

14.18.a

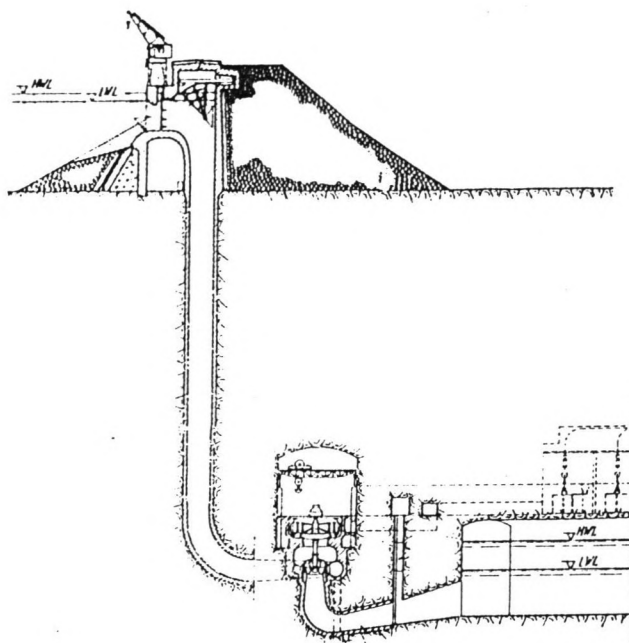
# Projekt JAI-MARO Waterkrachtcentrale

-Suriname-

Afstudeerontwerp

Mei 1988

R.D. Pherai



Deel A Vooronderzoek

**TU Delft**

Technische Universiteit Delft

Faculteit der Civiele Techniek

vakgroep Waterbouwkunde

vakgroep Civiele Bedrijfskunde

T.U. Delft  
faculteit der Civiele Techniek  
vakgroep: Waterbouwkunde,  
Civiele Bedrijfskunde

## **Projekt JAI-MARO Waterkrachtcentrale** **-Suriname-**

*Deel A: Vooronderzoek*

Afstudeerhoogleraren/begeleiders:

Prof. ir. A. Glerum  
Ir. G.P. Bourguignon  
Ir. F. Breeveld  
Prof. ir. H. Wagenmaker  
Ir. K. Oterdoom

Student: R.D. Pherai

## Voorwoord

Dreigende energietekorten als gevolg van een steeds groeiende energiebehoefte in combinatie met slechte economische vooruitzichten hebben de Surinaamse overheid in het begin van de zeventiger jaren aangezet tot een serieuze inventarisatie en evaluatie van onder andere het hydro-energiepotentieel des lands. Als uitvloeisel van het Jai-kreek omleidingsproject voorziet het zogenoemde Jai-Maró projekt in de benutting van een deel van dat potentieel.

In het kader van afstudeerwerk aan de faculteit der Civiele Techniek van de T.U.Delft is het JAI-MARO projekt aan een nadere beschouwing onderworpen; waarvan de resultaten en conclusies in onderhavig rapport.

Het totale onderzoek is verricht onder verantwoording en begeleiding van de vakgroepen Waterbouwkunde (Prof. ir. A.Glerum) en Civiele Bedrijfskunde (Prof. ir. H.Wagenmaker) en bestaat uit de volgende deelstudies:

- ° Vooronderzoek (deel A)
- ° Ondergrondse centrale -energieberekeningen- (deel B)
- ° Ondergrondse centrale -globale dimensionering van enige onderdelen- (deel C)

De presentatie van de resultaten en conclusies van het onderzoek is in zoverre ongebruikelijk geschied dat er ten behoeve van het deelontwerp bij de vakgroep Civiele Bedrijfskunde geen apart rapport is samengesteld. Wat impliceert dat het deelontwerp is geïntegreerd in het hoofdontwerp. **De op het deelontwerp betrekking hebbende onderdelen zijn opgenomen in de delen A (hoofdstukken 2 en 3) en C (hoofdstuk 7).**

Gedurende het onderzoek en in de rapportagefase is door vele personen en instanties medewerking verleend. Zonder overige(n) tekort te doen wordt bijzondere dank uitgesproken aan:

- Ir. G.P.Bourguignon (vakgroep Waterbouwkunde)
- Ir. F.Breeveld (externe begeleiding en informatiebron)
- Ir. K.Oterdoom (vakgroep Civiele Bedrijfskunde)
- Ir. L.W.Boksteen (Stichting Jai-kreek & Phedra, Suriname)
- het Bureau ICE (International Civil Engineering) voor door haar bewezen diensten

Bijzonder veel dank ook aan mijn zwager de heer M.Ghiraw die binnen de rapportage vrijwel het algehele typewerk heeft verricht.

Delft, mei 1988

PROJEKT JAI-MARO WATERKRACHTCENTRALE  
-SURINAME-

INHOUDSOPGAVE

DEEL A VOORONDERZOEK

pag.

LIJST VAN SYMBOLEN EN AFKORTINGEN  
SAMENVATTING EN CONCLUSIES

INLEIDING . . . . .	1
HOOFDSTUK 1            INLEIDENDE INFORMATIE . . . . .	5
1.1.            Waterkracht . . . . .	5
1.1.1.        Het principe van waterkracht . . . . .	5
1.1.2.        Bepaling van het elektrisch vermogen . . . . .	5
1.2.            Suriname . . . . .	9
1.2.1.        Geografische ligging . . . . .	9
1.2.2.        Topografie en landschap . . . . .	9
1.2.3.        De bodem . . . . .	10
1.2.4.        De rivieren . . . . .	11
1.2.5.        Het klimaat . . . . .	12
1.2.5.1.     Algemeen . . . . .	12
1.2.5.2.     De neerslag . . . . .	12
1.2.5.3.     De wind . . . . .	13
1.2.5.4.     Zonneschijn, temperatuur, relatieve vochtigheid en verdamping . . . . .	15
1.2.6.        Demografische gegevens . . . . .	15
1.2.7.        Economie . . . . .	15
1.2.8.        Infrastructuur . . . . .	15
1.3.            De huidige energiesituatie van Suriname . . . . .	16
1.3.1.        Algemeen . . . . .	16
1.3.2.        Locale energieproductie . . . . .	16
1.3.3.        De electriciteitsvoorziening . . . . .	17
1.4.            Het energiepotentieel . . . . .	18
1.4.1.        Algemeen . . . . .	18
1.4.2.        Enige alternatieven . . . . .	18
1.4.3.        Het waterkrachtpotentieel . . . . .	18
HOOFDSTUK 2            BASISGEGEVENS EN WERKMETHODIEK . . . . .	19
2.1.            Algemeen . . . . .	19
2.1.1.        Inleiding . . . . .	19
2.1.2.        Bronnen . . . . .	19
2.1.3.        Ontwerpmethodiek . . . . .	20
2.2.            Probleemstelling . . . . .	20
2.2.1.        Inleiding . . . . .	20
2.2.2.        Probleemsignalering . . . . .	26
2.2.3.        Onderzoeksvragen . . . . .	28
2.3.            Basisgegevens . . . . .	28
2.3.1.        Algemeen . . . . .	28
2.3.2.a.     Topografie . . . . .	29

