

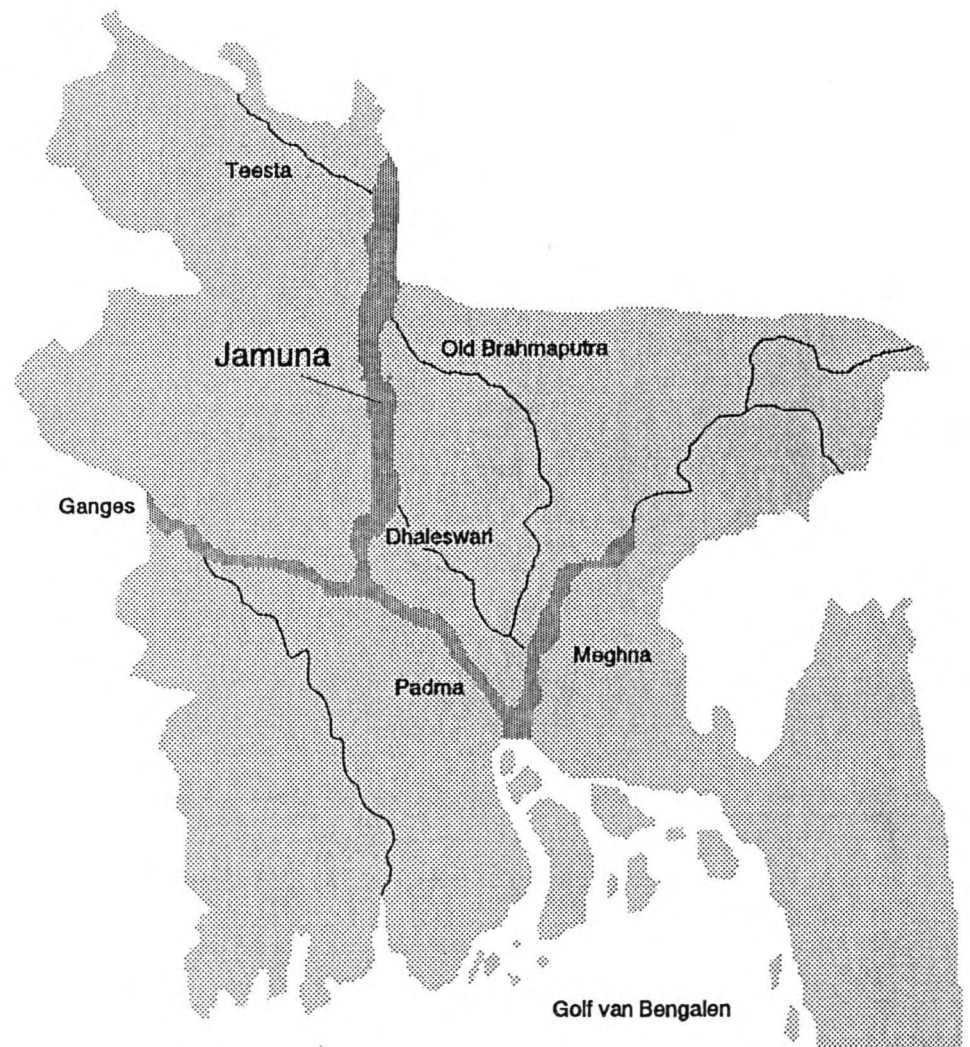
# Vorstudie voor een Stuw in de Jamuna, Bangladesh

Augustus 1994

Bijlagen bij afstudeerrapport

W.J.M. Lamers

---



VOORSTUDIE VOOR EEN

**STUW IN DE JAMUNA**

**BANGLADESH**

**BIJLAGEN**

BIJLAGEN BIJ  
AFSTUDEERRAPPORT

AUGUSTUS 1994

AFSTUDEERPROJECT VAN  
W.J.M. LAMERS

AFSTUDEERCOMMISSIE:  
PROF. IR. K. D'ANGREMOND  
IR. J. VAN DUIVENDIJK  
IR. C. BEZUYEN

## INHOUDSOPGAVE

Bijlage 1: Kaarten van het gebied rond de Jamuna . . . . .	3
Bijlage 2: Afvoerverloop in de Jamuna . . . . .	5
Bijlage 3: Verdeling van de afvoer voor verschillende waarden van afgenomen debiet	6
Bijlage 4: Waterstanden bij Bahadurabad . . . . .	7
Bijlage 5: Dwarsprofielen van de Jamuna . . . . .	8
Bijlage 6: Meetgegevens bodemligging . . . . .	12
Bijlage 7: Schema van rekenmodel voor opstuwing en inhoud reservoir . . . . .	13
Bijlage 8: Waarden voor de opstuwing . . . . .	14
Bijlage 9: Invloedsgebieden van de opstuwing . . . . .	16
Bijlage 10: Resultaten sedimentatieberekeningen met ODIRMO . . . . .	18
Bijlage 11: Patroon van geulen en dwarsprofielen op stuwlocaties . . . . .	22
Bijlage 12: Berekening benodigde doorstroombreedte van de overlaat . . . . .	31
Bijlage 13: Berekening van afmetingen en opstuwing voor de overlaat bij gestreken stuw bij de verschillende indelingsconcepten . . . . .	33
Bijlage 14: Berekening globale afmetingen sluisconstructie . . . . .	40
Bijlage 15: Opbrengstanalyse van energiewinning . . . . .	41
Bijlage 16: Gegevens van bestaande centrales . . . . .	46
Bijlage 17: Berekening van de afmetingen van turbines . . . . .	47
Bijlage 18: Berekening van de lengte van de bodembescherming . . . . .	49
Bijlage 19: Uitgraving bodem achter de centrale . . . . .	54
Bijlage 20: Maatregelen ter beheersing van de geulen . . . . .	55
Bijlage 21: Illustraties bij uitvoering . . . . .	59
Bijlage 22: Overzicht van enige formules uit het verslag . . . . .	60
Tekeningen	achteromslag

Bijlage 1: Kaarten van het gebied rond de Jamuna.

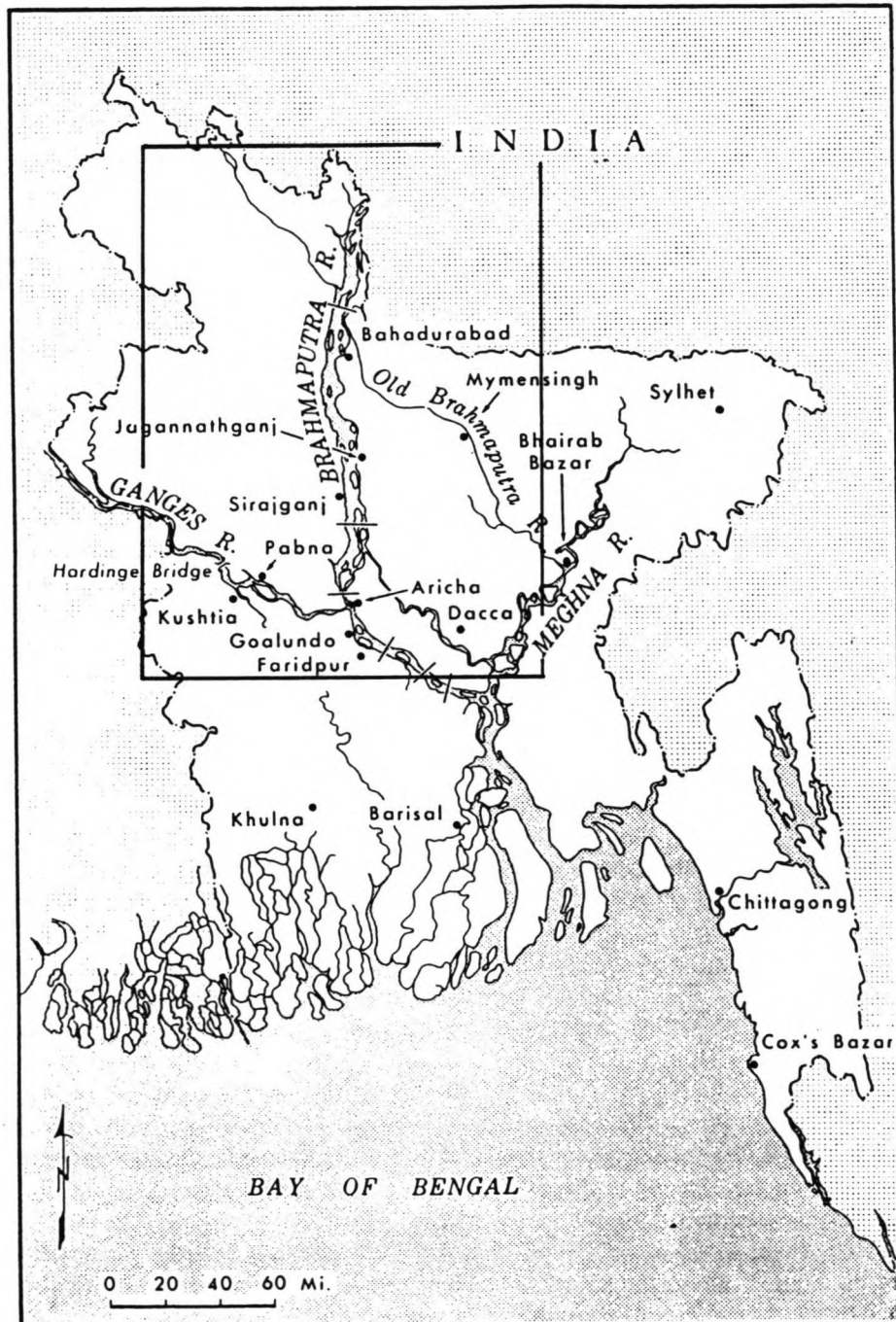


fig.1.a: Bangladesh met de grootste rivieren.  
(Jamuna = Brahmaputra R.)





fig.1.b: Omgeving van de Jamuna.

Bijlage 2: Afvoerverloop in de Jamuna.

Gemeten waarden van de afvoer bij Bahadurabad in enkele jaren.

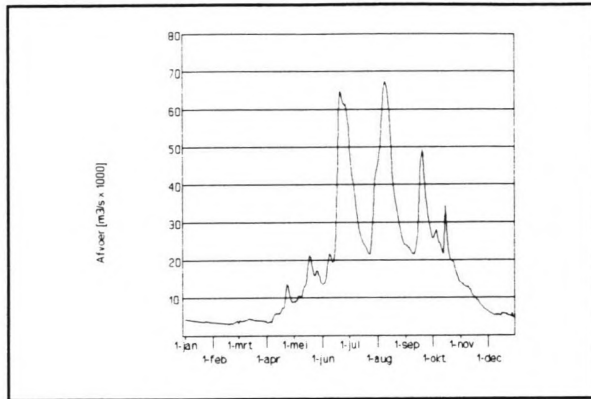


fig.2.a: Gemeten afvoer in 1973.

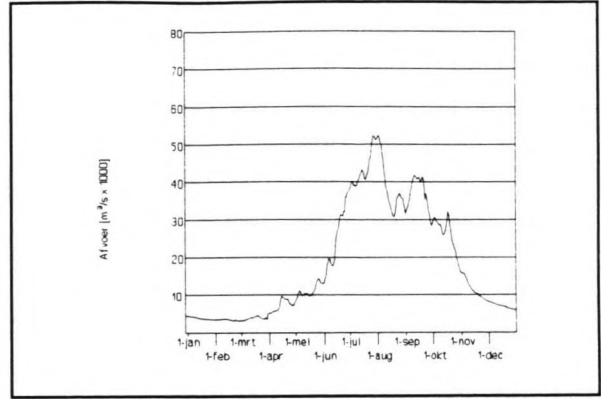


fig.2.b: Gemeten afvoer in 1975.

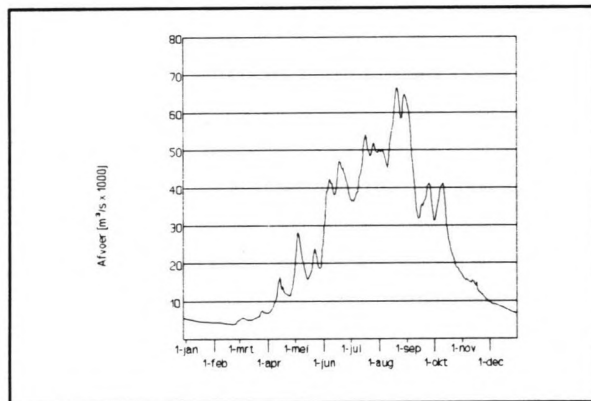


fig.2.c: Gemeten afvoer in 1977.

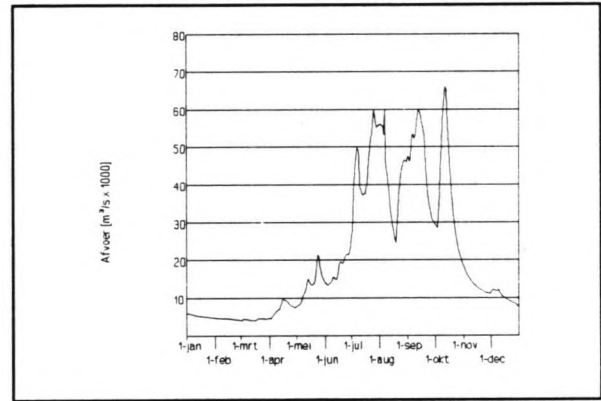


fig.2.d: Gemeten afvoer in 1979.

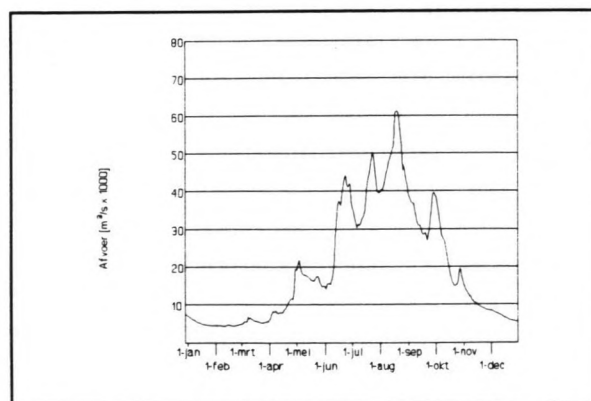


fig.2.e: Gemeten afvoer in 1980.

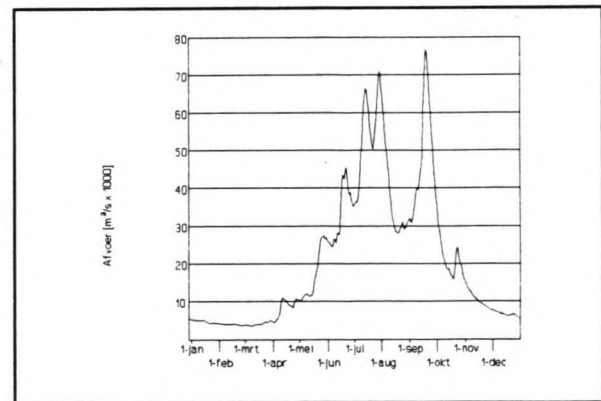


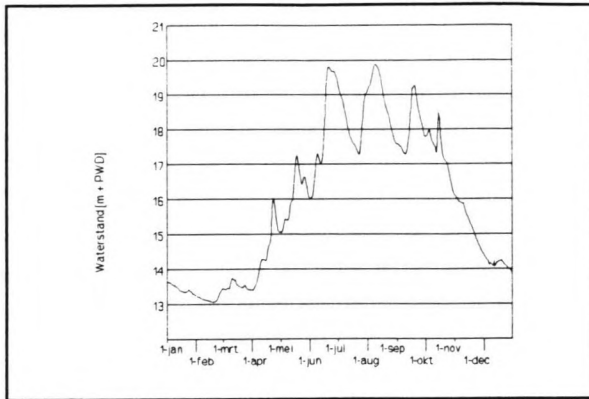
fig.2.f: Gemeten afvoer in 1984.

Bijlage 3: Verdeling van de afvoer voor verschillende waarden van afgenomen debiet.

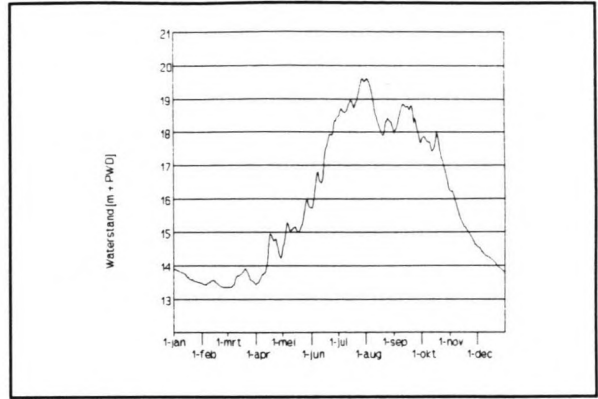
tabel 3.a: Aantal dagen per jaar dat afvoer in de Jamuna wordt onderschreden bij verschillende waarden voor het afgetapte debiet.										
onderschreden waarde resterend debiet in rivier(m <sup>3</sup> /s)	voor irrigatie afgenomen debiet (m <sup>3</sup> /s)									
	0	200	300	400	500	600	700	800	900	1000
2300	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.3	2.6
2400	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.3	2.6	4.2
2500	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.3	2.6	4.2	6.2
2600	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.3	2.6	4.2	6.2	9.3
2700	0.0	0.0	0.0	0.0	1.3	2.6	4.2	6.2	9.3	13.3
2800	0.0	0.0	0.0	1.3	2.6	4.2	6.2	9.3	13.3	18.3
2900	0.0	0.0	1.3	2.6	4.2	6.3	9.3	13.3	18.3	21.7
3000	0.0	1.3	2.6	4.2	6.3	9.4	13.3	18.3	21.7	25.0
3100	0.0	2.6	4.3	6.3	9.4	13.3	18.3	21.8	25.0	29.8
3200	1.3	4.3	6.3	9.4	13.4	18.3	21.8	25.0	29.8	33.2
3300	2.6	6.3	9.5	13.4	18.3	21.8	25.0	29.8	33.2	37.7
3400	4.4	9.5	13.4	18.3	21.8	25.1	29.8	33.2	37.7	42.2
3500	6.4	13.4	18.3	21.8	25.1	29.8	33.2	37.7	42.2	47.8
3600	9.5	18.3	21.8	25.1	29.8	33.2	37.7	42.2	47.8	53.3
3700	13.4	21.8	25.1	29.8	33.2	37.8	42.2	47.8	53.4	60.0
3800	18.5	25.1	29.8	33.2	37.8	42.3	47.8	53.4	60.1	65.1
3900	21.8	29.8	33.3	37.8	42.3	48.0	53.4	60.1	65.3	68.8
4000	25.2	33.3	37.8	42.3	48.0	53.5	60.1	65.5	68.8	71.8
4100	29.8	37.8	42.3	48.2	53.5	60.1	65.8	68.8	71.8	76.3
4200	33.3	42.4	48.3	53.6	60.2	65.9	68.9	71.9	76.3	80.3
<b>totaal:</b>	<b>365.3</b>	<b>365.3</b>	<b>365.3</b>	<b>365.3</b>	<b>365.3</b>	<b>365.3</b>	<b>365.3</b>	<b>365.3</b>	<b>365.3</b>	<b>365.3</b>

**Bijlage 4: Waterstanden bij Bahadurabad**

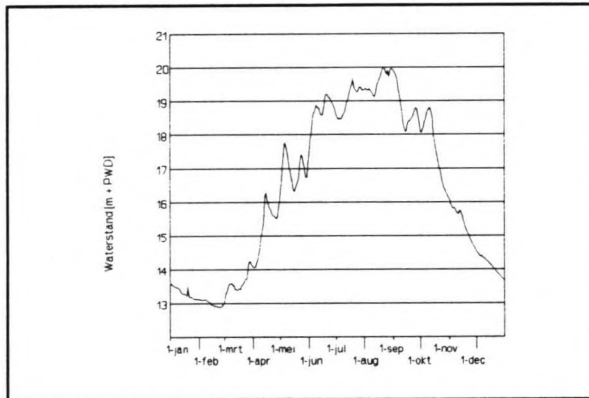
Gemeten waterstanden bij het meetstation te Bahadurabad uit enkele jaren:



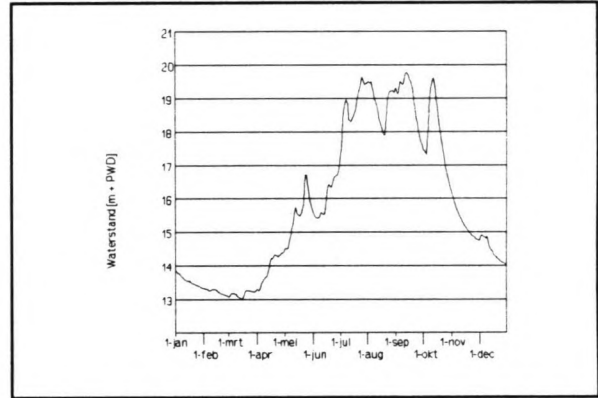
*fig.4.a: Gemeten waterstanden in 1973.*



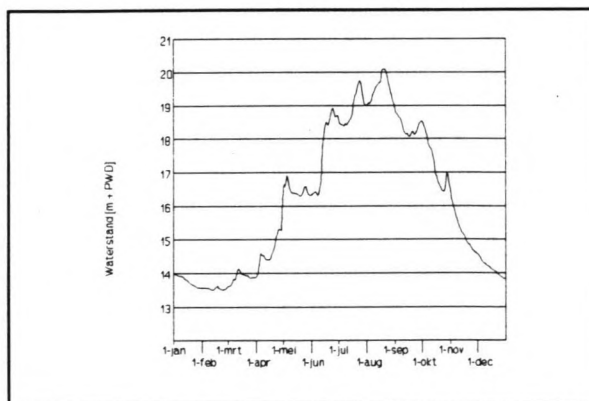
*fig.4.b: Gemeten waterstanden in 1975.*



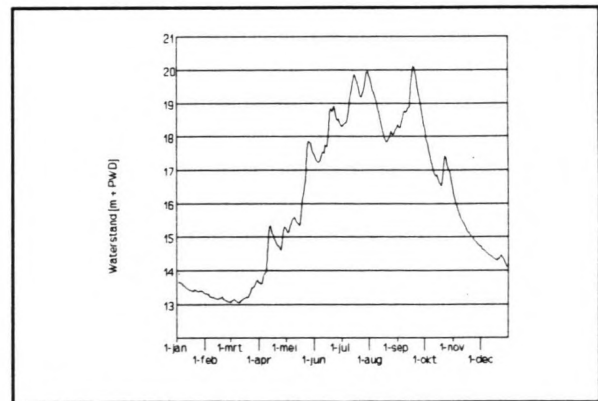
*fig.4.c: Gemeten waterstanden in 1977.*



*fig.4.d: Gemeten waterstanden in 1979.*



*fig.4.e: Gemeten waterstanden in 1980.*



*fig.4.f: Gemeten waterstanden in 1984.*

Bijlage 5: Dwarsprofielen van de Jamuna.

Door de Bangladesh Water Development Board (BWDB) worden periodiek metingen gedaan aan het dwarsprofiel van de rivier op een aantal plaatsen. In deze bijlage zijn enkele van deze dwarsprofielen weergegeven.

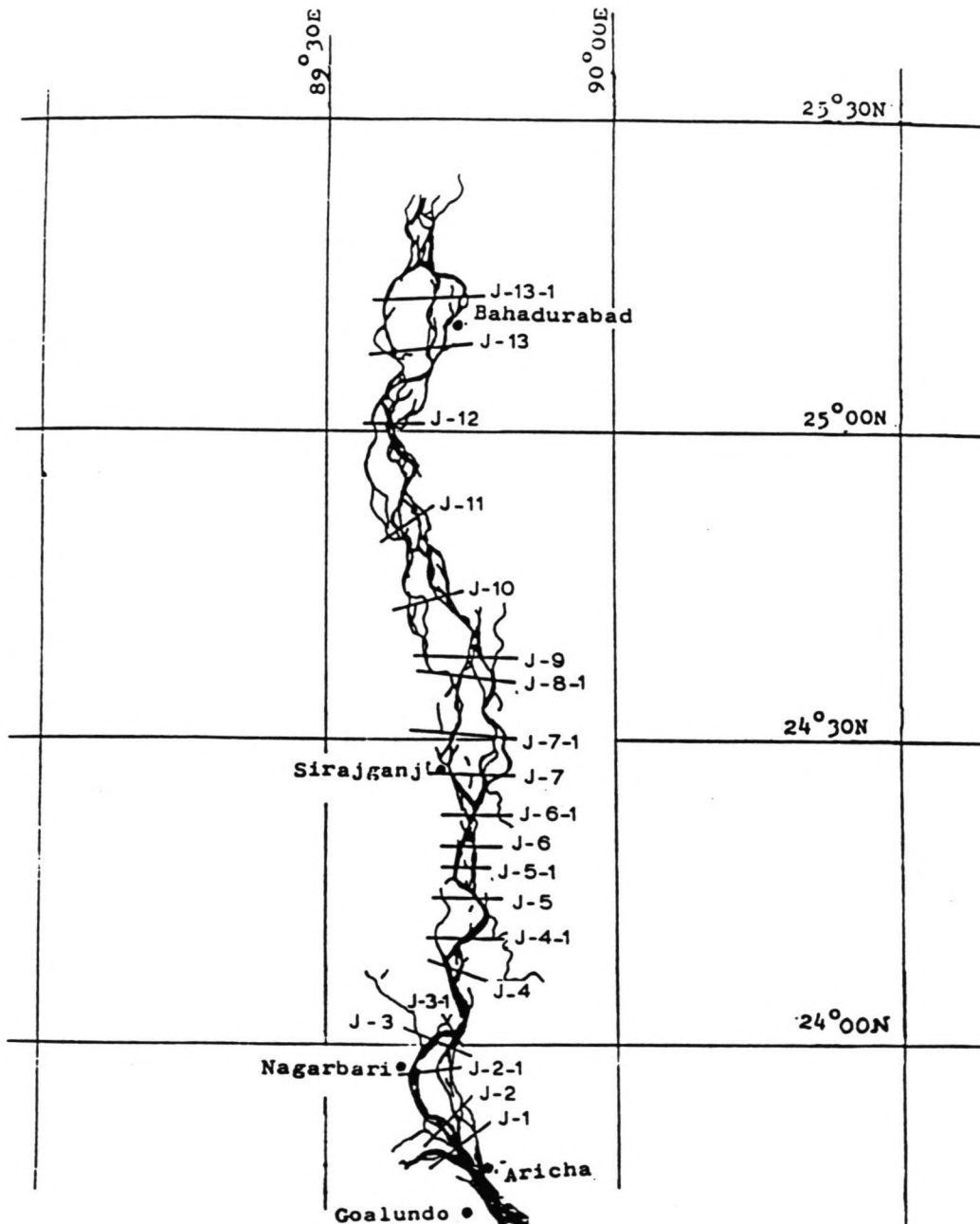


fig.5.a: Plaatsen waar dwarsprofielen worden gemeten.

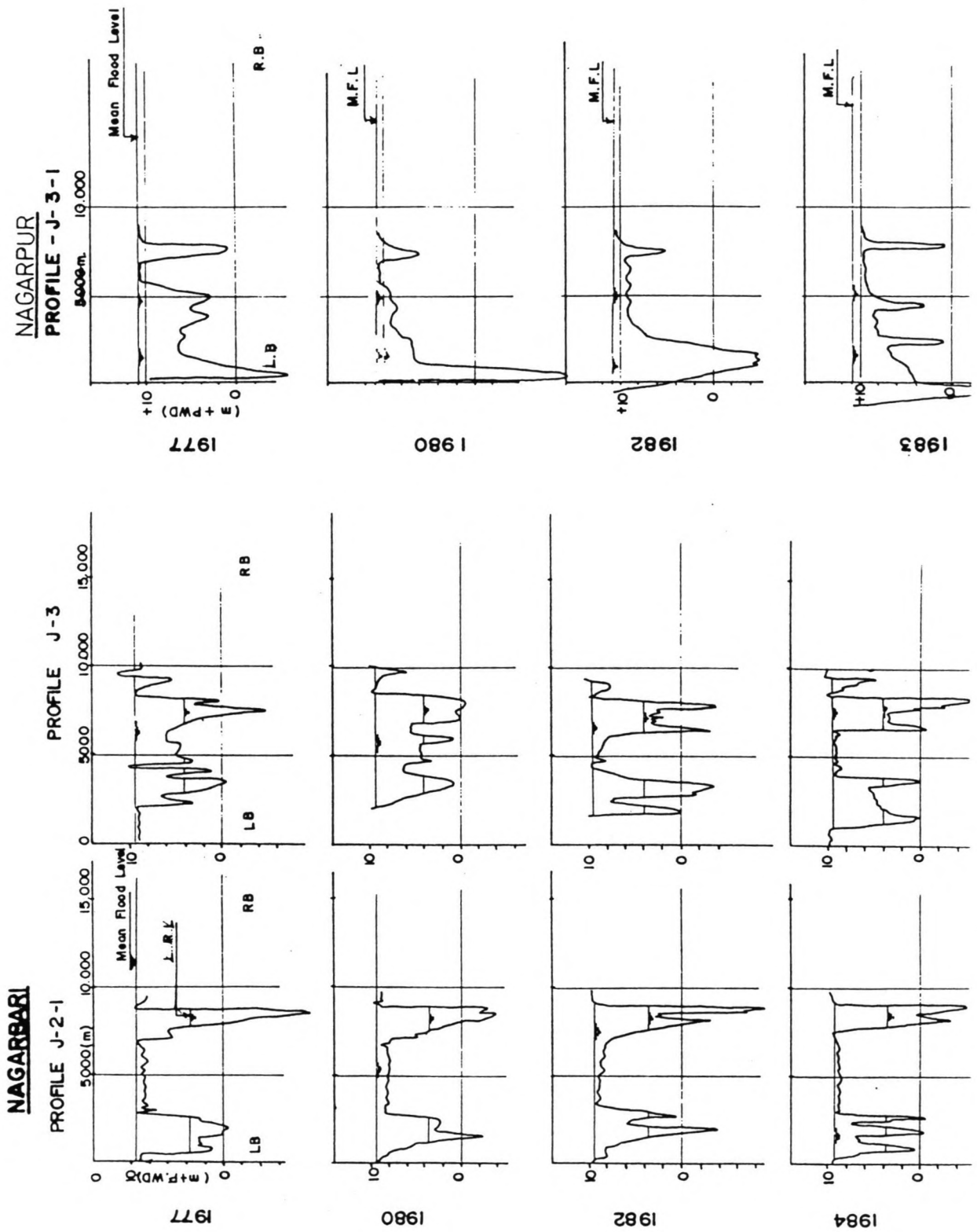


fig.5.b: Dwarsprofielen van de Jamuna.



