waterdiepte negatief wordt. Grote plaatselijke verschillen in bodemhoogte kunnen hiertoe aanleiding geven. Een te grote waarde van de vakgrootte Δx is de oorzaak. Mbv een controle van het Froudegetal, noodzakelijk vanwege de gedane aanname dat $Fr < 0,6$ is mogelijk vastlopen te controleren.

In plaats van vergelijking (13) wordt met vergelijking (10) feitelijk opgelost:

$$\frac{\partial S}{\partial x} + b_2 \frac{\partial x}{\partial t} = b_2 \frac{(\Delta x)^2}{2\Delta t} \cdot \left\{ \alpha - \left(\frac{c \cdot \Delta t}{\Delta x} \right)^2 \right\} \frac{\partial^2 z}{\partial t^2} \quad (14)$$

Van de stabiliteit kunnen hieraan de volgende eisen worden ontleend:

$$1e) \quad \frac{c \cdot \Delta t}{\Delta x} < 1 \text{ vanwege het expliciete rekenschema (15)}$$

$$2e) \quad 0 < \alpha \leq 1 \quad (16)$$

$$3e) \quad \left\{ \alpha - \left(\frac{c \cdot \Delta t}{\Delta x} \right)^2 \right\} \text{ moet klein zijn ivm convergentie} \quad (17)$$

De procedure om stabiliteit te waarborgen is nu als volgt:

- a. kies Δx zodanig dat de kans op vastlopen van de berekening van de verhanglijn klein is
- b. kies een waarde van α , rekening houdend met het feit dat een grote waarde een sterk dempend effect heeft

- c. bereken de maximaal optredende voortplantings-snelheid c_b volgens: $c_b = b \cdot \frac{S}{A_b}$ (18)

waarin b de coëfficiënt van de algemene transport-vergelijking $s = a \cdot v^b$ (19)

- d. bepaal Δt met (17) zodanig, dat deze term zeer klein is.

Het zal duidelijk zijn dat een kleine waarde van Δx of α , noodzakelijk ivm grote variaties in bodemhoogte, de grootte van Δt verkleint.

In paragraaf 5.4.5 zal de waarde van deze grootheden voor de uit te voeren berekeningen worden bepaald.

5.2.4 Schematisatie

Inherent aan de opbouw van het rekenmodel, zijn een aantal schematisaties vereist.

De rivier moet worden geschematiseerd tot een trapezium-vormig profiel, waarbij de bodembreedte op een zekere hoogte en de taluds in de tijd constant worden verondersteld. De erosie of sedimentatie van de bodem komt tot uiting in een gelijkmatig over de rivierbreedte verdeelde stijging of daling van de bodem. De één-dimensionale benadering van het probleem is hiervan de oorzaak.

Een grote invloed heeft de schematisatie op de uiterwaarden en zijtakken van een rivier. Het rekenmodel kan deze riviercomponenten niet opnemen als takken van het door te rekenen traject. Mbv interne randvoorwaarden ("interne randen") op plaatsen waar water of sediment aan het riviertraject wordt onttrokken of toegevoerd, is dit probleem te ondervangen.

De procedure is als volgt:

- 1e) de lengte waarover water of sediment wordt onttrokken of toegevoerd, wordt teruggebracht tot een trajectlengte die veel kleiner is dan de gekozen vaklengte Δx ;
- 2e) vastgesteld moet worden welke hoeveelheid sediment of water bij een bepaalde lokale waterstand wordt onttrokken of toegevoerd aan het door te rekenen traject.

In het onderhavig onderzoek is deze kwestie relevant voor de instroming van de uiterwaarden en voor de Waal. De uiterwaard wordt geacht geen sediment te transporteren. De instroming of uitstroming wordt gediscrèteiseerd tot één of meerdere punten, waar de zomerbedafvoer sprongsgewijze wordt verhoogd of verlaagd met de respektievelijk instromende of uitstromende watermassa. Verdeling over verscheidene punten kan gewenst zijn, omdat anders te grote discontinuïteiten op zouden kunnen treden. Bovendien wordt hiermee bereikt dat de in- of uitstroming over een grotere rivierlengte wordt gespreid, wat realistischer is. Aangezien de uiterwaarden uitsluitend bij hoge afvoeren een stroomvoerend vermogen bezitten, moet de waterstand waarboven in- of uitstroming plaatsvindt, worden bepaald. Mbv een lokale Q - h -relatie en een gegeven zomerbedafvoer bij extreem hoogwater (zie paragraaf 5.3.5) is te bepalen welk deel wordt afgevoerd door de uiterwaard en welk deel door het zomerbed.

Bij het splitsingspunt Pannerdense Kop ligt het probleem iets anders, omdat door de Waal daar ook sediment wordt onttrokken en dit bij elke waterstand plaatsvindt zodat de rivierbreedte een grote wijziging ondergaat. De bepaling van de waterafvoer gaat analoog aan die bij de uiterwaarden. Tav de sedimentafvoer is aangenomen dat deze zich evenredig verdeelt over Waal en Pannerdens Kanaal volgens de respektievelijke zomerbedafvoeren. Deze aanname van evenwicht op het splitsingspunt berust niet op waarnemingen, daar gegevens over de verdeling bij extreme afvoeren ontbreken.

Op deze wijze zijn de uiterwaarden en de Waal in het rekenmodel in te brengen. Praktische uitwerking zal geschieden in paragraaf 5.3.5 en 5.3.6.

Aan de boven- en benedengrens van het riviertraject moeten voorwaarden worden opgelegd aan het sedimenttransport. Aangenomen is, dat aan de benedengrens het aangeboden sedimenttransport wordt doorgevoerd en dat aan de bovengrens het afgevoerde sediment ook werkelijk wordt aangeboden.

5.2.5 Invoer en uitvoer

Het wiskundig model is in de vorige paragrafen behandeld; rest nu nog de wijze van invoer en uitvoer en de in te voeren gegevens, alvorens met de uitvoering ervan te beginnen.

De invoer geschiedt met ponskaarten volgens het programma zoals dat is weergegeven in Van der Kolf (1975). Gedrukte uitvoer is het resultaat van de berekeningen met de computer, terwijl een aantal berekeningsresultaten, zoals bodemverloop en verhanglijn, eveneens kunnen worden uitgevoerd door middel van ponskaarten of door middel van plotten.

De in te voeren gegevens zijn te onderscheiden in:

- 1e) algemene gegevens
- 2e) riviergegevens
- 3e) afvoergegevens
- 4e) interne randgegevens

Achtereenvolgens zullen de met elk van bovenstaande punten corresponderende gegevens worden vermeld.

ad 1: Onder algemene gegevens vallen onder meer:

- a. gekozen zandtransportformule
- b. beneden- en bovenrandvoorwaarde

ad 2: De riviergegevens worden vermeld per traject en gezamenlijk op één kaart weergegeven. Bekend moeten zijn:

- a. trajectlengte
- b. bodembreedte aan benedeneind
- c. taludhelling^m aan benedeneind
- d. ruwheid C
- e. korrelgrootte D_{50} aan benedeneind
- f. bodemhoogte aan benedeneind

ad 3: De afvoergegevens geven het gediscretiseerde afvoerregiem van de rivier weer. Vermeld moeten worden:

- a. aantal afvoerperioden
- b. afvoergrootte
- c. duur van de onder b genoemde afvoergrootte
- d. waterstand aan de benedenrand
- e. bijbehorende Waalafvoer
- f. totale afvoer van Pannerdens Kanaal
- g. totale afvoer van Bovenrijn

ad 4: De interne randen worden ingevoerd met behulp van vergelijkingen voor de Q.h-relaties tpv de uiterwaarden.

De Waalafvoer wordt als gegeven ingevoerd tegelijkertijd met de afvoergegevens (zie ad 3). Het sedimenttransport van de Waal wordt via een vergelijking ingevoerd.

Na invoering van deze gegevens is het wiskundig model in staat morfologische berekeningen uit te voeren en de resultaten tav water-, sediment- en bodembeweging weer te geven op elk tevoren bepaald tijdstip.

In het vervolg van dit hoofdstuk zal ingegaan worden op de grootte van de in te voeren gegevens en op de uitgevoerde berekeningen.

5.3 Riviergegevens

5.3.1 Algemeen

Voor de berekeningen moet onderscheid worden gemaakt in twee situaties:

- 1e) ongewijzigde afvoerverdeling bij Pannerdense Kop
- 2e) gewijzigde afvoerverdeling bij Pannerdense Kop.

In te voeren gegevens dienen hieraan te zijn aangepast. Afwijkend van de indeling volgens paragraaf 5.2.5 worden hier bepaald: trajectindeling (par. 5.3.2), bodemligging, bodembreedte en taludhelling (par. 5.3.3), zomerbedafvoeren en waterstanden (par. 5.3.4), uiterwaardafvoeren (par. 5.3.5) en de Waalafvoer (par. 5.3.6).

5.3.2 Trajectindeling

Rijkswaterstaat (Sijbesma, 1967) heeft stroombaanberekeningen uitgevoerd voor de Nederlandse rivieren voor het geval een Bovenrijnafvoer van $18000 \text{ m}^3/\text{s}$ ons land binnenstroomt. Als resultaat geeft dit op elke plaats de zomerbedafvoer en de maatgevende waterstand.

Aan de hand hiervan is voor het riviergedeelte Lobith-Pannerdense Kop-IJsselkop een trajectindeling gemaakt.

De trajectindeling van Rijkswaterstaat is hierbij groten-deels gehandhaafd. Daar waar slechts geringe verschillen in zomerbedafvoeren aanwezig waren in opeenvolgende vakken zijn deze gecombineerd. Het verschil in de zomerbedafvoer tussen twee opeenvolgende trajecten wordt veroorzaakt door een toe- of afname van de winterbedafvoer. Tussen dergelijke trajecten zijn de interne randen gesitueerd (paragraaf 5.3.5). Is een verschil groter dan 10 % van een der afzonderlijke zomerbedafvoeren dan wordt deze verdeeld over meerdere interne randen. Ivm de vakgrootte $\Delta x = 50$ m die in paragraaf 5.4.5 nader wordt toegelicht, is de trajectgrens niet altijd in overeenstemming met de grens volgens het Rijkswaterstaatonderzoek. De bijlagen 12, 15 en 17 geven de aldus verkregen trajectindeling bij ongewijzigde afvoer-verdeling met de bijbehorende maximale zomerbedafvoeren.

Voor de gewijzigde afvoerverdeling is een andere aanpak noodzakelijk, omdat de totale afvoer van het Pannerdens Kanaal is verlaagd van $6750 \text{ m}^3/\text{s}$ tot $5250 \text{ m}^3/\text{s}$. In principe heeft dit op de trajectindeling geen invloed. Vanwege de geringe verschillen in zomerbedafvoeren tussen de opeenvolgende trajecten echter zijn de trajectgrenzen enigszins anders gesitueerd. Zoals vermeld in hoofdstuk 4 is deze verlaging met $1500 \text{ m}^3/\text{s}$ mogelijk door uitschakeling van een deel van het stroomvoerend vermogen van de uiterwaarden langs het Pannerdens Kanaal. Voor elk traject is bepaald wat de afvoer is van zomerbed, kribvakken en uiterwaarden bij $Q_{PK} = 6750 \text{ m}^3/\text{s}$. Wordt nu de uiterwaardafvoer verminderd met $1500 \text{ m}^3/\text{s}$ dan blijft een positieve of negatieve uiterwaardafvoer over. Deze restwaarde is voor een deel toebedeeld aan het zomerbed volgens de verhouding :

$$\frac{(Q_{PK,z})_{6750 \text{ m}^3/\text{s}}}{(Q_{PK,z})_{6750 \text{ m}^3/\text{s}} + (Q_{PK,krib})_{6750 \text{ m}^3/\text{s}}}$$

Op deze wijze ontstaat voor elk traject een nieuwe geschatte zomerbedafvoer.