2.3.2.b.	Hydrologie . . . . .	29
2.3.2.c.	Geologie . . . . .	29
2.4.	Evaluatie en bespreking van de gegevens . . . . .	29
2.4.1.	Algemeen . . . . .	29
2.4.2.	Bespreking gegevens . . . . .	30
2.5.	Doelstelling, randvoorwaarden c.q. uitgangspunten . . . . .	38
2.5.1.	Doelstelling . . . . .	38
2.5.2.	Randvoorwaarden c.q. uitgangspunten . . . . .	39
2.6.	Topografische en hydrologische beschouwingen . . . . .	40
	(kwantitatief) . . . . .	40
2.6.1.	Topografie . . . . .	40
2.6.2.	Hydrologie . . . . .	42
HOOFDSTUK 3                    ALTERNATIEVEN . . . . .		45
3.1.	Algemeen . . . . .	45
3.1.1.	Mogelijkheden binnen het projektgebied . . . . .	45
3.1.2.	Het projekt Jai-Maró waterkrachtcentrale in relatie tot het Jai-kreek omleidingsprojekt. . . . .	49
3.2.	Benutting van het verval van 50 m over ca 8 km in de bovenloop van de Marowijnekreek . . . . .	50
3.2.1.	Randvoorwaarden . . . . .	50
3.2.2.	Keuze uit meerdere alternatieven . . . . .	53
3.3.	Alternatief 1. Ondergrondse centrale . . . . .	55
3.3.1.	Ondergrondse centrale, Kwalitatieve analyse . . . . .	55
3.3.2.	Ondergrondse centrale volgens Zweeds type, . . . . .	57
	Kwantitatieve analyse . . . . .	57
3.3.2.1.	Algemene opzet van de analyse . . . . .	57
3.3.2.2.	Analyse ondergrondse centrale . . . . .	58
3.3.2.3.	Kostenberekening alternatief 1., Ondergrondse centrale . . . . .	70
3.4.	Alternatief 2. Bovengrondse centrale(s) in combinatie met een open-/gesloten (druk)leidingensysteem . . . . .	73
3.4.1.	Algemeen . . . . .	73
3.4.2.	Opzet alternatief 2. . . . .	74
3.4.3.	Locatiekeuze stuwdam + centrale C21 . . . . .	76
3.4.4.	Kostenberekening alternatief 2. Bovengrondse centrale(s) in combinatie met een open-/gesloten (druk)leidingensysteem . . . . .	79
3.4.5.	Projektkosten alternatief 2. Bovengrondse centrale(s) in combinatie met een open-/gesloten (druk)leidingensysteem . . . . .	82
3.4.6.	Enige opmerkingen m.b.t. alternatief 2. . . . .	83
3.5.	Alternatief 3. "Rivierwerken" langs de bovenloop van de Marowijnekreek . . . . .	84
3.5.1.	Algemene beschouwing van mogelijke varianten . . . . .	84
3.5.2.	"Rivierwerken" langs de bovenloop . . . . .	86
3.5.3.	Combinaties van kunstwerken . . . . .	87
3.5.4.	Keuze tussen de varianten . . . . .	88
3.5.5.	Kostenberekening alternatief 3. "Rivierwerken" langs de bovenloop van de Marowijnekreek . . . . .	89
3.6.	Berekening van de eenheidsprijs voor energie . . . . .	91
3.7.	Samenvatting van en kostenvergelijking tussen de alternatieven . . . . .	93

HOOFDSTUK 4	CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN VOORONDERZOEK . . . . .	99
4.1.	Algemeen . . . . .	99
4.2.	Conclusies . . . . .	99
4.3.	Opmerkingen en aanbevelingen . . . . .	100

LITERATUURLIJST  
BIJLAGEN

DEEL B ONDERGRONDSE CENTRALE  
-ENERGIEBEREKENINGEN-

pag.

LIJST VAN SYMBOLEN EN AFKORTINGEN  
SAMENVATTING EN CONCLUSIES

HOOFDSTUK 5	ENERGIEBEREKENINGEN . . . . .	1
5.1.	Algemeen . . . . .	1
5.2.	Methoden en keuze . . . . .	1
5.3.	Uitgangspunten . . . . .	2
5.4.	Berekeningen . . . . .	3
5.4.1.	Criterion voor de berekeningen . . . . .	3
5.4.2.	Definities . . . . .	3
5.4.3.	Opzet van de berekeningen . . . . .	4
5.4.4.	De gereduceerde afvoersommatiekromme . . . . .	4
5.4.5.	Bepaling van het primair vermogen . . . . .	5
5.4.6.	Hogere vermogens in de kritieke periode . . . . .	8
5.4.7.	Hogere vermogens in de volledige tijdreeks van 30 jaren . . . . .	11
5.5.	Resultaten van de berekeningen . . . . .	14
5.5.1.	Kritieke periode (1 september 1963 - 1 februari 1968) . . . . .	14
5.5.2.	Volledige tijdreeks van 30 jaren (1 januari 1952 - 31 december 1981) . . . . .	15
5.6.	Het vermogen $N = 60000$ kW . . . . .	17
5.7.	De "rule curve" . . . . .	19
HOOFDSTUK 6	HET TE INSTALLEREN VERMOGEN . . . . .	21
6.1.	De $N_{inst}$ . in combinatie met de meest economische eenheid . . . . .	21
6.2.	Vaststelling turbinetype . . . . .	22
6.3.	Ontwerpdebiet en ontwerpverval . . . . .	22

LITERATUURLIJST  
BIJLAGEN

DEEL C    ONDERGRONDSE CENTRALE  
-GLOBALE DIMENSIONERING VAN ENIGE  
ONDERDELEN -

pag.

LIJST VAN SYMBOLEN EN AFKORTINGEN  
SAMENVATTING EN CONCLUSIES

HOOFDSTUK 7	DIMENSIONERING VAN DE DRUKSCHACHT . . . . .	1
7.1.	Algemeen . . . . .	1
7.2.	Afmetingen van de drukschacht . . . . .	1
7.2.1.	De economische diameter . . . . .	1
7.2.2.	Ontwerp drukschacht in gewapend beton . . . . .	31
HOOFDSTUK 8	DE INLAATCONSTUCTIE . . . . .	40
8.1.	Algemeen . . . . .	40
8.2.	Locatiekeuze van de inlaatconstuctie in relatie tot de stabiliteit van de drempeldam . . . . .	40
8.3.	Locatiekeuze van de inlaatconstuctie in relatie tot het type . . . . .	43
8.4.	Dimensionering van de inlaatwerken . . . . .	45
8.4.1.	Functionele analyse (algemeen) . . . . .	45
8.4.2.	Uitgangspunten . . . . .	48
8.4.3.	De inlaatsnelheid . . . . .	49
8.4.4.	De minimale onderdompelingsdiepte van de inlaatconstuctie . . . . .	50
8.4.5.	De hoogte en de vormgeving van de inlaatconstuctie . . . . .	52
8.4.6.	De roosters en de daarbij optredende roosterverliezen . . . . .	55
8.4.7.	De globale afmetingen van de inlaat- constuctie . . . . .	61
8.4.8.	De stalen schuif (globale dimensionering) . . . . .	63
8.4.9.	De stabiliteit van de inlaatconstuctie . . . . .	68
8.4.9.1.	Belastinggevallen (algemeen) . . . . .	68
8.4.9.2.	Diktedimensies van de inlaatkoker . . . . .	72
8.4.9.3.	Controle grenstoestanden . . . . .	84
8.5.	Het toevoerkanaal naar de inlaatconstuctie . . . . .	91
8.5.1.	Gegevens . . . . .	91
8.5.2.	Uitgangspunten . . . . .	93
8.5.3.	Ontwerp (c.q. aanpassing) van het aanvoer- kanaal naar de inlaatconstuctie . . . . .	94
8.6.	Het bezinkbassin vóór de inlaatconstuctie . . . . .	97
8.6.1.	Algemeen . . . . .	97
8.6.2.	Veronderstellingen/uitgangspunten . . . . .	97
8.6.3.	Globale afmetingen van de zandvang . . . . .	98
HOOFDSTUK 9	DE CENTRALE . . . . .	103
9.1.	Algemene opzet . . . . .	103
9.2.	Functionele analyse en ontwerpeisen . . . . .	103

9.2.1.	Functie(s)	103
9.2.2.	Ontwerpeisen	104
9.3.	Hoofdafmetingen van de centrale	106
9.3.1.	Algemeen	106
9.3.2.	De karakteristieke dimensies van de turbine-eenheden	106
9.3.3.	Het verschijnsel cavitatie en de invloed daarvan op de diepteligging van de turbines	120
9.3.3.1.	Het verschijnsel cavitatie	120
9.3.3.2.	Cavitatieparameter	121
9.3.3.3.	Cavitatiecoëfficiënt (Thoma-getal)	123
9.3.4.	De dimensies van de turbinehal	127
9.4.	Enige algemene opmerkingen en veronderstellingen met betrekking tot het constructief ontwerp	133

LITERATUURLIJST  
 BIJLAGEN



DEEL A VOORONDERZOEK

INHOUDSOPGAVE

pag.