**SIRAJGANJ**

PROFILE J-6-1

1976

L.B

R.B

O



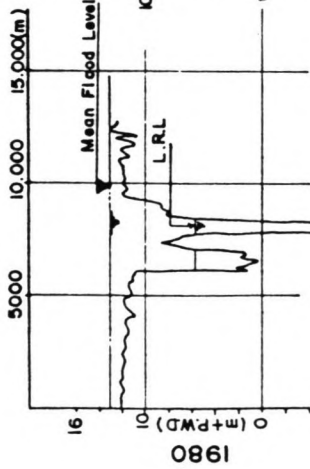
PROFILE J-6

Mean Flood Level

L.R.L

R.B

L.B

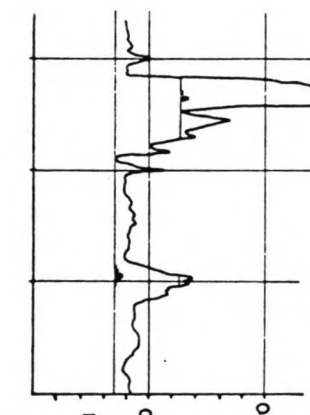


1980

L.B

R.B

O

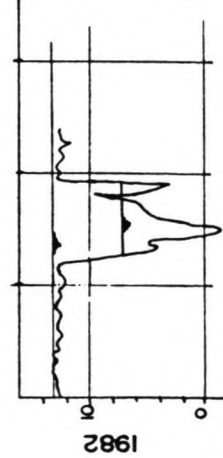


1980

L.B

R.B

O

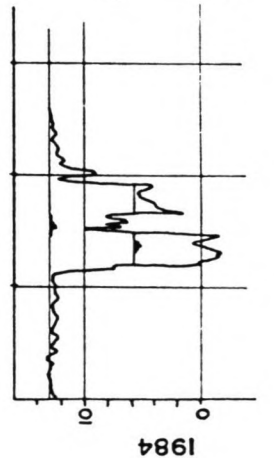


1982

L.B

R.B

O



1984

L.B

R.B

O

**MADARGANJ**

PROFILE J-11

Mean Flood Level

L.R.L

R.B

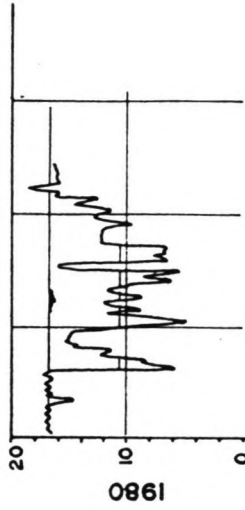
L.B

1977

L.B

R.B

O

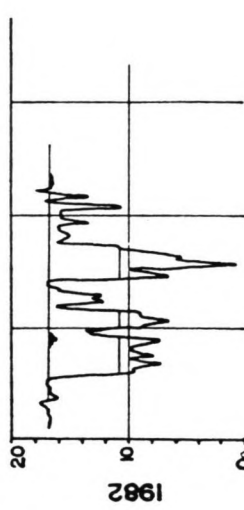


1980

L.B

R.B

O

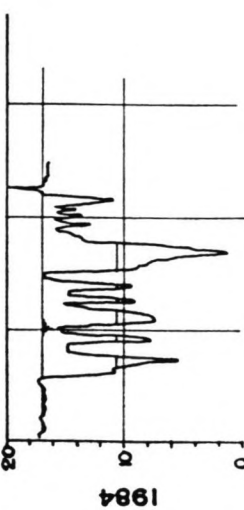


1982

L.B

R.B

O



1984

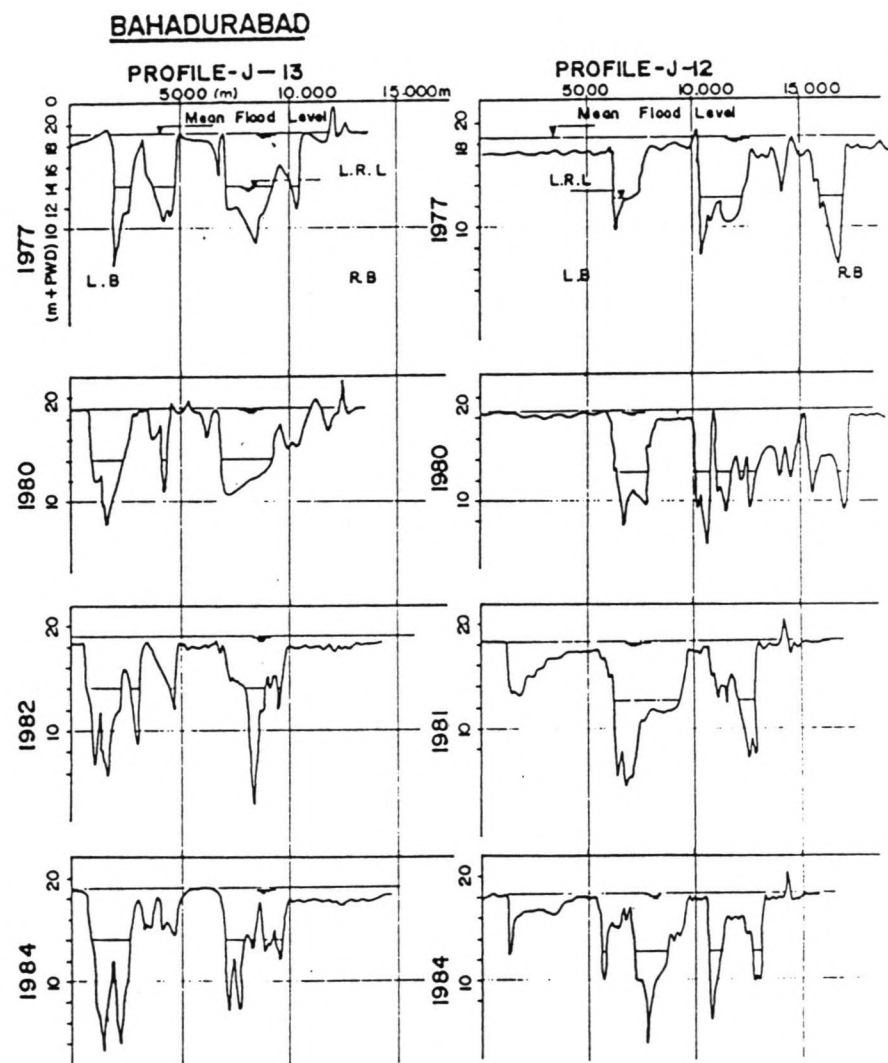
L.B

R.B

O

fig.5.c: Dwarsprofielen van de Jamuna.





*fig.5.d: Dwarsprofielen van de Jamuna.*

Bijlage 6: Meetgegevens bodemligging

Het Institute of flood control and drainage research heeft in 1966 en 1984 onderzoek gedaan naar de ligging van de bodem. Hieruit zijn onderstaande figuren samen te stellen.

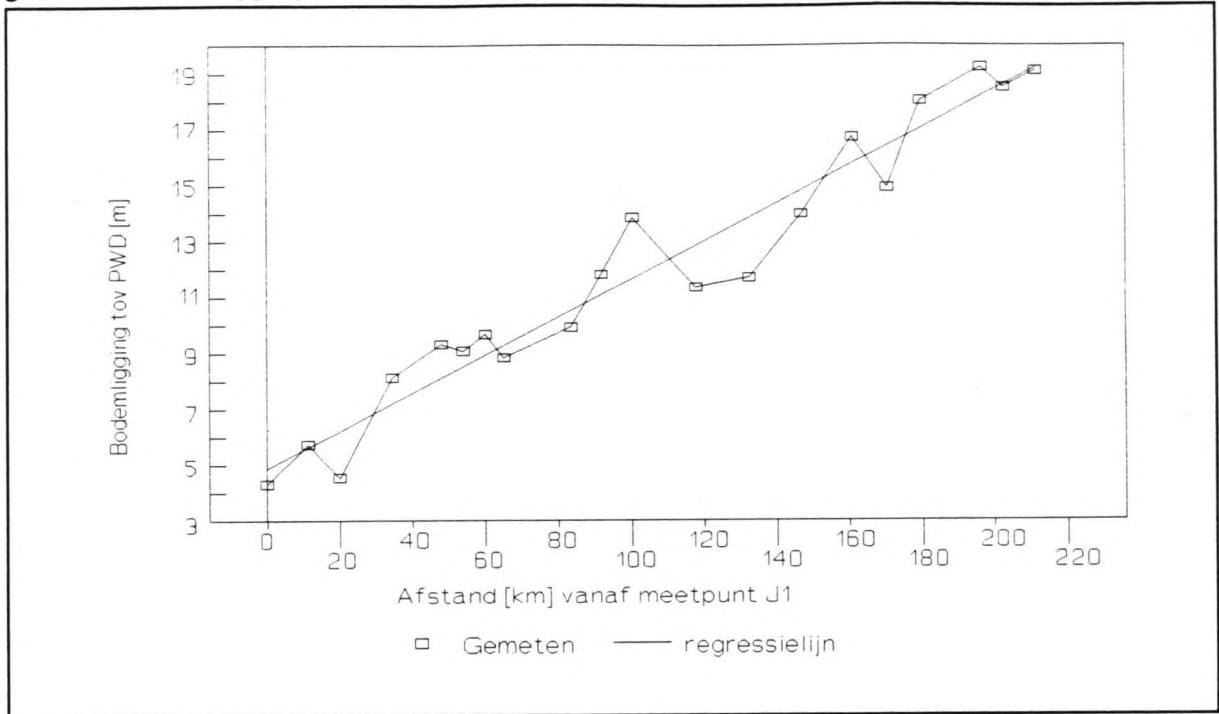


fig.6.a: Bodemligging in 1966.

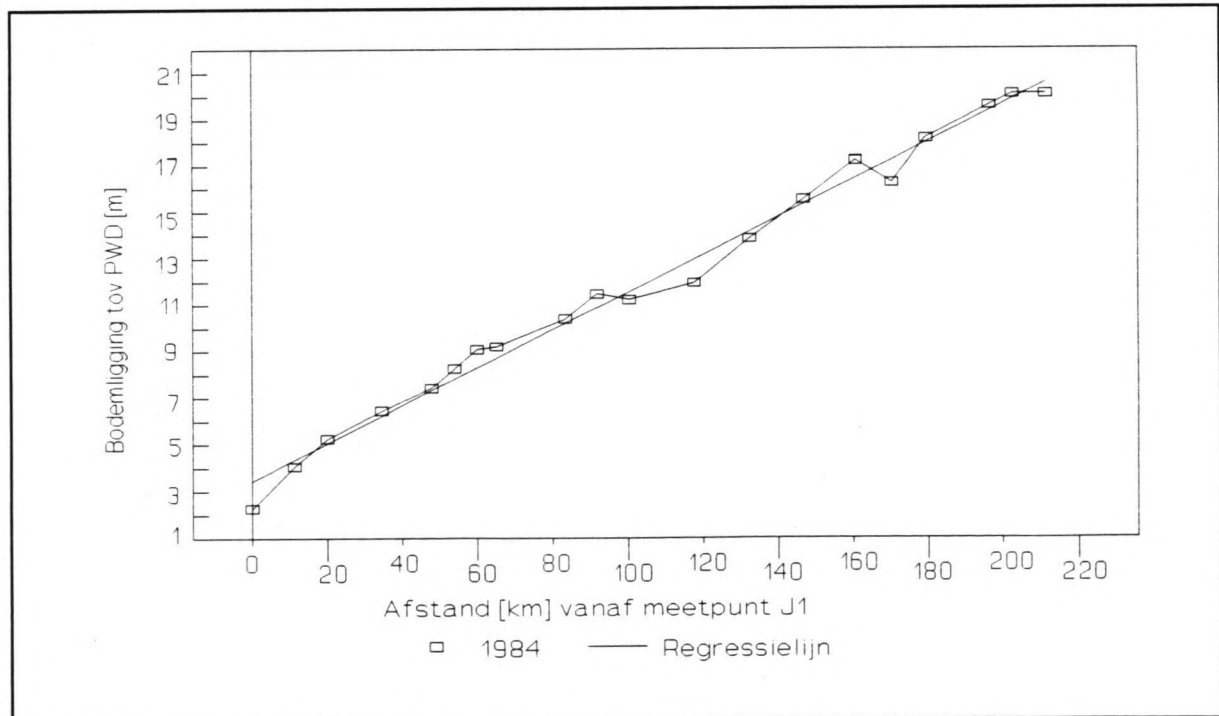
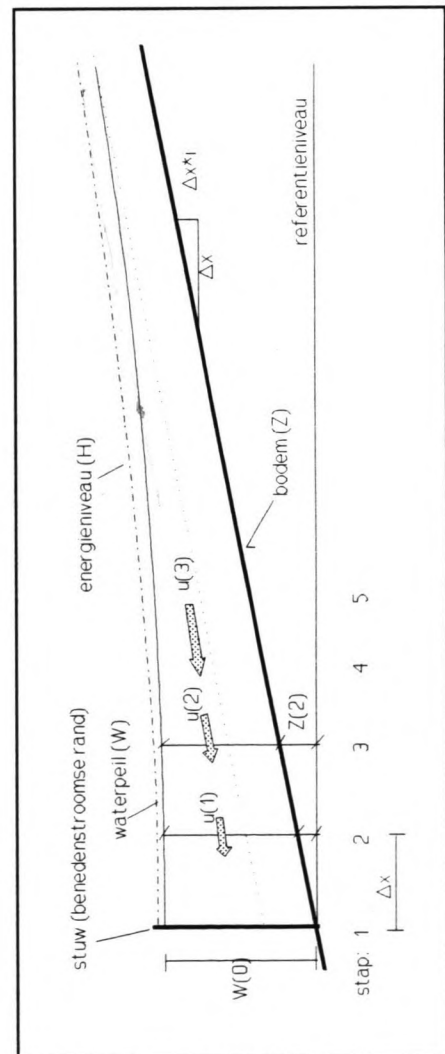


fig.6.b: Bodemligging in 1984.

Bijlage 7: Schema van rekenmodel voor opstuwing en inhoud reservoir.

stap	waterpeil W	niveau bodem Z	gem. diepte	opp. dwarsprofiel A	snelheid u	weerstandsvaang $i_s$	verschil in snelheidshoogte $\delta e$	$\alpha \delta k$	$\delta h$	Volume
1	$W_1 (= \text{stuwpeil})$	$Z_1$	$h_1 = (W_1 - Z_1) * \beta$	$A_1 = h_{\text{gem}}^{0.23 * 68}$	$u_1 = Q / A_1$	-	-	-	-	0
gemid.	$W_1 / W_2$	-	-	$(A_1 + A_2) / 2$	$(u_1 + u_2) / 2$	$u_{\text{gem}}^2 / (C^2 h_{\text{gem}})$	$i_s dx$	$\alpha (u_1^2 - u_2^2) / 2g$	$i_s \delta x - \alpha \delta k$	-
2	$W_2 = W_1 + \delta h$	$Z_2 = Z_1 + \delta x * i$	$h_2 = (W_2 - Z_2) * \beta$	$A_2 = h_{\text{gem}}^{0.23 * 68}$	$u_2 = Q / A_2$	-	-	-	-	$V_2 = V_1 + \delta x * (A_{2,\text{gem}} - A_{1,\text{gem}}) * u_1$
gemid.	$W_2 / W_3$	-	-	$(A_2 + A_3) / 2$	$(u_2 + u_3) / 2$	$u_{\text{gem}}^2 / (C^2 h_{\text{gem}})$	$i_s dx$	$\alpha (u_2^2 - u_3^2) / 2g$	$i_s \delta x - \alpha \delta k$	-
3	$W_3 = W_2 + \delta h$	$Z_3 = Z_2 + \delta x * i$	$h_3 = (W_3 - Z_3) * \beta$	$A_3 = h_{\text{gem}}^{0.23 * 68}$	$u_3 = Q / A_3$	-	-	-	-	$V_3 = V_2 + \delta x * (A_{3,\text{gem}} - A_{2,\text{gem}}) * u_2$
gemid.	...	...	...	...	...	...	$i_s dx$	-	...	-
4	...	...	...	...	...	...	...	-	...	-
etc.	...	...	...	...	...	...	...	-	...	...

Invoer: debiet Q  
 stuwhoogte via  $W_0$   
 stapgrootte dx,  
 rekenfactor voor gemiddelde diepte  $\beta$   
 bodemverhang i  
 snelheidsverdelingscomponent  $\alpha$ .  
 C wordt berekend met  $C = (0.126 * Q^{0.14}) / i^{0.4}$ .  
 Aan de rand (bij de stuw) geldt dan dat  $W =$  stuwhoogte en  $V = 0$ .  
 $A_{\text{gem},n}$  wordt berekend met de waarde van A aan de bovenstroomse rand.



Bijlage 8: Waarden voor de opstuwing.

In onderstaande tabellen staan resultaten van de iteratieve berekening van de stuwkromme d.m.v. een spreadsheetprogramma (berekeningsschema in bijlage 7).

$l_{10\text{cm}}$  = lengte waarna de opstuwing is gereduceerd tot 10 cm.

$l_{5\text{cm}}$  = lengte waarna de opstuwing is gereduceerd tot 5 cm.

$l_{1\text{cm}}$  = lengte waarna de opstuwing is gereduceerd tot 1 cm.

Q = 4.000 m <sup>3</sup> /s; i = 7cm/km				
diepte bij stuw (m)	volume (km <sup>3</sup> )	$l_{10\text{cm}}$ (km)	$l_{5\text{cm}}$ (km)	$l_{1\text{cm}}$ (km)
10	0,20	69	79	100
12	0,60	99	110	132
13	0,93	114	124	146
14	1,41	129	138	159
15	2,09	143	152	171
16	3,00	156	165	189
17	4,16	171	180	200

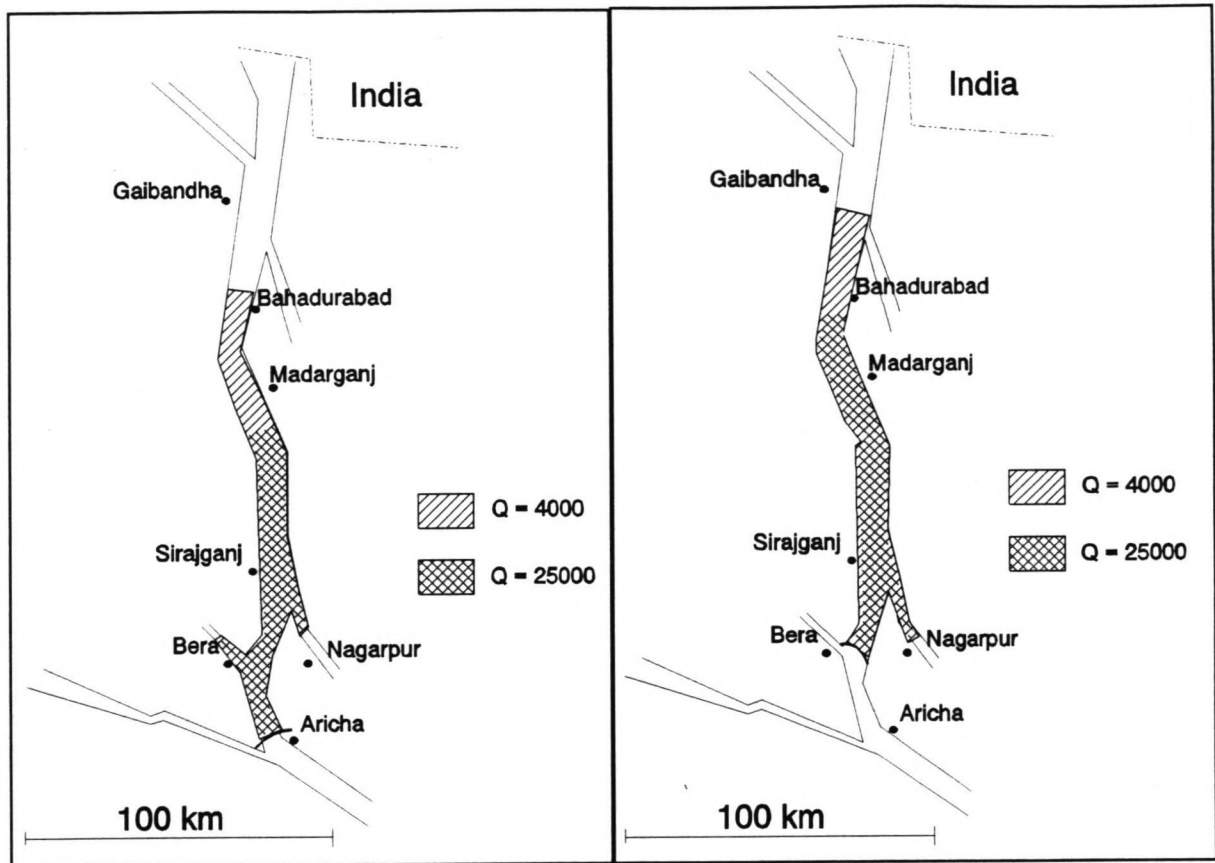
Q = 10.000 m <sup>3</sup> /s; i = 7cm/km				
diepte bij stuw (m)	volume (km <sup>3</sup> )	$l_{10\text{cm}}$ (km)	$l_{5\text{cm}}$ (km)	$l_{1\text{cm}}$ (km)
10	0,069	44	56	83
11	0,20	66	78	105
12	0,39	84	96	123
13	0,62	99	111	138
14	1,09	115	126	153
15	1,72	129	141	169
16	2,57	143	156	182
17	3,67	158	170	198

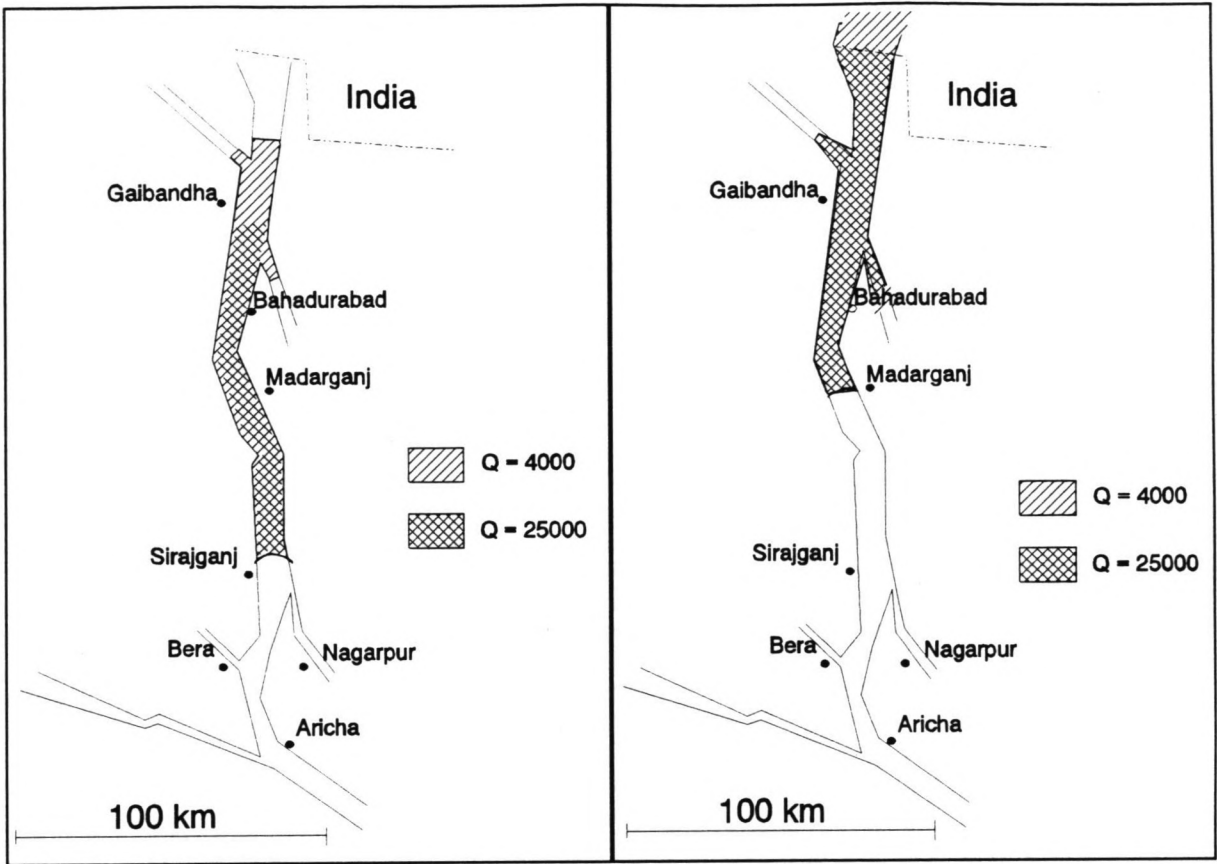
Q = 20.000 m <sup>3</sup> /s; i = 7cm/km				
diepte bij stuw (m)	volume (km <sup>3</sup> )	l <sub>10cm</sub> (km)	l <sub>5cm</sub> (km)	l <sub>1cm</sub> (km)
10	-	-	-	-
11	0,032	23	37	69
12	0,17	61	75	107
13	0,40	82	96	128
14	0,77	99	114	145
15	1,34	115	129	162
16	2,13	130	145	177
17	3,16	145	160	190

Q = 25.000 m <sup>3</sup> /s; i = 7cm/km				
diepte bij stuw (m)	volume (km <sup>3</sup> )	l <sub>10cm</sub> (km)	l <sub>5cm</sub> (km)	l <sub>1cm</sub> (km)
10	-	-	-	-
11	-	-	-	-
12	0,10	47	62	95
13	0,31	74	89	121
14	0,65	92	107	140
15	1,2	109	124	154
16	1,9	125	138	165
17	2,9	138	152	174

Bijlage 9 Invloedsgebieden van de opstuwing.

Deel van het traject van de Jamuna dat wordt beïnvloed bij een opstuwten tot 2 m boven oeverhoogte, voor de verschillende locaties. Opstuwten berekend met 1-dimensionale berekening, dus geen invloed van de zijrivieren.







Bijlage 10: Resultaten sedimentatieberekeningen met ODIRMO.

Hieronder staan resultaten van de morfologische berekeningen met het programma Odirmo weergegeven. De gebruikte invoer staat beschreven in hoofdstuk 6 van het rapport.

Resultaten berekeningsserie van vijf jaar met afgewisseld stuw- en hoogwaterfase:

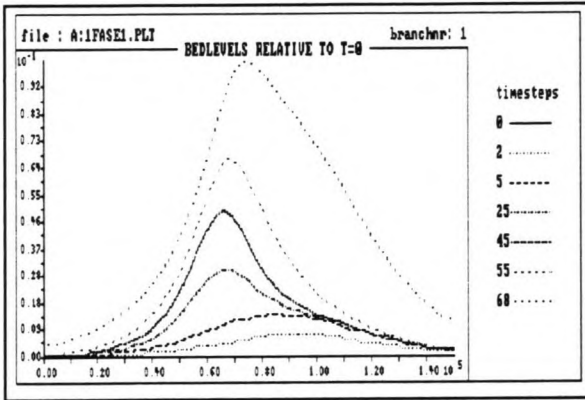


fig.10.a: Veranderingen aan de bedding tijdens eerste stuwperiode.

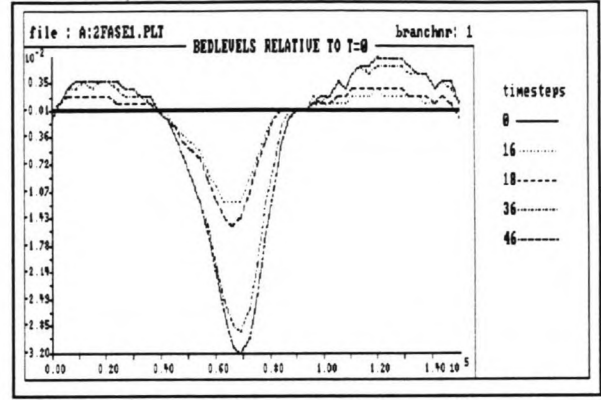


fig.10.b: Veranderingen aan bedding tijdens eerste hoogwaterperiode

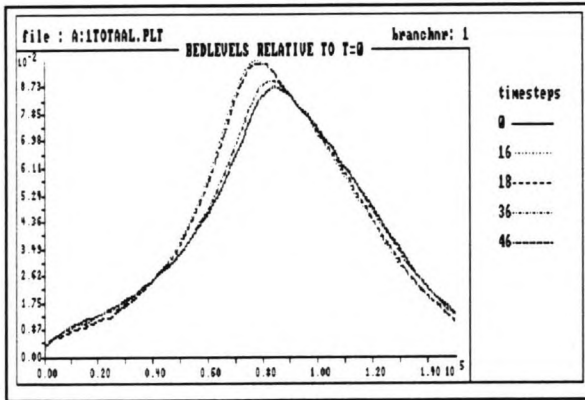


fig.10.c: Netto veranderingen aan de bedding na eerste jaar.