Op analoge wijze als bij de ongewijzigde afvoerverdeling is hieruit een trajectindeling gedestilleerd met de bijbehorende maximale zomerbedafvoeren. Uitgezonderd de trajecten tussen km 878.460 en km 877.330, waar geen verhoging

van de zomerkaden plaatsvindt en dus de zomerbedafvoer gelijk blijft. De resultaten van deze indeling staan vermeld op de bijlagen 13 en 16.

De indeling en de zomerbedafvoeren op de Bovenrijn blijven ongewijzigd (geen verhoging van waterstanden), zodat bijlage 17 eveneens hiervoor geldig is.

Een opmerking moet nog gemaakt worden tav boven- en benedengrens van het te beschouwen riviergedeelte.

Voor de bovengrens bij Lobith is de aanwezigheid van een peilschaal en een voldoende grote afstand bovenstrooms van het splitsingspunt, vanwege de voortplanting van fouten in bovenrandaannames, de reden geweest dit punt als bovenrand te kiezen.

De benedengrens is voor de hand liggend, daar het onderzoek zich richt op het Pannerdens Kanaal. Beter ware het geweest meer benedenstrooms een grens te kiezen. Ivm de splitsing in Nederrijn en IJssel wat complicaties met zich bracht voor het computerprogramma is dit achterwege gelaten. Ook tpv IJsselkop is een peilschaal, hetgeen de keus mede beïnvloed heeft.

5.3.3 Bodemligging, bodembreedte, taludhelling

Dwarspeilingen zijn door Rijkswaterstaat in 1975 verricht voor km 862.200-km 866.000 om de 100 m en voor km 866.000-km 878.500 om de 125 m. In elke dwarsraai is de gemiddelde bodemligging tov NAP bepaald. Teneinde grote plaatselijke ontgrondingen en aanzandingen te elimineren, is voor elke raai het voortschrijdend gemiddelde over 5 waarden bepaald. Reden hiervoor is dat instabiliteit van het rekenproces bij de stuwkrommeberekening optreedt bij grote oneffenheden in de bodemhoogte.

Zoals eerder vermeld, moeten de bodemgegevens worden opgegeven aan het benedenstroomse einde van elk traject.

Gegeven de trajecten voor gewijzigde en ongewijzigde afvoerverdeling kan nu de bodemhoogte worden bepaald.

Bijlage 12 en 13 geven deze in tabelvorm, terwijl bijlage

14 een grafische representatie is. Duidelijk blijkt een verschil te ontstaan tussen de beide afvoerverdelingen. Dit is een gevolg van het niet geheel samenvallen van de trajecten voor beide afvoerverdelingen. De verschillen blijven evenwel beperkt tot 0,10 m, wat te verwaarlozen is.

De bodembreedte is afgeleid van rivierkaarten. Aangehouden is de normaalbreedte, zowel voor de waterbeweging als voor de sedimentbeweging. Het eerste ligt voor de hand, het tweede minder. In het zomerbed is veelal sprake van een stroomgeul, die minder breed is dan de normaalbreedte. Aangezien het een vergelijkend onderzoek is, lijkt de gedane veronderstelling aanvaardbaar. Absolute waarde toekennen aan de grootte van de ontgrondingen en aanzandingen is derhalve dus onjuist.

Voor de Bovenrijn bedraagt de bodembreedte 340 m en voor het Pannerdens Kanaal 140 m met uitzondering van het riviergedeelte km 869.750- km 868.625, waar de breedte 130 m is. Over een lengte van 250 m is een lineair verloop aangenomen van 130 m naar 140 m en omgekeerd, waarbij de bodembreedte tpv trajectgrenzen door interpolatie is bepaald. De bodembreedte staat vermeld op de bijlagen 12 en 13.

De taluds zijn loodrecht verondersteld ($m=0$). De grote breedte-diepte verhouding is hiervoor de reden.

5.3.4 Zomerbedafvoeren en waterstanden

In paragraaf 5.3.2 is al behandeld op welke wijze de maximale zomerbedafvoeren zijn ontstaan. De bijlagen 15, 16 en 17 vermelden deze voor gewijzigde en ongewijzigde afvoerverdeling.

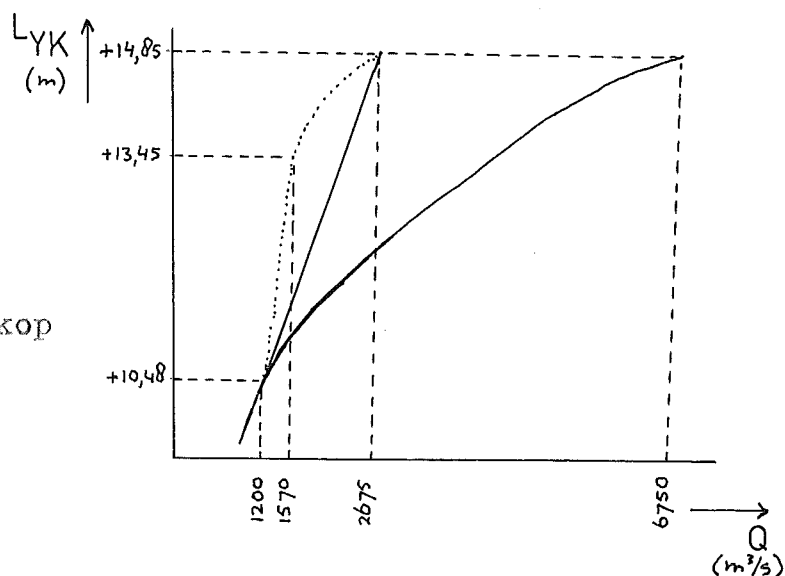
Voor kleinere afvoeren dan EHW (extreem hoogwater, dwz een Bovenrijnafvoer te Lobith van 18000 m³/s) is gebruik gemaakt van "Afvoerkrommen Rijntakken 1975-1976" van Rijkswaterstaat, in tabelvorm weergegeven op bijlage 18 en grafisch in deel II (Verheij, 1976b, bijlage 24).

In deze paragraaf zal uitsluitend worden behandeld de in te voeren zomerbedafvoeren en waterstanden bij de beneden-

rand IJsselkop. Optredende zomerbedafvoeren en waterstanden op het overige riviergedeelte komen in paragrafen 5.3.5 en 5.3.6 aan de orde.

Bepaling van de zomerbedafvoer bij IJsselkop is gebaseerd op tegen elkaar uitzetten van waterstanden en afvoeren op dubbellogaritmisch papier. Bij een afvoer van $1200 \text{ m}^3/\text{s}$ bevindt zich een knik, wat inhoudt dat de uiterwaarden gaan instromen, hetgeen geverifieerd is mbv de aangegeven hoogten van de zomerkaden op een rivierkaart. De zomerbedafvoer is gelijk aan de totale afvoer van het Pannerdens Kanaal als deze kleiner is dan $1200 \text{ m}^3/\text{s}$. Voor totale afvoeren tussen $1200 \text{ m}^3/\text{s}$ en $6750 \text{ m}^3/\text{s}$ kan de zomerbedafvoer lineair worden geïnterpoleerd tussen $1200 \text{ m}^3/\text{s}$ en $2675 \text{ m}^3/\text{s}$. Voor elke waterstand kan nu de zomerbedafvoer worden bepaald. Het resultaat staat op bijlage 18, kolom

$Q_{PK,z}$.



Figuur 2
Q-h-relatie IJsselkop

Een stroombaanberekening van hoogwater 1958 geeft een zomerbedafvoer van $1570 \text{ m}^3/\text{s}$, hetgeen afwijkt van de volgens lineaire interpolatie verkregen zomerbedafvoer. In plaats van een lineair verband zou dus een vloeiend verloop kunnen worden verondersteld (stippellijn). Een berekening van hoogwater 1970 met een zomerbedafvoer van $1570 \text{ m}^3/\text{s}$ toonde evenwel aan dat verhangen ontstonden die niet overeenstemden met de geconstateerde verhangen, terwijl een zomerbedafvoer volgens lineair verband wel juiste resultaten gaf. Oorzaken hiervoor moeten worden gezocht in een afwijkend stroombeeld bij hoogwater 1970.

Bij gewijzigde afvoerverdeling is de zomerbedafvoer anders voor afvoeren groter dan $Q_{BR}=9000 \text{ m}^3/\text{s}$ of $Q_{PK}=3102 \text{ m}^3/\text{s}$ (zie ad b, hoofdstuk 4). Uitgaande van de bekende Q-h-relatie en betrekkinglijn bij ongewijzigde afvoerverdeling voor $Q_{PK} < 3102 \text{ m}^3/\text{s}$ zijn nieuwe relaties geconstrueerd, zodanig dat tpv IJsselkop een waterstand van + 14,37 m tov NAP en een afvoer van $5250 \text{ m}^3/\text{s}$ optreden bij een waterstand te Lobith van + 17,825 m tov NAP, behorend bij een afvoer van $16500 \text{ m}^3/\text{s}$.

De bovengrens is nu $Q_{PK}=5250 \text{ m}^3/\text{s}$ bij $L_{YK}= + 14,37 \text{ m}$ tov NAP (zie bijlage 19). De bijbehorende waterstand te Lobith L_L en de afvoer van het Pannerdens Kanaal kunnen nu worden afgelezen. Volgens bijlage 18 is de zomerbedafvoer $2513 \text{ m}^3/\text{s}$ bij een waterstand van $L_{YK}= + 14,37 \text{ m}$ tov NAP.

Hiermee kunnen de zomerbedafvoeren worden bepaald. Zie voor het resultaat bijlage 20.

5.3.5 Uiterwaardafvoeren

Ter plaatse van elke trajectgrens is een interne rand gesitueerd waar water van of naar het winterbed stroomt. De instroming is bij elke trajectgrens anders en afhankelijk van de hoogteligging van de zomerkaden en de lokale waterstand. Voor alle trajectgrenzen, zowel bij ongewijzigde als bij gewijzigde afvoerverdeling, is de lokale Q-h-relatie bepaald door lineaire interpolatie tussen de relaties voor IJsselkop, Pannerdense Kop en Lobith, zoals vermeld op bijlage 18.

Voor de ongewijzigde afvoerverdeling is de lokale waterstand evenals de zomerbedafvoer bij EHW ontleend aan het hoogwateronderzoek van Rijkswaterstaat (Sijbesma, 1967); zie hiervoor bijlage 21, kolom $L_{\max}$ en kolom $Q_{\max}$. Uitgaande van dit gegeven is de raaklijn bepaald aan de lokale Q-h-kromme. Het raakpunt is aangenomen als instromingsniveau van de uiterwaard, wat veelal overeenkomt met hoogten van zomerkaden op de rivierkaart. De raaklijn geeft het verband tussen lokale waterstand en lokale zomerbedafvoer. Bijlage 21 geeft de resultaten.

de totale afvoer plaatsvindt in het zomerbed. Met behulp van Q_{TOT1} en Q_{TOT2} is dit in het computerprogramma ingevoerd.

De formules van de bijlagen 21 en 23 zijn eveneens verwerkt in het programma. Bijlage 11 geeft dit weer voor de gewijzigde afvoerverdeling.

5.3.6 Waalafvoer

De zomerbedafvoer van de Waal kan niet opgeteld worden bij de zomerbedafvoer van het Pannerdens Kanaal, daar de Q-h-relatie voor het zomerbed tpv km 867.460 dan niet juist is.

Voor wat betreft de ongewijzigde afvoerverdeling is gegeven de zomerbedrelatie tpv km 867.460 : $Q=1454,9.L-13982$

en km 868.217 : $Q=550,8.L-5482,2$

met de raakpunten bij respectievelijk :

$L_{867.460} = + 13,42$ m tov NAP en

$L_{868.217} = + 13,69$ m tov NAP.