LIJST VAN SYMOLEN EN AFKORTINGEN  
SAMENVATTING EN CONCLUSIES

INLEIDING . . . . .	1
HOOFDSTUK 1            INLEIDENDE INFORMATIE . . . . .	5
1.1.            Waterkracht . . . . .	5
1.1.1.        Het principe van waterkracht . . . . .	5
1.1.2.        Bepaling van het elektrisch vermogen . . . . .	5
1.2.            Suriname . . . . .	9
1.2.1.        Geografische ligging . . . . .	9
1.2.2.        Topografie en landschap . . . . .	9
1.2.3.        De bodem . . . . .	10
1.2.4.        De rivieren . . . . .	11
1.2.5.        Het klimaat . . . . .	12
1.2.5.1.     Algemeen . . . . .	12
1.2.5.2.     De neerslag . . . . .	12
1.2.5.3.     De wind . . . . .	13
1.2.5.4.     Zonneschijn, temperatuur, relatieve vochtigheid en verdamping . . . . .	15
1.2.6.        Demografische gegevens . . . . .	15
1.2.7.        Economie . . . . .	15
1.2.8.        Infrastructuur . . . . .	15
1.3.            De huidige energiesituatie van Suriname . . . . .	16
1.3.1.        Algemeen . . . . .	16
1.3.2.        Locale energieproductie . . . . .	16
1.3.3.        De electriciteitsvoorziening . . . . .	17
1.4.            Het energiepotentieel . . . . .	18
1.4.1.        Algemeen . . . . .	18
1.4.2.        Enige alternatieven . . . . .	18
1.4.3.        Het waterkrachtpotentieel . . . . .	18
HOOFDSTUK 2            BASISGEGEVENS EN WERKMETHODIEK . . . . .	19
2.1.            Algemeen . . . . .	19
2.1.1.        Inleiding . . . . .	19
2.1.2.        Bronnen . . . . .	19
2.1.3.        Ontwerpmethodiek . . . . .	20
2.2.            Probleemstelling . . . . .	20
2.2.1.        Inleiding . . . . .	20
2.2.2.        Probleemsignalering . . . . .	26
2.2.3.        Onderzoeksvragen . . . . .	28
2.3.            Basisgegevens . . . . .	28
2.3.1.        Algemeen . . . . .	28
2.3.2.a.     Topografie . . . . .	29
2.3.2.b.     Hydrologie . . . . .	29
2.3.2.c.     Geologie . . . . .	29
2.4.            Evaluatie en bespreking van de gegevens . . . . .	29
2.4.1.        Algemeen . . . . .	29

HOOFDSTUK 4	CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN	
	VOORONDERZOEK . . . . .	99
4.1.	Algemeen . . . . .	99
4.2.	Conclusies . . . . .	99
4.3.	Opmerkingen en aanbevelingen . . . . .	100

LITERATUURLIJST  
BIJLAGEN

## LIJST VAN SYMBOLEN EN AFKORTINGEN

Symbool/Afkorting	Betekenis	Dimensie
C.B.L.	Centraal Bureau Lucht- kartering	
I.T.C.	Inter Tropische Con- vergentiezone	
N.S.P.	Nieuw Surinaams Peil	
S.P.S.	Stichting Planbureau Suriname	
A	oppervlakte doorstroom- profiel	[m <sup>2</sup> ]
B <sub>s</sub>	waterspiegelbreedte	[m]
B <sub>o</sub>	bodembreedte	[m]
C	wandruweheidscoëfficiënt volgens Chézy	[m <sup>2</sup> /s]
d	wanddikte	[m]
D	diameter buis met ronde doorsnede	[m]
D <sub>3</sub>	turbineuitlaatdiameter	[m]
E	energie	[Nm]
ΔE	energieverliezen	[Nm]
f	netfrequentie	[Hz]
f <sub>a</sub>	rekenwaarde voor de treksterkte van staal	[N/mm <sup>2</sup> ]
f <sub>b</sub>	rekenwaarde voor de treksterkte van beton	[N/mm <sup>2</sup> ]
f <sub>b</sub>	rekenwaarde voor de druksterkte van beton	[N/mm <sup>2</sup> ]
g	versnelling van de zwaarte- kracht	[m <sup>2</sup> /s]
h	waterdiepte	[m]
Δh <sub>r</sub>	roosterverliezen	[m]
H	verval, valhoogte, energie- hoogte	[m]
ΔH	(verval)verliezen	[m]
i, I	verhang	[-]
k	wandruweheidscoëfficiënt volgens Manning	[m <sup>1/3</sup> /s]
M	moment	[Nm]
M <sub>u</sub>	bezwijkmoment	[Nm]
n	werkelijke toerental turbine	[omw./min.]
n <sub>s</sub>	specifieke toerental turbine	[omw./min.]
N	vermogen	[Nm/s]
ΔN	verlies aan vermogen	[Nm/s]
N <sub>p</sub>	aantal poolschoenen	[-]
P	druk	[N/mm <sup>2</sup> ]
P	perimeter (natte omtrek)	[m]
Q	debiet	[m <sup>3</sup> /s]
Q <sub>↑</sub>	uitstromend debiet (Q <sub>turb.</sub> )	[m <sup>3</sup> /s]
Q <sub>↓</sub>	instroomdebiet	[m <sup>3</sup> /s]

r	straal cirkelvormige doorsnede	[m]
R	hydraulische straal (=A/P)	[m]
t	wanddikte	[m]
v	snelheid	[m/s]
z	plaatshoogte	[m]
$\gamma$	rekenfactor belastingen	[-]
$\gamma_{dr}$	volumieke massa droog materiaal	[kg/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_{nat}$	volumieke massa nat materiaal	[kg/m <sup>3</sup> ]
$\delta$	wanddikte	[m]
$\phi$	hoek van inwendige wrijving	[°]
$\lambda_n$	factor voor neutrale grond- druk	[-]
$\rho$	soortelijke massa van water	[kg/m <sup>3</sup> ]
$\sigma$	normaalspanning	[N/mm <sup>2</sup> ]
$\tau$	schuifspanning	[N/mm <sup>2</sup> ]
$w_o$	wapeningspercentage	[%]

## SAMENVATTING EN CONCLUSIES

Het in 1965 in gebruik genomen Afobaka waterkrachtwerk (Brokopondoprojekt), in hoofdzaak ten behoeve van de particuliere bauxietindustrie in Suriname, heeft een geïnstalleerd vermogen van 189 MW. Omdat de gemiddelde benutting om uiteenlopende redenen nooit groter kon zijn dan ca. 117 MW en de Surinaamse overheid krachtens het Brokopondo-overeenkomst gemachtigd is om gebruik te maken van (een deel van) het "extra" geïnstalleerd vermogen is aan het eind van de jaren zeventig het idee ontstaan om het water uit aangrenzende stroomgebied van de Jai-kreek via de Olenskreek en de Marowijnkreek om te leiden naar het Brokopondomeer. Tijdens onderzoek ten behoeve van dit Jai-kreek omleidingsprojekt werd er in de bovenloop van de Marowijnkreek over een relatief korte afstand van ca. 8 km een verval van ca. 50 m geconstateerd. Het benutten van dit verval middels een ondergronds waterkrachtwerk volgens het Zweeds type (Jai Powerhouse) werd in 1982 voor het eerst gepresenteerd op het FURORIS congres te Paramaribo.

Binnen onderhavig afstudeerontwerp is dat projekt, verder betiteld als het Jai-Maró projekt, nader onderzocht. Het onderzoek moet dan ook worden beschouwd als een aanvulling op wat reeds eerder met betrekking tot het topografisch aanwezige verval is vastgelegd.

Met grote nadruk wordt gesteld dat ten behoeve van het Jai-Maró projekt er ter plaatse in het geheel geen onderzoek is verricht en dat de resultaten en conclusies van het afstudeerontwerp volledig gebaseerd zijn op gegevens afkomstig uit veld- en bureauonderzoek ten behoeve van het Jai-kreek omleidingsprojekt (kaartenmateriaal, rapporten en gesimuleerde langjarige debietreeksen van de Jai-kreek). Binnen dat kader is, daar waar de beschikbare informatie geheel of gedeeltelijk tekortschoot, uitgegaan van veronderstellingen. Het gebruik van gegevens uit het Jai-kreek omleidingsprojekt ten behoeve van het Jai-Maró projekt is zeer wel mogelijk (ook gezien vanuit de fase waarin het onderzoek zich momenteel bevindt) omdat het Jai-Maró projekt als uitvloeisel van het Jai-kreek omleidingsprojekt directe relaties heeft met het laatst genoemde projekt.