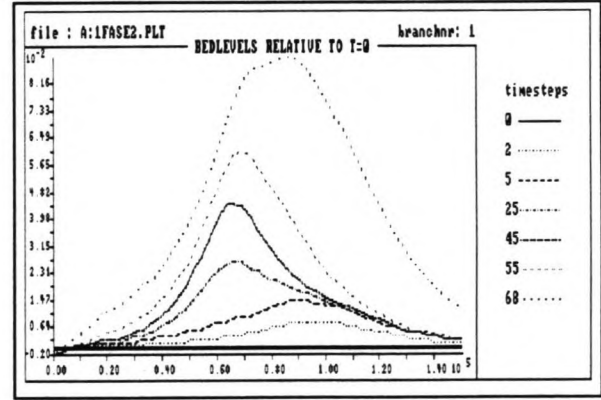


fig.10.d: Veranderingen aan de bedding na tweede stuwperiode.

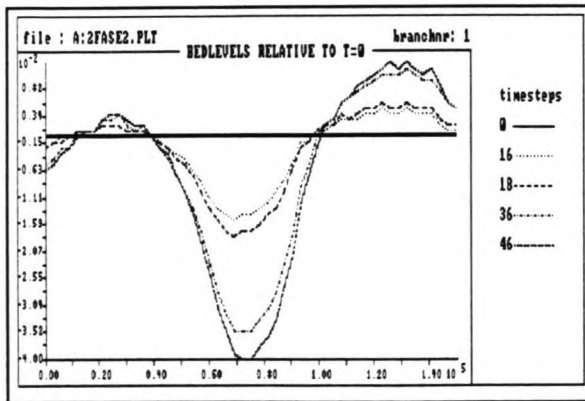


fig.10.e: Veranderingen aan bedding tijdens tweede hoogwaterperiode.

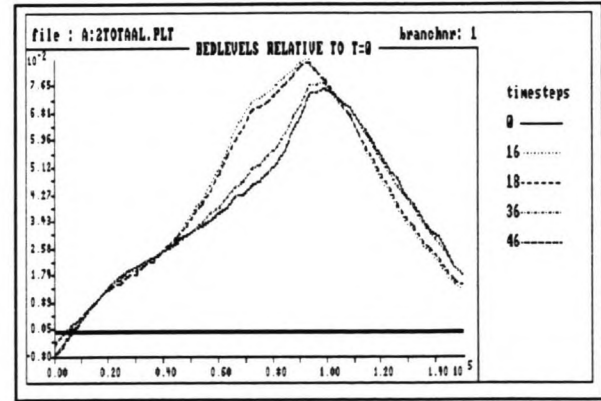


fig.10.f: Netto veranderingen aan de bedding na tweede jaar.

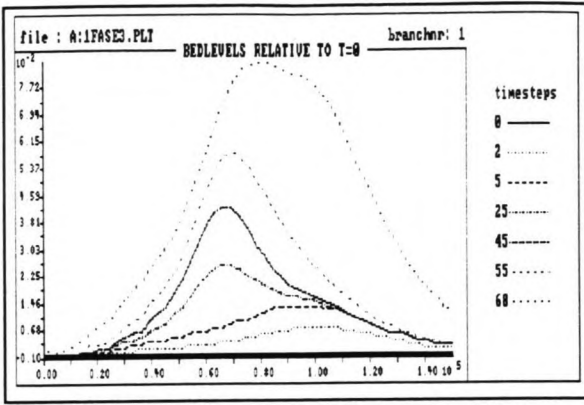


fig.10.g: Veranderingen aan de bedding tijdens de derde stuwperiode.

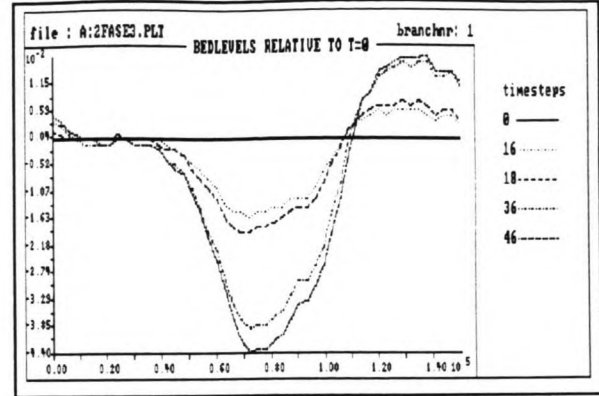


fig.10.h: Veranderingen aan bedding tijdens derde hoogwaterperiode.

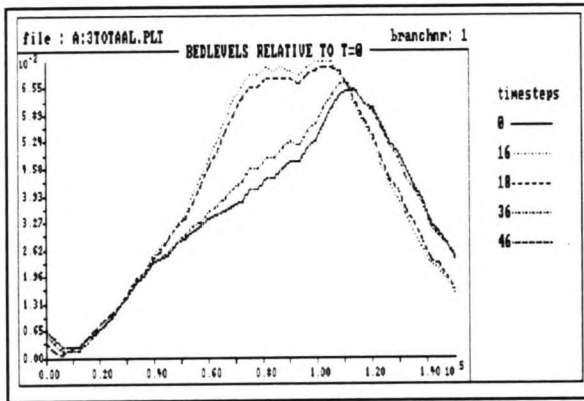


fig.10.i: Netto veranderingen aan de bedding na derde jaar.

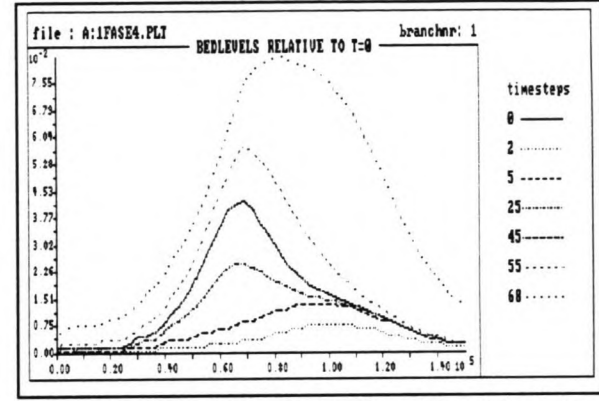


fig.10.j: Veranderingen aan de bedding tijdens de vierde stuwperiode

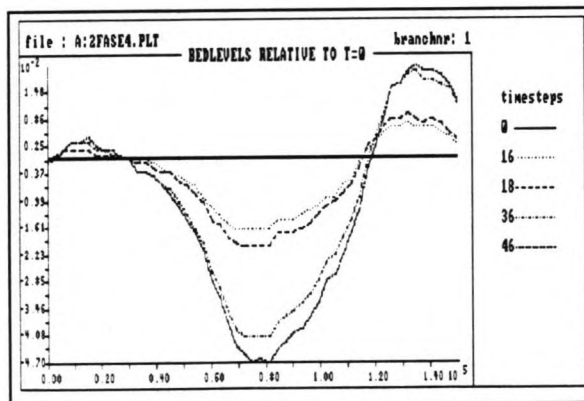


fig.10.k: Veranderingen aan de bedding tijdens vierde hoogwaterperiode.

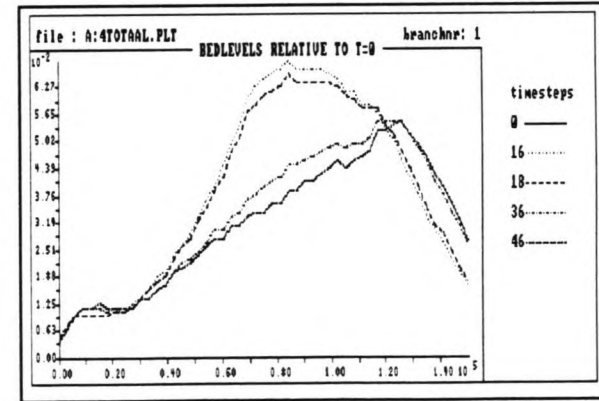


fig.10.l: Netto veranderingen aan de bedding tijdens vierde jaar.

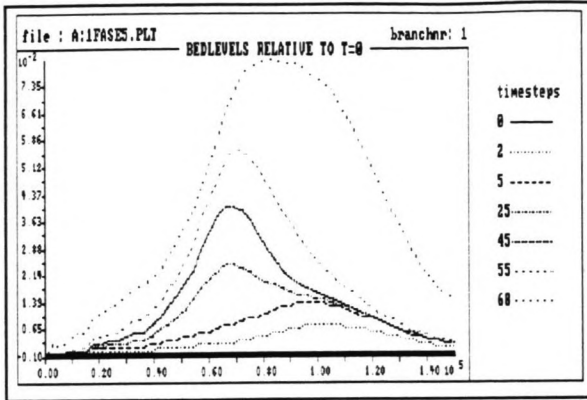


fig.10.m: Veranderingen aan de bedding tijdens de vijfde stuwperiode.

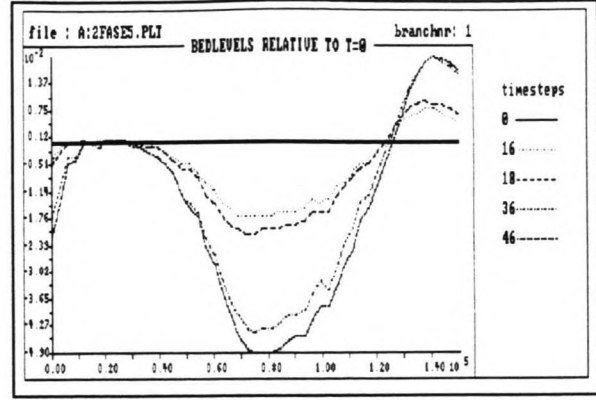


fig.10.n: Veranderingen aan de bedding tijdens vijfde hoogwaterperiode

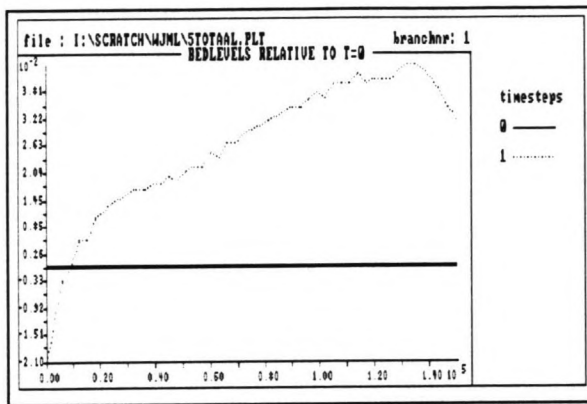


fig.10.o: Netto verandering aan de bedding na vijfde jaar.

De totale veranderingen vanaf het begin zien er dan als volgt uit:

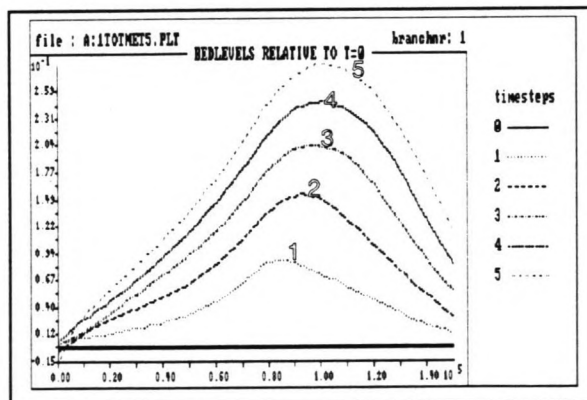


fig.10.p: Netto veranderingen aan eind van elk van de eerste vijf jaren.

De resultaten bij een versnelde berekeningsmethode zijn als volgt:

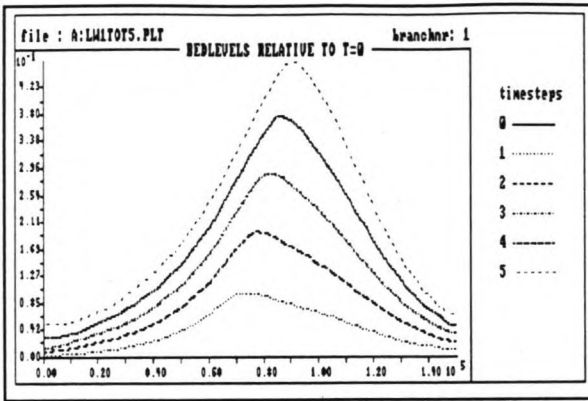


fig. 10.q: Veranderingen bij eerste serie van vijf stuwperioden direct achter elkaar.

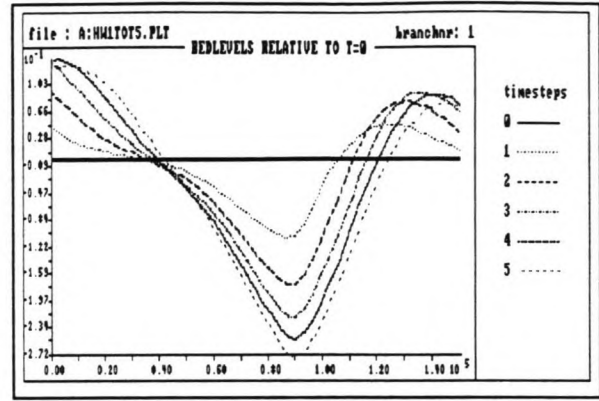


fig. 10.r: Veranderingen aan bedding bij serie van vijf hoogwaterperioden achter elkaar.

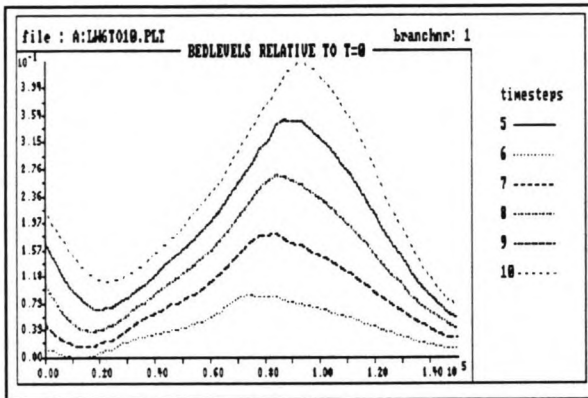


fig. 10.s: Veranderingen aan de bedding bij tweede serie van vijf stuwperioden achter elkaar.

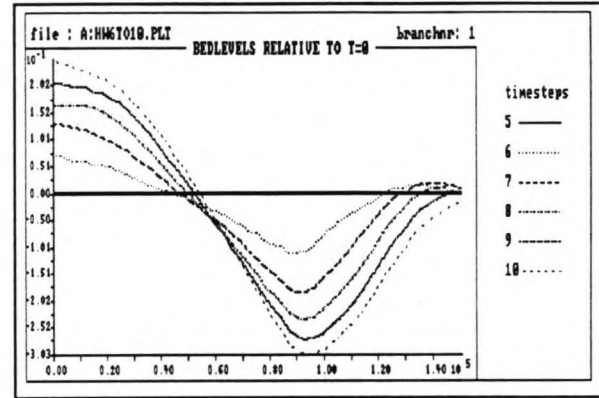


fig. 10.t: Veranderingen aan de bedding bij tweede serie van vijf hoogwaterperioden.

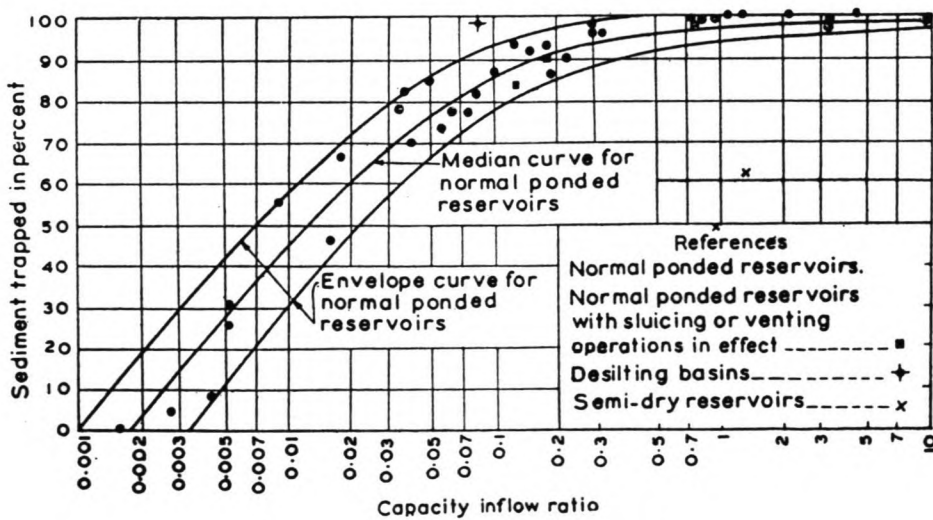


fig. 10.u: Relatie tussen trap-efficiency en volume/doorstroom-verhouding zoals gevonden door Brune.

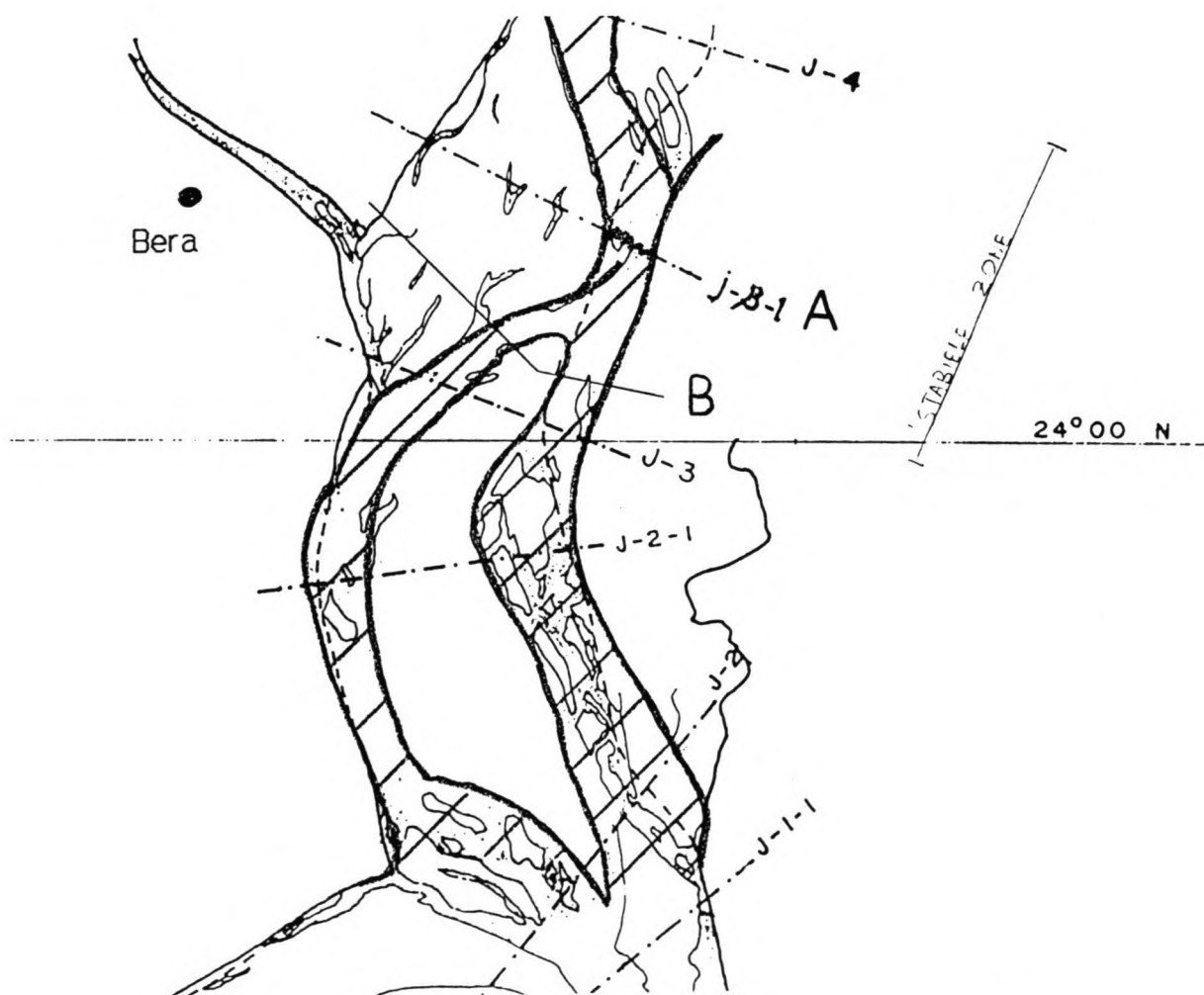
## Bijlage 11: Patroon van geulen en dwarsprofielen op stuwlocaties

In deze bijlage staan afbeeldingen van het geulenpatroon en enkele dwarsprofielen op de mogelijke locaties voor de stuw weergegeven.

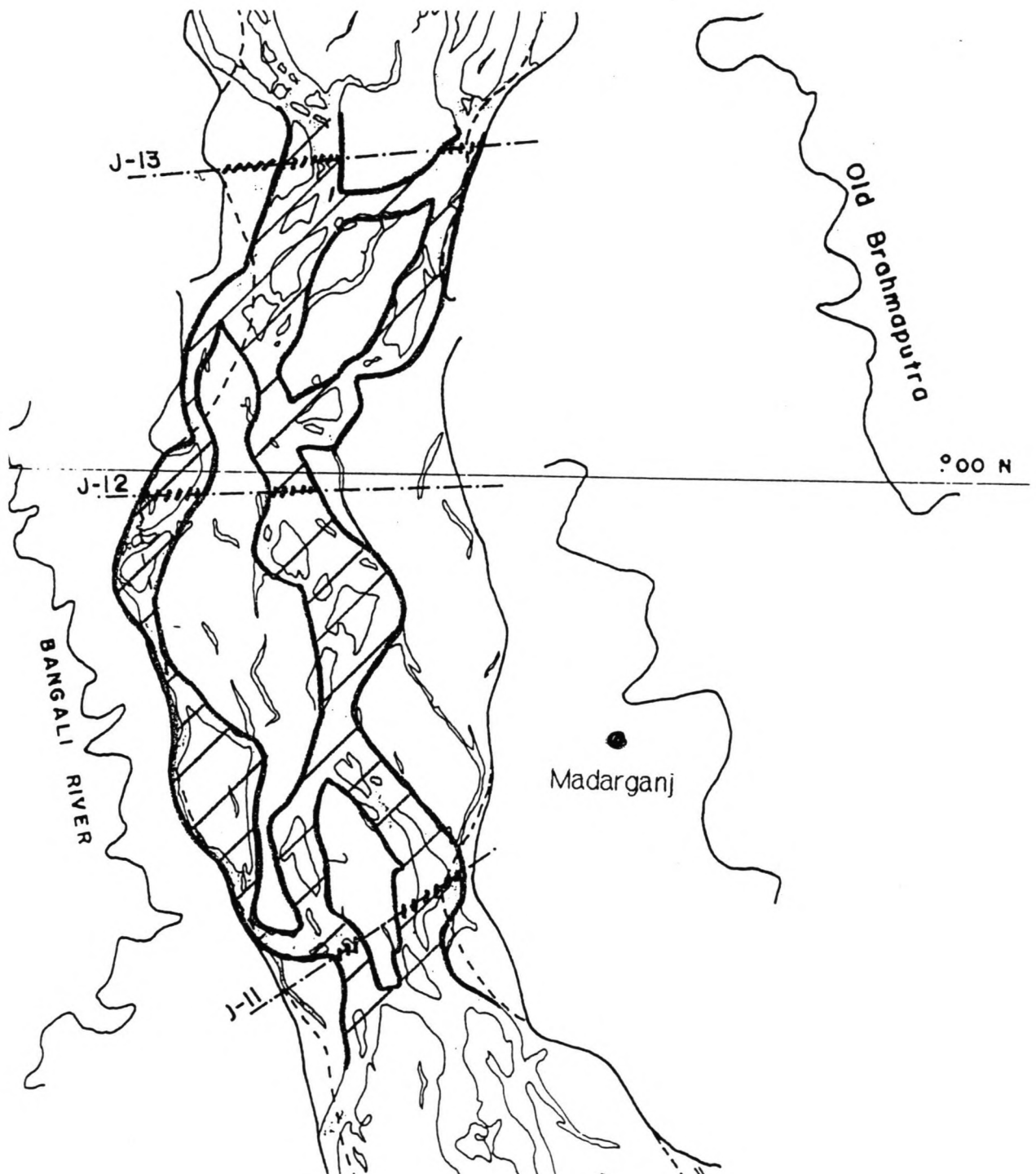
Actuele kaarten van het gebied rond de Jamuna zijn moeilijk te verkrijgen. Beschikbaar waren kaarten gemaakt van satellietopnamen van enkele delen van de Jamuna uit 1984. Nadeel van deze kaarten is dat het geulenpatroon moeilijk te herkennen is omdat de opnames bij extreem lage waterstand gemaakt zijn. In fig.11.a en fig.11.b zijn deze kaarten weergegeven. De vermoedelijke ligging van de hoofdgeulen is gereconstrueerd met behulp van de aangegeven dwarsprofielen in fig.11.d en fig.11.e.

Voor uitwerkingen waarbij het geulenpatroon van belang is, is gebruik gemaakt van de ligging van de geulen volgens Tactical Pilotage Charts TPC H-10D en TPC J-9B, van de Amerikaanse Defence Mapping Agency. Hoewel deze kaarten uit 1971 stammen zijn deze toch gebruikt omdat het de meest nauwkeurige beschikbare kaarten zijn.

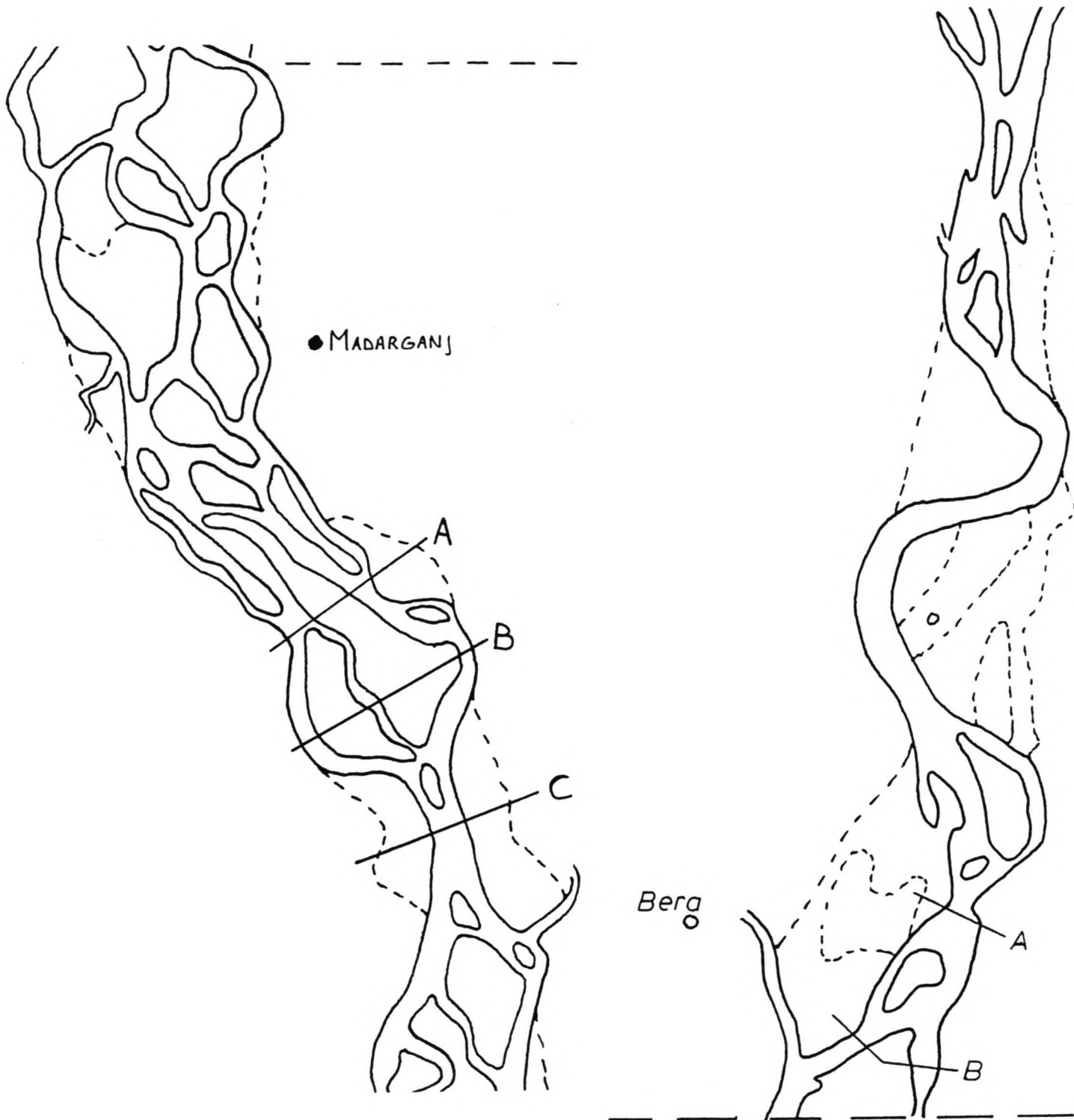
Het geulenpatroon zoals het op deze kaarten voorkomt bij de voorbeeld-locaties is afgebeeld in fig.11.c.