Verder zijn gegeven de betrekkingenlijnen tpv km 867.460 en km 868.217 in relatie tot L_L .

Grafisch is deze situatie weergegeven op bijlage 24. In tabelvorm zijn de belangrijkste punten :

$L_{868.217}$ tov NAP	$L_{867.460}$ tov NAP	$Q_{BR,z}$	$Q_{PK,z}$	Q_{WAAL}
(m)	(m)	(m^3/s)	(m^3/s)	(m^3/s)
+ 13,31	+ 13,42	5543	1851	3692
+ 13,69	+ 13,80	6096	2058	4018
+ 16,88	+ 17,04	10810	3815	6995

Door berekening van de zomerbedafvoeren bij km 867.460 en km 868.217 voor cooresponderende waterstanden is Q_{WAAL} te berekenen. Op bijlage 25 is dit uitgevoerd voor $Q_{BR} > 5543 m^3/s$. Voor kleinere afvoeren geldt : $Q_{WAAL} = Q_W$.

Bij een gewijzigde afvoerverdeling is de situatie anders

voor $Q_{BR} > 9000 \text{ m}^3/\text{s}$. Bijlage 23 en onderstaande tabel geven dit weer.

$L_{868.217}$ tov NAP (m)	$L_{867.460}$ tov NAP (m)	$Q_{BR,z}$ (m^3/s)	$Q_{PK,z}$ (m^3/s)	Q_{WAAL} (m^3/s)
+ 13,31	+ 13,42	5543	1851	3692
+ 13,69	+ 13,80	6096	2058	4038
+ 15,025	+ 15,15	8060	2794	5266
+ 16,75	+ 16,89	10591	3665	6926

Opgemerkt moet worden dat de waterstanden bij $Q_{BR}=16500 \text{ m}^3/\text{s}$ verkregen zijn door een stuwkrommeberekening en de waterstanden bij $Q_{BR}=9000 \text{ m}^3/\text{s}$ via een berekening van de ongewijzigde afvoerverdeling.

De procedure van het berekenen van Q_{WAAL} verloopt verder analoog aan die bij de ongewijzigde afvoerverdeling.

De resultaten staan op bijlage 27.

De sedimentbeweging op het splitsingspunt wordt verondersteld in evenwicht te zijn (ad d, hoofdstuk 4). Dit houdt in dat deze evenredig volgens de afvoerverdeling wordt verdeeld. Bij een rekenrichting in bovenstroomse richting betekent dit in formulevorm :

$$S_{BR} = S_{PK} + S_{PK} \cdot \frac{Q_{WAAL}}{Q_{PK,z}}$$

Op deze wijze kan op het splitsingspunt een evenwichtstoestand worden gecreëerd.

5.4 Sedimentgegevens

5.4.1 Algemeen

Morfologische berekeningen vereisen invoering van gegevens over korreldiameter, bodemruwheid en valsnelheid. De paragrafen 5.4.2 t/m 5.4.4 behandelen dit.

In paragraaf 5.4.5 zal de tijdstapgrootte Δt , de vakgrootte

Δx en de coëfficiënt α bepaald worden, die van belang zijn ivm de stabiliteit van het rekenproces. Ook de grootte van de parameter b in de algemene transportformule zal hier worden bepaald.

Voor de eigenlijke berekeningen is een transportformule nodig. Uit het grote aantal beschikbare formules zullen in paragraaf 5.4.6 de formules van Meijer-Peter en Müller en van Ackers en White worden geanalyseerd. In paragraaf 5.4.7 zal ingegaan worden op verschillen tussen beide formules voor zover van belang voor dit onderzoek. Te denken valt aan begin van beweging en grootte van het zandtransport. Dit zal moeten leiden tot een keuze tav de te gebruiken formule.

5.4.2 Korreldiameter

In de periode 1960 t/m 1966 zijn zandtransportmetingen uitgevoerd door Rijkswaterstaat (Jansen, 1971). Een analyse van de gemiddelde korreldiameter op de diverse meetlocaties langs de riviertakken is één der resultaten. Uit vangsten met de zandtransportmeter BTMA en de genomen monsters met de bodemonsternemer BMN zijn respectievelijk de gemiddelde waarden voor de gemiddelde korreldiameter $\bar{D}_m$ en voor de mediane korreldiameter $\bar{D}_{50}$ bepaald, alsmede de standaardafwijking s .

Onderstaande tabel geeft enkele resultaten.

kilometerraai	rivier	$\bar{D}_m \pm s$ (mm)	$\bar{D}_{50} \pm s$ (mm)
858.120	Bovenrijn	$2,92 \pm 0,89$	$4,83 \pm 2,41$
871.000	Pann.Kanaal	$4,18 \pm 1,14$	$4,00 \pm 1,23$
877.615	" "	$3,13 \pm 0,78$	$2,92 \pm 1,23$

Ten overvloede wordt opgemerkt dat monsters, genomen met de BMN, materiaal bevatten dat onder de meeste omstandigheden niet deelneemt aan het bodemtransport. Vangsten met de BTMA geven daardoor lagere waarden van de korreldiameter, want dit materiaal is in beweging.

Aangezien in dit onderzoek extreme hoogwaters worden onderzocht, is aangenomen dat al het bodemmateriaal kan

worden getransporteerd. De mediane korreldiameter D_{50} (bepaald met de BMN) moet dus gehanteerd worden. Op alle trajectgrenzen is voor ongewijzigde en gewijzigde afvoerverdeling de mediane korreldiameter bepaald door interpolatie of extrapolatie.

Voor het traject km 862.220 - km 871.000 is geïnterpoleerd tussen de waarden bij km 858.120 en km 871.000, respectievelijk 4,83 mm en 4,00 mm. Tussen km 871.000 en km 877.615 is geïnterpoleerd tussen 4,00 mm en 2,92 mm. Korreldiameters voor het traject km 877.615 - km 878.460 zijn lineair geëxtrapoleerd vanuit de waarde bij km 871.000 en km 877.615.

Vanwege de transportformules is een waarde nodig van D_{90} . Omdat de korrelverdeling niet bekend is, is aangenomen dat geldt: $D_{90} = 1,5 \cdot D_{50}$ (22)

Het lineaire verband is aanvaardbaar als de logaritme van de korrelverdeling normaal verdeeld is, wat veelal het geval is.

De factor 1,5 is afhankelijk van de standaardafwijking.

5.4.3 Bodemruwheid

Voor diverse berekeningen tijdens het stapsgewijs berekenen van verhanglijn en bodemligging moet de bodemruwheid C gegeven zijn. Ten behoeve van het extreem hoogwateronderzoek dat door Rijkswaterstaat is verricht, is de grootte van C bepaald als functie van de waterdiepte (Sijbesma, 1967). Bijlage 28 geeft voor Bovenrijn en Pannerdens Kanaal het resultaat.

Een eerste schatting kan hiermee worden gedaan. IJking van de gemiddelde afvoer $Q_{BR} = 2490 \text{ m}^3/\text{s}$ heeft geleid tot een verbetering van deze schatting, waarop in paragraaf 5.5 wordt teruggekomen.

Het resultaat is een ruwheid voor de Bovenrijn van $C = 51,5 \text{ m}^{\frac{4}{3}}/\text{s}$ en voor het Pannerdens Kanaal $C = 50 \text{ m}^{\frac{4}{3}}/\text{s}$.

5.4.4 Valsnelheid

De grootte van de valsnelheid is van belang als zwevend transport wordt meegenomen in de berekening. Met zwevend transport wordt geen rekening gehouden, omdat dit geen invloed heeft op de zandbalans op een bepaalde lokatie. Het rekenmodel vereist om programmatische redenen echter toch een opgave van de grootte.

Voor Reynoldsgetallen groter dan 150 geldt:

$$W \propto \sqrt{g \cdot \Delta \cdot D} \quad (23)$$

Als de vormfaktor 0,7 bedraagt, dan ligt de valsnelheid voor korreldiameters van 3-5 mm tussen 0,2 en 0,3 m/s (De Vries, 1974). Voor invoer in het programma is aangehouden: $W = 0,4$ m/s.

5.4.5 Tijdstap, vakgrootte, coëfficiënt α en parameter b

In verband met de stabiliteit van het rekenproces moeten vakgrootte, tijdstap en coëfficiënt α in onderlinge samenhang bepaald worden.

Paragraaf 5.2.3 geeft hiervoor de procedure en de te stellen eisen zijn:

$$1e) \quad \frac{C_b \cdot \Delta t}{\Delta x} < 1 \quad (15)$$

$$2e) \quad 0 < \alpha \leq 1 \quad (16)$$

$$3e) \quad \left\{ \alpha - \left(C_b \cdot \frac{\Delta t}{\Delta x} \right)^2 \right\} \text{ moet klein zijn} \quad (17)$$

Het resultaat is dat een maximale tijdstap Δt wordt bepaald. De procedure volgend, kiezen we: $\Delta x = 50$ m. Bij berekeningen blijkt deze waarde voldoende klein om vastlopen van de verhanglijn te voorkomen. Evenzo is de waarde klein genoeg om de nodige interne randen te kunnen plaatsen.

De maximale waarde van α wordt gesteld op $\alpha_m = 0,5$, omdat een grote demping ongewenst is en het bodemverloop tamelijk onregelmatig is.

De voortplantingssnelheid moet worden bepaald met de formule: $C_b = \frac{S}{\Lambda} \cdot b \quad (18)$

en wel zodanig dat C_b maximaal is. Het is hiervoor noodzakelijk S en b te kennen.

b wordt gelijkgesteld aan 5, waarover later meer.

Berekening van S gebeurt met een transportformule. In paragraaf 5.4.5 worden deze behandeld, maar vooruitlopend daarop wordt hier uitgegaan van de formule van Meijer-Peter en Müller, luidend:

$$X = 13,3 (Y^{-1} - 0,047)^{3/2} \quad (24)$$

waarin:

$$X = \frac{S}{D_{50}^{3/2} \sqrt{gA}} \quad (25)$$

$$Y = \frac{\Delta D_{50}}{\mu h_i} \quad (26)$$

$$\mu = \left(\frac{C}{C_k}\right)^{3/2} \quad (27)$$

$$C_k = 18 \log \frac{12R}{D_{90}} \quad (28)$$

Verder geldt nog:

$$S = 24.3600.B.s \quad (29)$$

Om de grootst mogelijke waarde van C_b te bepalen, is het noodzakelijk de maximale S te bepalen (zie vgl.(18)). Een verhanglijnberekening met $Q_{BR} = 16500 \text{ m}^3/\text{s}$ bij een ongewijzigde afvoerverdeling tbv de ijking van de lokale waterstanden levert gegevens om de meest ongunstige plaats te kiezen. Aangezien het evenwel gaat om een schatting, zijn gemiddelde waarden genomen over de riviergedeelten Pannerdens Kanaal en Bovenrijn.

Op bijlage 29 is de berekening uitgevoerd.

Voor Bovenrijn en Pannerdens Kanaal worden zandtransporten gevonden van respectievelijk $23000 \text{ m}^3/\text{etm}$ en $16350 \text{ m}^3/\text{etm}$. Met $b = 5$ volgt voor de voortplantingssnelheid C_b respectievelijk $26,02 \text{ m/etm}$ en $53,08 \text{ m/etm}$.

De laatste stap in de procedure is de bepaling van Δt . Indien gesteld wordt dat voldaan is aan de onder 3 genoemde voorwaarde als deze formule kleiner is dan 0,002, dan is af te leiden:

$$\Delta t \leq \frac{\Delta x}{C_b} \sqrt{\alpha_m} - 0,002 \quad (30)$$

Invulling van verkregen gegevens geeft voor de Bovenrijn

een maximale tijdstap van 1,35 etmalen en voor het Pannerdens Kanaal van 0,66 etmalen.