Vanuit het in 1982 gedane voorstel voor een ondergronds ontwerp is in het **vooronderzoek** een vergelijkende studie uitgevoerd, waarin naast het ondergronds alternatief een tweetal andere alternatieven met bovengrondse centrales zijn beschouwd. De beschouwing heeft meer het karakter van een haalbaarheidsstudie en wijst uit dat het ondergrondse alternatief op economische gronden (kW-prijs van ca. 0.10 Nf.) in eerste instantie de voorkeur geniet boven alle andere (onderzochte) alternatieven. Voorts blijkt dat het Jai-Maró projekt en het Jai-kreek omleidingsprojekt elkaar geenszins (hoeven) uit(te)sluiten. Een combinatie is zeer wel mogelijk temeer omdat het omgeleide water uit het stroomgebied van de Jai-kreek bij realisatie van het Jai-Maró projekt toch terecht zou komen in het Brokopondomeer

en dus meer dan éénmaal zou worden benut ten behoeve van hydro-energieopwekking.

Het vooronderzoek (deel A) wordt ingeleid door enige algemene informatie over het waterkrachtbegrip en over Suriname (hoofdstuk 1). In hoofdstuk 2 wordt de probleemstelling samengevat en geformuleerd; tevens wordt in dit hoofdstuk de beschikbare (en ten behoeve van het waterkrachtproject noodzakelijke) basisinformatie kritisch geëvalueerd. Het langjarig gemiddeld jaardebiet uit het stroomgebied van de Jai-kreek tot de afsluiting bij de hoofddam in het huidige omleidingsproject blijkt ca.  $54.4 \text{ m}^3/\text{s}$  te bedragen; uit de topografische gegevens blijkt een verval van ca. 55 á 60 m haalbaar. Het vooronderzoek is afgesloten met een uitgebreide alternatievenstudie (hoofdstuk 3). De uiteindelijke keuze is reeds eerder vermeld en is gebaseerd op economische analyses van de onderzochte mogelijkheden. Overige conclusies en aanbevelingen, in het bijzonder in relatie tot het huidige omleidingsproject, zijn samengevat in hoofdstuk 4 van dit deel.

In de delen B en C is het ondergrondse alternatief verder uitgediept. Deel B (hoofdstukken 5 en 6 uit het rapport) omvat de **energieberekeningen** die enerzijds aangeven welke baten (uitgedrukt in gemiddelde hoeveelheden energie per jaar) mogelijk zijn en anderzijds een aanzet vormen voor de dimensionering van de centrale. Aangezien de afmetingen van de centrale in hoofdzaak worden bepaald door het te installeren vermogen en deze op zijn beurt weer sterk afhankelijk is van de vraag naar energie zouden de energieberekeningen in principe gebaseerd moeten worden op plaatselijke powermarkt informatie. Bij gebrek aan kwantitatieve gegevens over de vraagzijde zijn de energieberekeningen uitgevoerd aan de hand van een verondersteld hoofdcriterium. Dat criterium houdt in dat er gezocht is naar dat vermogen waarbij de gemiddelde jaarlijks te produceren hoeveelheden energie maximaal zijn. Het "optimale" vermogen blijkt in de buurt van 60000 kW te liggen; de energiehoeveelheden bedragen daarbij gemiddeld ca.  $218 * 10^6 \text{ kWh}$  per jaar. Tevens hebben de berekeningen geleid tot het vaststellen van ontwerpdebiet ( $Q_{\text{ontwerp}}$  totaal =  $125 \text{ m}^3/\text{s}$ ) en een ontwerpverval ( $H_{\text{ontwerp}} = 60 \text{ m}$ ). Besloten is voorts om het te installeren vermogen te stellen op 80000 kW ( $3 * 20000 \text{ kW} + 1 * 20000 \text{ kW}$  in reserve).

Met behulp van de in deel B bepaalde waarden voor de basisvariabelen (per turbine-eenheid een ontwerpdebiet en ontwerpverval van resp.  $41.7 \text{ m}^3/\text{s}$  en 60 m) is in deel C van het onderzoek de **globale dimensionering van enige onderdelen** van het waterkrachtproject ter hand genomen. Op grond van de beschikbare geologische-, topografische- en hydrologische informatie zijn achtereenvolgens uitgewerkt de drukschacht, de inlaatconstructie en de centrale (hoofdstukken 7, 8 en 9). De dimensies van de drukschacht (inwendige diameter van ca. 9.3 m bij een wanddikte van ca. 0.4 m) zijn vastgesteld mede op grond van een economische optimalisatie, waarin naast de aanlegkosten ook de energieverlieskosten zijn betrokken. Bij de inlaatconstructie

zijn tevens beschouwd het noodzakelijke aanvoerkanal bij lagere reservoirwaterstanden ( $h = 4.6$  m;  $v_{\text{water}} = 0.6$  m/s; bodembreedte  $B_0 = 57.6$  m; taluds 1 : 2, onbekleed) en faciliteiten om het zwevend materiaal uit het water te kunnen verwijderen (bezinkbassin met ruwe lengte-, breedte- en diepteafmetingen van resp. 27.6, 130 en 4.6 m). De karakteristieke dimensies van de turbine-eenheden, die de basis vormen voor de totale afmeting van de centrale (lengte \* breedte \* hoogte = ca. 65 \* 18 \* 35 m) zijn bepaald in overleg met de Zwitserse turbinefabrikant Sulzer Escher Wyss Ltd. Voorzover mogelijk zijn de onderdelen weergegeven op een aantal principeschetsen.

Voor een waterkrachtproject geldt in het algemeen dat de tijdsperiode tussen de planfase en de fase van operationeel gebruik tamelijk lang kan zijn (soms zelfs in de orde van decennia). Geheel inherent aan een dergelijk project, waarvan het onderzoek doorgaans pas daadwerkelijk start nadat de noodzaak en de economische haalbaarheid ervan vaststaan, is het feit dat met het oog op de aard van de vereiste basisgegevens (langjarige hydrologische informatie bijvoorbeeld) een langdurige aanloopfase geenszins onlogisch is, vooral indien de informatie in de planfase niet aanwezig blijkt. Dit houdt in dat naarmate de fase van realisatie en operationeel gebruik dichterbij komt de eisen met betrekking tot de nauwkeurigheid van de vereiste gegevens zullen (kunnen) worden opgevoerd. Vanuit deze optiek is het dus zelfs niet noodzakelijk dat alle gegevens ten behoeve van een eindontwerp reeds in de prille planfase in gedetailleerde vorm beschikbaar zijn. Gaande het onderzoek zal vanzelf blijken welke gegevens met welke nauwkeurigheden in een bepaalde fase zijn vereist.