*fig.11.a: De locatie bij Bera getekend n.a.v. een satellietopname uit 1984. De ligging van de belangrijkste geulen is gearceerd weergegeven.*



*fig.11.b: De locatie bij Madarganj n.a.v. satellietopnamen uit 1984. De ligging van de belangrijkste geulen is gearceerd weergegeven.*



*fig.11.c: Patroon van de geulen bij Bera en bij Madarganj, overgenomen van Tactical Pilotage Chart H-10D. Schaal op deze afbeelding 1:250.000.*



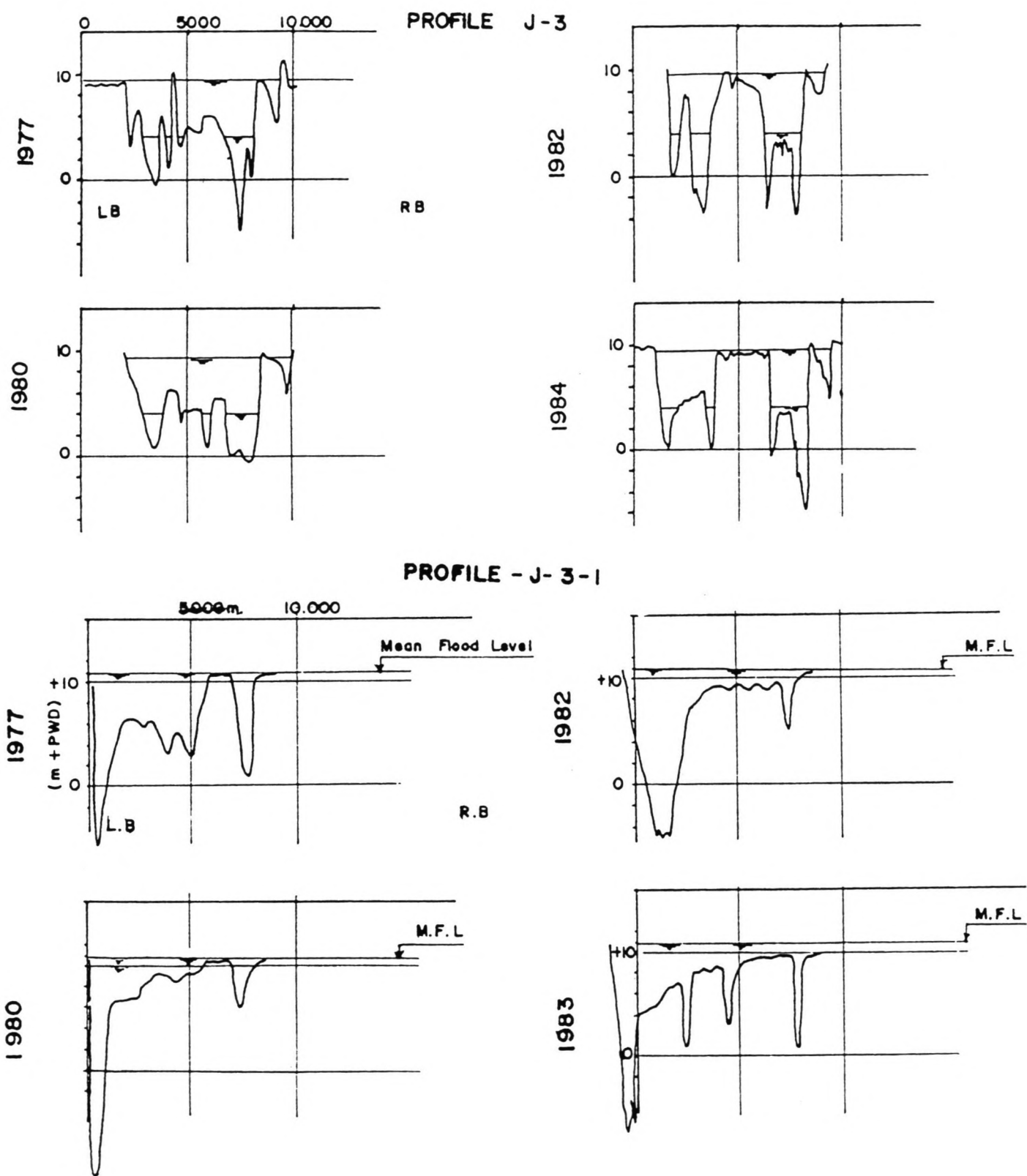
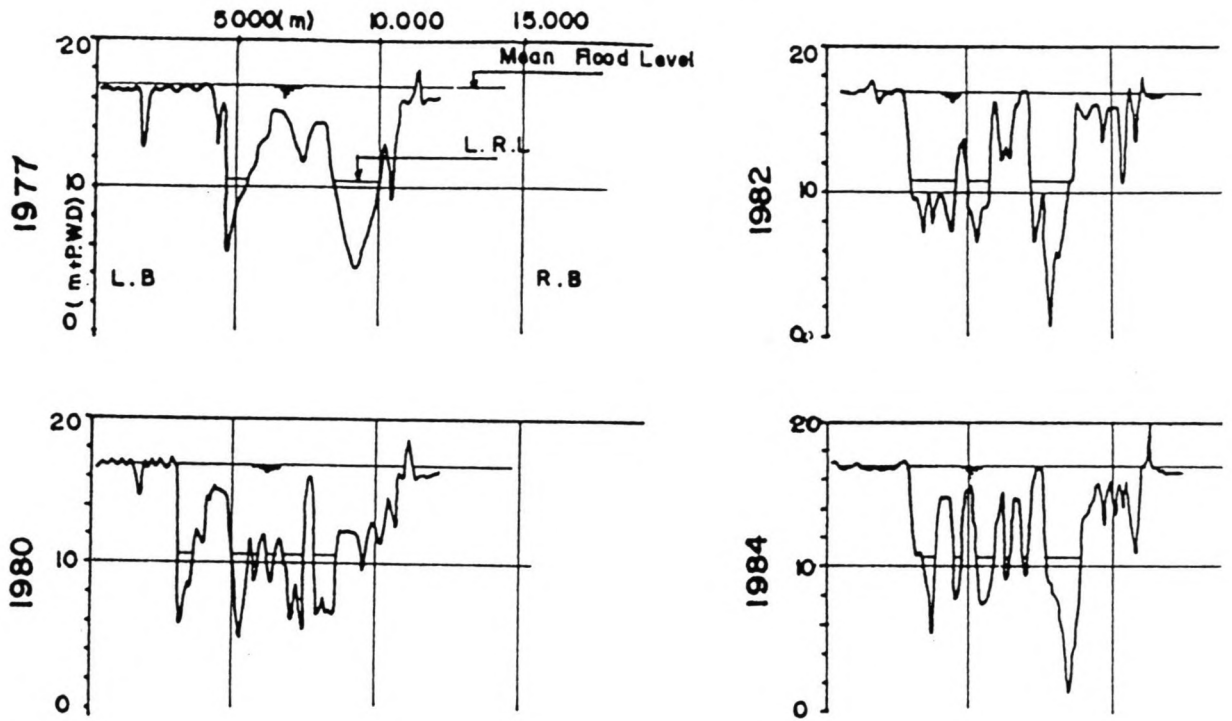


fig.11.d: Dwarsprofielen bij de locaties bij Bera.

PROFILE - J-11



PROFILE - J-12

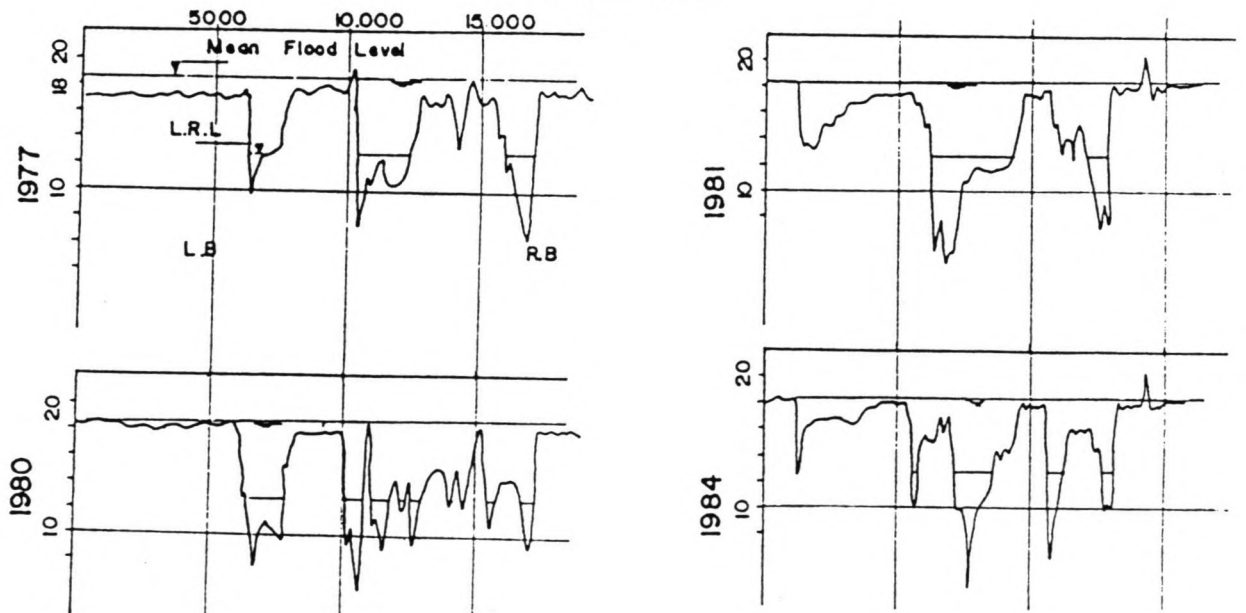


fig.11.e: Dwarsprofielen bij de locaties bij Madarganj.

Op basis van de voorgaande dwarsprofielen zijn de volgende geschematiseerde dwarsprofielen voor de diverse gekozen stuwlocaties opgesteld.

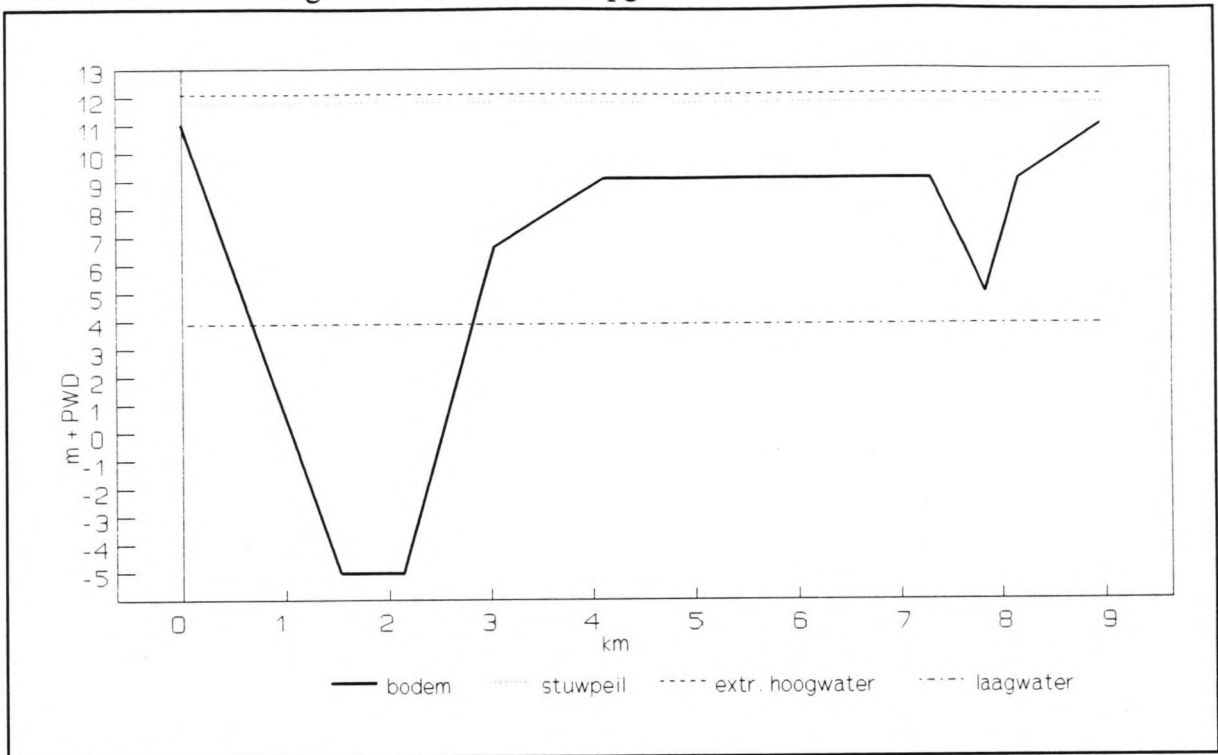


fig.11.f: Geschematiseerd dwarsprofiel voor de locatie Bera A, gebaseerd op profiel J-3-1, 1982.

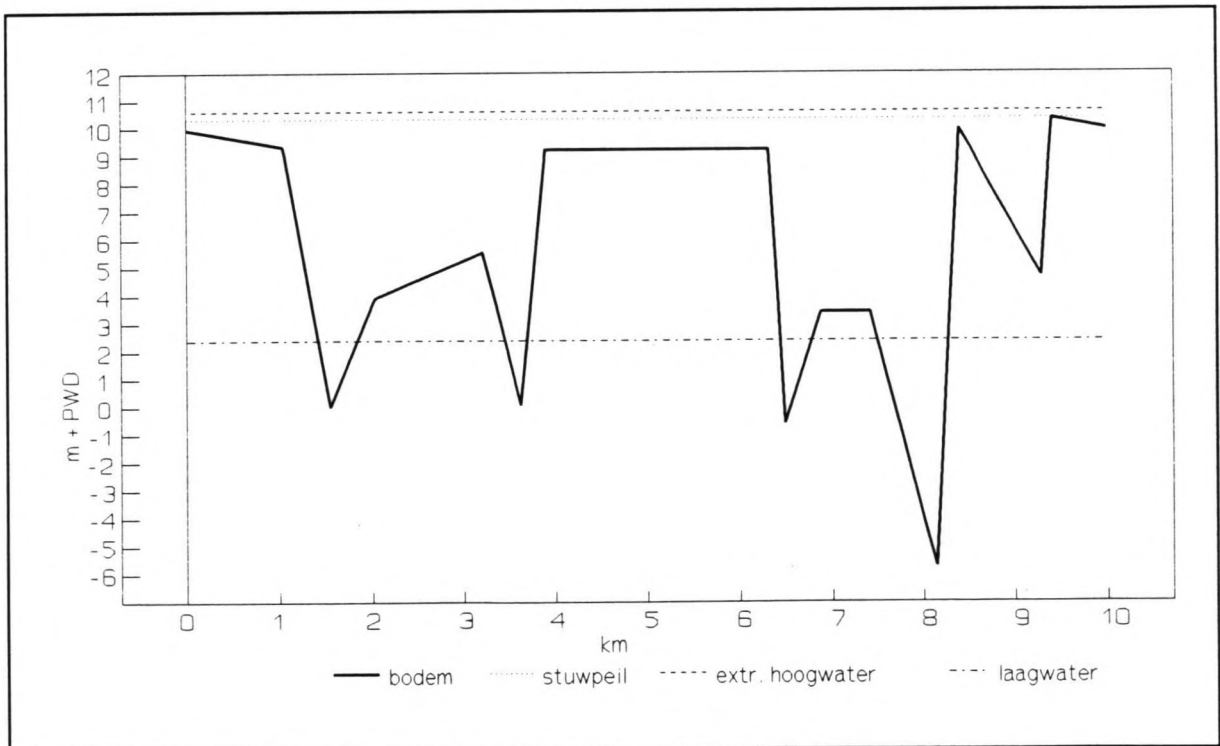
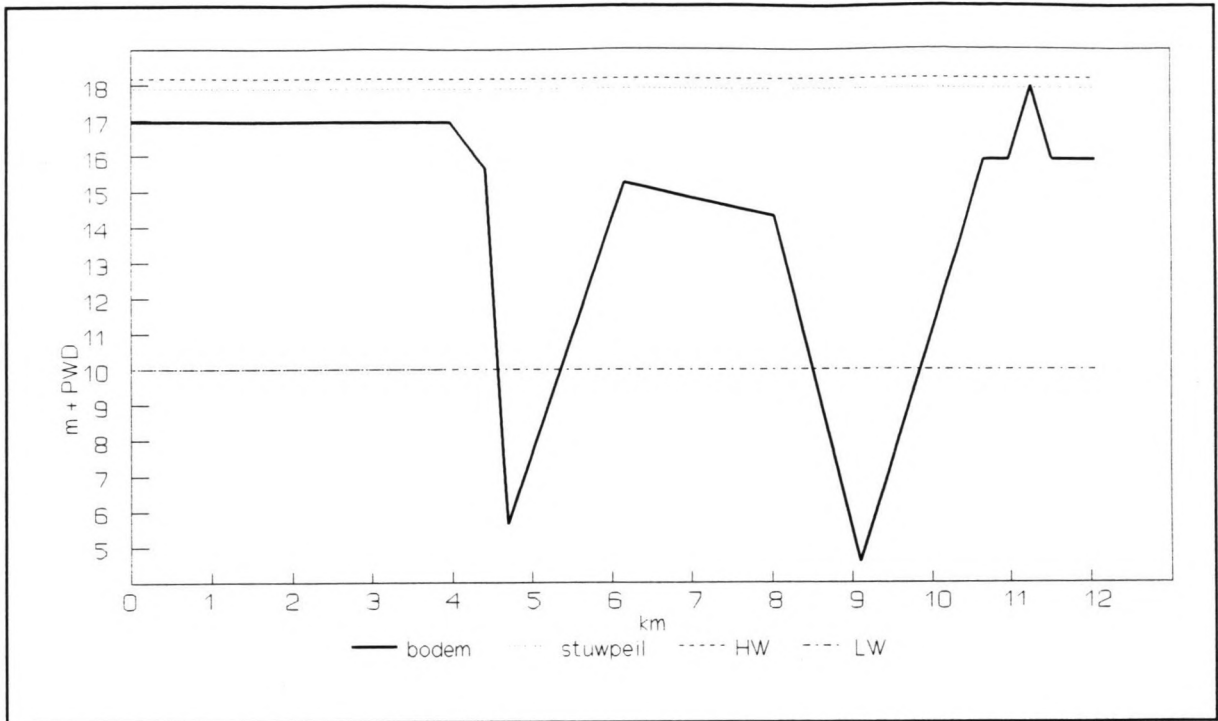
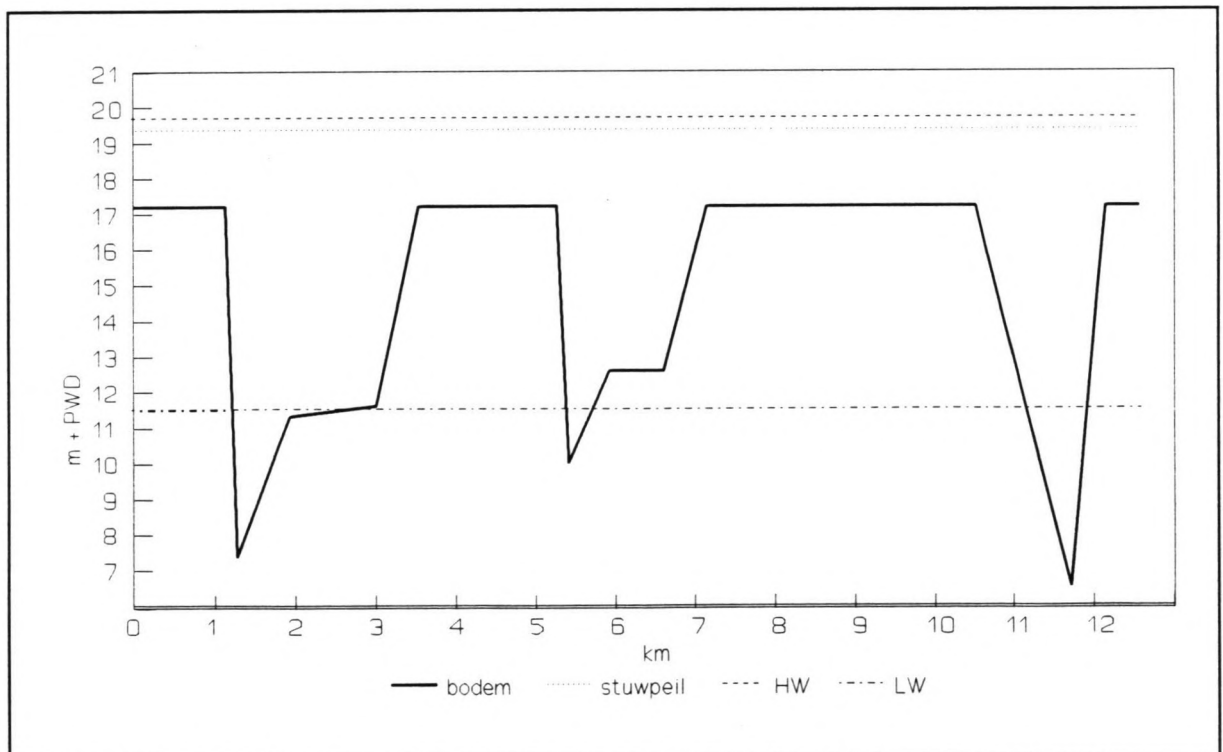


fig.11.g: Geschematiseerd dwarsprofiel voor de locatie Bera B, gebaseerd op profiel J-3, 1984.



*fig.11.h: Geschematiseerd dwarsprofiel voor de locatie Madarganj A, gebaseerd op profiel J-11, 1977.*



*fig.11.i: Geschematiseerd dwarsprofiel voor de locatie Madarganj B, gebaseerd op profiel J-12, 1977.*

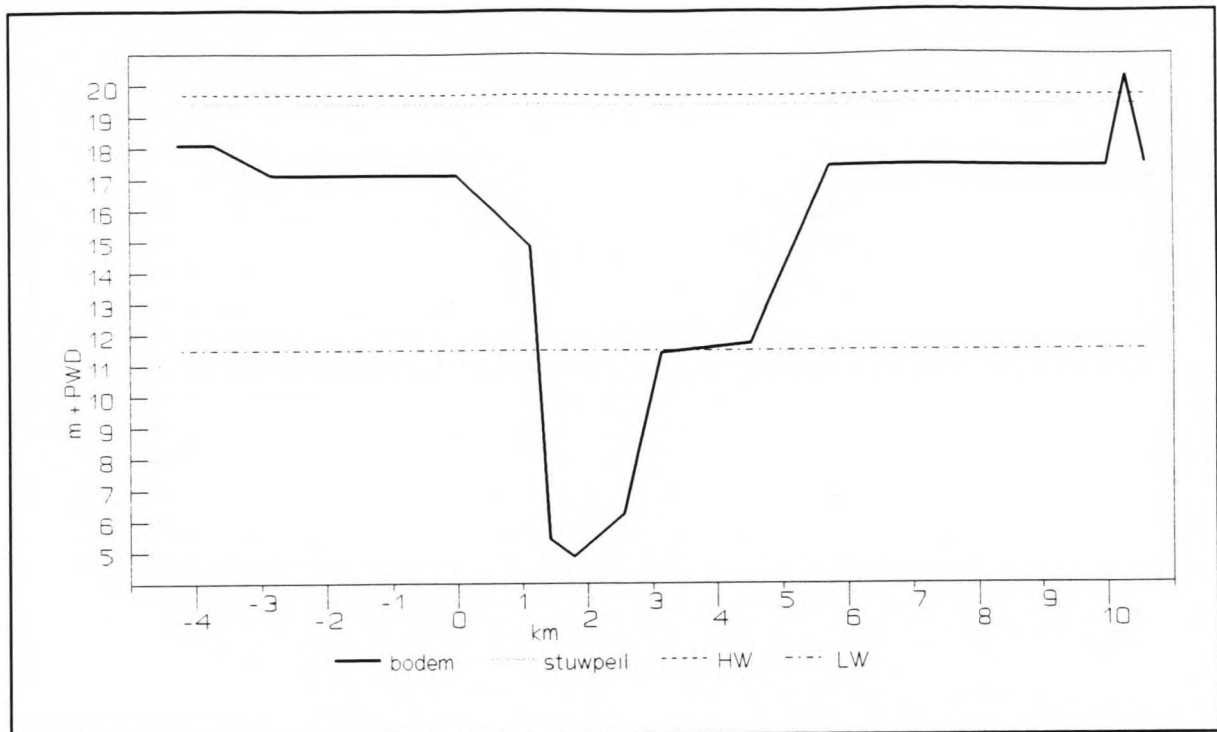


fig.11.j: Geschematiseerd dwarsprofiel voor de locatie Madarganj C, gebaseerd op profiel J-12, 1981.

In de dwarsprofielen is alleen de waterstand bij gemiddeld hoogwater bekend. De afvoer is dan 65.000 m<sup>3</sup>/s. Uitgaande van formule (2) en (6) zijn schattingen gemaakt voor de verschillen met de waterstand bij andere afvoeren. Hiermee kunnen de volgende waarden voor andere waterstanden worden geschat:

tabel 11.a: Waterstanden op de locaties t.o.v. P.W.D.					
	Bera A	Bera B	Madarganj A	Madarganj B	Madarganj C
gem. hoog water	11,0	9,5	17,1	18,6	18,6
bankfull	9,8	8,3	15,9	17,4	17,4
ontwerp hoogwater	12,1	10,6	18,2	19,7	19,7
stuwpeil	11,8	10,3	17,9	19,4	19,4
laagste afvoer	3,9	2,4	10,0	11,5	11,5

De dwarsprofielen uit fig.11.d en fig.11.e zijn van willekeurige plaatsen en het zijn momentopnamen. De geschematiseerde dwarsprofielen zijn dat daarmee ook. Een ontwerp zal nooit op basis van een bestaand profiel gemaakt kunnen worden omdat dit profiel alweer veranderd is wanneer de bouw wordt uitgevoerd.

Daarom zijn de dwarsprofielen verder vereenvoudigd, zodat de indeling van het stuw-complex bij drie standaardsituaties bepaald kan worden. De geulen zijn geschematiseerd tot driehoekige vormen, met de steilste zijde in de buitenbocht (zie fig.11.k) en het diepste punt op een derde van de breedte. Deze asymmetrische verdeling is gekozen omdat de geulen in vlechtende rivieren meestal gekromd zijn. Alleen wanneer de rivier door één geul stroomt, is een trapeziumvorm aangenomen. De breedtes zijn door midde-

ling bepaald waarbij de dieptes zo zijn gekozen dat het oppervlak overeenkomt. De waarden komen zo redelijk overeen met gemiddelden volgens formule (1).

tabel 11.b: Afmetingen geschematiseerde dwarsprofielen			
	grootste diepte vanaf stuwpeil (m)	verschil tussen stuwpeil en niveau uiterwaarden (m)	totale breedte geulen bij bankfull (km)
Bera A	16,8	2,8	3,7
Bera B	16,1	1	2,8/2,1
Madarganj A	12,4	1	2/2,7
Madarganj B	12,9	2	2,4/1,8/1,6
Madarganj C	14,4	2	4,6
gemiddeld vlg. formule	15	2	4,4
standaard 1	15,5	2	3,4
standaard 2	14/12	2	2,7/2,0 (4,7)
standaard 3	13/11/10	2	2,0/1,8/2,9 (5,7)

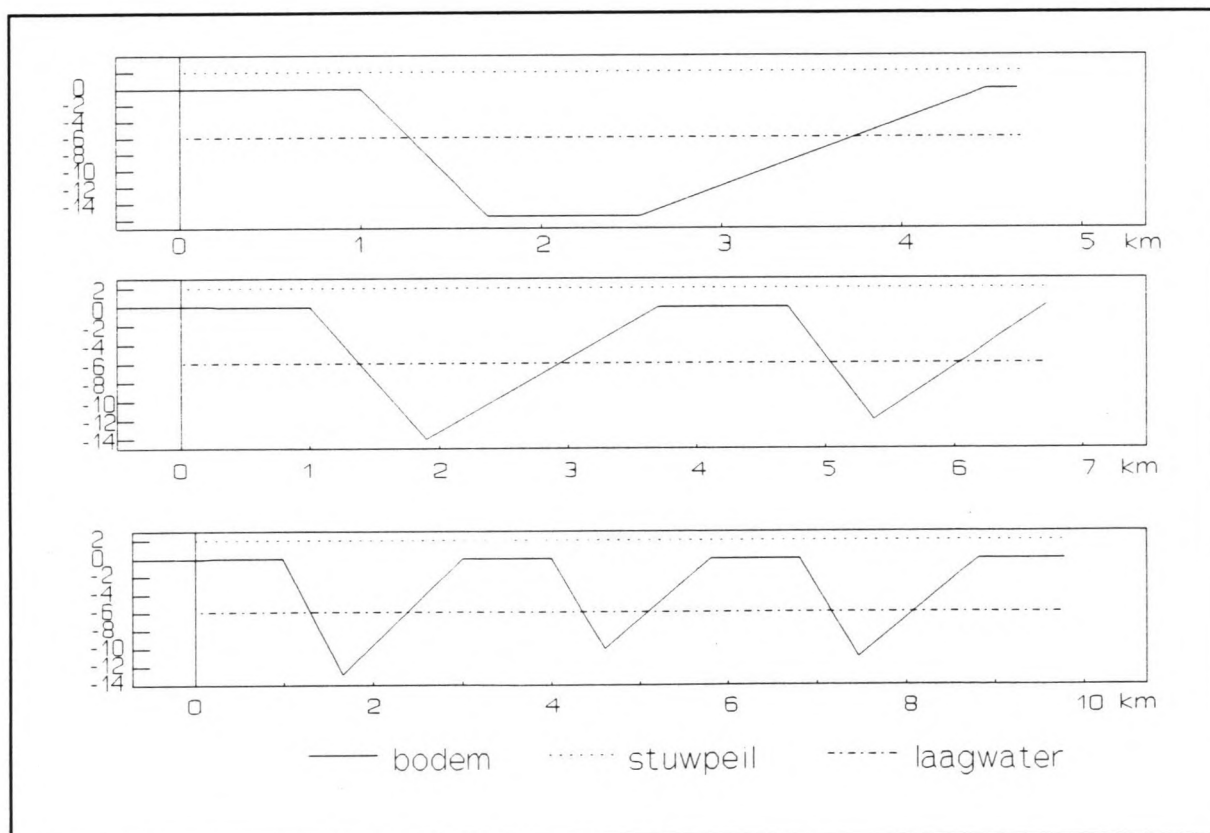


fig.11.k: Standaarddwarsprofielen.

## Bijlage 12: Berekening benodigde doorstroombreedte van de overlaat

In deze bijlage staat de berekening van de benodigde breedte van de doorstroomopeningen tijdens de hoogwaterafvoer beschreven.