Hiermee is voldaan aan de eisen gesteld tbv de stabiliteit. Het programma bepaalt zelf nu de lokale toe te passen waarde van α mbv vergelijking (17).

Voor de werkelijke berekening is in principe een tijdstap Δt aangehouden van 0,25 etmalen om voldoende zekerheid te hebben tav de stabiliteit. Tijdens het rekenproces wordt deze waarde zo nodig bijgestuurd.

Een opmerking moet nog gemaakt worden over de parameter b . Met de algemene transportvergelijking:

$$S = a \cdot V^b \quad (30)$$

en de formule van Meijer-Peter en Müller is af te leiden:

$$b = \frac{3}{1 - 0,047 Y} \quad (31)$$

Invullen van Y voor respektievelijk Bovenrijn en Pannerdens Kanaal geeft respektievelijk 4,0 en 3,6 als resultaat voor b . Bij kleinere afvoeren daarentegen zal de waarde van b groter dan 5 zijn, zodat $b = 5$ als een juiste aanname mag worden beschouwd.

Voorts kan worden opgemerkt dat de bovengrens van het rekenmodel voldoende verwijderd ligt van het te onderzoeken riviergedeelte het Pannerdens Kanaal. Bij doorberekenen van een afvoerregiem van 30 dagen verplaatst een fout in de bovenrand zich ongeveer 1500 m in benedenwaartse richting en de invloed daarvan is dus niet merkbaar.

5.4.6 Sedimenttransportformule

Uit het grote aantal beschikbare sedimenttransportformules zijn er twee gekozen voor onderzoek naar hun bruikbaarheid bij dit onderzoek. Enerzijds betreft dit de formule van Ackers en White en anderzijds de formule van Meijer-Peter en Müller.

De formule van Meijer-Peter en Müller is gekozen vanwege de goede resultaten die ermee zijn bereikt bij berekeningen op de Nederlandse riviertakken.

De formule van Ackers en White is een moderne formule die,

in tegenstelling tot de formule van Meijer-Peter en Müller, niet alleen bodemtransport maar het totaaltransport in de berekeningen betreft en daarom aannemelijk lijkt.

Beide formules zullen worden geanalyseerd.

De basisvorm van de formule van Meijer-Peter en Müller (De Vries, 1974) luidt:

$$X = 8 (Y^{-1} - 0,047)^{3/2} \quad (32)$$

waarin:

$$X = \frac{S}{\bar{D}^{3/2} \sqrt{g\Delta}} \quad (33)$$

$$\text{en } Y = \frac{\Delta \bar{D}}{\mu_{hi}} \quad (34)$$

Rekening houdend met een porositeit van 0,4 wordt het zandtransport per eenheid van breedte:

$$S = 13,3 \bar{D}^{3/2} \sqrt{g\Delta} \left\{ \frac{\mu_{hi}}{\Delta \bar{D}} - 0,047 \right\}^{3/2} \quad (35)$$

Voor de ribbelfaktor geldt:

$$\mu = \left\{ \frac{C}{C_k} \right\}^{3/2} \quad (27)$$

$$\text{met } C_k = \frac{g^{1/2}}{0,4} \ln \frac{12R}{D_{90}} \quad (28)$$

De formule is bepaald dmv metingen in een stroomgoot en is geijkt bij bodemtransport. Voor de extreme hoogwaters, waarbij veel zwevend transport optreedt, is de formule dus feitelijk onbruikbaar.

Tbv het onderhavige onderzoek is ivm het ontbreken van een korrelverdelingsdiagram gesteld:

$$\bar{D} = D_{50} \quad (36)$$

$$\text{en } D_{90} = 1,5 \cdot D_{50} \quad (22)$$

Met $g = 9,81 \text{ m}^2/\text{s}$ volgt er voor vergelijking (28):

$$C_k = 7,83 \ln \frac{R}{D_{50}} + 16,26 \quad (37)$$

Het zandtransport over de gehele breedte per etmaal is met vgl. (35) en (36) en $\Delta = 1,65$ als volgt:

$$S = 24.3600 \cdot 13,3 \cdot D_{50}^{3/2} \cdot B \cdot \sqrt{g\Delta} \left\{ \frac{\mu_{hi}}{\Delta D_{50}} - 0,047 \right\}^{3/2}$$

$$\text{of } S = 4,623 \cdot 10^6 \cdot B \left\{ D_{50} \left(\frac{\mu_{hi}}{\Delta D_{50}} - 0,047 \right) \right\}^{3/2} \quad (38)$$

In het computerprogramma kan het sedimenttransport nu op elke trajectgrens berekend worden door achtereenvolgens op te lossen de vergelijkingen (28), (27) en (37).

Tav de faktor 0,047 kan opgemerkt worden dat deze praktisch fungeert als een term die het begin van beweging bepaalt, hoewel deze niet als zodanig is bedoeld.

In de paragrafen 5.5 en 6.4 zal hierop worden teruggekomen.

Ackers en White hebben in 1973 een formule voor totaaltransport afgeleid uit metingen in stroomgoten en natuurlijke waterlopen (Ackers, 1973).

De transportvergelijking luidt:

$$G_{gr} = C \left\{ \frac{F_{gr}}{A} - 1 \right\}^m \quad (39)$$

Voor oplossing hiervan zijn de volgende vergelijkingen noodzakelijk:

$$F_{gr} = \frac{v_x^n}{\sqrt{g\Delta D}} \left\{ \frac{v}{\sqrt{32} \log \left(\frac{\alpha d}{D} \right)} \right\}^{1-n} \quad (40)$$

$$D_{gr} = D \left(\frac{g\Delta}{\nu^2} \right)^{1/3} \quad (41)$$

$$n = 1,0 - 0,56 \log D_{gr} \quad (42)$$

$$A = \frac{0,23}{\sqrt{D_{gr}}} + 0,14 \quad (43)$$

$$C = \exp \left\{ 2,86 \log D_{gr} - (\log D_{gr})^2 - 3,53 \right\} \quad (44)$$

$$m = \frac{9,66}{D_{gr}} + 1,34 \quad (45)$$

De term D_{gr} fungeert als dimensieloze korreldiameter. Als $D_{gr} > 60$, wat overeenkomt met $D > 2,5$ mm, dan vereenvoudigt het stelsel 42 t/m 45 tot het volgende stelsel:

$$n = 0 \quad (46)$$

$$A = 0,17 \quad (47)$$

$$C = 0,025 \quad (48)$$

$$m = 1,5 \quad (49)$$

Aangezien voor het betreffende riviergedeelte $D_{50} > 2,5$ mm is, geldt dus het laatste stelsel vergelijkingen in combinatie met (39) en (40).

Theoretisch is door Ackers en White bepaald dat $\alpha = 10$ en dat $D = D_{35}$. De grootheid d is de verhouding van dwarsdoorsnede en waterspiegelbreedte. In de praktijk wordt gesteld: $d = R$ en $D = D_{50}$, hetgeen met $\alpha = 12$ wordt gecompenseerd. De vergelijkingen (39) en (40) worden, inclusief de gegevens van de vergelijkingen (46) t/m (49), hiermee als volgt:

$$F_{gr} = \frac{V}{\sqrt{g \Delta D_{50}} \cdot \sqrt{32 \log \left(\frac{12R}{D_{50}} \right)}} \quad (50)$$

$$G_{gr} = 0,025 \left\{ \frac{F_{gr}}{0,17} - 1 \right\}^{1,5} \quad (51)$$

Het transport is te berekenen met:

$$G_{gr} = \frac{X \cdot R}{(\Delta + 1) \cdot D_{50}} \cdot \left(\frac{V_x}{V} \right)^n$$

of $X = \frac{G_{gr} (\Delta + 1) D_{50}}{R} \cdot \left(\frac{V}{V_x} \right)^n \quad (52)$

waarbij X de sedimentflux in parts per million van het debiet. Voor het zandtransport per eenheid van breedte volgt dan, als de porositeit in rekening wordt gebracht en overgegaan wordt op volume-eenheden:

$$s = X \cdot R \cdot v \cdot \frac{1}{\Delta + 1} \cdot \frac{1}{1 - \varepsilon} \quad m^2/s \quad (53)$$

Per etmaal en voor de gehele rivierbreedte wordt het zandtransport:

$$S = 24 \cdot 3600 \cdot X \cdot R \cdot v \cdot \frac{1}{\Delta + 1} \cdot \frac{1}{1 - \varepsilon} \cdot B \quad m^3/etm \quad (54)$$

Substitutie van X en van $\varepsilon = 0,4$ geeft:

$$S = 144000 \cdot D_{50} \cdot B \cdot v \cdot G_{gr} \left(\frac{V}{V_x} \right)^n \quad (55)$$

Volgens vgl. (46) geldt $n = 0$, maw het zandtransport is te berekenen met:

$$S = 144000 \cdot D_{50} \cdot B \cdot v \cdot G_{gr} \quad (56)$$

Hiermee is het oorspronkelijke stelsel aanzienlijk vereenvoudigd. Voor berekening van het zandtransport op de trajectgrenzen moeten achtereenvolgens worden opgelost de vergelijkingen (50), (51) en (56).

Deze formules gebruiken A als parameter voor het begin van beweging. Als $F_{gr} \leq 0,17$ dan wordt gesteld dat $G_{gr} = 0$ is. De gevolgen hiervan zullen later worden behandeld.

Welke formule de voorkeur verdient, zal in de volgende paragraaf worden nagegaan aan de hand van de gevolgen van toepassing van één van beide formules.

5.4.7 Keuze tav toe te passen transportformule

Hoewel ijking van het rekenmodel pas in paragraaf 5.5 aan de orde komt, zal hier gebruik gemaakt worden van resultaten die verkregen zijn voor het zandtransport bij de ijking van de verhanglijnen bij diverse afvoeren. Gegevens zijn daardoor beschikbaar van zowel transporten berekend met de formules van Ackers en White en van Meijer-Peter en Müller. Voorts zijn gemeten transporten beschikbaar van metingen over de jaren 1956 t/m 1960, 1960 t/m 1966 (Jansen, 1971) en van hoogwater 1970 (Zegers, 1974).

De bijlagen 30 en 33 vermelden de berekende en gemeten transporten.

In paragraaf 6.4 zal nader worden ingegaan op gevolgen voor wat betreft de nauwkeurigheid; hier dienen de gegevens slechts om een keuze te doen tav de transportformules.

De grootte van de transporten bij gebruik van de formule van Ackers en White is 30% kleiner dan bij gebruik van de formule van Meijer-Peter en Müller. Dit geldt slechts voor afvoeren groter dan $Q_{BR} = 3600 \text{ m}^3/\text{s}$ (zie bijlage 30). Oorzaak is het punt waarop begin van beweging optreedt, waarover later meer.

Metingen over 1960 t/m 1966 (Jansen, 1971) geven voor afvoeren Q_{BR} kleiner dan $4500 \text{ m}^3/\text{s}$ betrekkelijk kleine transporten, waarvan verwacht mag worden dat deze asymptotisch tot een maximum waarde zullen naderen (Zegers, 1974).

De metingen van 1956 t/m 1960 vertonen een identiek beeld. Dit kan aangetoond worden door berekening van een zandtransportkromme uit de zandvracht per afvoergroep en de duurlijn. De zandvracht per afvoergroep is af te leiden uit de gemeten zandtransporten (Jansen, 1971). Een ander argument voor een maximale waarde is te ontleenen aan bijlage 31 en 32. Zowel V als V_x vertonen bij toenemende afvoer Q een minder dan evenredige stijging. Aangezien het

zandtransport gebaseerd is op de snelheid als parameter, mag dus verwacht worden dat het transport afneemt. Daar de formule van Ackers en White kleinere transporten berekent en daardoor beter aansluit bij gemeten transporten, verdient deze formule de voorkeur wat betreft de transportgrootte.