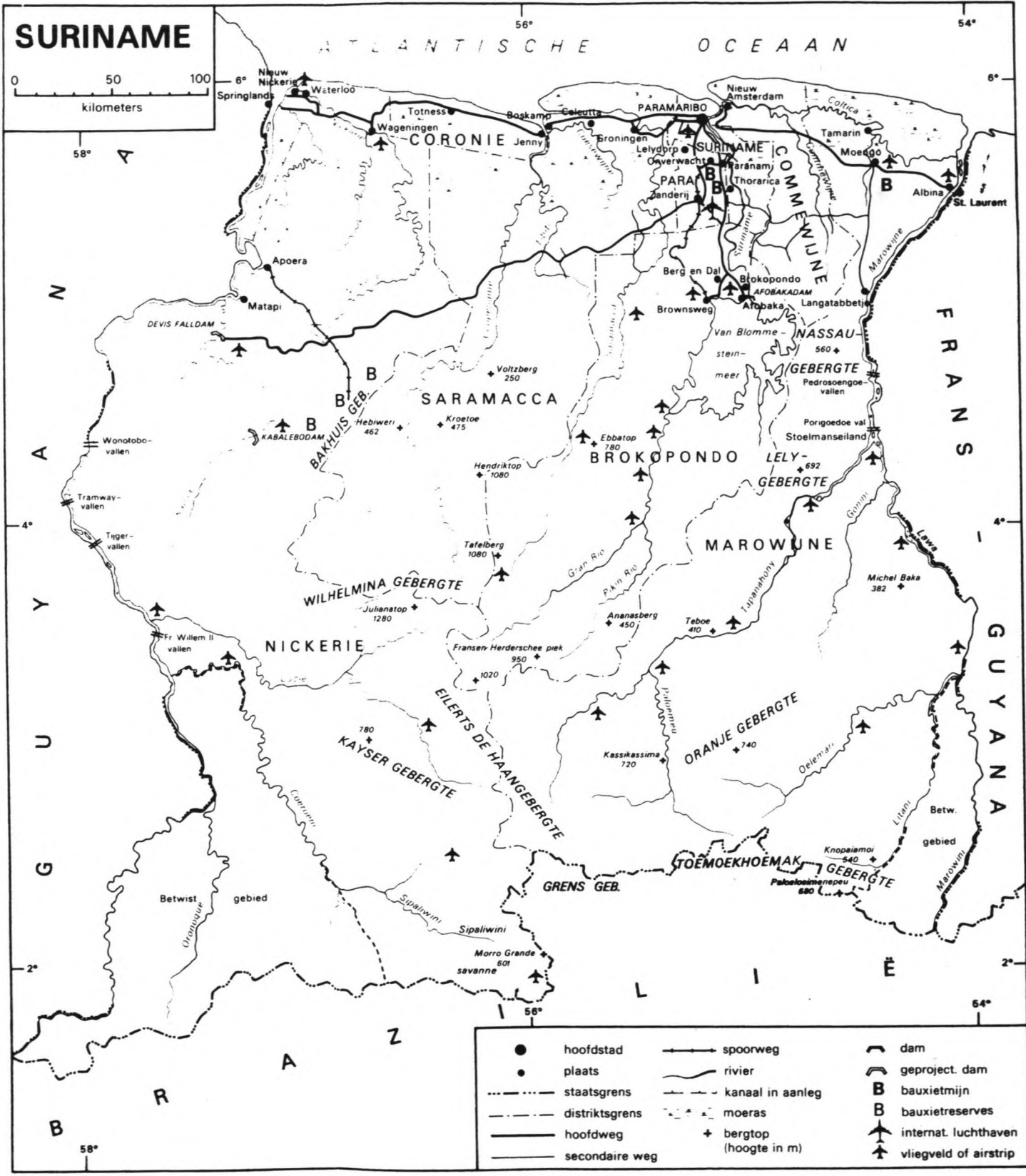
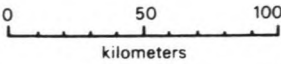
Ook binnen het Jai-Maró project is bovengeschetste werkwijze van toepassing. Vermeld wordt bijvoorbeeld dat het voorstel voor het ondergronds alternatief uit 1982 gebaseerd was op gegevens die op dat moment aanwezig waren. Naarmate de ontwerpfase van het Jai-kreek omleidingsproject vorderde is ook daarin de nauwkeurigheid van de met name uit veldonderzoek verzamelde gegevens opgevoerd. Het ontwerprapport (Hensley-Schmidt, januari 1984) bevatte dan ook informatie die ten behoeve van het doel van dat project voldoende nauwkeurig was (wat overigens niet opgaat voor het Jai-Maró project). Uit dat rapport kon evenwel worden geconcludeerd dat als gevolg van recentere gegevens (met een grotere graad van nauwkeurigheid dan die van voorheen) het ondergronds alternatief in gunstiger licht kon worden geplaatst; omdat een locatiewijziging van de drempeldam in het omleidingsproject binnen het Jai-Maró project een verkorting van de turbineafvoertunnel (een relatief duur onderdeel binnen het totale project) betekent. Deze aanpassing is in het afstudeerontwerp uiteraard doorgevoerd; evenwel zonder dat het idee voor het ondergrondse voorstel enige wijziging heeft ondergaan.

Reeds eerder is opgemerkt dat zuiver en alleen ten behoeve van het Jai-Maró project er in het geheel geen onderzoek is verricht. Desalniettemin is getracht om in de opeenvolgende

fasen binnen het afstudeeronderzoek de nauwkeurigheid van de berekeningen op te voeren. De resultaten van deze studie moeten dus in zoverre relativerend worden geïnterpreteerd dat de uitkomsten dienen te worden gekoppeld aan de huidige beschikbaarheid en nauwkeurigheid van de basisinformatie. Indien te zijner tijd besloten zou worden tot realisatie van het projekt zullen gegevens, gebruikt ten behoeve van berekeningen bij dit ontwerp, dienen te worden vervangen (c.q. aangepast) door (aan) de informatie die op dat moment beschikbaar zou moeten zijn.



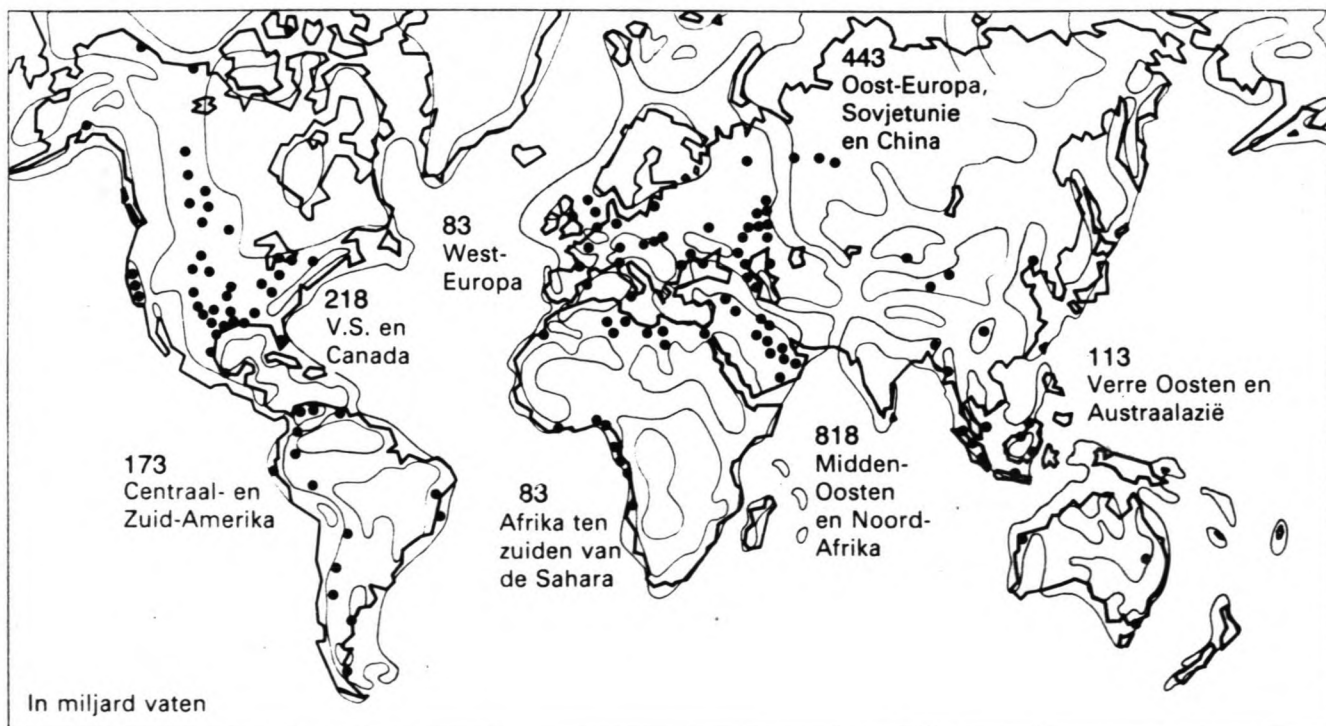
# SURINAME



- hoofdstad
- plaats
- staatsgrens
- - - distriktsgrens
- hoofdweg
- secundaire weg
- spoorweg
- rivier
- - - kanaal in aanleg
- moeras
- + bergtop (hoogte in m)
- dam
- - - geproject. dam
- B bauxietmijn
- B bauxietreserves
- ✈ internat. luchthaven
- ✈ vliegveld of airstrip

## Inleiding

**Energie** is in de economische beschrijvingen van de menselijke activiteiten (kostprijs, hoeveelheid goederen, diensten enz) steeds een onderdeel dat onmisbaar is; alle materialen, goederen en diensten hebben energie nodig teneinde te (kunnen) worden gemaakt respectievelijk verricht. Dit houdt in dat energie onmisbaar is in het functioneren van onze samenleving in vrijwel alle facetten. Het grootste deel van onze energievoorziening berust op het verbruik van fossiele brandstoffen. De voornaamste hiervan zijn aardolie en aardgas. Gegeven de huidige situatie zullen deze energiedragers tot ver in de komende eeuw(en) een rol van essentiële betekenis blijven spelen in het wereldenergievraagstuk. Maar er dienen zich wel enige beperkingen aan want hoewel de geschatte en reeds aangetoonde reserves aanzienlijk zijn (figuur 1.) en de energievoorziening misschien zelfs voor eeuwen lijkt verzekerd, mag niet voorbij gegaan worden aan het feit dat de bestaande voorraden niet onuitputtelijk zijn.