De drempel van de stuw kan gezien worden als een onvolkomen, lange overlaat zoals in fig.12.a is weergegeven. Algemeen gelden hier de volgende relaties:

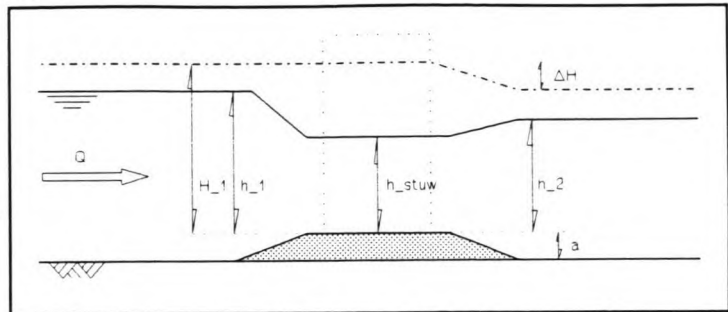


fig.12.a: de stuw als overlaat

$$q = mh_2\sqrt{2g(H_1 - h_2)}$$

$$q = Q/B_s \quad \rightarrow \quad B_s = \frac{Q}{mh_2(\sqrt{2g(H_1 - h_2)})}$$

$$B_s = B_t - n\mu B_p$$

q:	debiet per eenheid van breedte	$B_p$	breedte pijler
$H_1$	energiehoogte bovenstrooms t.o.v. drempel	$m$	= constante voor stroming over overlaat; $0.9 < m < 1.3$ ; gemiddeld 1,1
$h_2$	waterstand benedenstrooms boven drempel	$n$	= aantal pijlers
$B_s$	netto breedte van de stuw	$\mu$	= constante voor contractie tussen pijlers;
$B_t$	totale breedte van de stuw	$\mu$	= $\pm 1,25$

De gemiddelde diepte,  $d_2$ , is bekend via formule (1) (bijl.22) als functie van de afvoer. Deze formule is geldig tot ongeveer oeverniveau. Bij hogere waarden kan een schatting gemaakt worden door uit bekende meetwaarden te berekenen hoeveel de diepte toeneemt bij een bepaalde toename van het debiet. Dit verschil kan dan bij de bekende waarde worden opgeteld. Bij drempelhoogte  $a$  geldt dat  $h_2 = d_2 - a$ .

De gemiddelde stroomsnelheid kan voor waterstanden tot oeverhoogte ook berekend worden omdat via de formules (1) en (2) het oppervlak van het dwarsprofiel bekend is. Bij hogere waterstanden kan hiervoor een schatting gemaakt worden doordat naar verwachting het stroomvoerend oppervlak niet veel in breedte toeneemt (stroomsnelheid boven uiterwaarden relatief laag). Het stroomvoerend oppervlak neemt dan toe met de vaste breedte, vermenigvuldigd met de toename van de diepte.

Als de gemiddelde snelheid bekend is, is de waarde voor energieniveau  $H_2$  bekend.

Als een waarde voor het geaccepteerde energiehoogte-verlies  $\Delta H$  wordt aangenomen is nu de benodigde netto-breedte te berekenen uit:

$$B_s = \frac{Q}{m(d_2 - a)\sqrt{2g(\Delta H + \frac{u_2^2}{2g})}}$$

In tabel 12.a staan resultaten voor een aantal waarden van  $\Delta H$  en  $a$  aangegeven. Hieruit kan de betreffende waarde volgens de criteria uit het verslag worden gevonden. Deze waarden zijn gebruikt voor de bepaling van de opties van de indeling.



tabel 12.a: Waarden voor de benodigde netto doorstroombreedte bij verschillende waarden voor drempelhoogte (a), verval over stuw ( $\Delta H$ ) en afvoer (Q).

m:	1,1	a:	0			m:	1,1	a:	1		
Q (m <sup>3</sup> /s)	$\Delta H$ (m)	d <sub>2</sub> (m)	h <sub>2</sub> (m)	u <sub>2</sub> (m/s)	B <sub>stuw</sub> (m)	Q	$\Delta H$	d <sub>2</sub>	h <sub>2</sub>	u <sub>2</sub>	B <sub>stuw</sub>
25.000	0,1	5,75	5,75	1,31	2.061	25.000	0,1	5,75	4,75	1,31	2.495
25.000	0,2	5,75	5,75	1,31	1.664	25.000	0,2	5,75	4,75	1,31	2.015
25.000	0,3	5,75	5,75	1,31	1.434	25.000	0,3	5,75	4,75	1,31	1.735
41.000	0,1	6,44	6,44	1,5	2.820	41.000	0,1	6,44	5,44	1,5	3.338
41.000	0,2	6,44	6,44	1,5	2.329	41.000	0,2	6,44	5,44	1,5	2.757
41.000	0,3	6,44	6,44	1,5	2.029	41.000	0,3	6,44	5,44	1,5	2.402
65.000	0,25	7,3	7,3	1,84	2.811	65.000	0,25	7,3	6,3	1,84	3.258
65.000	0,35	7,3	7,3	1,84	2.528	65.000	0,35	7,3	6,3	1,84	2.929
65.000	0,45	7,3	7,3	1,84	2.316	65.000	0,45	7,3	6,3	1,84	2.684
65.000	0,5	7,3	7,3	1,84	2.228	65.000	0,5	7,3	6,3	1,84	2.582
65.000	0,6	7,3	7,3	1,84	2.079	65.000	0,6	7,3	6,3	1,84	2.409
91.000	0,3	7,65	7,65	2,4	3.169	91.000	0,3	7,65	6,65	2,4	3.645
91.000	0,4	7,65	7,65	2,4	2.932	91.000	0,4	7,65	6,65	2,4	3.372
91.000	0,5	7,65	7,65	2,4	2.741	91.000	0,5	7,65	6,65	2,4	3.153
91.000	0,6	7,65	7,65	2,4	2.528	91.000	0,6	7,65	6,65	2,4	2.971
91.000	0,75	7,65	7,65	2,4	2.390	91.000	0,75	7,65	6,65	2,4	2.749
91.000	1,0	7,65	7,65	2,4	2.146	91.000	1,0	7,65	6,65	2,4	2.469
m:	1,1	a:	1,5			m:	1,1	a:	2		
Q	$\Delta H$	d <sub>2</sub>	h <sub>2</sub>	u <sub>2</sub>	B <sub>stuw</sub>	Q	$\Delta H$	d <sub>2</sub>	h <sub>2</sub>	u <sub>2</sub>	B <sub>stuw</sub>
25.000	0,1	5,75	4,25	1,31	2.788	25.000	0,1	5,75	3,75	1,31	3.160
25.000	0,2	5,75	4,25	1,31	2.252	25.000	0,2	5,75	3,75	1,31	2.552
25.000	0,3	5,75	4,25	1,31	1.940	25.000	0,3	5,75	3,75	1,31	2.198
41.000	0,1	6,44	4,94	1,5	3.676	41.000	0,1	6,44	4,44	1,5	4.090
41.000	0,2	6,44	4,94	1,5	3.037	41.000	0,2	6,44	4,44	1,5	3.379
41.000	0,3	6,44	4,94	1,5	2.645	41.000	0,3	6,44	4,44	1,5	2.943
65.000	0,25	7,3	5,8	1,84	3.538	65.000	0,25	7,3	5,3	1,84	3.872
65.000	0,35	7,3	5,8	1,84	3.182	65.000	0,35	7,3	5,3	1,84	3.482
65.000	0,45	7,3	5,8	1,84	2.915	65.000	0,45	7,3	5,3	1,84	3.190
91.000	0,3	7,65	6,15	2,4	3.942	91.000	0,3	7,65	5,65	2,4	4.291
91.000	0,4	7,65	6,15	2,4	3.647	91.000	0,4	7,65	5,65	2,4	3.969
91.000	0,5	7,65	6,15	2,4	3.409	91.000	0,5	7,65	5,65	2,4	3.710
m:	1,1	a:	2,5			m:	1,1	a:	2,5		
Q	$\Delta H$	d <sub>2</sub>	h <sub>2</sub>	u <sub>2</sub>	B <sub>stuw</sub>	Q	$\Delta H$	d <sub>2</sub>	h <sub>2</sub>	u <sub>2</sub>	B <sub>stuw</sub>
25.000	0,1	5,75	3,25	1,31	3.646	65.000	0,25	7,3	4,8	1,84	4.275
25.000	0,2	5,75	3,25	1,31	2.944	65.000	0,35	7,3	4,8	1,84	3.845
25.000	0,3	5,75	3,25	1,31	2.536	65.000	0,45	7,3	4,8	1,84	3.522
41.000	0,1	6,44	3,94	1,5	4.609	91.000	0,3	7,65	5,15	2,4	4.707
41.000	0,2	6,44	3,94	1,5	3.807	91.000	0,4	7,65	5,15	2,4	4.355
41.000	0,3	6,44	3,94	1,5	3.316	91.000	0,5	7,65	5,15	2,4	4.071

**Bijlage 13: Berekening van afmetingen en opstuwing voor de overlaat bij gestreken stuw bij de verschillende indelingsconcepten.**

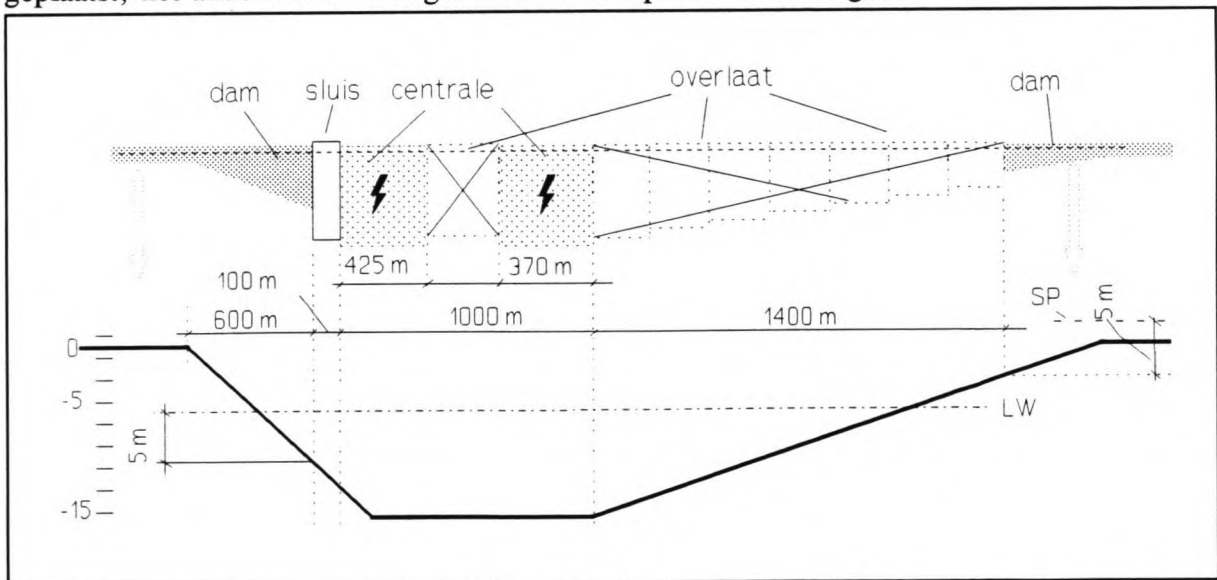
Wanneer de netto-afmetingen van de overlaat bekend zijn, kan uit de formules uit bijlage 12 terugberekend worden welke capaciteit de overlaat heeft bij een aangenomen verval of welk verval optreedt bij een bepaalde afvoer. De netto stuwbreedte kan worden geschat uit  $B_s = B_t/1,23$ . Deze formule is gebaseerd op ervaringscijfers, zie §7.3.1.4.

In deze bijlage is voor de concept-indelingen bepaald wat de afmetingen van de overlaat worden, uitgaande van de bekende waarde van de breedte van de centrale, indien deze in het restant van het dwarsprofiel worden ingepast. Indien de afmetingen niet voldoen is bepaald welke verbreding noodzakelijk is.

Het hoogste niveau voor de drempel van de overlaten is gesteld op 5,5 m onder stuwpeil. De sluis ligt steeds op een plaats waar de diepte 5 m onder laagwaterpeil bedraagt. Zodoende wordt 11 maanden per jaar de vereiste diepte voor het maatgevende schip gehaald.

**Optie 1-B**

Bij optie 1-B bestaat de centrale uit twee delen met een breedte van 425 en 370 m. De overlaat kan dan worden ingepast met 1 deel van bruto 200 m in het diepste deel van de geul en 1400 m in het aflopende deel van de geul. De drempeldiepte neemt hierbij af van -14,6 tot -3,8 m. Voor de berekening van de capaciteit van dit deel is het opgedeeld in 7 delen met ieder een bruto breedte van 200 m. De ene centrale is direct naast de sluis geplaatst, het andere deel staat geheel in het diepe deel van de geul.



*fig. 13.a: indeling optie 1-B.*

In tabel 13.b staat de verdeling van de afvoer over de diverse delen van de overlaat weergegeven bij verschillende waarden van de totale afvoer. Bij de maatgevende waarden voor de afvoer van 41.000 m<sup>3</sup>/s en 65.000 m<sup>3</sup>/s blijft het verval van de energiehogte over de stuw niet binnen de gestelde grenzen. Er treedt dan dus meer opstuwing op dan gewenst is.

tabel 13.a Capaciteit overlaten bij optie 1-B.		waterpeil (0=oeverhgt.):	-1,6	-0,2	1,2	2,3
		$u_2$ (m/s):	1,31	1,5	1,84	2,4
		$\Delta H$ :	0,14	0,32	0,67	1,1
drempel	$B_1$	$B_2$	Q	Q	Q	Q
-15,5	200	163	5.252	7.992	12.145	16.648
-14,6	200	163	4.912	7.522	11.490	15.806
-12,8	200	163	4.232	6.581	10.181	14.122
-11	200	163	3.552	5.641	8.872	12.439
-9,2	200	163	2.872	4.701	7.563	10.755
-7,4	200	163	2.192	3.761	6.254	9.072
-5,6	200	163	1.511	2.821	4.945	7.389
-3,8	200	163	831	1.880	3.636	5.705
		$Q_{\text{totaal}}$ :	<b>25.354</b>	<b>40.899</b>	<b>65.086</b>	<b>91.936</b>

Wanneer aanpassingen worden gedaan zodat de overlaat in het midden wordt vergroot tot een breedte van 450 m, kan de benodigde capaciteit wel gehaald worden. In tabel 13.b is de breedte van de overlaat in het diepe deel van de geul vergroot tot 450 m. De opstuwing blijft zo onder de geëiste waarden.

tabel 13.b Capaciteit overlaten bij optie 1-B met verbreed profiel.		waterpeil (m): (0=oeverhgt.)	-1,6 m	-0,2 m	1,2 m	2,3 m
		$u_2$ :	1,31 m/s	1,5 m/s	1,84 m/s	2,4 m/s
		$\Delta H$ :	0,05	0,17	0,38	0,62
drempel	$B_1$	$B_2$	Q	Q	Q	Q
-15,5	450	366	9.187	14.552	22.129	30.328
-14,6	200	163	3.819	6.087	9.305	12.798
-12,8	200	163	3.290	5.326	8.245	11.434
-11	200	163	2.761	4.565	7.185	10.071
-9,2	200	163	2.232	3.804	6.125	8.708
-7,4	200	163	1.704	3.044	5.065	7.345
-5,6	200	163	1.175	2.283	4.005	5.982
-3,8	200	163	646	1.522	2.945	4.619
<b>totale breedte:</b>	<b>1.850</b>	$Q_{\text{totaal}}$ :	<b>24.814</b>	<b>41.183</b>	<b>65.002</b>	<b>91.287</b>

### Optie 2-C

Bij optie 2-C bestaat de centrale uit een deel van 500 m in de diepste geul en een deel van eveneens 500 m in de kleinste geul. De afmetingen van de overlaat zijn dan:

- een deel met een breedte van 950 m in de diepste geul. Het niveau van de drempel varieert van -10,9 tot -3,5 m. In de berekening van de capaciteit is dit opgedeeld in 4 delen van 240 m.
- Een deel met een breedte van 800 m. Het niveau van de drempel varieert tussen 10,7 m en -3,5 m. In de berekening dit opgedeeld in 4 delen van 200 m.

Dit levert de waarden van de opstuwing zoals in tabel 13.c.

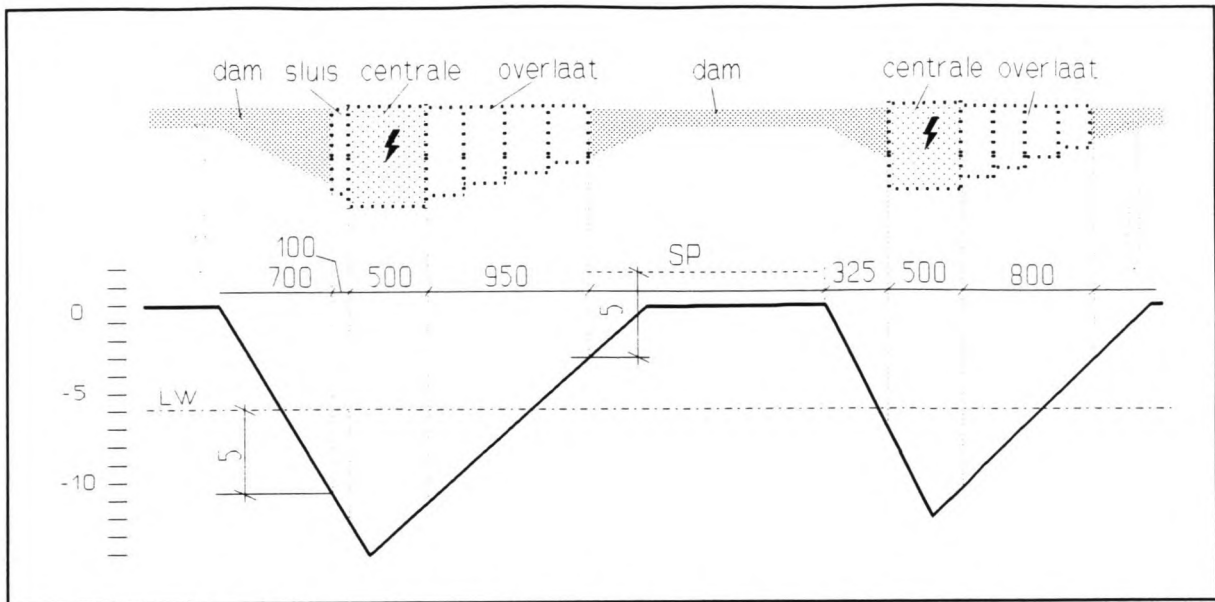


fig.13.b: Indeling en afmeting van de onderdelen bij optie 2-C.

tabel 13.c Capaciteit van de overlaten bij optie 2-C.			waterpeil (m): (0=oeverhgt.)				
			-1,6	-0,2	1,2	2,30	
			$u_2$ :	1,31	1,5	1,84	2,40
			$\Delta H$ :	0,33	0,60	1,08	1,62
drempel	niveau	$B_t$	$B_s$	Q	Q	Q	Q
1	-10	240	195	5.160	7.876	11.917	16.176
2	-8,15	240	195	4.023	6.390	9.949	13.743
3	-6,3	240	195	2.887	4.903	7.980	11.310
4	-4,45	240	195	1.751	3.416	6.012	8.877
5	-9,75	200	163	4.172	6.396	9.709	13.206
6	-7,95	200	163	3.251	5.191	8.113	11.233
7	-6,15	200	163	2.329	3.985	6.517	9.261
8	-4,35	200	163	1.408	2.780	4.921	7.288
			$Q_{\text{totaal}}$ :	24.980	40.936	65.118	91.095

De opstuwing komt ver boven de toegestane waarden. De overlaat voldoet pas als het profiel wordt verbreed met 550 m zodat op het diepste deel een extra overlaat gebouwd kan worden, zie tabel 13.d.

In fig.13.d en fig.13.e is de indeling voor beide delen van het complex schetsmatig weergegeven bij deze afmetingen.



tabel 13.d Capaciteit van overlaten bij optie 2-C met verbreed profiel.			waterpeil (m): (0=oeverhgt.)		-1,6	-0,2	1,2	2,3
			$u_2$ (m <sup>2</sup> /s):		1,31	1,5	1,84	2,4
			$\Delta H$ (m):		0,08	0,19	0,39	0,59
drempel	niveau	$B_1$	$B_2$	Q	Q	Q	Q	
1	-10	240	195	3.268	5.143	7.986	10.992	
2	-8,15	240	195	2.548	4.172	6.667	9.339	
3	-6,3	240	195	1.829	3.201	5.348	7.685	
4	-4,45	240	195	1.109	2.230	4.029	6.032	
5	-9,75	200	163	2.642	4.176	6.507	8.974	
6	-7,95	200	163	2.059	3.389	5.437	7.633	
7	-6,15	200	163	1.475	2.602	4.368	6.293	
8	-4,35	200	163	892	1.815	3.298	4.952	
extra	-12	550	447	9.273	14.191	21.570	29.286	
<b>totale breedte:</b>		<b>2.310</b>	<b><math>Q_{\text{total}}</math>:</b>	<b>25.094</b>	<b>40.919</b>	<b>65.210</b>	<b>91.187</b>	

optie 3

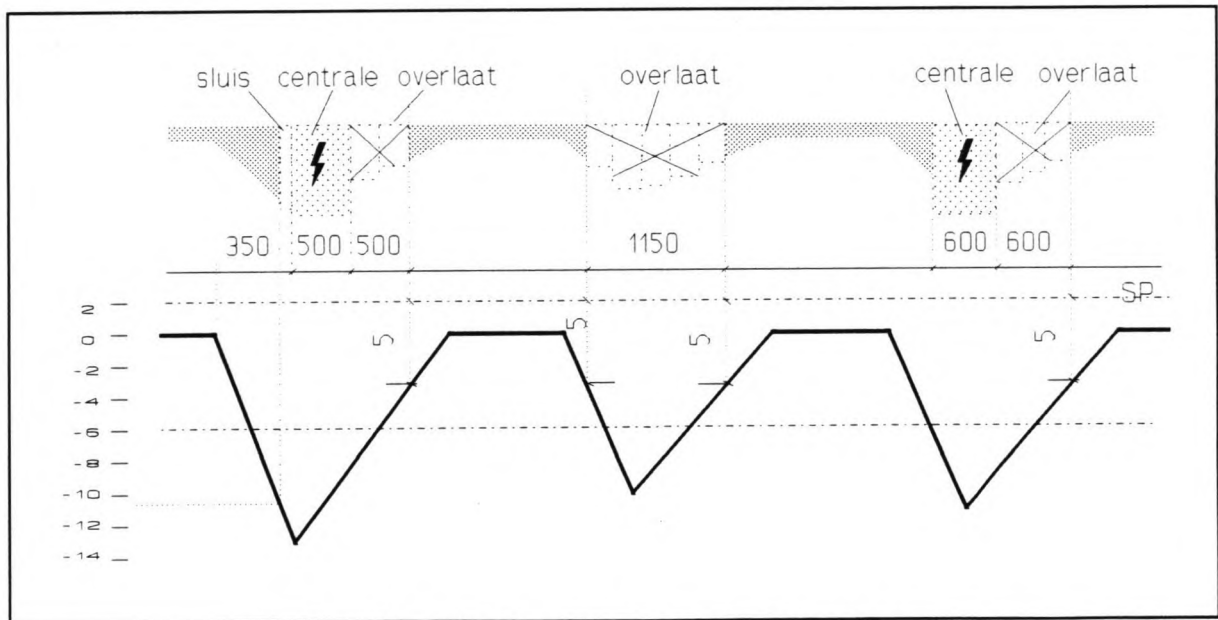


fig. 13.c: indeling en afmetingen bij optie 3.

De variant met drie geulen die is berekend is weergegeven in fig.13.c.

De centrale is verdeeld over de twee grootste geulen. De sluis is in de grootste geul opgenomen. De afmetingen voor de overlaat zijn dan

- 1: 500 m breed met niveau drempel tussen -8,1 en -3,5 m.
- 2: 1150 m breed, niveau drempel tussen -3,5 en -10 m.
- 3: 600 m breed, niveau drempel tussen -8,5 en -3,5 m.

De waarden voor de opstuwing voor de overlaat bij de maatgevende waarden voor de afvoer staan in tabel 13.e.

tabel 13.e Capaciteit van overlaten bij optie 3			waterpeil (m): (0=oeverhgt.)	-1,6	-0,2	1,2	2,3
			$u_2$ (m <sup>2</sup> /s):	1,31	1,5	1,84	2,4
			$\Delta H$ (m):	0,25	0,43	0,74	1,08
drempel	niveau	$B_i$	$B_s$	Q	Q	Q	Q
1	-6,9	250	203	3.049	4.897	7.663	10.678
2	-4,8	250	203	1.841	3.362	5.676	8.241
3	-5,4	230	187	2.011	3.497	5.744	8.222
4	-7,3	230	187	3.017	4.774	7.398	10.251
5	-10	230	187	4.446	6.590	9.748	13.134
6	-6,9	230	187	2.805	4.505	7.050	9.824
7	-4,8	230	187	1.694	3.093	5.222	7.581
8	-7,7	200	163	2.807	4.385	6.736	9.285
9	-6	200	163	2.025	3.391	5.449	7.707
10	-4,4	200	163	1.289	2.456	4.238	6.221
			<b>Q<sub>totaal</sub></b>	<b>24.984</b>	<b>40.950</b>	<b>64.925</b>	<b>91.144</b>

De overlaat voldoet aan de eisen indien er een verbreding plaatsvindt met 450 m (zie tabel 13.f).

tabel 13.f Capaciteit van overlaten bij optie 3 met verbreed profiel.			waterpeil(m): (0=oeverhgt.)	-1,6	-0,2	1,2	2,3
			$u_2$ (m <sup>2</sup> /s):	1,31	1,5	1,84	2,4
			$\Delta H$ (m):	0,1	0,2	0,38	0,4
drempel	niveau	$B_i$	$B_s$	Q	Q	Q	Q
1	-6,9	250	203	2.273	3.722	5.963	10.119
2	-4,8	250	203	1.372	2.555	4.417	7.809
3	-5,4	230	187	1.499	2.658	4.470	7.792
4	-7,3	230	187	2.249	3.629	5.757	7.714
5	-10	230	187	3.314	5.009	7.585	12.447
6	-6,9	230	187	2.091	3.424	5.486	9.310
7	-4,8	230	187	1.262	2.351	4.064	7.185
8	-7,7	200	163	2.092	3.333	5.241	8.799
9	-6	200	163	1.509	2.578	4.240	7.303
10	-4,4	200	163	960	1.867	3.298	5.896
extra	-10	450	366	6.483	9.800	14.841	4.554
<b>tot. breedte</b>		<b>2.700</b>	<b>Q<sub>totaal</sub></b>	<b>25.104</b>	<b>40.925</b>	<b>65.361</b>	<b>90.928</b>

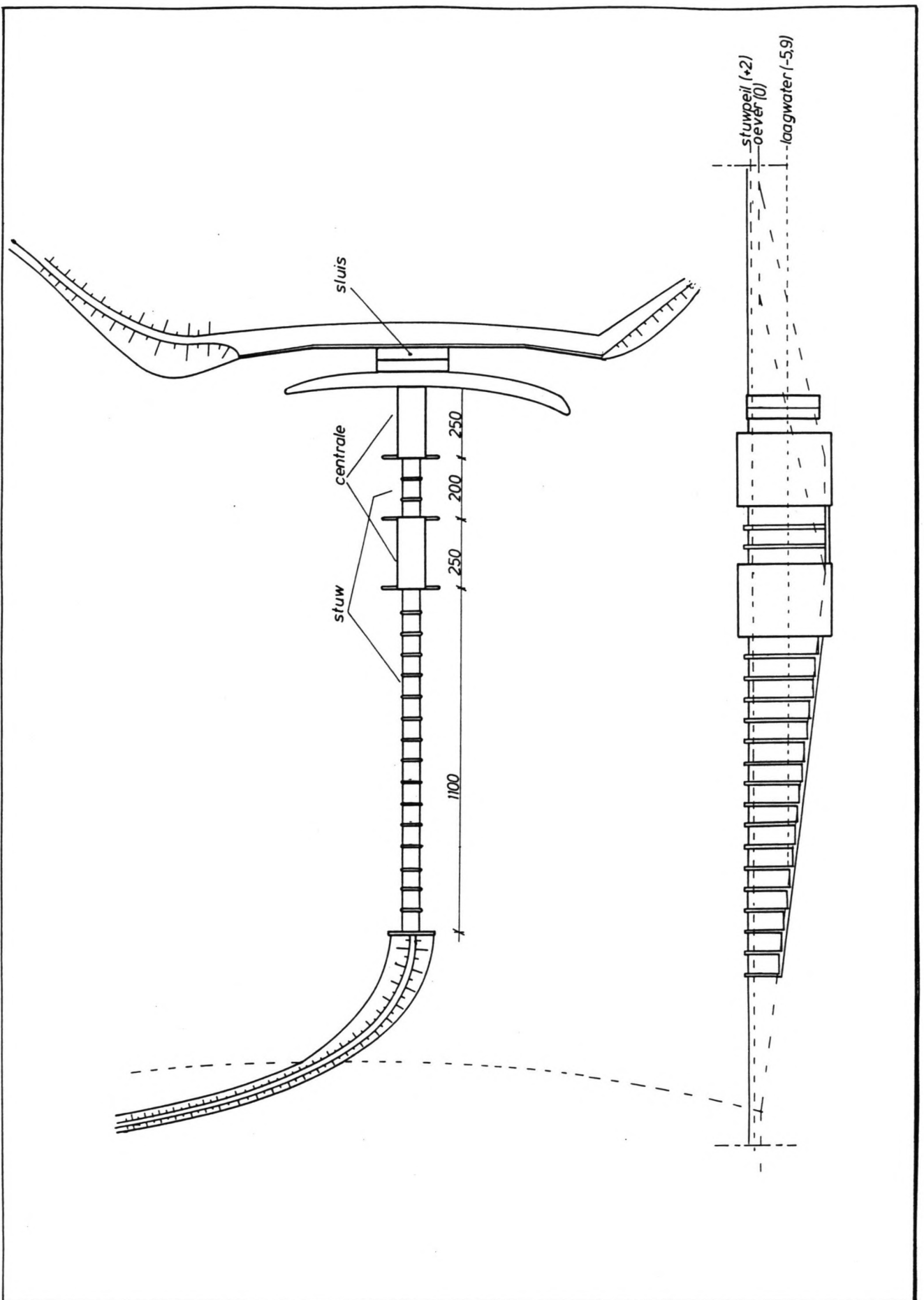


fig.13.d: Schets van de indeling van het deel van het stuwcomplex in de grootste geul bij optie 2, met de berekende breedte-afmetingen van de onderdelen. (niveaus t.o.v. oever)