Een tweede reden voorkeur voor de formule van Ackers en White uit te spreken, is het punt waarop begin van beweging ontstaat. Volgens metingen (Jansen, 1971) ligt dit voor het Pannerdens Kanaal bij $Q_{PK}=275 \text{ m}^3/\text{s}$ en voor de Bovenrijn bij $Q_{BR}=1100 \text{ m}^3/\text{s}$. Uit bijlage 30 blijkt dit bij berekening bij een veel hogere afvoer op te treden. Vastgesteld kan worden dat bij gebruik van de formule van Ackers en White eerder beweging optreedt, zodat ook bij lagere afvoeren zandtransport aanwezig is.

Het derde argument voor gebruik van de formule van Ackers en White is het meest belangrijk. Deze formule berekent namelijk het totaaltransport en de formule van Meijer-Peter en Müller in principe alleen bodemtransport. Daar bij hoge afvoeren ook zwevend transport zal optreden lijkt het juister de formule van Ackers en White toe te passen, ondanks het gebruik van en de goede ervaringen met Meijer-Peter en Müller bij Rijkswaterstaat.

Zowel voor de ijking als voor de definitieve berekeningen zal op grond van bovenstaande redenen de transportformule van Ackers en White worden toegepast. Vanwege de toch enigszins arbitraire keuze zal bij de definitieve berekeningen worden nagegaan wat het effect is van een berekening met de formule van Meijer-Peter en Müller vergeleken met een berekening met de formule van Ackers en White.

5.5 IJking

5.5.1 Algemeen

In de voorgaande paragrafen van dit hoofdstuk zijn de rivierkarakteristieken bepaald. De vraag is nu of :

- 1e) de waterbeweging juist wordt gereproduceerd bij invoer van bekende afvoergegevens,
- 2e) de bodembeweging juist wordt weergegeven voor een bekende afvoergolf.

Een juiste weergave van de waterbeweging is te controleren mbv de verhanglijn die het model berekent. Paragraaf 5.5.2 behandelt dit.

Controle op de juiste weergave van de bodembeweging zal in paragraaf 5.5.3 aan de orde worden gesteld.

Is deze ijkfase met goed resultaat afgesloten dan kunnen definitieve berekeningen worden uitgevoerd.

5.5.2 IJking waterstanden

Een juiste weergave van de waterbeweging kan onderzocht worden door te toetsen of de berekende verhanglijn lokale waterstanden geeft die overeenstemmen met de verwachte lokale waterstanden. Treden te grote afwijkingen op dan is correctie mogelijk door wijziging van de bodemruwheid C . Is een aanvaardbare afwijking (kleiner dan bijvoorbeeld 0,15 m) verkregen, dan wordt de bijbehorende bodemruwheid voor alle berekeningen gehandhaafd.

Het is dus zaak de C -waarde te bepalen bij een karakteristieke afvoer, bijvoorbeeld de gemiddelde afvoer $Q_{BR}=2190 \text{ m}^3/\text{s}$.

Na diverse modificaties bleken de kleinste afwijkingen (kleiner dan 0,015 m) te worden verkregen met :

$$C=50 \text{ m}^{\frac{1}{2}}/\text{s} \text{ voor het Pannerdens Kanaal en} \\ C=51,5 \text{ m}^{\frac{1}{2}}/\text{s} \text{ voor de Bovenrijn.}$$

Een aantal gevallen wordt hierna onderzocht op afwijkingen tussen verwachte en berekende waterstanden :

- 1e) De Overeengekomen Lage Rivierstand 1972 : $Q_{BR}=984 \text{ m}^3/\text{s}$
(O.L.R. is de afvoer die gedurende gemiddeld 20 ijsvrije dagen per jaar wordt onderschreden).
- 2e) De gemiddelde afvoer : $Q_{BR}=2190 \text{ m}^3/\text{s}$.
- 3e) De afvoer waarbij de uiterwaarden instromen bij de IJsselkop : $Q_{BR}=3603 \text{ m}^3/\text{s}$.
- 4e) Het zogenaamde werkpeil : $Q_{BR}=5943 \text{ m}^3/\text{s}$.
- 5e) Hoogwater 1970 : $Q_{BR}=9592 \text{ m}^3/\text{s}$.
- 6e) Hoogwater 1925/26 : $Q_{BR}=12300 \text{ m}^3/\text{s}$.
- 7e) Extreem hoogwater : $Q_{BR}=18000 \text{ m}^3/\text{s}$.

Ingevoerd moeten hiervoor worden : zomerbedafvoer van Pannerdens Kanaal, duur van de afvoer, waterstand aan de benedenrand bij IJsselkop, de afvoer van de Waal Q_{WAAL} en de totale afvoer van Pannerdens Kanaal en Bovenrijn. Op bijlage 35 staan deze gegevens vermeld. Opgemerkt moet worden dat de duur van de afvoerperiode gelijk is aan de initiële tijdstap Δt .

De berekende waterstanden bij de diverse afvoeren worden vergeleken met waterstanden die verkregen zijn door lineaire interpolatie tussen de Q-h-relaties bij de peilschalen Lobith, Pannerdense Kop en IJsselkop (zie bijlage 18). Bovendien is voor hoogwater 1970 een aantal waterstands-waarnemingen beschikbaar, waardoor voor tussen liggende lokaties de optredende waterstand kan worden geïnterpo-leerd (Zegers, 1974).

Voorts is uit stroombaanberekeningen tbv het hoogwater-onderzoek van Rijkswaterstaat (Sijbesma, 1967) bekend, wat de lokale waterstanden zijn bij extreem hoogwater. De verwachte waterstanden staan alle vermeld op de bijla-gen 36 t/m 44 evenals de berekende waterstanden en de onderlinge afwijkingen.

Voor de C-waarde is aangehouden 50 en $51,5 \text{ m}^{\frac{1}{2}}/\text{s}$ voor respectievelijk Pannerdens Kanaal en Bovenrijn.

Het resultaat bij grote afvoeren is afwijkingen van meer dan 0,10 m bij vergelijken met waterstanden verkregen door lineaire interpolatie. Oorzaak is het geen rekening

houden met de verschillen in zomerbedafvoer voor de diverse trajecten en met stuweffecten bij lineaire interpolatie. Bij de lagere afvoeren komen de waterstanden volgens lineaire interpolatie wel goed overeen met de berekende, omdat de totale afvoer in het zomerbed plaatsvindt.

Vergelijken met de waarnemingen van hoogwater 1970 ($Q_{BR}=9592 \text{ m}^3/\text{s}$, bijlage 41) of de stroombaanberekeningen ($Q_{BR}=18000 \text{ m}^3/\text{s}$, bijlage 44) levert veel geringere afwijkingen op.

Concluderend : de verhanglijnen worden voldoende nauwkeurig (afwijking kleiner dan 0,10 m) weergegeven.

Voor de gewijzigde afvoerverdeling moet eveneens gecontroleerd worden of de waterbeweging wordt weergegeven zoals gewenst is.

Voor $Q_{BR} > 9000 \text{ m}^3/\text{s}$ is de situatie gewijzigd dmv andere instroomvoorwaarden van het winterbed.

Voor de maatgevende afvoer $Q_{BR}=16500 \text{ m}^3/\text{s}$ moeten de berekende waterstanden worden vergeleken met de waterstanden op het Pannerdens Kanaal berekend volgens de eerder gemaakte stuwkrommeberekening (bijlage 22), dwz bij de IJsselkop een waterstand van + 14,37 m tov NAP en bij Pannerdense Kop van + 16,87 m tov NAP en op de Bovenrijn met de berekende bij ongewijzigde afvoerverdeling. De vergelijking staat vermeld op bijlage 45.

Hiernaast is een afvoer van $Q_{BR}=9000 \text{ m}^3/\text{s}$ vergeleken, omdat dit de benedengrens van de veranderde situatie weergeeft; zie hiervoor bijlage 46.

Beide verhanglijnen geven afwijkingen kleiner dan 0,03 m, wat aanvaardbaar is.

Samenvattend : zowel de waterbeweging bij ongewijzigde als bij gewijzigde afvoerverdeling wordt juist weergegeven.

5.5.3 IJking bodembeweging

Voor twee afvoerregimes is bekeken in hoeverre de morfologische berekeningen aanvaardbaar worden geacht :

1e) hoogwater 1970,

2e) gemiddelde afvoer gedurende 3 maanden.

Het afvoerregime van hoogwater 1970 bestaat uit 2 golven in de periode van 3 februari tot 28 februari met toppen op 13 en 27 februari van respectievelijk $Q_{BR}=7213 \text{ m}^3/\text{s}$ en $Q_{BR}=9789 \text{ m}^3/\text{s}$. Op bijlage 47 staan de ingevoerde gegevens, terwijl bijlage 48 een plotuitvoer geeft van de bodem op 13, 21 en 27 februari.

Het resultaat is maximale ontgrondingen en aanzandingen ter grootte van ongeveer 1 m, wat overeenstemt met dieptepeilingen kort na hoogwater uitgevoerd door Rijkswaterstaat (Zegers, 1974). Verder vertoont de bodemhoogte een aantal hoger en lager gelegen gedeelten. De lokaties van deze toppen en dalen zijn geconstateerd bij de dwarspeilingen van 1975 op grond waarvan de bodemhoogte is berekend die in het model als beginwaarde is ingevoerd.

Geconcludeerd mag dus worden tot een juiste weergave van de bodemligging tav hoogwater 1970.

De tweede ijking heeft plaats gevonden door de gemiddelde afvoer $Q_{BR}=2190 \text{ m}^3/\text{s}$ gedurende 3 maanden door te rekenen. Beter ware het geweest, het afvoerregime van een jaar door te rekenen, maar dit bleek onmogelijk om rekentech-nische redenen.

Het resultaat van deze berekeningen is dat nauwelijks bodembewegingen optreden, behalve ter plaatse van Pannerdense Kop, waar grote aanzandingen optreden. Dat er nauwelijks sprake van aanzandingen en ontgrondingen is, kan worden verklaard door te wijzen op het begin van beweging dat voor het Pannerdens Kanaal ongeveer ligt bij $Q_{PK}=900 \text{ m}^3/\text{s}$ (zie ook bijlage 34) en voor de Bovenrijn bij $Q_{BR}=1800 \text{ m}^3/\text{s}$, terwijl de respectievelijke afvoeren $690 \text{ m}^3/\text{s}$ en $2190 \text{ m}^3/\text{s}$ bedragen. Volgens metingen ligt het begin van beweging bij respectievelijk $275 \text{ m}^3/\text{s}$ en $1200 \text{ m}^3/\text{s}$. Op de Bovenrijn vindt dus wel enig transport plaats, maar op het Pannerdens Kanaal niet. Hiermee is tevens verklaard waarom bij Pannerdense Kop grote aanzan-

dingen plaatsvinden.

In werkelijkheid zal op beide riviergedeelten een behoorlijk transport plaatsvinden, respectievelijk $500 \text{ m}^3/\text{etm}$ en $200 \text{ m}^3/\text{etm}$ (Jansen, 1971). Vastgesteld moet dus worden dat ijking van de bodembeweging bij gemiddelde afvoer niet mogelijk is.

Tav de ijking van de bodembeweging kan nu worden geconcludeerd dat deze bij hoge afvoeren redelijk wordt weergegeven en bij lage afvoeren slecht. Dit resultaat is aanvaardbaar als we bedenken dat het gaat om een vergelijkend onderzoek naar de morfologische gevolgen van een ongewijzigde en een gewijzigde afvoerverdeling. De vraag blijft evenwel of doorrekenen van een gemiddeld jaar nog redelijke uitkomsten geeft. Met het beschikbare programma is een dergelijke berekening echter niet uit te voeren.