De sedimentatiebekkens en geraamde, uiteindelijke oliereserves in de wereld, inclusief nieuwe vondsten

□ Sedimentatiebekken • Olieveld

Figuur 1. Bron [1]

De nog steeds groeiende mondiale energie behoefte mag dus niet voor altijd blijven teren op de aanwezigheid van fossiele reserves. Een andere restrictie wordt gevormd door het gegeven dat benutting van de fossiele brandstofvoorraden ecologische- en milieubezwaren met zich meebrengt. Benutting betekent tevens vervuiling van de atmosfeer en die vervuiling zou weleens verstrekkende consequenties kunnen hebben voor het leven op aarde. Denk hierbij bijvoorbeeld aan de aantasting van de beschermende ozonlaag rondom de aardbol door een groeiend CO<sub>2</sub>-gehalte van de atmosfeer.

Als alle genoemde aspecten, die het algemene energiebeleid mede bepalen, op een rijtje worden gezet blijkt het beeld van de toekomstige energiesituatie zeker niet gunstig te zijn. Vandaar ook de enorme interesse voor vervangende en alternatieve vormen van energie. Hieronder vallen bijvoorbeeld zonneenergie, windenergie, energie uit biomassa, aardwarmte maar vooral niet in de laatste plaats waterkracht. Met name de rijke geïndustrialiseerde landen, die toch al beschikken over een dergelijke draagkrachtige economie, dat op dergelijke nieuwe ontwikkelingen gemakkelijk kan worden ingespeeld, lopen voor in het onderzoek van en naar alternatieve energievormen.

Totaal anders is het gesteld met de ontwikkelingslanden. In het algemeen beschikken deze landen doorgaans wel over voldoende natuurlijke hulpbronnen; doch door gebrek aan voornamelijk financiële reserves blijken ze niet in staat het eigen potentieel te ontwikkelen en te benutten. Met als gevolg dat een steeds groter wordend percentage van het nationaal produkt opgaat aan de aankoop van deze brandstoffen.

**Suriname** als ontwikkelingsland, in levensstandaard reeds jaren wedijverend met de geïndustrialiseerde wereld verkeert in soortgelijke omstandigheden. Hoewel de turbulente ontwikkelingen in de wereldenergiesituatie in de zeventiger jaren ook in Suriname voelbaar waren, zijn de gevolgen voor het land minder ingrijpend geweest dan voor de meeste andere ontwikkelingslanden. Enerzijds ligt de oorzaak daarvan in het feit dat van oudsher al het grootste deel van de geïmporteerde brandstoffen bestemd zijn (geweest) voor de bauxietindustrie. Door de jaren heen is deze sector steeds in staat geweest de stijgende prijzen in die import door te berekenen naar de consument, die vanwege de totale exportgerichtheid van deze bedrijfstak niet in Suriname woonachtig is, doch in de geïndustrialiseerde wereld. Anderzijds zijn sindsdien zowel het energiebeleid als het energieprogramma drastisch aangepast. [2,3]

Naast de voor de hand liggende energiebesparende maatregelen, komt meer dan ooit het aspect van de ontwikkeling van het binnenlandse energiepotentieel naar voren. Alternatieve energievormen worden actueel, doch vooral het waterkracht-potentieel, dat van oudsher al in de belangstelling heeft gestaan, krijgt een sterk groeiende aandacht. Voordien was de ontwikkeling van dit in ruime mate aanwezige potentieel erop gericht om nieuwe grootschalige industrieën van goedkope electriciteit te voorzien. De realisatie van het (later te

bespreken) Brokopondoplan in 1965 is binnen dat kader geschied. Heden ten dage is die visie achterhaald en herzien. De stijging van kosten van levensonderhoud, dreigende energietekorten, handelsbalansproblemen en steeds hoger wordende olierekeningen noopten tot een herevaluatie van het energiebeleid. Verscheidene projekten zijn in de loop der jaren min of meer diepgaand bestudeerd en uitgewerkt (Kabalebo, Saramacca I, III & IV, Tapanahony, Jai-kreek omleiding), doch die zijn om uiteenlopende redenen nooit van de grond gekomen. Volgens prognoses van de Stichting Planbureau Suriname (S.P.S.) zouden deze projekten tezamen, behalve de dekking van de totale electriciteitsbehoefte in de jaren negentig zelfs een surplus aan hydro-energie kunnen opleveren. In dat geval zou een bestemming naar grote industrieën voor de hand liggen.

De huidige slechte economische condities van het land (mede door het wegvallen van buitenlandse financiële hulp) doet echter veronderstellen dat het in de jaren zeventig ingezette positieve energiebeleid zeker niet zal kunnen worden doorgetrokken. Ongetwijfeld zullen geplande projekten in de vergetelheid raken. Het niet (kunnen) realiseren van plannen betekent evenwel niet dat daarmee het nog niet eerder bestudeerde potentieel gelaten moet worden voor wat het is. Een opleving van de toekomstige economische situatie kan altijd nog aanleiding geven tot het verrichten van studies betreffende nieuwe projekten. Uiteraard zal de noodzaak daartoe ook aanwezig dienen te zijn.

Waterkrachtprojekten heten traditioneel grootschalig te zijn. Elke nieuwe studie zal daarom hoogstwaarschijnlijk voorlopig beperkt blijven tot een (voor)onderzoek.

Zo ook het onderhavige geval van het zogenoemde **projekt Jai-Maró waterkrachtcentrale**. De geschiedenis van het projekt begint omstreeks 1980 en is dus vrij jong. De ontdekking van de mogelijkheden voor dit projekt komt uit het veldonderzoek ten behoeve van Jai-kreek omleidingswerken (zie hoofdstuk 2.). De topografische omstandigheden van het betreffende gebied in combinatie met het Jai-kreek omleidingsprojekt maken een interessante toepassing van waterkracht mogelijk. Dit gegeven vormt de basis voor het onderzoek in dit rapport.

Of dit projekt nog gerealiseerd wordt zal afhangen van toekomstige ontwikkelingen op het vlak van de energievoorziening. Op het FURORIS congres (december 1982 te Paramaribo) werden twee mogelijkheden aangedragen [4,5] nl.:

- zou er een vraag bestaan van grote afnemers voor grote hoeveelheden energie, dan zou de realisatie van een 'groot' projekt in het land voor de hand liggen.
- zou het blijven bij een betrekkelijk kleine vraag (bijvoorbeeld Paramaribo en omgeving) dan is de keuze van een gefaseerde uitbouw van verschillende kleinere projekten waarschijnlijker.

De laatste mogelijkheid is reëler en werd op het congres ook aangegeven.