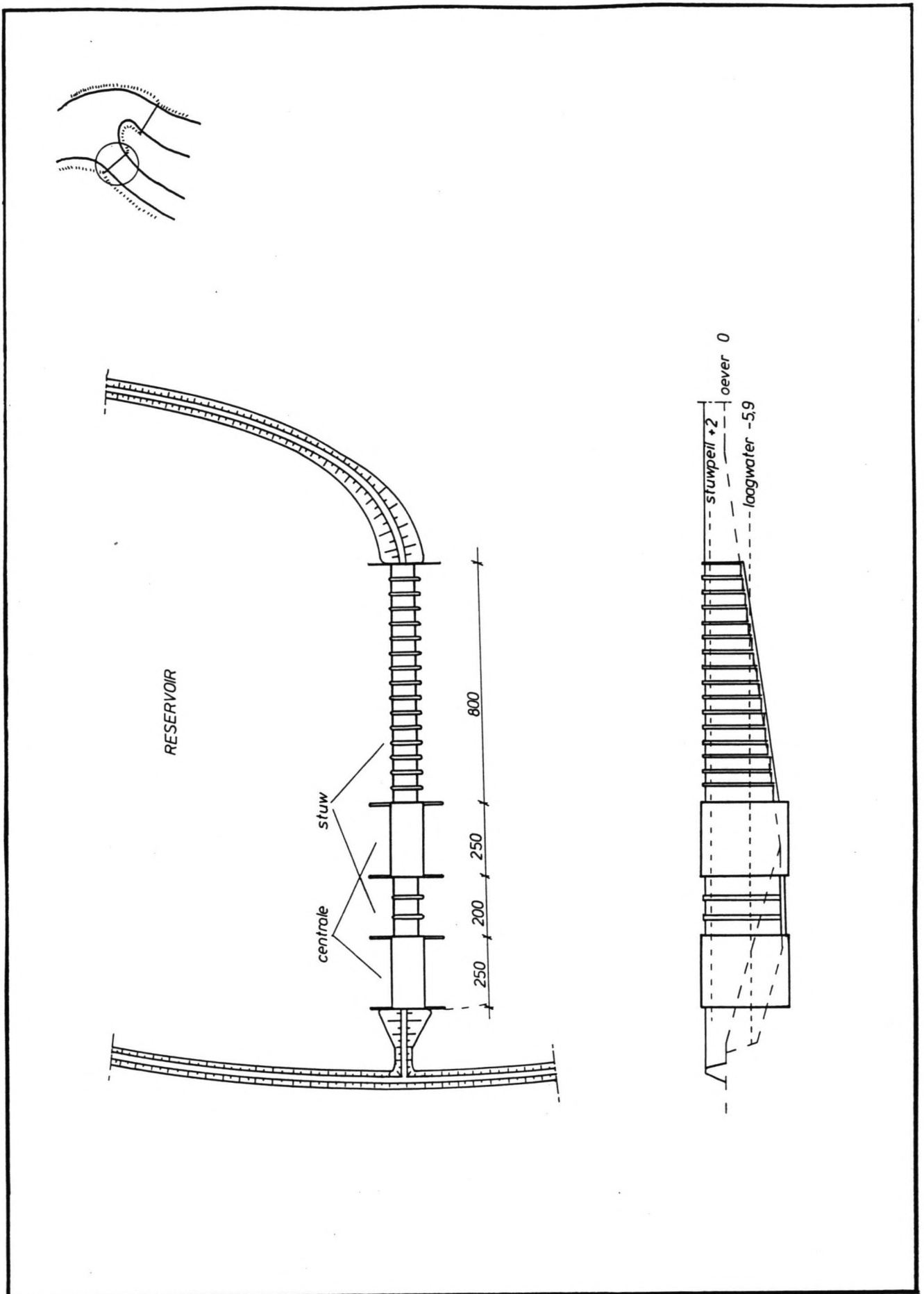


fig.13.e: Schets van de indeling van het deel van het stuwcomplex in de kleinste geul bij optie 2, met de berekende breedte-afmetingen van de onderdelen. (niveaus t.o.v. oever)

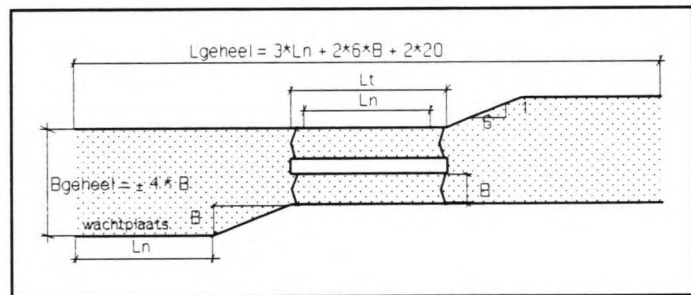
Bijlage 14: Berekening globale afmetingen sluisconstructie.

Voor de bepaling van de globale benodigde afmetingen voor de te reserveren ruimte voor het sluiscomplex zijn de volgende aannamen gedaan:

- Het maatgevende schip is een 4-baks duwformatie of twee schepen uit klasse III
- Binnenafmetingen van de schutkolk:
  - nuttige lengte:  $L_n = 1,1 \times \text{scheeps lengte}$
  - breedte:  $B_k = 1,1 \times \text{scheeps breedte}$   
( $1,25 \times \text{scheeps breedte}$  bij geen of gebrekkige geleidewerken)
  - diepte:  $1,35 \times \text{diepgang schip}$
- Buitenafmetingen van de constructie inclusief wachtplaatsen/geleidewerken:
  - tot. lengte kolk:  $L_t = L_n + 2 \times 20$  voor extra ruimte in kolk en deuren
  - breedte:  $B_{\text{geheel}} = 4 B_k$
  - lengte geheel:  $L_{\text{geheel}} = 2 \times L_n + L_t + 2 \times 6 \times B_k$
- De sluis moet dubbel worden uitgevoerd.

De waarden voor de afmetingen zijn gebaseerd op richtwaarden uit [6,18] en uit vergelijking met bestaande sluiscomplexen.

De resultaten staan in tabel 14.a.



tabel 14.a			
Afmetingen voor 1 schip of duwbak (optie voor eerste versie sluis)			afmetingen in meters
	lengte	breedte	diepgang
schip	100	11,4	3,2
binnenafmetingen sluiskolk	$1,1 \times L_{\text{schip}}$ 110	$1,1 \times B_{\text{schip}}$ 12,5	$1,35 \times D_{\text{schip}}$ 4,3
buitenafmetingen sluiskolk	150	25	-
afmetingen gehele sluiscomplex	520	50	-
Afmetingen voor 4-baksformatie (ruimte voor mogelijke toekomstige uitbouw)			
schip	185	22,8	3,9
binnenafmetingen sluiskolk	204	25	5,3
buitenafmetingen sluiskolk	244	52	-
afmetingen gehele sluiscomplex	1280	100	-

## Bijlage 15: Opbrengstanalyse van energiewinning.

De opbrengst aan energie uit waterkracht is afhankelijk van de gekozen stuwhoogte, de geïnstalleerde capaciteit (in  $\text{m}^3/\text{s}$ ) van de turbines, en de lengte van de tijd dat er gestuwd wordt. De lengte van de periode dat er wordt gestuwd wordt bepaald door de waarde van de rivierafvoer waarbij het stuwen wordt begonnen/gestaakt. In onderstaande figuren staat de jaaropbrengst uit waterkracht, uitgedrukt in GWh, voor diverse waarden van deze variabelen.

De berekeningen zijn gemaakt uitgaande van de meetwaarden uit '73/'84 voor de afvoer in de Jamuna. Hiervan is een aandeel voor irrigatie afgetrokken, in de tijd verlopend volgens het schema uit hoofdstuk 2. Bij elke (dagelijkse) meetwaarde voor het debiet is een evenwichtsdiepte berekend, zodat bij een vaste stuwhoogte het verval bekend is. De energieopbrengst is te schatten uit het produkt van het verval en de grootste van rivierdebiet en turbinecapaciteit volgens  $P=8 \times Q \times h$  (kW) (zie bijlage 22).

Wanneer het debiet in de Jamuna boven het maximale stuwdebiet uitkomt wordt de opbrengst nul gesteld omdat er niet meer gestuwd wordt. Door de waarden voor alle dagen te sommeren wordt de jaaropbrengst verkregen. Voor de berekeningen is gebruik gemaakt van een spreadsheetprogramma.

Het theoretisch maximaal haalbare vermogen ligt bij die waarde van de afvoer waarbij het produkt van afvoer en verval het grootst is. Dit blijkt bij de Jamuna bij een afvoer van omstreeks  $35.000 \text{ m}^3/\text{s}$  te zijn (zie fig.15.g).

### Conclusies:

- De realiseerbare energieproductie varieert tussen de 1.000 en 2.700 GWh per jaar, afhankelijk van de stuwhoogte en het maximaal stuwdebiet. Dit is als alle afvoer door de turbines wordt gevoerd.
- De optimum waarde voor de turbines wordt niet gehaald doordat deze bij een debiet ligt dat boven de maximaal doorgelaten waarde ligt.
- Bij lage stuwhoogte ligt de optimum capaciteit van de turbines rond de  $10.000 \text{ m}^3/\text{s}$ . Dit loopt op tot rond de  $15.000 \text{ m}^3/\text{s}$  bij hogere waarden voor de stuwhoogten.
- Bij lage stuwhoogte wordt de energieproductie nauwelijks vergroot als het stuwdebiet wordt vergroot boven de  $15.000 \text{ m}^3/\text{s}$ . Bij grotere stuwhoogten blijft de opbrengst stijgen.

Bij de gekozen waarden voor stuwhoogte (overeenkomend met diepte bij stuw van 15 m) en maximaal debiet ( $25.000 \text{ m}^3/\text{s}$ ) neemt de opbrengst snel toe tot aan een maximale capaciteit van  $15.000 \text{ m}^3/\text{s}$  (zie fig.15.f). Hierboven vlagt de grafiek af zodat verder uitbouwen van de capaciteit maar een geringe meeropbrengst geeft.

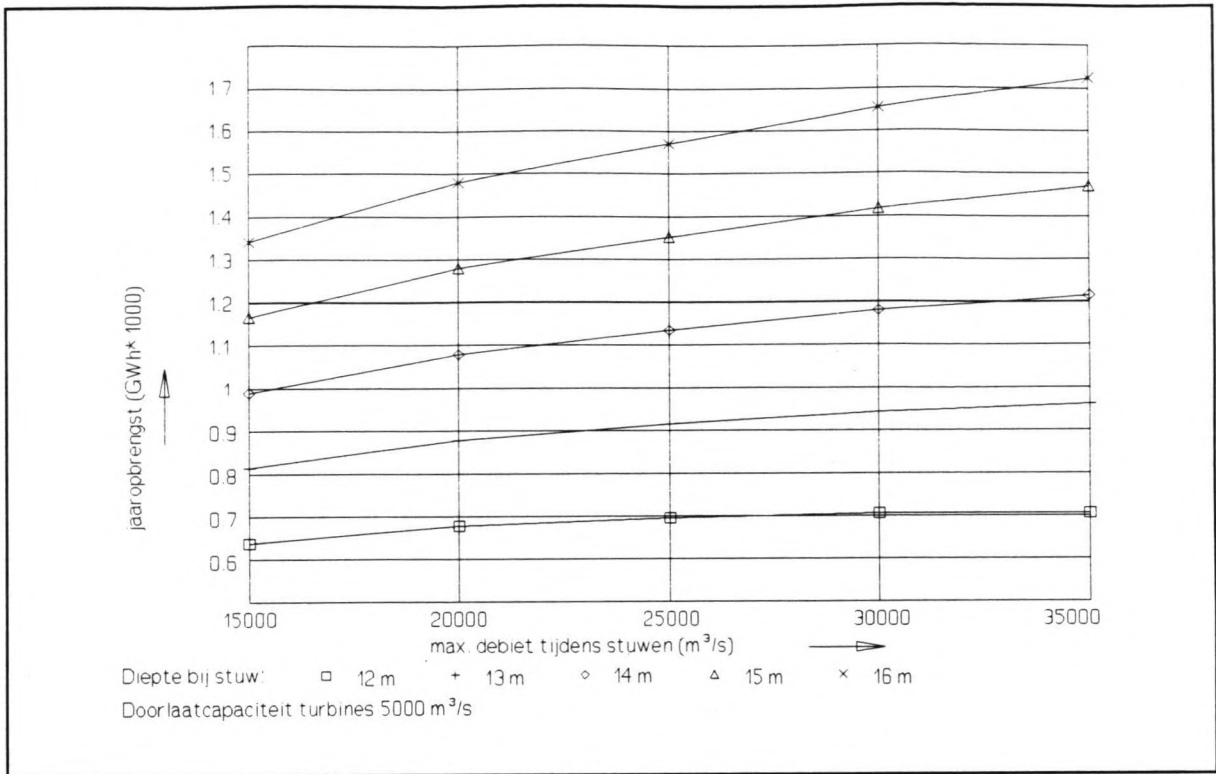


fig.15.a: Jaarlijkse energieproductie als functie van het max. stuwdebiet, bij verschillende stuwhoogten. Max. capaciteit van de turbines 5000 m³/s.

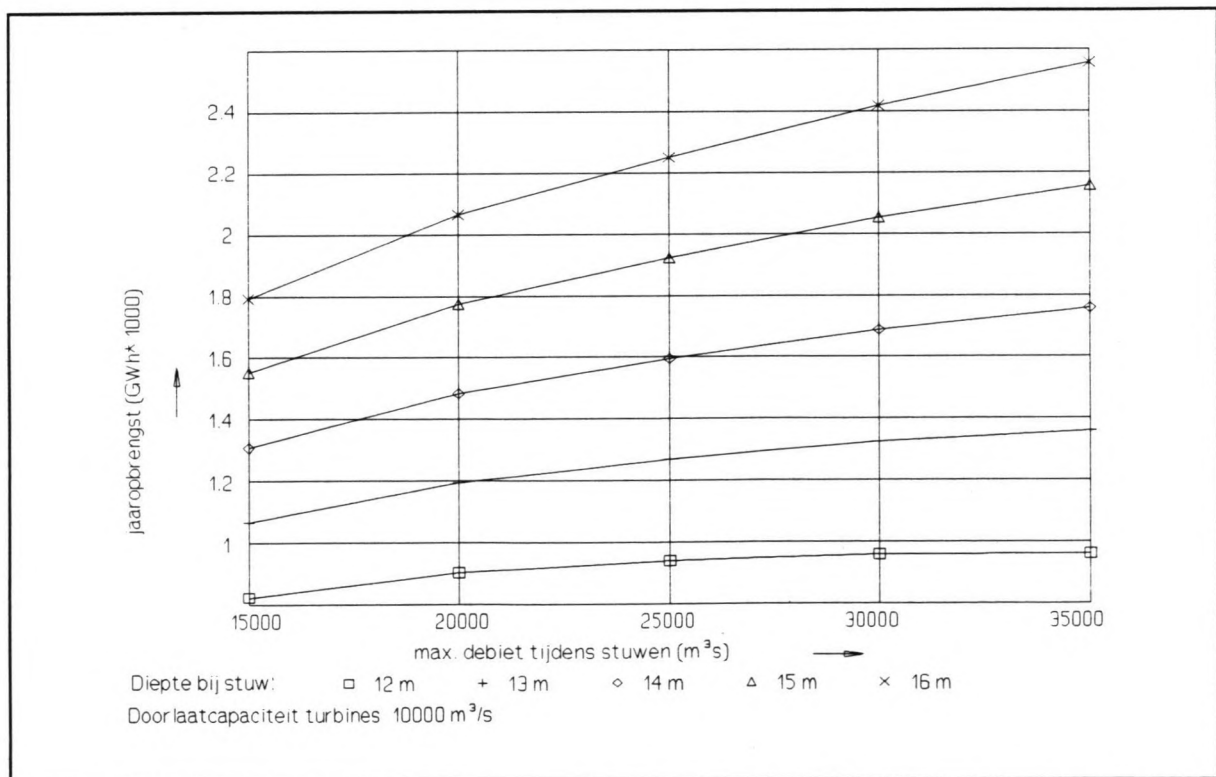


fig.15.b: Jaarlijkse energieproductie als functie van het max. stuwdebiet, bij verschillende stuwhoogten. Max. capaciteit van de turbines 10.000 m³/s.

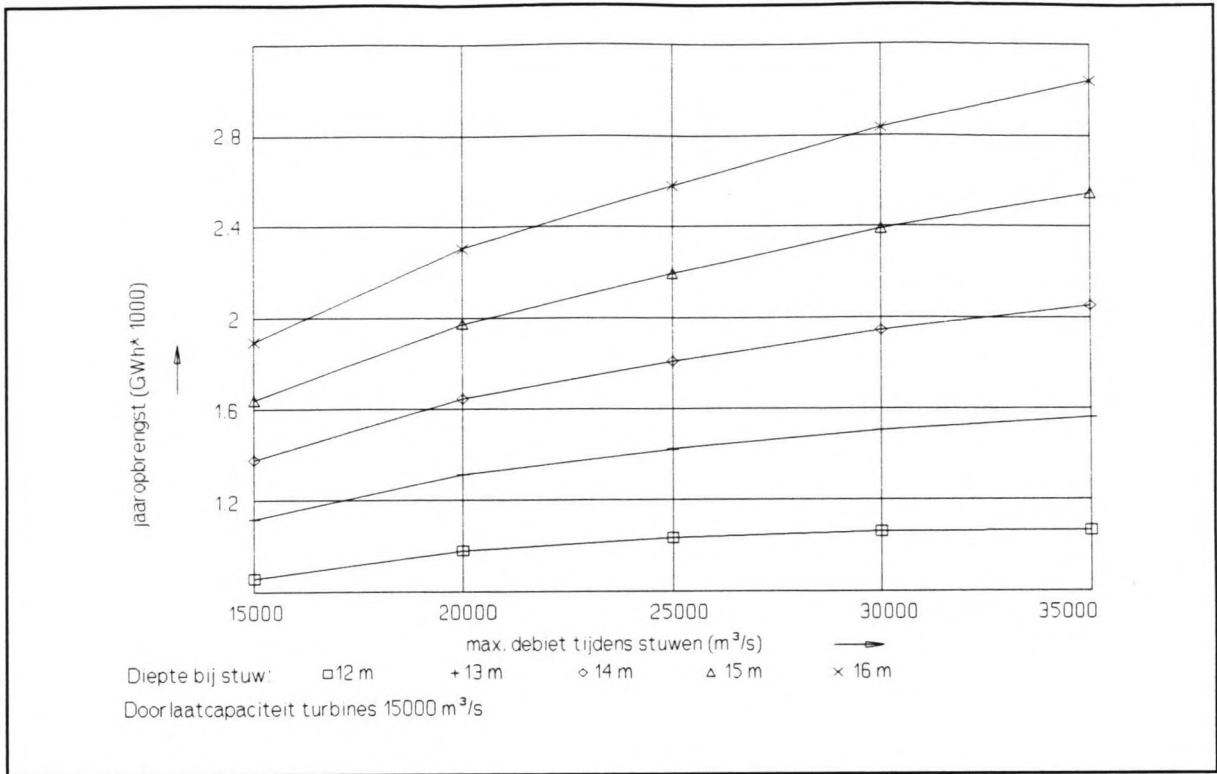


fig.15.c: Jaarlijkse energieproductie als functie van het max. stuwdebiet, bij verschillende stuwhoogten. Max. capaciteit van de turbines 15.000 m³/s.

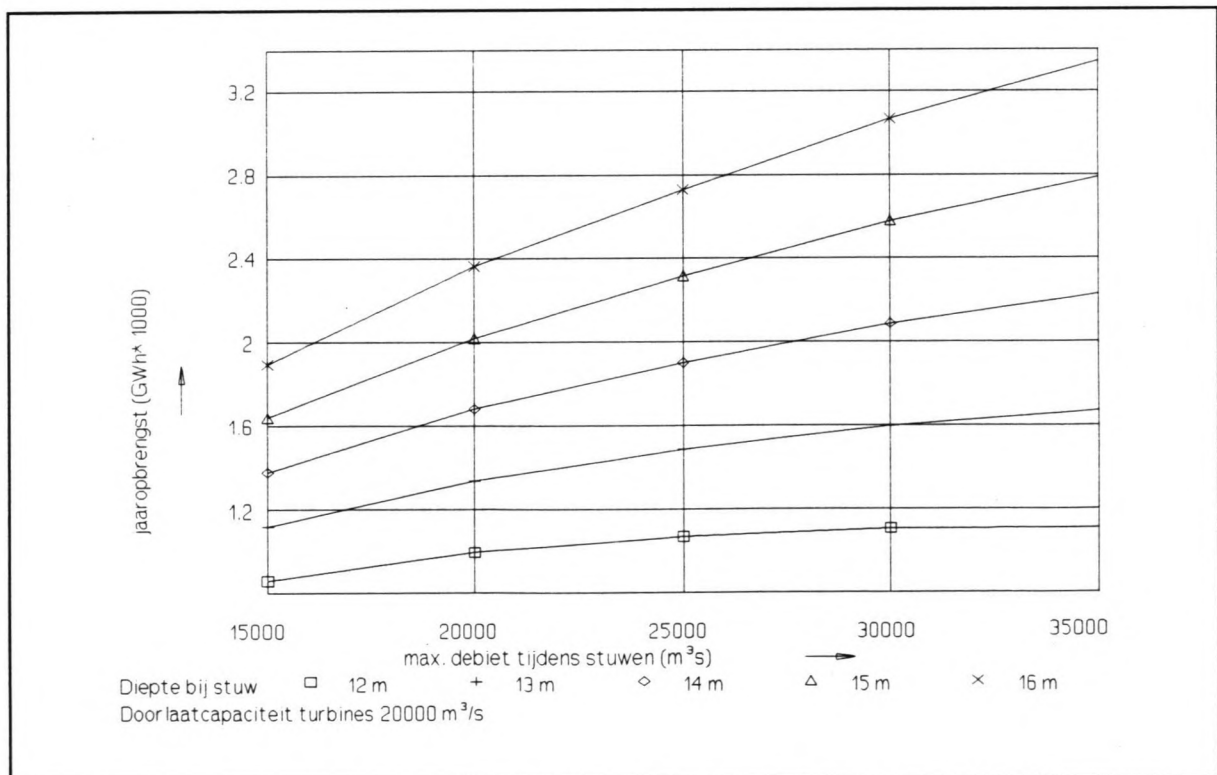


fig.15.d: Energieproductie per jaar als functie van het max. stuwdebiet, bij verschillende stuwhoogten. Max. capaciteit van de turbines 20.000 m³/s.

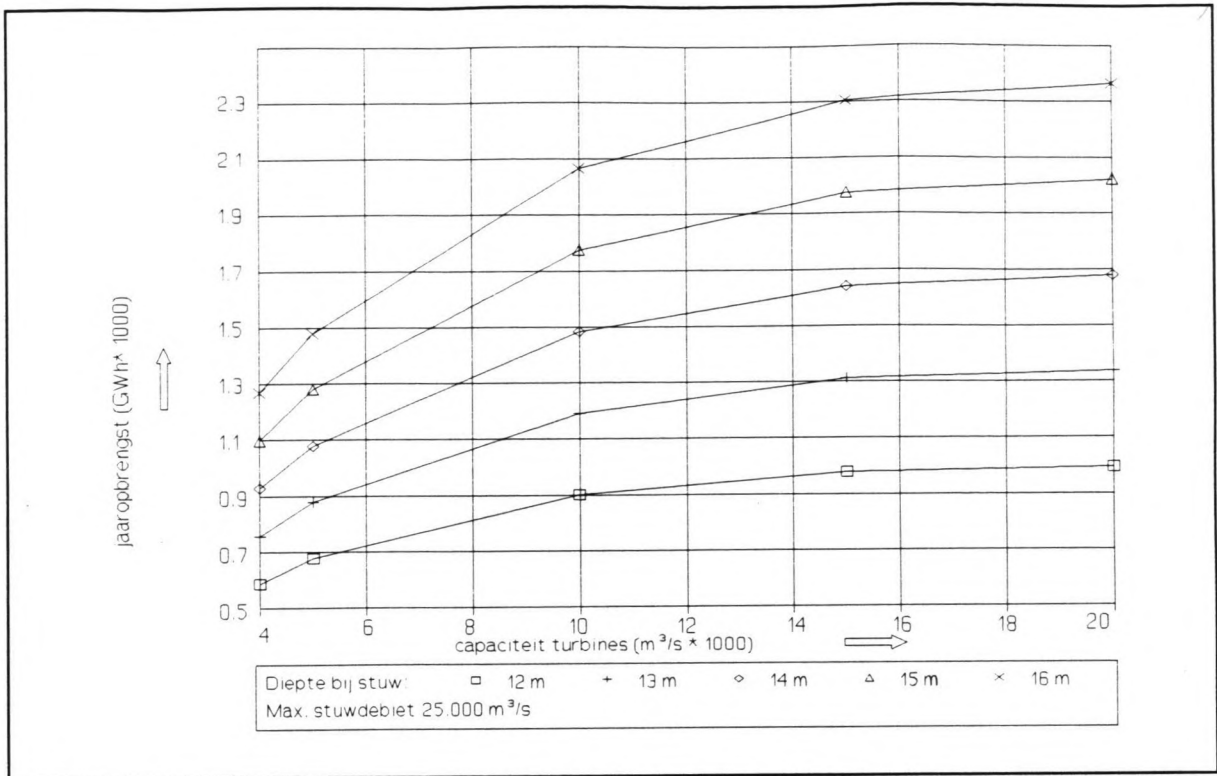


fig.15.e: Jaarlijkse energieproductie als functie van de doorlaatcapaciteit van de turbines, bij verschillende stuwhoogten. Max. stuwdebiet 20.000 m³/s.

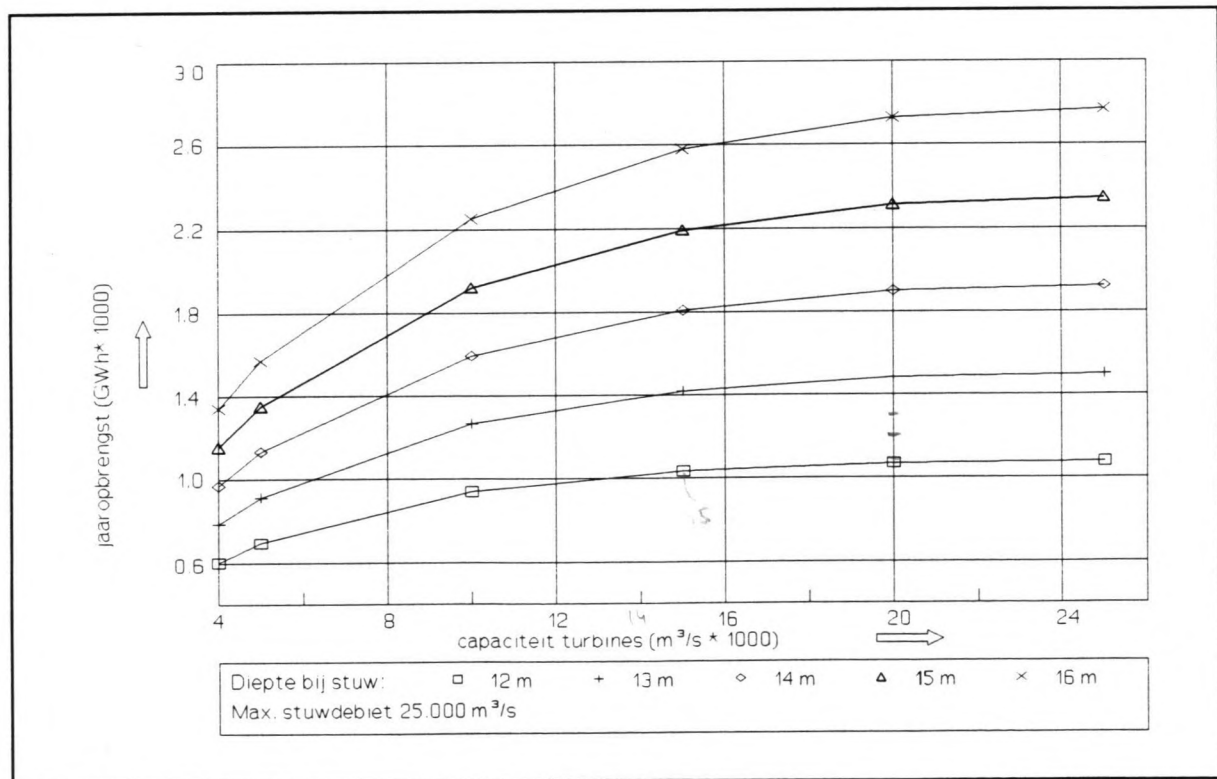


fig.15.f: Jaarlijkse energieproductie als functie van de doorlaatcapaciteit van de turbines, bij verschillende stuwhoogten. Max. stuwdebiet 25.000 m³/s.