5.6 Vorm van de hoogwatergolf

Voor de definitieve berekeningen van een extreem hoogwater bij ongewijzigde en gewijzigde afvoerverdeling is het noodzakelijk het afvoerproces over een zekere periode te kennen. Rijkswaterstaat heeft de vorm van de hoogwatergolf bepaald voor een afvoer van $Q_{BR}=18000 \text{ m}^3/\text{s}$ tbv een onderzoek naar topvervlakking (Jansen, 1968).

Uitgaande van deze vorm is voor drie topafvoeren, te weten $18000 \text{ m}^3/\text{s}$, $16500 \text{ m}^3/\text{s}$ en $15200 \text{ m}^3/\text{s}$, waarop in de volgende paragraaf wordt teruggekomen, de vorm afgeleid voor dit onderzoek.

Gegeven is een Q-t-diagram van 8 dagen voor tot 9 dagen na de maximale afvoer van $Q_{BR}=18000 \text{ m}^3/\text{s}$ te Lobith.

Het diagram is uitgebreid met een aantal dagen zodanig dat in het was- en valgedeelte van het Q-t-diagram aansluiting wordt verkregen bij $Q_{BR}=2190 \text{ m}^3/\text{s}$.

Door vermenigvuldiging met $\frac{16500}{18000}$ en $\frac{15200}{18000}$ zijn de Q-t-diagrammen verkregen voor afvoeren van respectievelijk $Q_{BR}=16500 \text{ m}^3/\text{s}$ en $Q_{BR}=15200 \text{ m}^3/\text{s}$. Grafisch is het resultaat weergegeven op bijlage 49 en in tabelvorm op de bijlagen 50 t/m 52.

Mbv deze afgeleide gegevens zal het in te voeren afvoerregiem voor de definitieve berekeningen worden bepaald.

5.7 Uitgevoerde berekeningen

5.7.1 Algemeen

In hoofdstuk 2 is reeds vastgesteld dat vergeleken worden de morfologische gevolgen van een afvoer van $Q_{BR}=16500 \text{ m}^3/\text{s}$ bij een ongewijzigde afvoerverdeling, waarbij $Q_{PK}=6142 \text{ m}^3/\text{s}$ en bij een gewijzigde afvoerverdeling, waarbij $Q_{PK}=5250 \text{ m}^3/\text{s}$. De afvoer van $Q_{BR}=16500 \text{ m}^3/\text{s}$ bij ongewijzigde afvoerverdeling fungeert hierbij als referentiebasis.

Teneinde de gevoeligheid van de berekeningen te toetsen, is voor de ongewijzigde afvoerverdeling nog doorgerekend $Q_{BR}=18000 \text{ m}^3/\text{s}$ en voor de gewijzigde afvoerverdeling $Q_{BR}=15200 \text{ m}^3/\text{s}$. Hierbij kan worden aangetekend dat de afvoer van $18000 \text{ m}^3/\text{s}$ overeenkomt met de afvoer bij de oorspronkelijke plannen voor dijkverzwaring en dat de afvoer van $15200 \text{ m}^3/\text{s}$ één van de afvoeren betreft die de Commissie Rivierdijken heeft onderzocht alvorens tot een aanbeveling te komen.

Genoemde afvoeren zijn alle doorgerekend met de formule van Ackers en White. Om het effect hiervan te kunnen vaststellen is de afvoer van $16500 \text{ m}^3/\text{s}$ bij een ongewijzigde afvoerverdeling ook doorgerekend met de formule van Meijer-Peter en Müller.

In de voorgaande paragrafen van dit hoofdstuk is het wiskundig model beschreven, zijn de in te voeren gegevens bepaald en is het model geijkt. De berekeningen die ten doel hebben een uitspraak te doen over de mogelijkheden tav een wijziging van de afvoerverdeling bij extreme hoogwaters kunnen nu plaats hebben.

In paragraaf 5.7.3 worden de daarvoor in te voeren afvoergegevens afgeleid. Eerst wordt echter nog in paragraaf 5.7.2 kort samengevat wat de overige invoergegevens zijn, zoals die eerder in dit hoofdstuk zijn bepaald. De resultaten van de berekeningen en de bereikte nauwkeurigheid zullen in hoofdstuk 6 worden geanalyseerd.

5.7.2 In te voeren gegevens

In paragraaf 5.2.5 is opgesomd welke gegevens moeten worden ingevoerd. Zij zijn te onderscheiden in algemene, rivier-, interne rand- en afvoergegevens. De eerste drie worden in deze paragraaf nogmaals genoemd met verwijzing naar de paragraaf of bijlage waar zij zijn afgeleid of vermeld.

De sedimentberekeningen worden uitgevoerd met de formule van Ackers en White (paragraaf 5.4.6), waarbij voor de parameter b in de algemene transportvergelijking geldt : $b=5$ (paragraaf 5.4.5).

De riviergegevens moeten onderscheiden worden in gegevens tbv de ongewijzigde en tbv de gewijzigde afvoerverdeling. Bijlage 12 en 13 vermelden voor respectievelijk ongewijzigde en gewijzigde afvoerverdeling : trajectlengte, bodembreedte, korreldiameter en bodemhoogte per trajectgrens.

De interne randen zijn vermeld op respectievelijk bijlage 21 en 23 (paragraaf 5.3.5). Aan boven- en benedenrand is aangenomen dat het zandtransport ook wordt aangevoerd respectievelijk afgevoerd.

Onafhankelijk van de afvoerverdeling zijn : taludhelling $m=0$ (paragraaf 5.3.3), ruwheid $C=50 \text{ m}^{\frac{1}{2}}/\text{s}$ voor Pannerdens Kanaal en $C=51,5 \text{ m}^{\frac{1}{2}}/\text{s}$ voor Bovenrijn (paragraaf 5.4.3) en valhoogte $W=0,4 \text{ m/s}$ (paragraaf 5.4.4).

Het aantal trajecten voor ongewijzigde en gewijzigde afvoerverdeling is respectievelijk 164 en 104, waarbij het aantal vakken in het langste traject 43 respectievelijk 139 bedraagt.

In paragraaf 5.4.5 is afgeleid de vaklengte $\Delta x=50 \text{ m}$, de maximale tijdstap $\Delta t=0,25$ etmalen en de maximale waarde voor de coëfficiënt $\alpha=0,5$.

De bodemligging zal worden afgedrukt met een tijdsinterval van 1 etmaal.

Rest nog de afvoergegevens, alvorens de berekeningen kunnen worden aangevangen.

5.7.3 Afvoergegevens

Het verloop van de hoogwatergolven is afgeleid in paragraaf 5.6. De hieraan te ontlelen gegevens (bijlagen 49 t/m 52) zijn niet zonder meer bruikbaar voor invoer in het programma, omdat het afvoeren betreft op een bepaald tijdstip. De grafieken (bijlage 49) zijn daarom omgewerkt tot histogrammen met op de horizontale as een tijdsduur van 1 of 0,5 etmaal gedurende welke periode de betreffende afvoer plaats heeft.

Een afvoerduur van 1 etmaal is aangehouden voor afvoeren meer dan 6 dagen voor en 6 dagen na de topafvoer en een duur van 0,5 etmaal voor afvoeren tussen $4\frac{1}{2}$ dag voor en $4\frac{1}{2}$ dag na de topafvoer. Afvoeren 5 dagen voor en 5 dagen na de topafvoer kennen een tijdsduur van 0,75 etmaal en zijn bepaald door middeling. De resultaten voor alle hoogwatergolven staan vermeld op de bijlagen 53 t/m 56 in de 3^e en 7^e kolom.

De overige in te voeren gegevens zijn te bepalen nu Q_{BR} vastligt.

Voor de ongewijzigde afvoerverdeling is voor elke Q_{BR} de waterstand bij de IJsselkop L_{YK} , de totale afvoer van het Pannerdens Kanaal Q_{PK} en de zomerbedafvoer van het Pannerdens Kanaal bij de IJsselkop $Q_{PK,z}$ met bijlage 18 door interpolatie te bepalen.

Met bijlage 23 is de Waalafvoer Q_{WAAL} te bepalen, eveneens door interpolatie.

Voor de maximale afvoertoppen $18000 \text{ m}^3/\text{s}$ en $16500 \text{ m}^3/\text{s}$ bij een ongewijzigde afvoerverdeling staan de resultaten vermeld op de bijlagen 53 en 54. Uiteraard is het afvoerregime bij $16500 \text{ m}^3/\text{s}$ met gebruikmaking van de formule van Meijer-Peter en Müller gelijk aan het afvoerregime dat doorgerekend wordt met de formule van Ackers en White.

Analoog zijn voor de gewijzigde afvoerverdeling bij elke Q_{BR} de benodigde L_{YK} , Q_{PK} en $Q_{PK,z}$ te berekenen met bijlage 20 en Q_{WAAL} met bijlage 25. De resultaten voor $Q_{BR}=16500 \text{ m}^3/\text{s}$ en $15200 \text{ m}^3/\text{s}$ staan op bijlagen 55 en 56.

De berekeningen resulteren in een bodembeweging die met een interval van 1 etmaal wordt afgedrukt. Resultaten van waterbeweging, zandtransporten en aanzandingen worden vermeld direct na de top van de hoogwatergolf en na 1, 2, 3, 5 en 10 dagen na de top. Tevens worden op genoemde tijdstippen de waterspiegelverhanglijn en de bodemligging "geplot".

Alvorens de resultaten te bespreken nog een opmerking over de duur van de afvoergolven die worden doorgerekend. De berekening is afgebroken 10 dagen na de top van de hoogwatergolf. De reden is dat dermate grote bodembewegingen tpv enkele interne randen optreden dat het rekenproces instabiel moet worden geacht te zijn. Tav de voortplanting van ontgrondingen en aanzandingen en tav de invloed van de tijd op het herstel van het bodemevenwicht is het gewenst een afvoerregiem van enige jaren door te rekenen. Dit was niet mogelijk door de vermelde instabiliteit.

6. RESULTATEN MORFOLOGISCHE BEREKENINGEN

6.1 Algemeen

In paragraaf 5.7.1 staan vermeld de onderzochte afvoeren en afvoerverdelingen. Onderstaande tabel geeft een samenvatting.

Q_{BR} (m ³ /s)	afvoerver- deling	transportformule	doel berekening
16500	ongewijzigd	Ackers en White	referentiebasis
16500	gewijzigd	" "	invloed wijziging afvoerverdeling
18000	ongewijzigd	" "	gevoeligheid onge- wijzigde afvoerv.
15200	gewijzigd	" "	gevoeligheid ge- wijzigde afvoerv.
16500	ongewijzigd	Meijer-Peter en Müller	invloed transport- formule

Het onderzoek heeft zich gericht op de morfologische gevolgen van een wijziging van de afvoerverdeling voor het Pannerdens Kanaal. De eerste twee in de tabel genoemde gevallen worden daartoe vergeleken. De overige dienen om de gevoeligheid te toetsen tav een andere afvoertop of transportformule.

Het resultaat van de vergelijking van de afvoer van $Q_{BR}=16500 \text{ m}^3/\text{s}$ voor gewijzigde en ongewijzigde afvoerverdeling geeft een vrijwel identiek beeld, zoals uit de bijlagen 57 en 58 blijkt. De orde van grootte van aanzandingen en ontgrondingen bedraagt ongeveer 2 meter. Grote verschillen zijn slechts vast te stellen op plaatsen waar de interne randen niet samenvallen of op plaatsen waar zij wel voorkomen bij ongewijzigde afvoerverdeling, maar niet bij gewijzigde afvoerverdeling.

Opgemerkt moet worden dat ontgrondingen en aanzandingen slechts optreden, daar waar interne randen zijn gesitueerd,

want daar wijzigt de zomerbedafvoer zich door instroming of uitstroming van het winterbed.