Op voorhand wordt nu gesteld dat in dat geval de grote

afstand tussen de locatie van het projekt (ongeveer 250 km ten zuiden van Paramaribo) en de (huidige en toekomstige) verbruikerscentra (Paramaribo en omgeving) het doorgaan van dit projekt wellicht in de weg zouden kunnen staan. Want oplossingen gericht op verbruik in deze centra zouden waarschijnlijk (economisch) onverantwoord duur kunnen uitvallen. Zelfs zonder enig onderzoek rijst het vermoeden dat een transmissieleiding van nabij de 300 km de kosten van dit projekt enorm omhoog zouden jagen. Op zich is dat een heel interessante onderzoeksvraag. Mede door het reeds aanwezig zijn van oplossingen in de vorm van enige kleine projekten (Saramacca I, III & IV, Jai-kreek omleiding) en het ontbreken van de benodigde plaatselijke powermarktinformatie, zal onderhavige studie van de Jai-Maró waterkrachtcentrale niet gericht zijn op de vraag hoe en door wie de opgewekte energie zal worden verbruikt. Vooralsnog zal worden verondersteld dat verbruik zal plaatsvinden in de (directe) omgeving van de locatie (grote industrieën). Primaire vragen hebben voornamelijk betrekking op het technisch ontwerp en de lay-out van dit projekt. In dat verband is het bijvoorbeeld belangrijker om na te gaan hoeveel vermogen er geïnstalleerd zou kunnen worden. Dat resultaat is direct bepalend voor de dimensies van de verschillende kunstwerken en dus de kosten van het totale projekt.

Deze studie moet voornamelijk gezien worden binnen het kader van het onderzoeksprogramma van het totale hydro-energiepotentieel. Daarmee kan voorlopig nog heel weinig gezegd worden over de huidige realiteitswaarde. Wellicht dat de conclusies van dit onderzoek wat meer duidelijkheid zullen kunnen bieden. Want het is denkbaar dat er momenteel geen behoefte aanwezig is aan een eventuele realisatie (op basis van economische niet-haikbaarheid want vraag is er wel); na enkele decennia kan de situatie echter geheel gewijzigd zijn. Bij dat ontwerp dienen er dan in een veel eerder stadium genoeg voorzieningen te zijn getroffen, waarmee een doelstelling van dit onderzoek wordt ingeleid.

**Opmerking:**

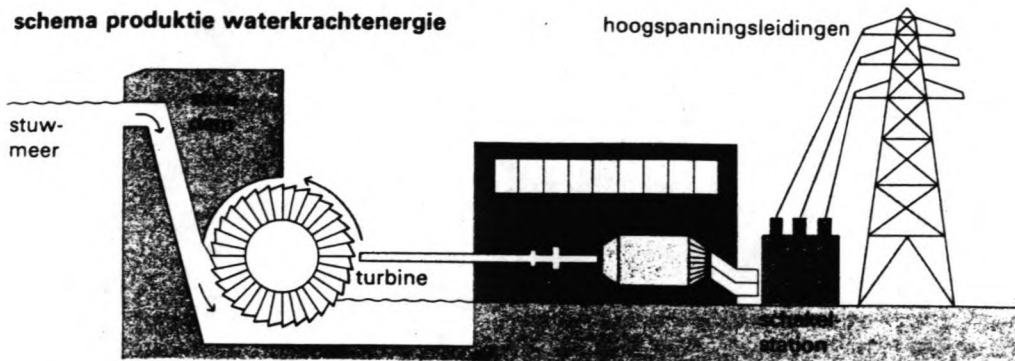
Het is gebruikelijk om te spreken van energieopwekking. Dat is niet correct omdat energie niet uit het niets kan worden opgewekt. Bij waterkracht wordt de energie (voornamelijk potentiële) die het water bezit omgezet in elektrische energie. In de spraak is dat echter zo gegroeid; in het vervolg zal daarom dit begrip "energieopwekking" gewoon worden gehanteerd wetend dat daarmee in principe iets anders wordt bedoeld, nl. energieomzetting.

## HOOFDSTUK 1 INLEIDENDE INFORMATIE

### 1.1. Waterkracht

#### 1.1.1. Het principe van waterkracht

Het principe van waterkracht berust op het omleiden van een natuurlijk debiet  $Q$  door een turbine, daarbij de natuurlijk aanwezige valhoogte benuttend tussen de inlaat en de uitlaat van het systeem. Heel geschematiseerd is dit principe in de meest bekende vorm weergegeven in figuur 1.1.



Figuur 1.1.

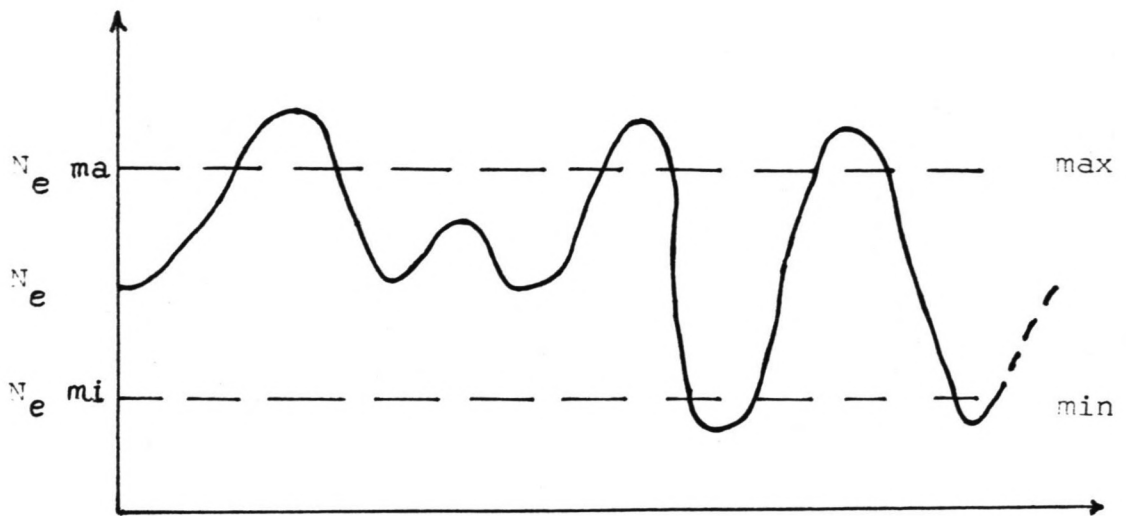
Het vermogen van water om energie te kunnen leveren wordt waterkracht genoemd en is gebaseerd op het simpele principe van "arbeid = kracht \* weg" en "arbeidsvermogen = arbeid per tijdseenheid". Het accent ligt hier op de productie van elektrische energie. Met de verliezen is het meest belangrijke grondbeginsel van waterkracht om te zorgen dat zo min mogelijk potentiële energie verloren gaat, zodat het als valhoogte beschikbaar komt voor omzetting. Daarbij is het doel productie, transport en distributie van elektrische energie (getransformeerd uit waterkrachtenergie). De toepassing berust voornamelijk op natuurlijke condities van klimaat, neerslag, beschikbaarheid van water gedurende het hele jaar, aanwezigheid van verval en geologische condities.

#### 1.1.2. Bepaling van het elektrisch vermogen

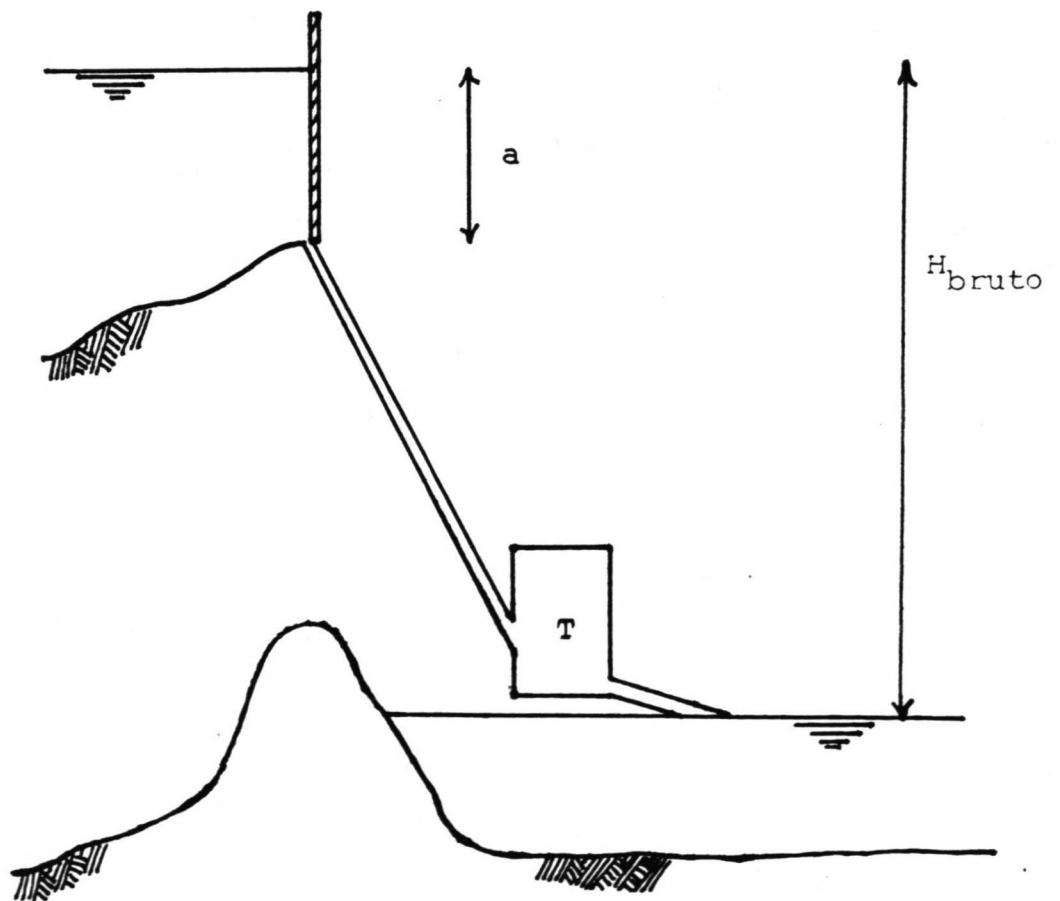
Energie die in water voorkomt is van drie variabelen afhankelijk.