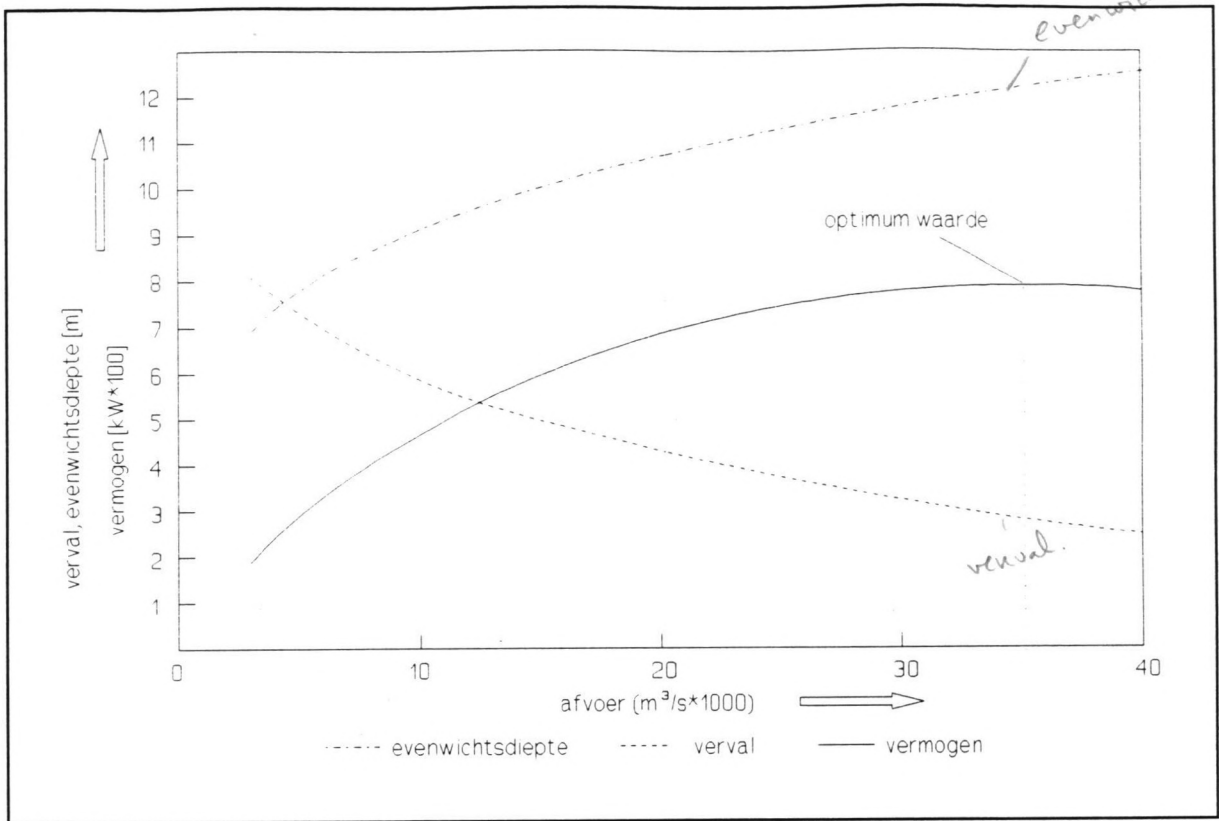


fig.15.g: Waarde van de afvoer waarbij de theoretisch hoogst haalbare opbrengst aan energie behaald wordt.



Bijlage 16: Gegevens van bestaande centrales.

tabel 16.a: Overzicht van recente turbines met capaciteit groter dan 2 MW en verval tussen 4,5 en 8,5 m. (Aanbestedingen na mei 1991.)

(De capaciteit in m<sup>3</sup>/s is geschat uit  $P = 8 \times Q \times H$ )

(bron: International Water Power and Dam Construction Handbook 1993)

Project	Land	type turbine	max. verval m	diameter mm	capaciteit MW	capaciteit m <sup>3</sup> /s	snelheid tr/min
Starved Rock Hydro	USA	Pit-type Kaplan	5,5	2.800	2,14	48,6	135
Eildon	AUS	Kaplan	8,2	3.500	4,8	73,2	120
Lac Gares Amont	FR	Kaplan	6,5	2.690	2,1	40,4	148
Majalgaon	IND	Kaplan	7,5	2.270	3	50	166
Agos Vidalos	FR	Pit-type Kaplan	4,8	2.360	1,59	41,4	157
Feudenheim	BRD	Pit-type Kaplan	7,9	3.160	5,3	83,9	170
Saarbrücken	BRD	Pit-type Kaplan	6	2.650	2,5	52,1	175
Campbellford	CAN	S-type	7,9	2.325	2,7	42,7	180
Vääräkoski	FIN	S-type Tubular	7	2.400	1,78	31,8	179
Mankala 11	FIN	Kaplan	8,1	4.660	8,1	125	107
Tainionkoski	FIN	Kaplan	8,4	5.900	14,6	217,3	75
Thun	CH	S-type	6,5	2.800	2,79	53,7	1.000
Brigl 2	A	Bev. gear bulb	7,2	2.200	2,2	38,2	196/600
Winooski	USA	Bev. gear bulb	8	1.950	2,3	36,0	720
Sarria	SP	Semi-Kaplan	5,4	2.800	2,1	48,6	135
Langweid	BRD	Bev. gear bulb	6,8	2.050	1,83	33,6	208
Augst	CH	Straflo	6,75	3.800	5,45	100,9	93,75

tabel 16.b: Overzicht van capaciteiten per turbine bij enkele centrales op de Donau  
(bron: dict. f20, p.43)

plaats	Q-rated	aantal turbines	capaciteit per turbine	verval	plaats	Q-rated	aantal turbines	capaciteit per turbine	verval
Jochenstein	1.750	5	350	10,2	Ybbs	2.100	6	350	11
Aschach	2.000	4	500	15,2	Melk	2.700	9	300	8,4
Ottensheim	2.250	9	250	10,7	Altenworth	2.750	9	306	14,8
Abwinden	2.470	9	274	9,3	Greifenstein	3.150	9	350	12,6
Wallsee	2.600	6	433	10,9	Hainburg	3.150	9	350	15,17

## Bijlage 17: Berekening van de afmetingen van turbines.

In deze bijlage staat het berekeningsproces voor de afmetingen van turbines met de methode volgens Schweiger beschreven [lit. 28]. De resultaten zijn verwerkt in de schatting van de afmetingen van de centrale bij het opstellen van de opties van de indeling van het stuwcomplex.

De berekeningsmethode volgens Schweiger is gebaseerd op onderzoek naar de gegevens van turbines van een groot aantal bestaande turbinefabrikanten. Kenmerken zijn door middel van dimensieloze parameters vergeleken en er bleek een verband te bestaan tussen het specifieke toerental  $n_q$  en een aantal andere grootheden.

Uitgangspunt van de berekening is het verval  $H$  over en het debiet  $Q$  door de te berekenen turbine. Het specifieke toerental  $n_q$  kan volgens Schweiger bepaald worden uit de volgende relaties:

$$\begin{aligned} \text{als } P < 0,5 \text{ MW:} & \quad H = 255.000n_q^2 \\ \text{als } 0,5 < P < 1 \text{ MW:} & \quad H = 355.000n_q^2 \\ \text{als } 1 < P < 2 \text{ MW:} & \quad H = 455.000n_q^2 \\ \text{als } P > 2 \text{ MW:} & \quad H = 920.650n_q^{2.058} \end{aligned}$$

Het vermogen  $P$  in kW kan hierbij geschat worden uit  $P = 8 \times Q \times H$ .

Het toerental  $n$  van de turbine in omwentelingen per minuut volgt dan uit de relatie:

$$n_q = n \cdot Q^{0.5} \cdot H^{-0.75} \quad (9)$$

De relatie tussen  $n_q$  en de waaierdiameter  $D_r$  volgt uit de dimensieloze factor voor de omtreksnelheid  $K_u$  gedefinieerd volgens:

$$K_u = (\pi D_r n) \cdot (2gH)^{-0.5} \cdot 60^{-1} \quad (10)$$

Voor  $K_u$  geldt volgens Schweiger:

$$\begin{aligned} P < 2 \text{ MW:} & \quad K_u = 0.9801 + 0.00391n_q \\ P > 2 \text{ MW:} & \quad K_u = 0.8434 + 0.00456n_q \end{aligned} \quad (11)$$

$$\Rightarrow D_r = \frac{60K_u \sqrt{2gH}}{\pi n} \quad (12)$$

Bij een ander verval blijven  $D_r$  en  $n$  gelijk.  $Q$ ,  $K_u$  en  $n_q$  veranderen wel. De nieuwe waarde voor  $K_u$  is te berekenen uit (10), de daarbij behorende waarde voor  $n_q$  uit (11). Het nieuwe debiet door de turbine is vervolgens te berekenen uit (9).

In tabel 17.a staan de verkregen diameters voor verschillende uitgangswaarden van verval en debiet.

tabel 17.a Diameter van de turbinewaaier (m) voor verschillende waarden van de capaciteit (als debiet) en het verval volgens rekenmethode van Schweiger.

Q (m <sup>3</sup> /s)	H			Q (m <sup>3</sup> /s)	H		
	6,5 m	5 m	3,5 m		6,5 m	5 m	3,5 m
50	2,7	2,9	2,9	500	8,5	8,7	9,0
100	3,8	3,9	4,0	600	9,4	9,6	9,9
200	5,4	5,5	5,7	700	10,1	10,3	10,7
300	6,6	6,8	7,0	800	10,8	11,0	11,4
400	7,6	7,8	8,1	1.000	12,0	12,3	12,8

Deze berekeningsmethode levert bij elke uitgangswaarde een diameter op. Technisch is het echter niet mogelijk elke diameter te maken of is er niet de ruimte om de turbine (economisch) te installeren.

De afmetingen van de turbine kunnen, uitgaande van de diameter van de waaier, geschat worden met de waarden uit fig.17.a. Wanneer geen verticale Kaplan-turbine wordt gebruikt wordt de hart-op-hart-afstand ongeveer 2,5 maal de waaierdiameter.

Welke diameter toegepast kan worden hangt af van de vorm van het dwarsprofiel waar de centrale uiteindelijk komt.

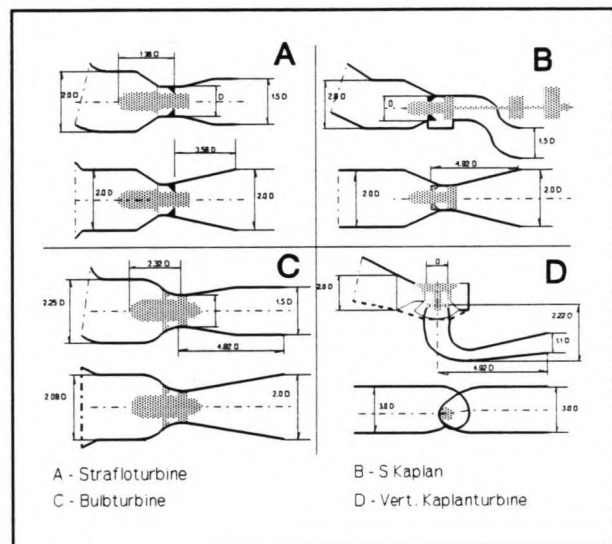
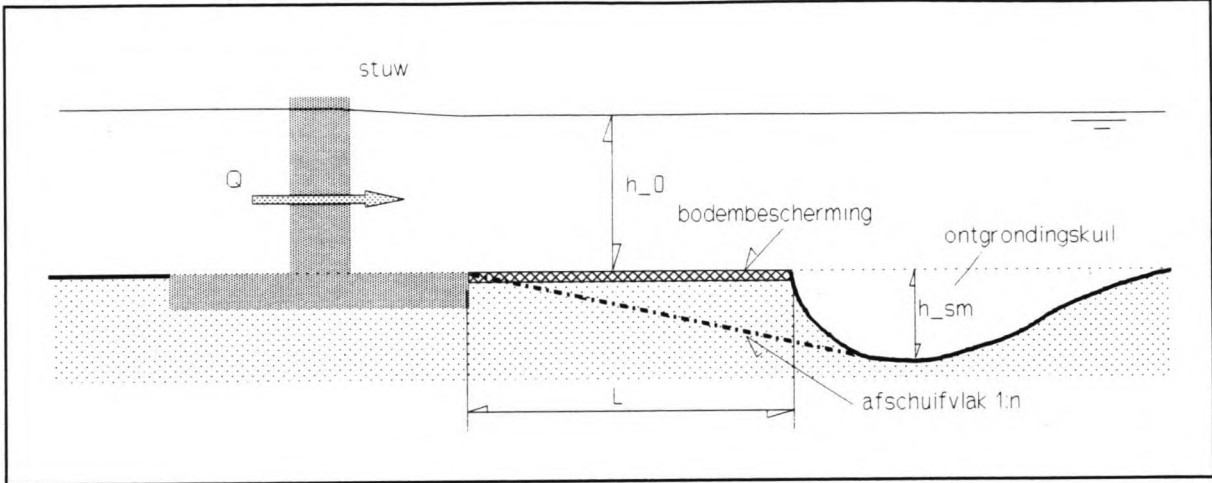


fig.17.a: Indicatie van totale afmetingen van diverse turbintypes in verhouding tot de waaierdiameter.

Bijlage 18: Berekening van de lengte van de bodembescherming.

Achter de bodembescherming treedt door de verhoogde turbulentie in de stroming ontgronding op. De diepte van de daardoor gevormde ontgrondingskuil is afhankelijk van de lengte van de bodembescherming.



De evenwichtsdiepte van de ontgrondingskuil achter de bodembescherming kan volgens Breusers berekend worden met de onderstaande formules. De vorm van de kuil wordt daarbij geschematiseerd tot een driehoek als in fig.18.b.  $\cot \beta_1$  en  $\cot \beta_2$  hebben waarden van rond de 4 respectievelijk 40.

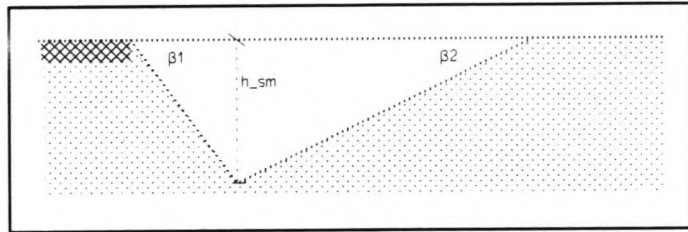


fig.18.b: Geschematiseerde vorm van de ontgrondingskuil achter de bodembescherming.

$$h_{sm} = \sqrt{\frac{K \cdot t_{eq}^{0,8} - S \cdot t_{eq}}{\frac{1}{2}(\cot \beta_1 + \cot \beta_2)}} \quad (13)$$

Hierin is:

$$K = 0,005(\cot \beta_1 + \cot \beta_2) \Delta^{-1,4} h_0^{0,4} (\alpha u - u_c)^{3,4} \quad (14)$$

$$t_{eq} = \left(\frac{0,8K}{S}\right)^5 \quad \text{Benodigde tijd (uren) voor bereiken evenwichtsdiepte ontgrondingskuil} \quad (15)$$

$h_{sm}$ : Diepste punt van ontgrondingskuil t.o.v. oorspronkelijk niveau bodem.

$h_0$ : Oorspronkelijke waterdiepte. Dit varieert bij dit project afhankelijk van de plaats in de geul. De te verwachten ontgronding is afhankelijk van de turbulentie en de waterdiepte. Het grootste deel van de afvoer stroomt door de diepere delen van de geul. Als maatgevende waarde voor de lengte van de bodembescherming geldt daarom de grootste diepte.

u: Stroomsnelheid bij de plaats van de ontgroning. Deze is niet nauwkeurig bekend zonder modelonderzoek. Hier wordt dezelfde (gemiddelde) waarde gebruikt als in bijlage 12.

$u_c$ : Kritische snelheid voor bewegen van bodemdeeltje. Deze kan berekend worden met Shields. De chezy-factor is bekend via (3).

$\Delta$ : Relatieve dichtheid van de deeltjes ( $\pm 1,65$ ).

S: Aanvoer van sediment. De totale aanvoer van sediment is bekend via

(4). 10% hiervan is bodemtransport zodat de met (4) berekende waarde door 10 gedeeld moet worden. Om het sedimenttransport per eenheid van breedte te krijgen kan deze waarde gedeeld worden door de breedte. Dit is een (veilige) benadering omdat het sediment niet uniform over de breedte verdeeld zal zijn. Waar de geul dieper is zal meer sediment getransporteerd worden.

Als de stuw gesloten is, is de sedimentaanvoer lager omdat een deel van het sediment in het reservoir wordt gevangen. De trap-efficiency van het reservoir kan volgens Brune geschat worden op 20%.

$\alpha$ : Factor, die de vergroting van de erosiecapaciteit van stroming onder invloed van de turbulentie weergeeft. Voor nauwkeurige berekeningen moet deze bepaald worden uit modelonderzoek. Een voorlopige indruk van  $\alpha$  op een afstand van  $5 \times L/h_0$  van de constructie kan gekregen worden met fig. 18.c. Een richtwaarde voor  $\alpha$  staat hier weergegeven als functie van het quotiënt van de afgesloten en de oorspronkelijke breedte. Deze waarden zijn bekend uit de afmetingen van de stuw en de dwarsprofielen. Bij waterstanden boven oeverhoogte kan de geulbreedte als stroomvoerende breedte worden ingevoerd.

Het verloop van  $\alpha$  als functie van de afstand tot de stuw wordt gegeven met de relatie:

$$\alpha(L/h_0) = 1,5 + (1,57\alpha_{10} - 2,35)e^{(-0,045L/h_0)}$$

hieruit volgt

$$\alpha(L/h_0) = 1,5 + (1,25\alpha_s - 1,88)e^{(-0,045L/h_0)}$$

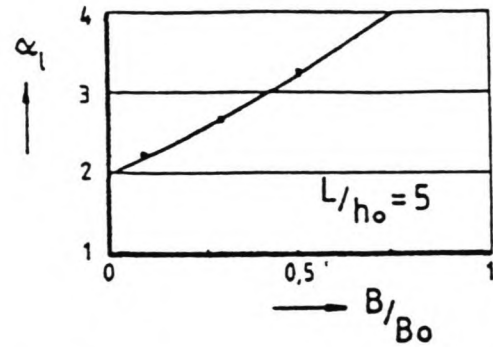


fig. 18.c: Richtwaarde voor  $\alpha$  op een afstand  $L/h_0 = 5$  van de constructie bij vernauwde stroming.

Uit tijdgebrek is de optredende ontgroning niet uitgebreid berekend door voor elk interval van waarden van het debiet te berekenen hoelang het voorkomt en hoe de ontgroning in de tijd bij dat debiet verloopt. De topafvoeren komen per jaar maar korte tijd voor en worden gevolgd door een periode met lager debiet. Wanneer een kuil is gevormd die dieper is dan de evenwichtsdiepte behorend bij de lagere waarde zal de kuil weer aanzanden.

Met behulp van de formules is voor het diepste deel van de geul bij verschillende waarden van de afvoer de te verwachten ontgroning en de tijd dat er evenwicht ontstaat berekend. De resultaten staan weergegeven in de tabellen. Het blijkt dat de evenwichts-



situatie bij de piekafvoeren pas na lange tijd ontstaat (orde van grootte  $10^3$  tot  $10^6$  uur, zie tabel 18.a en tabel 18.b). De lengte van de piekafvoeren is orde van grootte 50 uur, zodat in deze vereenvoudigde berekening is aangenomen dat de piekwaarden niet maatgevend zijn voor de lengte van de bodembescherming. De lengte van de bodembescherming wordt daarom bepaald aan de hand van de gemiddelde afvoer tijdens de hoogwaterperiode,  $41.000 \text{ m}^3/\text{s}$  (tabel 18.c).

Wanneer de stuw gesloten is, is de sedimentaanvoer lager. Dit vergroot de vorming van de ontgrondingskuil. De sedimentaanvoer is geschat met de trap-efficiency van het reservoir. Bij de maximale afvoer tijdens de stuwfase is de ontgroning minder dan bij de hoogwaterafvoer. De orde van grootte komt wel overeen (zie tabel 18.e).

Niet de gehele breedte van de geul hoeft over een lengte die nodig is in het diepste deel beschermd te worden. De benodigde lengte bij kleinere waterdiepte is gegeven in tabel 18.f, tabel 18.g en tabel 18.h.

tabel 18.a: Ontgrondingsdiepte en -tijd bij $Q = 91.000 \text{ m}^3/\text{s}$ (ontwerpafvoer stuw)					
Q=:	91.000	$\Delta$ :	1,65	C:	74,49
$h_0$ =:	16,3	$\cot \beta_1$ :	4	$u_c$ =:	0,33
u=:	2,4	$\cot \beta_2$ :	40	B/B <sub>0</sub> :	0,57
S=:	6,68E-04	breedte:	4.700	$\alpha_5$ :	3,5
L:	L/h <sub>0</sub>	$\alpha$ :	K:	t <sub>eq</sub> (hr):	h <sub>sm</sub> :
500	30,7	2,13	68,1	5,96E+06	902,1
600	36,8	1,98	52,0	1,55E+06	459,6
700	42,9	1,86	41,7	5,15E+05	265,2
800	49,1	1,78	34,9	2,13E+05	170,4
900	55,2	1,71	30,4	1,05E+05	119,8

tabel 18.b: Ontgrondingsdiepte en -tijd bij $Q = 65.000 \text{ m}^3/\text{s}$ (gemiddelde jaarlijkse topafvoer)					
Q=:	65.000	$\Delta$ :	1,65	C:	71,06
$h_0$ =:	15,2	$\cot \beta_1$ :	4	$u_c$ =:	0,32
u=:	1,84	$\cot \beta_2$ :	40	$\alpha_5$ :	3,5
S=:	4,20E-04	breedte:	4.700		
L:	L/h <sub>0</sub>	$\alpha$ :	K:	t <sub>eq</sub> (hr):	h <sub>sm</sub> :
400	26,3	2,27	31,8	1,36E+06	341,2
450	29,6	2,16	26,7	5,64E+05	220,0
500	32,9	2,07	22,8	2,55E+05	147,8
600	39,5	1,92	17,3	6,53E+04	74,8
700	46,1	1,82	14,0	2,20E+04	43,4
800	52,6	1,73	11,8	9,33E+03	28,3
900	59,2	1,67	10,3	4,79E+03	20,3

tabel 18.c: Ontgrondingsdiepte en -tijd bij $Q = 41.000 \text{ m}^3/\text{s}$ (gemiddelde afvoer tijdens hoogwaterperiode)					
Q=:	41.000	$\Delta$ :	1,65	C:	66,62
$h_0$ =:	14	cot $\beta_1$ :	4	$u_c$ =:	0,30
u=:	1,5	cot $\beta_2$ :	40	$\alpha_5$ :	3,5
S=:	2,22E-04	breedte:	4.700		
L:	L/ $h_0$	$\alpha$ :	K:	$t_{eq}(\text{hr})$ :	$h_{sm}$ :
450	32,1	2,09	10,9	1,52E+05	83,2
500	35,7	2,00	9,3	6,81E+04	55,6
600	42,9	1,86	7,1	1,76E+04	28,3
700	50,0	1,76	5,7	6,15E+03	16,7
800	57,1	1,69	4,9	2,74E+03	11,2
900	64,3	1,64	4,3	1,49E+03	8,2
1.000	71,4	1,60	3,9	9,45E+02	6,6
1.100	78,6	1,57	3,7	6,74E+02	5,5

tabel 18.d: Ontgrondingsdiepte en -tijd bij $Q = 25.000 \text{ m}^3/\text{s}$					
Q=:	25.000	$\Delta$ :	1,65	C:	62,16
$h_0$ =:	12,4	cot $\beta_1$ :	4	$u_c$ =:	0,28
u=:	1,31	cot $\beta_2$ :	40	$\alpha_5$ :	3,3
S=:	1,29E-04	breedte:	4.100		
L:	L/ $h_0$	$\alpha$ :	K:	$t_{eq}(\text{hr})$ :	$h_{sm}$ :
450	36,3	1,94	4,8	3,97E+04	32,3
500	40,3	1,87	4,2	1,91E+04	22,4
600	48,4	1,76	3,3	5,81E+03	12,4
700	56,5	1,68	2,8	2,42E+03	8,0
800	64,5	1,62	2,4	1,28E+03	5,8
900	72,6	1,59	2,2	8,06E+02	4,6

tabel 18.e: Ontgrondingsdiepte en -tijd bij $Q = 25.000 \text{ m}^3/\text{s}$ , met verminderd sedimentaanvoer (trap efficiency 20%).					
Q=:	25000	$\Delta$ :	1,65	C:	62,16
$h_0$ =:	12,1	cot $\beta_1$ :	4	$u_c$ =:	0,28
u=:	1,31	cot $\beta_2$ :	40	B/ $B_0$ :	0,51
S( $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ ):	1,03E-04	breedte:	4100	$\alpha_5$ :	3,3
L:	L/ $h_0$	$\alpha$ :	K:	$t_{eq}(\text{hr})$ :	$h_{sm}$ :
550	45,5	1,79	3,5	2,50E+04	22,9
600	49,6	1,74	3,2	1,46E+04	17,5
700	57,9	1,67	2,7	6,19E+03	11,4
800	66,1	1,62	2,3	3,34E+03	8,4
900	74,4	1,58	2,2	2,16E+03	6,7
1.000	82,6	1,55	2,0	1,58E+03	5,8
1.100	90,9	1,54	1,9	1,28E+03	5,2



tabel 18.f: Ontgrondingsdiepte en -tijd bij $Q = 41.000 \text{ m}^3/\text{s}$ en diepte $h_0 = 12 \text{ m}$ .					
L:	$L/h_0$	$\alpha$ :	K:	$t_{eq}(\text{hr})$ :	$h_{sm}$ :
600	50,0	1,76	5,4	4,52E+03	14,3
700	58,3	1,68	4,5	1,80E+03	9,0
800	66,7	1,62	3,9	9,27E+02	6,5
900	75,0	1,59	3,6	5,79E+02	5,1
1.000	83,3	1,56	3,3	4,16E+02	4,3
1.100	91,7	1,54	3,2	3,30E+02	3,9

tabel 18.g: Ontgrondingsdiepte en -tijd bij $Q = 41.000 \text{ m}^3/\text{s}$ en diepte $h_0 = 10 \text{ m}$ .					
L:	$L/h_0$	$\alpha$ :	K:	$t_{eq}(\text{hr})$ :	$h_{sm}$ :
600	60,0	1,67	4,0	1,07E+03	7,0
700	70,0	1,61	3,5	5,23E+02	4,9
800	80,0	1,57	3,2	3,25E+02	3,8
900	90,0	1,54	3,0	2,38E+02	3,3
1.000	100,0	1,53	2,9	1,95E+02	3,0
1.100	110,0	1,52	2,8	1,71E+02	2,8

tabel 18.h: Ontgrondingsdiepte en -tijd bij $Q = 41.000 \text{ m}^3/\text{s}$ en diepte $h_0 = 7 \text{ m}$ .					
L:	$L/h_0$	$\alpha$ :	K:	$t_{eq}(\text{hr})$ :	$h_{sm}$ :
600	85,7	1,55	2,7	1,31E+02	2,4
700	100,0	1,53	2,5	9,55E+01	2,1
800	114,3	1,51	2,4	8,06E+01	1,9
900	128,6	1,51	2,4	7,37E+01	1,8
1.000	142,9	1,50	2,3	7,03E+01	1,8
1.100	157,1	1,50	2,3	6,86E+01	1,8

Bijlage 19: Uitgraving bodem achter de centrale.

Achter de centrales is een uitgraving nodig om de stroming uit de turbines te geleiden van het diepe deel achter de centrale naar de normale rivierdiepte. Deze uitgraving moet de stroming spreiden over de breedte. Wanneer het doorstroomd profiel aan het eind van de ontgraving even ruim wordt gehouden als achter de turbines gelden de volgende relaties:

$$B_r \times d_r = B_t \times d_t \Rightarrow B_r = B_t \times d_t / d_r$$

$$L = (B_r - B_t) / (2 \tan \delta)$$

Waarin (zie fig.19.a):

$B_t$ ,  $d_t$ : breedte en diepte direct achter de centrale

$B_r$ ,  $d_r$ : breedte en diepte op de plaats waar stroming gespreid is (rivierdiepte)

$L$ : lengte van de uitgraving

$\delta$ : hoek waarmee de stroming spreidt;  $15^\circ$

De uitstroomopeningen van de turbines in de centrale in de diepste geul liggen op ongeveer -16 m (t.o.v. niveau oevers). De bodem van de rivier ligt na het verbreden van het rivierprofiel over de hele breedte tussen de twee delen van de centrale op -14 m. De waterstand bij de maatgevende situatie dat alle turbines in bedrijf zijn bedraagt -4,4.

$$\Rightarrow d_t = 11,6 \text{ m}, d_r = 9,6 \text{ m};$$

De breedte van de centrale bedraagt 250 m. De stroming moet dan gespreid worden over een breedte van:

$$B_r = (250 \times 11,6) / 9,6 = 302 \text{ m.}$$

$L$  bedraagt dan:

$$L = (302 - 250) / (2 \tan 15^\circ) = 97 \text{ m.}$$

De extra breedte bedraagt zo aan weerszijden 26 m.