In de volgende paragrafen zal nader worden ingegaan op bodemligging, aanzanding en ontgronding (paragraaf 6.2), de stroomsnelheid en het verhang (paragraaf 6.3), de nauwkeurigheid (paragraaf 6.4) en de gevoeligheid van de berekeningen (paragraaf 6.5). Slechts de meest relevante resultaten zullen worden vermeld om een verwarrend beeld, dat anders zou ontstaan, te voorkomen.

Nog een opmerking vooraf : uitsluitend het Pannerdens Kanaal is beschouwd, omdat één der uitgangspunten (hoofdstuk 4) was, dat op de Bovenrijn geen invloed was te constateren van een gewijzigde afvoerverdeling.

Dat inderdaad geen invloed aantoonbaar is, blijkt uit de totale transporten (bijlage 59) en het verhang (bijlage 75) die nagenoeg gelijk zijn aan die bij ongewijzigde afvoerverdeling. De stroomsnelheid (bijlage 75) is iets groter, wat te wijten is aan de 0,02 m kleinere waterdiepte (bijlage 45) die bij gewijzigde afvoerverdeling over de hele Bovenrijn optreedt tgv onnauwkeurigheid.

6.2 Aanzandingen, ontgrondingen en bodemligging

Het beeld van de totale aanzandingen en ontgrondingen op de riviergedeelten Pannerdens Kanaal en Bovenrijn samen is vrijwel gelijk (bijlagen 59 en 60). Het verschil bedraagt maximaal 5000 m^3 oftewel 15%, met uitzondering van 10 dagen nadat de topafvoer gepasseerd is. De aanzanding bij gewijzigde afvoerverdeling is dan duidelijk kleiner (10000 m^3) dan bij ongewijzigde afvoerverdeling. Daar bij de Bovenrijn geen duidelijk verschil is vast te stellen tussen gewijzigde en ongewijzigde afvoerverdeling (bijlage 59), vertoont het Pannerdens Kanaal op zich hetzelfde beeld als het totaal met dien verstande dat meer dan 5 dagen na de topafvoer de aanzanding het maximum is gepasseerd bij gewijzigde afvoerverdeling. Bij ongewijzigde afvoerverdeling daarentegen stijgt die curve nog. De aanzanding op het Pannerdens Kanaal bedraagt maximaal 35000 m^3 bij gewijzigde en 46000 m^3 bij onge-

wijzigde afvoerverdeling.

Opgemerkt moet worden dat op het Pannerdens Kanaal ipv aanzanding eigenlijk sterke uitschuring te verwachten valt, omdat het verhang groot is tov dat bij gemiddelde afvoer. Wat de oorzaak is van deze afwijking tussen berekening en verwachting is moeilijk vast te stellen. Van belang voor het onderzoek is het niet, omdat wordt nagegaan wat het verschil is tussen gewijzigde en ongewijzigde afvoerverdeling.

Bezien we de aanzandingen op bepaalde lokaties (bijlage 61) direkt na de top van de hoogwatergolf dan is het duidelijk dat de gewijzigde afvoerverdeling minder aanzanding veroorzaakt. Met name op het traject km 870 - km 875 is sprake van een evenwichtsituatie. De oorzaak ligt in de gelijke zomerbedafvoer op dit traject en de relatief grote diepte tgv de stuwkromme, waardoor de stroomsnelheid laag is. De grotere aanzanding bij gewijzigde afvoerverdeling dan bij ongewijzigde afvoerverdeling tpv km 877 wordt veroorzaakt door de sterke afname van de zomerbedafvoer (geen verhoogde zomerladen meer), terwijl de waterdiepte groter is tgv de stuwkromme.

De aanzanding en ontgronding bij ongewijzigde afvoerverdeling tpv km 875 worden veroorzaakt door de grote variatie in zomerbedafvoer ter plaatse (zie ook bijlage 15).

In de bovenloop van het Pannerdens Kanaal treden bij km 868 en km 870 grote ontgronding resp. aanzanding op. Oorzaak is in beide gevallen een sterke toename van de zomerbedafvoer, doordat in de kribvakken kaden grote weerstand veroorzaken, waardoor concentratie van de afvoer in het zomerbed plaatsvindt. Dit verschijnsel doet zich zowel voor bij gewijzigde als bij ongewijzigde afvoerverdeling (zie bijlagen 15 en 16).

De grootte van de bodemstijgingen bedraagt voor de ongewijzigde afvoerverdeling maximaal 3,028 m tpv km 874.982 en voor de gewijzigde afvoerverdeling 2,455 m tpv km 870.252 (bijlage 62). Beide moeten beschouwd worden als een uitschieter, want in grootte daaropvolgende aan-

zandingen zijn alle kleiner dan 2 m, waarbij voor gelijke lokaties kan worden geconstateerd dat de verschillen tussen gewijzigde en ongewijzigde afvoerverdeling te verwaarlozen zijn.

Op de bijlagen 53 en 64 zijn voor een achttal karakteristieke lokaties de bodemhoogte bij gewijzigde en ongewijzigde afvoerverdeling vergeleken naar het gedrag in de tijd. Uit de grafieken is duidelijk op te maken dat er geen significant verschil bestaat tussen de beide afvoerverdelingen.

Een uitzondering hierop vertoont de grafiek bij km 868.621. De aanzandingen en ontgrondingen bij gewijzigde afvoerverdeling zijn minder uitgesproken dan bij ongewijzigde afvoerverdeling. De oorzaak is de kleinere variatie in zomerbedafvoeren bij gewijzigde afvoerverdeling in vergelijking tot die bij ongewijzigde afvoerverdeling. Voor enkele andere lokaties, die niet konden worden vergeleken is op bijlage 65 en 66 nog het gedrag in de tijd van de aanzandingen en ontgrondingen aangegeven.

6.3 Stroomsnelheid en verhang

De stroomsnelheid is voor de op bijlage 63 en 64 onderzochte lokaties voor ongewijzigde en gewijzigde afvoerverdeling bijna gelijk (bijlage 75). Dit is ook logisch gezien het feit dat de aanzandingen en ontgrondingen een identiek beeld geven voor gewijzigde en ongewijzigde afvoerverdeling. Plaatselijk kunnen toch wel grote verschillen optreden, zoals bij km 869.848, waar het verschil 0,24 m/s bedraagt.

De maximale snelheid is voor gewijzigde afvoerverdeling 3,15 m/s en voor de ongewijzigde afvoerverdeling 3,17 m/s.

Wav het verhang treden grote verschillen op. Het gemiddelde verhang bij gewijzigde afvoerverdeling, $2,33 \cdot 10^{-4}$, is aanzienlijk groter dan bij ongewijzigde afvoerverdeling, $2,07 \cdot 10^{-4}$. De stuwkromme die bij gewijzigde afvoerverdeling optreedt en uiteraard niet bij de ongewijzigde afvoerverdeling, is hier debet aan. Ook in de grenzen waarbinnen het maximale en minimale verhang varieert, komt dit tot

uiting : van $0,6 - 4,2 \cdot 10^{-4}$ bij ongewijzigde afvoerverdeling en van $1,0 - 4,3 \cdot 10^{-4}$ bij gewijzigde afvoerverdeling.

Terzijde wordt opgemerkt dat de maximale stroomsnelheid op de Bovenrijn 2,80 m/s bedraagt. Het verhang over het traject km 862.220 - km 867.460 is gemiddeld $1,8 \cdot 10^{-4}$ en varieert plaatselijk minder sterk, namelijk van $1,1 - 2,8 \cdot 10^{-4}$.

6.4 Nauwkeurigheid

In paragraaf 5.5.2 is reeds ingegaan op de nauwkeurigheid waarmee de waterbeweging wordt gereproduceerd. De berekende waterstanden wijken ten hoogste 0,15 m af van de verwachte waterstanden.

De nauwkeurigheid van de berekeningen van de sedimentbeweging is moeilijk te bepalen. Hoogwater 1970 wordt voor wat betreft ontgrondingen en aanzandingen weergegeven overeenkomstig de gemeten ontgrondingen en aanzandingen (paragraaf 5.5.3). Berekening van een afvoerregiem van 3 maanden gaf te lage transporten, omdat de afvoer waarbij begin van bewegen aanvangt groter is dan in de werkelijkheid, namelijk $Q_{PK}=900 \text{ m}^3/\text{s}$ respectievelijk $Q_{PK}=275 \text{ m}^3/\text{s}$ (paragraaf 5.5.3). Hierin is verbetering te brengen door verkleining van de term 0,047 in de formule van Meijer-Peter en Müller of de term $A=0,17$ in de formule van Ackers en White. Bij de laatste formule geeft een verlaging met 25% een goede overeenkomst, echter volgens vergelijking 41 en 43 wordt daarmee D_{50} negatief wat fysisch onmogelijk is. Bovendien wordt de formule die ontstaan is uit vele proefnemingen, aangetast.

Tav de grootte van de sedimenttransporten bij hoge afvoeren is geen uitspraak te doen. Enerzijds niet vanwege het ontbreken van prototypemetingen bij hoge afvoeren en anderzijds vanwege de mogelijk onjuiste berekeningen die met transportformules worden uitgevoerd. Het laatste berust op de overweging dat transporten evenredig met de stroomsnelheid tot een zekere macht zijn (vergelijking 19) en daardoor exponentieel toenemen bij toenemende afvoer. Te verwachten valt echter dat de transporten als functie

van de afvoer asymptotisch tot een maximum naderen, omdat bij toenemende afvoer de stroomsnelheid of schuifspanningsniet lineair stijgt (bijlage 31 en 32). Voor dit onderzoek is dit evenwel niet van belang, omdat twee afvoerregiems worden vergeleken.

Het vergelijken van twee afvoerregiems houdt tevens in dat de nauwkeurigheid van andere grootheden eveneens van geringe betekenis is. Zo varieert de gegeven D_{50} per monster, wat blijkt uit de opgegeven standaardafwijking s (paragraaf 5.4.2). De keuze voor D_{90} is arbitrair. Bij $D_{90}=3 \cdot D_{50}$ in plaats van $1,5 \cdot D_{50}$ wordt het transport kleiner, maar ligt de afvoer voor begin van bewegen bij een hogere waarde.

Een juiste bepaling van de nauwkeurigheid is dus moeilijk, slechts een indruk is te geven. Door vergelijking met het opgetreden hoogwater 1970 valt nog wel iets te zeggen. Ontgrondingen van 1 m zijn toen geconstateerd (Zegers, 1974) bij een zomerbedafvoer van $Q_{PK,z}=2237 \text{ m}^3/\text{s}$ (bijlage 47). De zomerbedafvoer bij ongewijzigde en gewijzigde afvoer-verdeling is respectievelijk $Q_{PK,z}=2615 \text{ m}^3/\text{s}$ en $Q_{PK,z}=2513 \text{ m}^3/\text{s}$ (bijlagen 54 en 55), die ontgrondingen veroorzaken van circa 2 m. Dit is aannemelijk als we bedenken dat de maximale stroomsnelheden respectievelijk zijn : 2,57 m/s, 3,17 m/s en 3,15 m/s. Met $s=a \cdot v^b$ (vergelijking 19) en $b=5$ betekent dit dat de transporten s bij $Q_{PK,z}=2513 \text{ m}^3/\text{s}$ of $2615 \text{ m}^3/\text{s}$ ongeveer 300% groter zijn dan bij $Q_{PK,z}=2237 \text{ m}^3/\text{s}$.

6.5 Gevoeligheid

De gevoeligheid van de uitgevoerde berekeningen is getoetst met de in paragraaf 6.1 genoemde afvoer $Q_{BR}=18000 \text{ m}^3/\text{s}$ voor ongewijzigde afvoerverdeling en $Q_{BR}=15200 \text{ m}^3/\text{s}$ voor de gewijzigde afvoerverdeling. Bovendien is bekeken wat een berekening met de formule van Meijer-Peter en Müller oplevert tov de formule van Ackers en White. Beide eerst genoemde afvoeren zijn respectievelijk $1,1 \times$ en $0,92 \times$ zo groot.

Voor de totale aanzanding op Bovenrijn en Pannerdens Kanaal tezamen (bijlage 67) wordt de factor 1,07 x en 0,95 x zo groot als bij de overeenkomstige transporten bij $Q_{BR}=16500 \text{ m}^3/\text{s}$. Lokaal is de factor groter nl. 1,2 x voor $18000 \text{ m}^3/\text{s}$ en 0,8 x voor $15200 \text{ m}^3/\text{s}$ (bijlage 68). Een zelfde factor vinden we ook terug bij de stijging of daling van de bodemhoogte z (bijlage 69 t/m 74). De transporten aan de benedenrand bij IJsselkop (bijlage 76) en de afstand waarover een fout in de bovenrand zich voortplant (bijlage 76) verhouden zich evenredig met de afvoerverhoudingen. Voor de stroomsnelheid zijn de verhoudingen veel kleiner, namelijk 1,02 x voor $18000 \text{ m}^3/\text{s}$ en 0,98 x voor $15200 \text{ m}^3/\text{s}$ (bijlage 75). De resultaten geven de verwachtingen tav deze grootheden weer.

Tav de transportformule van Meijer-Peter en Müller geldt dat deze tov de formule van Ackers en White 1,3 x zo grote aanzandingen op Bovenrijn en Pannerdens Kanaal (bijlage 67), 1,75 - 2,00 x zo grote lokale aanzandingen (bijlage 68) en bodemhoogteveranderingen (bijlagen 69 t/m 74) geeft. De stroomsnelheid v is uiteraard gelijk, want de afvoer is gelijk.

Hiermee mag duidelijk zijn dat in het licht van het gestelde in paragraaf 5.4.7 de voorkeur moet uitgaan naar de formule van Ackers en White.

7. CONCLUSIES

Een wijziging van de afvoerverdeling bij Pannerdense Kop is door de Commissie Rivierdijken afgewezen, omdat teveel onzekerheden de morfologische gevolgen niet voorspelbaar zouden maken. Op grond van de resultaten van deze studie echter lijkt een gewijzigde afvoerverdeling een alternatief, dat verder onderzoek waard is. De geringe verschillen tussen de ongewijzigde en de gewijzigde afvoerverdeling ten aanzien van de hier berekende morfologische gevolgen rechtvaardigen deze conclusie. Voorzichtigheid is echter geboden tengevolge van een aantal schematisaties en aannames die zijn gedaan.

Allereerst is dat de schematisatie van het zomerbed tot een bakprofiel, waarbij het winterbed en de Waal worden ingevoerd als randvoorwaarden ter plaatse van een aantal discrete punten. Een ééndimensionale benadering is het gevolg, waardoor ten eerste de component van de stroomsnelheid in dwarsrichting niet wordt meegenomen en ten tweede aanzandingen en ontgrondingen worden gemiddeld over de breedte. Een fysisch modelonderzoek zal hieromtrent uitsluitsel kunnen geven.

De sedimentbeweging rond Pannerdense Kop is in dit model zeker onjuist. Aangenomen is dat er evenwicht heerst, terwijl dit in werkelijkheid niet het geval is. Bovendien stromen grote watermassa's dwars over het Pannerdens Kanaal van de Bovenrijnuitwaard op de rechteroever naar de Waal (bijlage 9).

De berekeningsresultaten van Pannerdense Kop, km 867.460 tot km 868.500 moeten dan ook met voorzichtigheid worden gehanteerd.

Evenzo staan de resultaten juist bovenstrooms van het splitsingspunt IJsselkop (benedengrens van het model) niet eenduidig vast, omdat de invloed van een wijziging van de afvoerverdeling van Nederrijn en IJssel niet opgenomen is in het model.

Geen waarde mag worden toegekend aan de absolute grootte van de berekende zandtransporten. Vergelijking met gemeten transporten bij hoge afvoeren is niet mogelijk en daarnaast moet worden vastgesteld dat de sedimentformules van Meijer-Peter en Müller en van Ackers en White het transport waarschijnlijk onjuist berekenen bij extreme afvoeren, gezien de exponentiële toename van de berekende transporten.

De overige resultaten stemmen overeen met datgene wat te verwachten viel. Immers de wijziging van de afvoerverdeling komt tot stand door gedeeltelijke uitschakeling van het winterbed van het Pannerdens Kanaal.

De zomerbedafvoer verandert daardoor slechts weinig, dus moeten de morfologische gevolgen een identiek beeld geven.

Op de Waal verandert de situatie in die zin dat het winterbed wordt verruimd, zodat dit de vergroting van de afvoer kan opvangen. Aangezien de waterstanden en de afvoer van het zomerbed gelijk blijven, mogen hier nauwelijks morfologische veranderingen te verwachten zijn.

Samenvattend: een wijziging van de afvoerverdeling bij hoogwater lijkt realiseerbaar, indien wordt gekeken naar de morfologische gevolgen. Echter nader onderzoek is geboden met behulp van een driedimensionaal fysisch model met beweeglijke bodem, teneinde lokale verschijnselen nauwkeuriger vast te stellen.

Een wijziging van de afvoerverdeling zoals nu berekend, geeft een verkorting van de te verbeteren dijk lengte met 151,8 km ten opzichte van de oorspronkelijke te verbeteren 519,15 km, met andere woorden een reductie van 30%.

Het verdient voorts aanbeveling een langere afvoerperiode door te rekenen met het oog op het gedrag in de tijd van het nieuwe regiem. Eveneens zijn studies nodig naar de waterbouwkundige werken die voor de wijziging van de verdeling noodzakelijk zijn en naar compensatiewerken, noodzakelijk om de gewijzigde verdeling in stand te houden als wordt overgegaan tot verbetering van de Waal ten behoeve van de scheepvaart.

8. SAMENVATTING

Rivierdijkverzwaringen, uitgaande van een norm van een Bovenrijnafvoer te Lobith van $Q_{BR}=18000 \text{ m}^3/\text{s}$ met een overschrijdingsfrequentie van 1/3000 per jaar, verstoren het in eeuwen opgebouwde rivierenlandschap in grote mate. Naar aanleiding van protesten hiertegen van de zijde van milieu-organisaties is de Commissie Rivierdijken ingesteld, die moest bezien in hoeverre alternatieven mogelijk waren.

De commissie adviseerde tot een verlaging van de norm tot $Q_{BR}=16500 \text{ m}^3/\text{s}$ met een overschrijdingsfrequentie van 1/1250 per jaar.

Een wijziging van de afvoerverdeling van extreme afvoeren wees zij af vanwege de onzekere morfologische gevolgen daarvan. In dit rapport zijn die gevolgen nader onderzocht.

Een vooronderzoek was aanleiding de volgende verdelingen te onderzoeken:

riviertak	gewijzigde verdeling (m^3/s)	ongewijzigde verdeling (m^3/s)
Bovenrijn	16500	16500
Waal	11250	10300
Pann.Kanaal	5250	6200
Nederrijn	3350	3675
IJssel	1900	2525

De verdeling bij afvoeren kleiner dan $Q_{BR}=9000 \text{ m}^3/\text{s}$ werd ongewijzigd verondersteld.

Na een korte beschrijving van de historie van de karakteristieke elementen rond het splitsingspunt Pannerdense Kop, zijn de volgende uitgangspunten geformuleerd:

- een bekende afvoerverdeling bij extreme hoogwaters, zowel voor de gewijzigde als voor de ongewijzigde situatie
- handhaving van de verdeling bij hoogwaters kleiner dan $Q_{BR}=9000 \text{ m}^3/\text{s}$
- afvoerverdeling bij IJsselpunt heeft geen invloed op de verdeling bij Pannerdense Kop
- heerst bodemevenwicht op de splitsingspunten

- e) verbeteringswerken op de Waal ten behoeve van de scheepvaart hebben geen invloed op de verdeling
- f) wijziging van de verdeling is technisch mogelijk
- g) schematisatie van de rivier tot een bakprofiel is geoorloofd.

Met behulp van deze uitgangspunten is het beschikbare wiskundig model aangepast, zodanig dat berekeningen konden worden uitgevoerd.

Een ééndimensionale berekening is nu mogelijk, nadat gegevens van de rivier en het sediment zijn ingevoerd en nadat is vastgelegd op welke lokaties en bij welke lokale waterstanden het winterbed in- of uitstroomt. Het grote bezwaar van dit model is dat de Waal niet als tak kan worden opgenomen, maar als randvoorwaarde moet worden ingevoerd.

Na het kiezen van de sedimenttransportformule, in casu de formule van Ackers en White, is het model getoetst ten aanzien van de waterbeweging en de sedimentbeweging door middel van afvoeren, waarvan voldoende gegevens beschikbaar waren.

Voor de waterbeweging zijn onderzocht afvoeren van $Q_{BR} = 984, 2190, 3603, 5943, 9592, 12300$ en $18000 \text{ m}^3/\text{s}$ te Lobith en voor de sedimentbeweging hoogwater 1970 en de gemiddelde afvoer van $Q_{BR} = 2190 \text{ m}^3/\text{s}$ gedurende een periode van 3 maanden. De resultaten van de ijkingen waren bevredigend, zodat geconcludeerd kon worden dat de weergave van nieuwe situaties goede resultaten kon geven.

Voor de eigenlijke berekeningen zijn hoogwatergolven doorgerekend met een afvoer van $Q_{BR} = 16500 \text{ m}^3/\text{s}$ voor zowel de ongewijzigde als de gewijzigde afvoerverdeling. De norm van de hoogwatergolf is hiertoe gediscrètiseerd in een afvoerregiem van in totaal ongeveer 20 dagen met periodes van een halve of hele dag gedurende welke de afvoer constant is (quasi-stationair aangenomen stroming).

Ten behoeve van de gevoeligheid van de berekeningen is ook doorgerekend een afvoer van $Q_{BR} = 18000 \text{ m}^3/\text{s}$ met een ongewijzigde afvoerverdeling, $Q_{BR} = 15200 \text{ m}^3/\text{s}$ met een gewijzigde afvoerverdeling en $Q_{BR} = 16500 \text{ m}^3/\text{s}$ met een ongewijzigde afvoerverdeling, maar met de formule van Meijer-Peter en Müller.

De conclusies die aan de berekeningen zijn te ontlelen, leiden tot de vaststelling dat een gewijzigde afvoerverdeling een reeel alternatief is, want de morfologische gevolgen van een hoogwater bij gewijzigde verdeling verschillen nauwelijks van die bij een ongewijzigde verdeling. Daar het ééndimensionale berekeningen met sterke schematisaties betreft, moet hierbij evenwel de nodige voorzichtigheid in acht worden genomen. Voorts zijn de morfologische gevolgen op lange termijn hier niet onderzocht.

Lokale verschijnselen kunnen tengevolge van de dwarscomponent van de stroomsnelheid sterk afwijken. Voorts is de sedimentbeweging rond Pannerdense Kop onjuist weergegeven tengevolge van de aanname, dat er evenwicht rond het splitsingspunt heerst. Het verdient dan ook aanbeveling deze verschijnselen te onderzoeken in een driedimensionaal fysisch model met beweeglijke bodem. Overigens is voortzetting van het onderzoek mbv een wiskundig model zeker gerechtvaardigd.

Onderzocht moet ook nog worden hoe een wijziging van de afvoerverdeling bij hoogwater (hier voorgesteld bij afvoeren, groter dan $9000 \text{ m}^3/\text{s}$) technisch valt te realiseren. Een technisch ontwerp zal zeker aanvullend morfologisch onderzoek noodzakelijk maken.