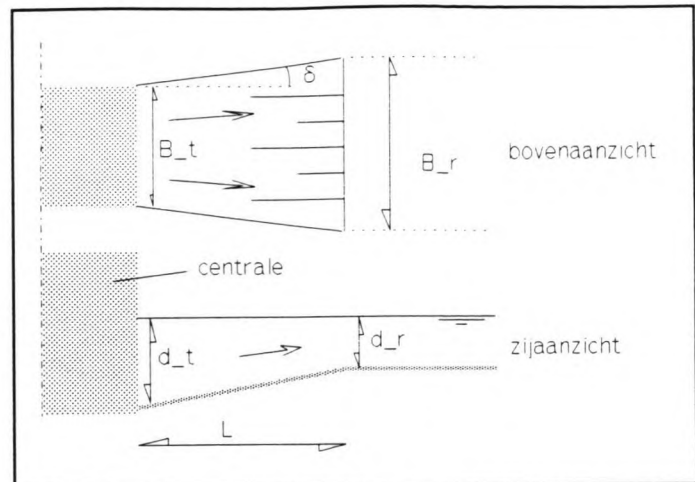
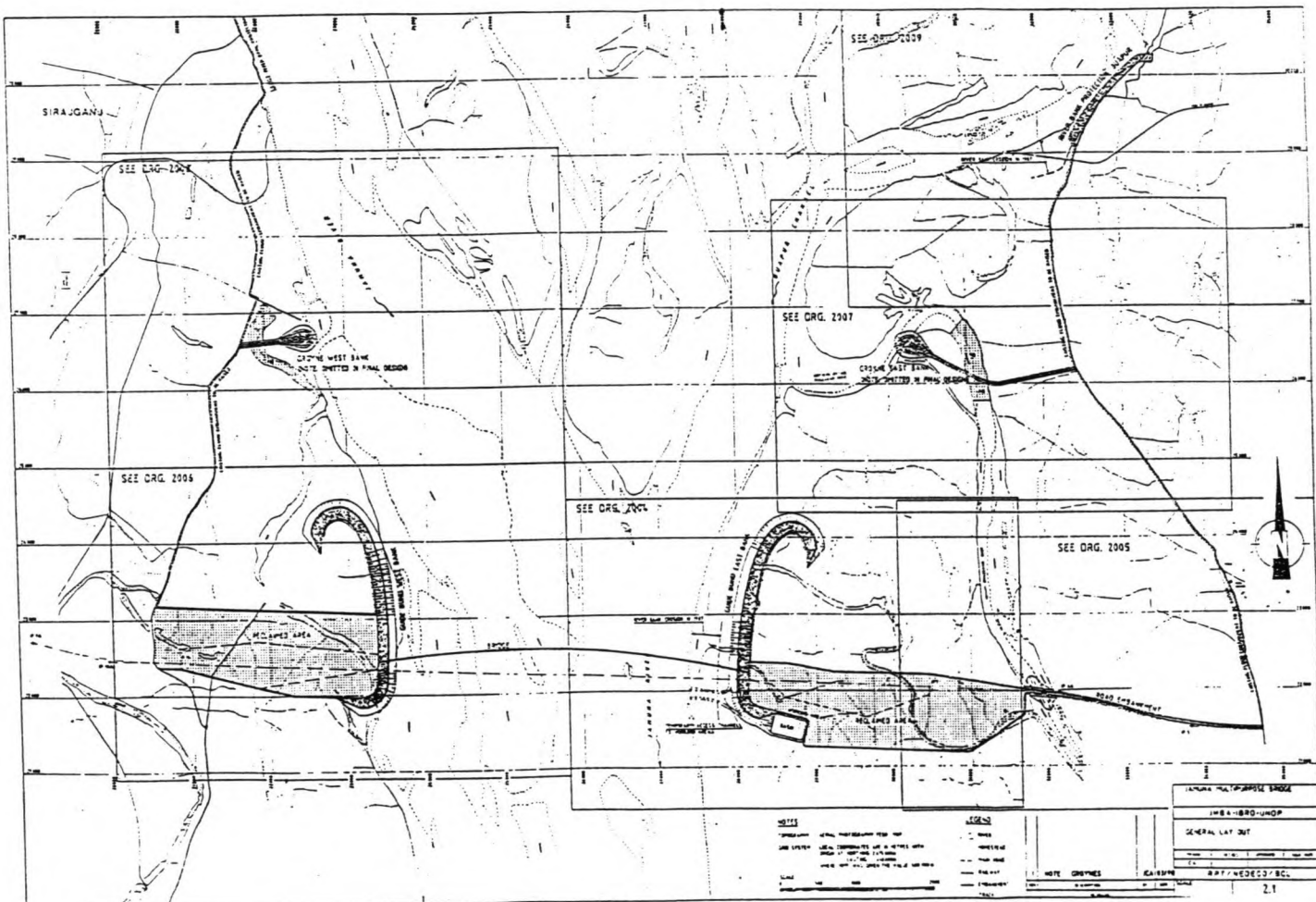


fig.19.a: Vorm van de uitgraving voor het spreiden van de stroming achter de centrale.

## Bijlage 20: Maatregelen ter beheersing van de geulen.

Om de geulen van de Jamuna te fixeren kunnen de in §8.5 genoemde maatregelen worden getroffen. In deze bijlage staan hiervan enkele schetsmatige uitwerkingen. Bepaling van welke constructies benodigd zijn kan pas na onderzoek van de situatie op de locatie. De details in de plaatsing moeten met modelproeven bepaald worden.

In fig.20.a is aangegeven welke maatregelen er bij de te bouwen Jamuna-brug genomen worden. Dit is een voorbeeld van toepassing van guide-bunds. Deze constructies liggen in het invloedsgebied van de opstuwing indien de stuw bij Bera gebouwd wordt.



*fig.20.a: Maatregelen ter fixatie van de geul bij de Jamuna-brug;*  
(figuur uit Jamuna Bridge Project, Design Report Vol. I, Nedeco)

### Rivierwerken ten noorden van Bera.

Indien de stuw geplaatst wordt op een van de locaties nabij Bera is het bovenstroomse traject redelijk eenvoudig van vorm (zie fig.20.b). De rivier bestaat op grote delen van het traject uit maar een geul.

De zone waar de uiterwaarden onder water staan loopt tot aan een tiental kilometers ten zuiden van de, nog te bouwen, brug bij Sirajganj. Het begin van de zone moet gefixeerd worden om outflanking van de rivierbedijking te voorkomen. Dit kan het meest effectief gedaan worden door middel van guide-bunds. De rivier wordt na binnenstroming van deze zone geleid door de reservoirbedijking. De bedijking zal een natuurlijk stroomprofiel moeten volgen. De dijken in de buitenbocht zullen verdedigd moeten worden tegen ondergraven door het verplaatsen van de geul door bekleding of bestorting. In de binnenbocht kan de stroming op afstand van de dijk gehouden worden door middel van schermen, bandals, etc. De dijk zelf hoeft dan minder verdedigd te worden.

Omdat de stroming hier voornamelijk één geul vormt, kunnen de dijken relatief dicht bij elkaar staan. Er zijn weinig eilanden die onder water komen te staan. De dijken aan weerszijden van de rivier zullen daarom vrijwel parallel aangelegd kunnen worden. Aflaten voor irrigatiewater kunnen overal langs de rand van het reservoir worden aangelegd. Langs de oostelijke zijde zullen ook aflaten gemaakt moeten worden voor de rivier de Dhaleswari. Thans zijn er meerdere aftakkingen tussen de stuwlocatie en de bruglocatie die meer naar het oosten samenvloeien tot de Dhaleswari. Een andere mogelijkheid is de aftakking net ten zuiden van de brug te vergroten.

### **Rivierwerken ten noorden van Madarganj**

Net bovenstrooms van de stuw is de braid-belt bij Madarganj van nature vrij smal. De reservoirbedijking kan hier eenvoudig langs de braid-belt worden aangelegd, gedeeltelijk op de plaats van de bestaande bedijking.

Meer naar het noorden is de braid-belt veel breder. Om land te sparen moeten de dijken dan in de braid-belt zelf geplaatst worden. Hierbij moeten bestaande geulen worden afgesloten. Deze geulen worden dan aan de stroming onttrokken. De dijken zullen hier zwaar verdedigd moeten worden, vooral op de diepere delen.

Aan de bovenstroomse zijde van de bedijkte zone moet de rivier gefixeerd worden met guide-bunds.

Enkele van de eilanden nabij de bovenstroomse zijde zijn zeer hoog (zie bv. profiel J-13 in bijlage 5 en zullen niet onder lopen door het stuwen. Deze kunnen apart van verdediging worden voorzien. Bij hoge afvoer zullen deze eilanden nog wel onderlopen.

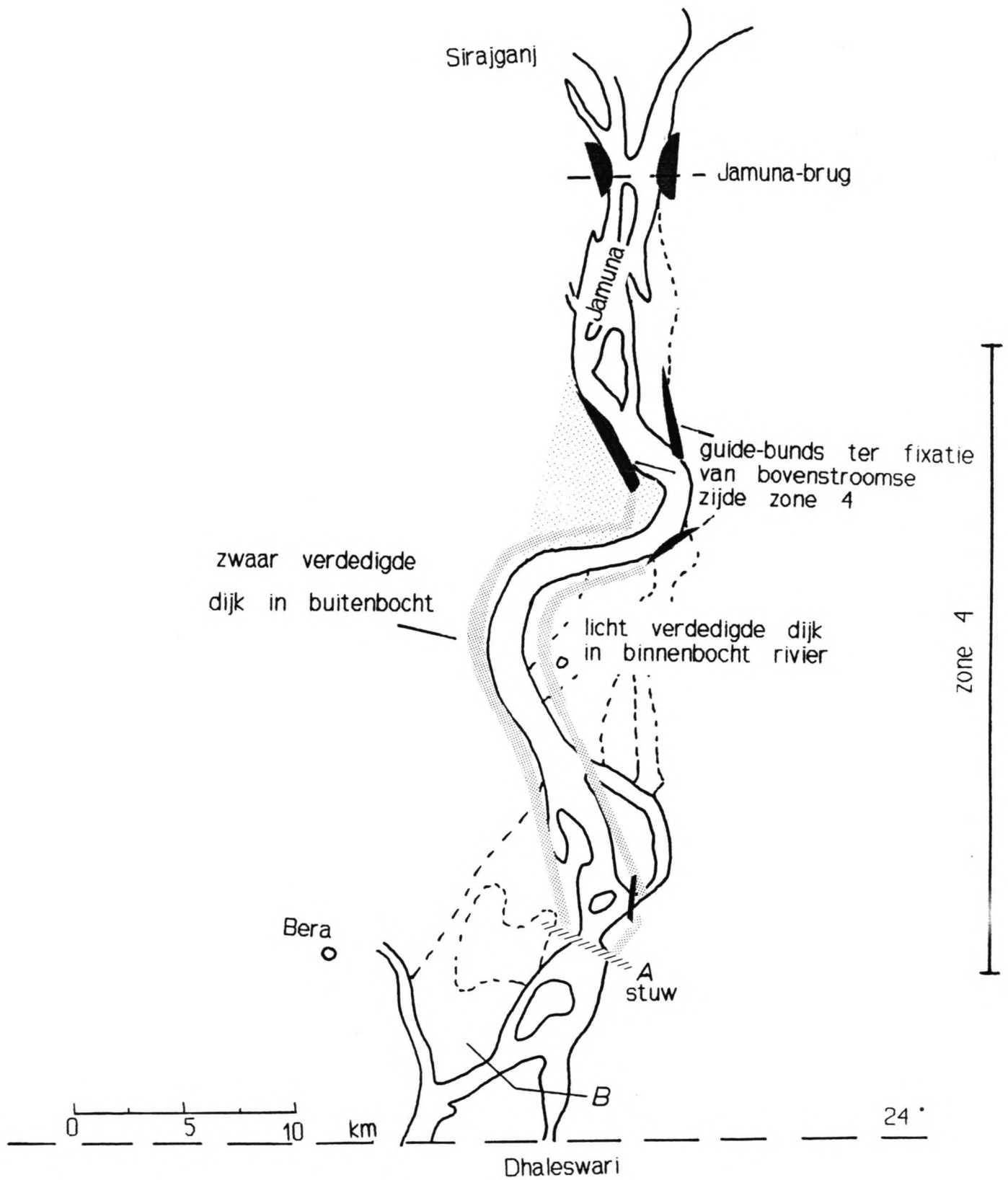
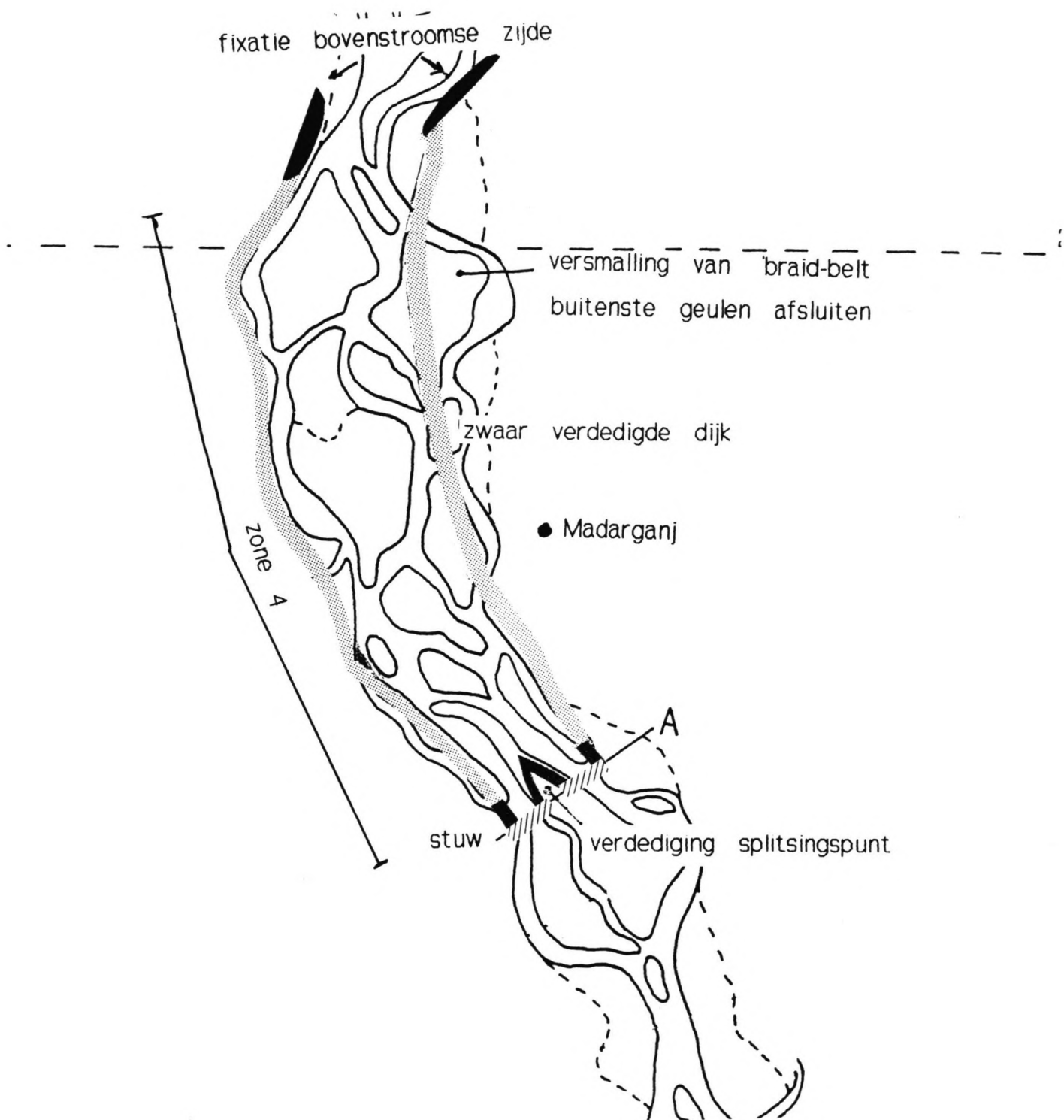


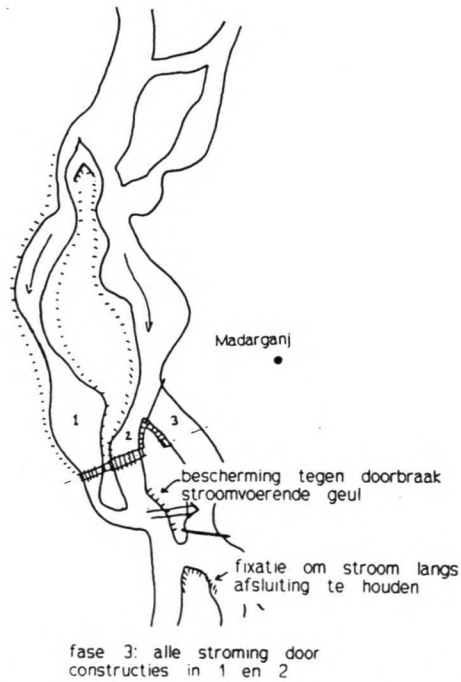
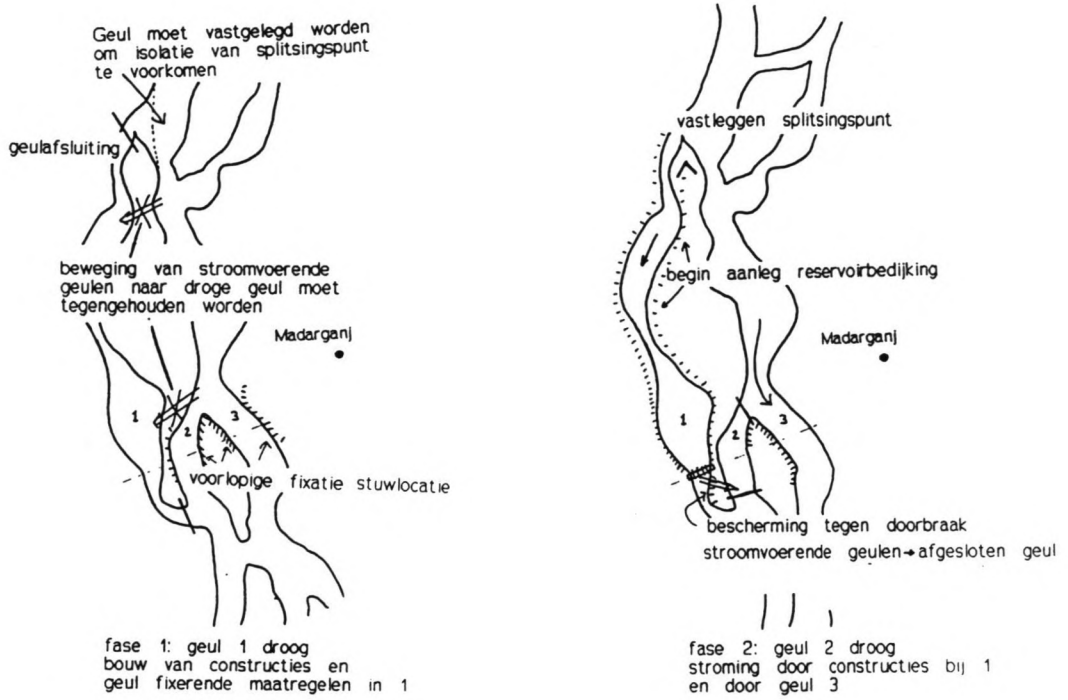
fig.20.b: Voorbeeld van bedijking bovenstrooms van de stuw bij situering van de stuw op de locatie Bera.



*fig.20.c: Voorbeeld van bedijking bovenstrooms van de stuw bij situering van de stuw op de locatie Madarganj.*

Bijlage 21: Illustraties bij uitvoering

Figuren bij §10.2.2.1.



*Plaatsen waar extra verdedigingsmaatregelen nodig zijn om de geulen op hun plaats te houden bij afsluiten van geulen tijdens de bouwfase.*



Bijlage 22: Overzicht van enige formules uit het verslag.

$$B_{gem} = 18,9 * Q^{0,51} \quad (1)$$

Gemiddelde breedte van de gezamenlijke geulen in de Jamuna, als functie van de afvoer.  
Geldig tot niveau van de oevers.

$$h_{gem} = 0,56 * Q^{0,23} \quad (2)$$

Gemiddelde diepte van de geulen als functie van de afvoer in de Jamuna.  
Geldig tot niveau van de oevers.

$$C = \frac{0,126 * Q^{0,14}}{\sqrt{i}} \quad (3)$$

Chezy-factor voor de Jamuna als functie van de afvoer.

$$S = 4,5 * 10^{-6} * Q^{1,38} \quad (4)$$

Totaal sedimenttransport (m<sup>3</sup>/s) in de Jamuna als functie van de afvoer in de rivier.

$$S_{EH} = (0,01/D_{50}) * i^{\frac{3}{2}} * (1/B\sqrt{h})Q^2 \quad (5)$$

Totaal sedimenttransport volgens Engelund en Hansen.

$$H = \sqrt{\frac{\frac{q}{1000} - b}{a}} + H_0 \quad (6)$$

Waterstand op bepaalde plaatsen als functie van de afvoer, door het WL bepaald door middel van regressie.  
H<sub>0</sub>, a en b plaatsafhankelijk.

$$P = \eta * \rho * g * Q * H_{net} \quad (7)$$

Geleverd vermogen door een turbine bij een netto verval van H<sub>net</sub> bij debiet Q en totaalrendement van η.

$$P = 8 * Q * H \quad (kW) \quad (8)$$

In de energiewaterbouw gebruikte benadering van formule (7) bij ontwerpberekeningen.

$$h_{sm\infty} = \sqrt{\frac{K.t_{eq}^{0,8} - S.t_{eq}}{\frac{1}{2}(\cot\beta_1 + \cot\beta_2)}} \quad (13)$$

Evenwichtsdiepte van een ontgrondingskuil met medeberekening van het sedimenttransport.

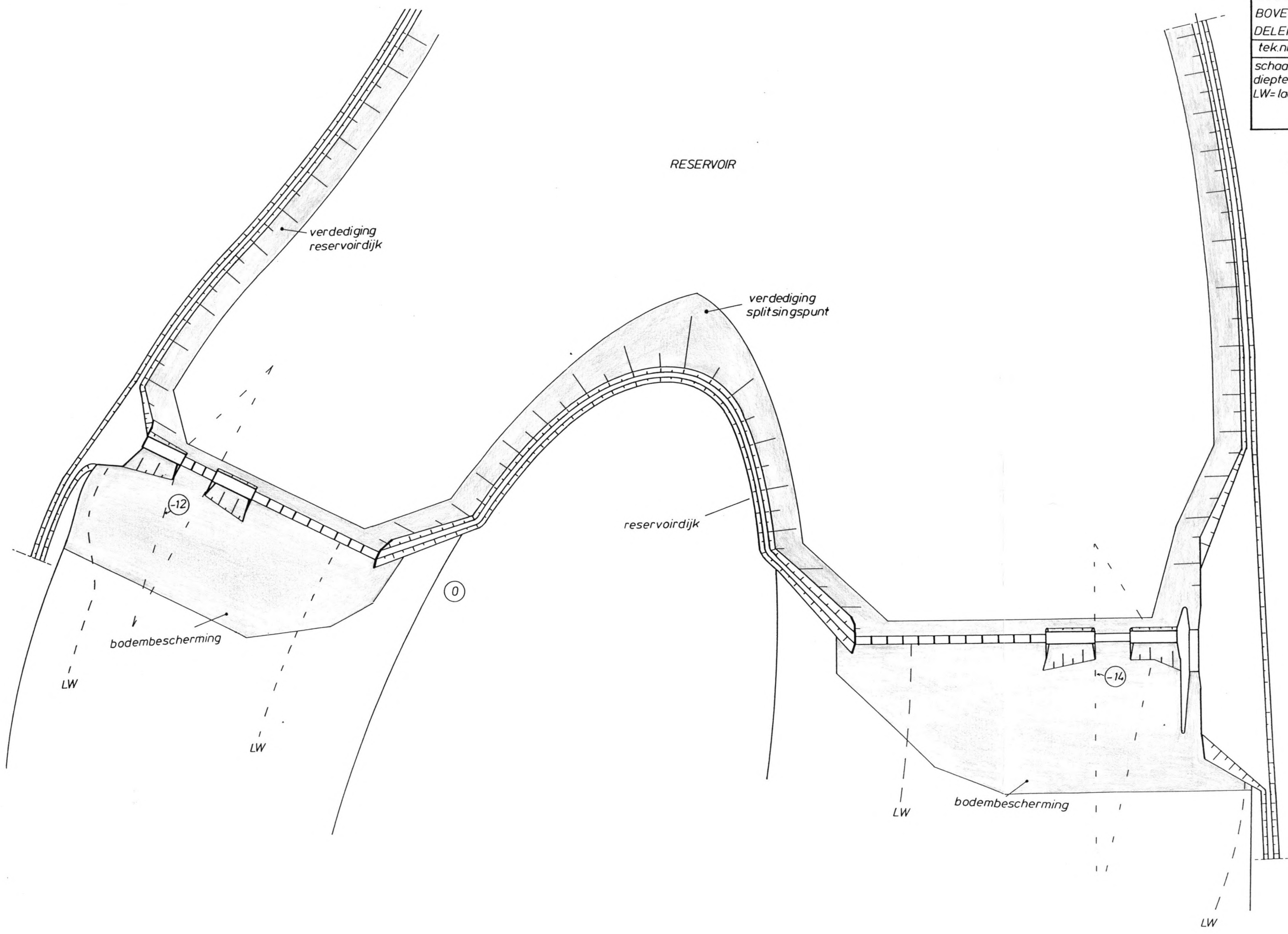
$$K = 0,005(\cot\beta_1 + \cot\beta_2)\Delta^{-1,4}h_0^{0,4}(\alpha u - u_c)^{3,4} \quad (14)$$

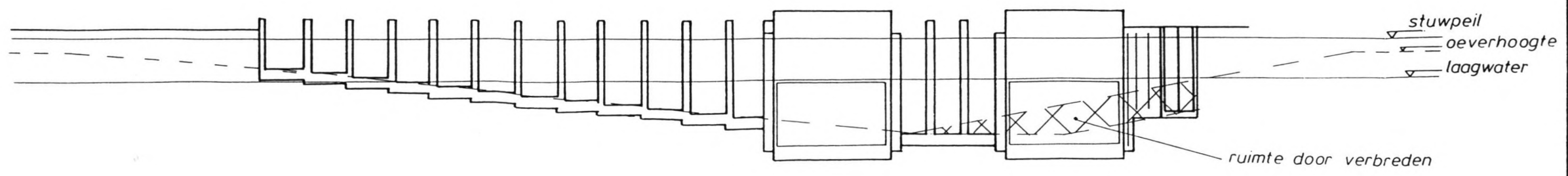
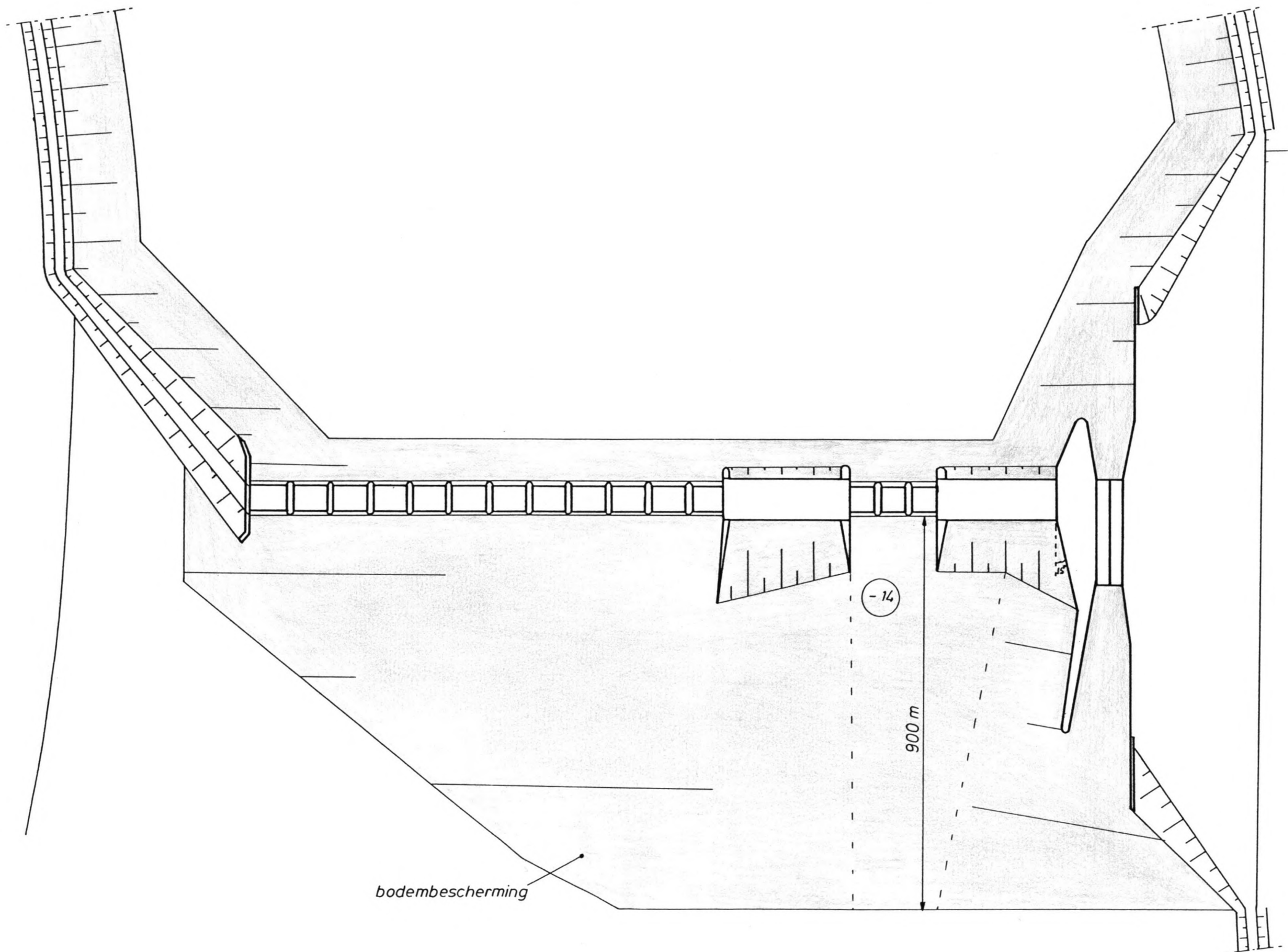
K uit (13).  $h_0$  is plaatselijke waterdiepte,  $u$  plaatselijke snelheid.  $u_c$  is de kritische snelheid volgens Shields.  $\alpha$  is een factor voor de turbulentie.

$$t_{eq} = \left(\frac{0,8K}{S}\right)^5 \quad (15)$$

Tijd waarin de evenwichtssituatie bij (13) wordt bereikt (uur).

STUW IN DE JAMUNA  
BOVENAANZICHT BEIDE  
DELEN STUWCOMPLEX  
tek.nr.: 1  
schaal: als aangegeven  
diepte t.o.v. hoogte oever  
LW= laagwaterlijn





**STUW IN DE JAMUNA**  
 BOVENAANZICHT + VOORAANZICHT  
 GROOTSTE STUWCOMPLEX MET SLUIS  
 TEK.NR.: 2  
 SCHAAL: ALS AANGEGEVEN  
 (in vooraanzicht verticaal  
 afwijkend)