Deze zijn: - valhoogte  $H$  [m]  
 - debiet  $Q$  [ $m^3/s$ ]  
 - soortelijke massa  $\rho$  [ $kg/m^3$ ].

Een hoeveelheid water [ $1 m^3$ ] met een dichtheid van  $\rho$   $kg/m^3$  valt  $H$  meter naar beneden. De snelheid van het water op



Figuur 1.2. Vermogen in de tijd.



Figuur 1.3. Ideale waterkrachtomstandigheden.

het laagste punt is dan gelijk aan  $v = (2 * g * H)^{0.5}$  [m/s] (1).

-  $E_{kin.}$  van  $1m^3$  water in laagste punt:

$$E = 0.5 * m * v^2 = 0.50 * \rho * 2 * g * H = \rho * g * H \text{ J/m}^3 \quad (2).$$

- Per seconde valt er nu een hoeveelheid water  $Q$  naar beneden, dus het debiet is gelijk aan  $Q$  [ $m^3/s$ ]. Hieruit volgt een energieomzetting van  $\rho * g * H * Q$  [Joule/sec(=Watt)]. (3).

Het op te wekken effectief vermogen (= vermogen àf generatorklemmen) wordt gevonden door bij het theoretisch vermogen de volgende verliezen in rekening te brengen:

1. Hydraulische verliezen in het aan-/afvoersleidingstelsel
2. Mechanische- en hydraulische verliezen in turbine en randapparatuur (o.a. de tandwielkast)
3. Electriche verliezen in de generator.

ad 1. Deze verliezen zijn te verdisconteren in de valhoogte door de netto valhoogte te bepalen:  $H_{netto} = H_{bruto} - \text{verliezen}$ .

ad 2. Deze verliezen zijn te verrekenen in het rendement van de turbine (tussen 0.80 en 0.98)

ad 3. Deze verliezen zijn te verrekenen in het rendement van de generator (tussen 0.94 en 0.98).

Alle verliezen in rekening gebracht (zie [6]) geven een reductie van ongeveer 20% aan het theoretisch vermogen zodat het (de) rendement(sfactor) bedraagt: 0.8. Alle andere bekende waarden ingevuld in formule (3) leveren voor het effectief vermogen:

$$N_{eff.} = 8 * H * Q \text{ [kW]} \quad (4).$$

Vergelijking (4) volstaat bij het doen van voorlopige berekeningen in bijvoorbeeld voorstudies.

Enige opmerkingen:

- uit (4) blijkt dat bij wisselende  $Q$  en/of  $H$  het verloop van het effectief vermogen in de tijd ook wisselt (zie figuur 1.2.).  $N_{max.}$  en  $N_{min.}$  worden meestal bepaald door de turbine. Indien  $Q$  te groot of te klein wordt kan de turbine niet meer efficiënt functioneren. Verlies van water via de overlaat zou hiervan het gevolg kunnen zijn.
- de hoeveelheid energie die gedurende een bepaalde tijd opgewekt kan worden is gelijk aan de oppervlakte onder de grafiek. Als  $N$  in de tijd een bekende is geldt:



$$E_{eff.} = \int_0^t N_{eff.} * dt$$

- uit (4) blijkt tevens dat de meest ideale situatie bij turbines wordt bereikt indien bij in bedrijf zijn zowel Q, als H constant zijn (zie figuur 1.3.). Voor een dergelijke ideale situatie zijn de volgende randvoorwaarden noodzakelijk:

- ° constante benedenwaterstand
- ° een (bijna) constante valhoogte in de veronderstelling dat fluctuaties in de bovenwaterstand in het niet vallen tegen de altijd aanwezige valhoogte ( $H_{boven} - H_{beneden}$ ).

Het vermogen wordt in het algemeen berekend met een aantal constanten, een geschatte rendementsfactor en de parameters Q en H.

## 1.2. Suriname [7,8,9]

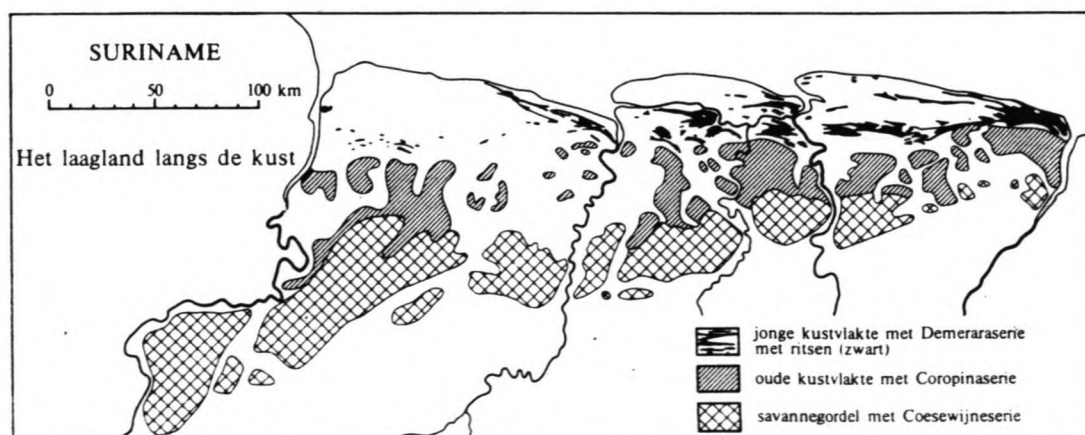
### 1.2.1. Geografische ligging

Zie kaart van Suriname.

### 1.2.2. Topografie en landschap

Op de figuren 1.4. en 1.5. staat een globale topografische indeling afgebeeld die zich als volgt laat kenschetsen:

- een noordelijk deel omvattende het kustgebied met een gemiddelde hoogte op enkele meters boven G.Z.N. (gemiddeld zee niveau) en een oppervlakte van ongeveer 20000 km<sup>2</sup>. De breedte van deze kuststrook varieert van 15 km (oosten) tot 80 km (westen). Enige relevante kenmerken bij dit gebied zijn:
  - \* aanwezigheid van uitgestrekte klei- en veenzwampen met begroeiing (laagbos).
  - \* enkele hooggelegen zandlichamen, de zogenaamde ritsen (resten van de vroegere zee kust) die de eerder genoemde zwampen doorsnijden. De begroeiing hier bestaat veelal uit hoge bomen (hoogbos).
- een overgangsdeel (het deklandschap of savannegordel) met een breedte van 5 á 6 km (oppervlakte ongeveer 2000 km<sup>2</sup>) voornamelijk begroeid met (struik)gewas.
- een zuidelijk deel (het hoogland), zijnde heuvels en bergen, volledig begroeid met dicht tropisch oerwoud (hoogbos). Zie figuur 1.6. Naar de zuidgrens toe wordt het land bergachtiger. Het hoogste punt van Suriname ligt op 1280 meter (Julianatop) boven zeeniveau.

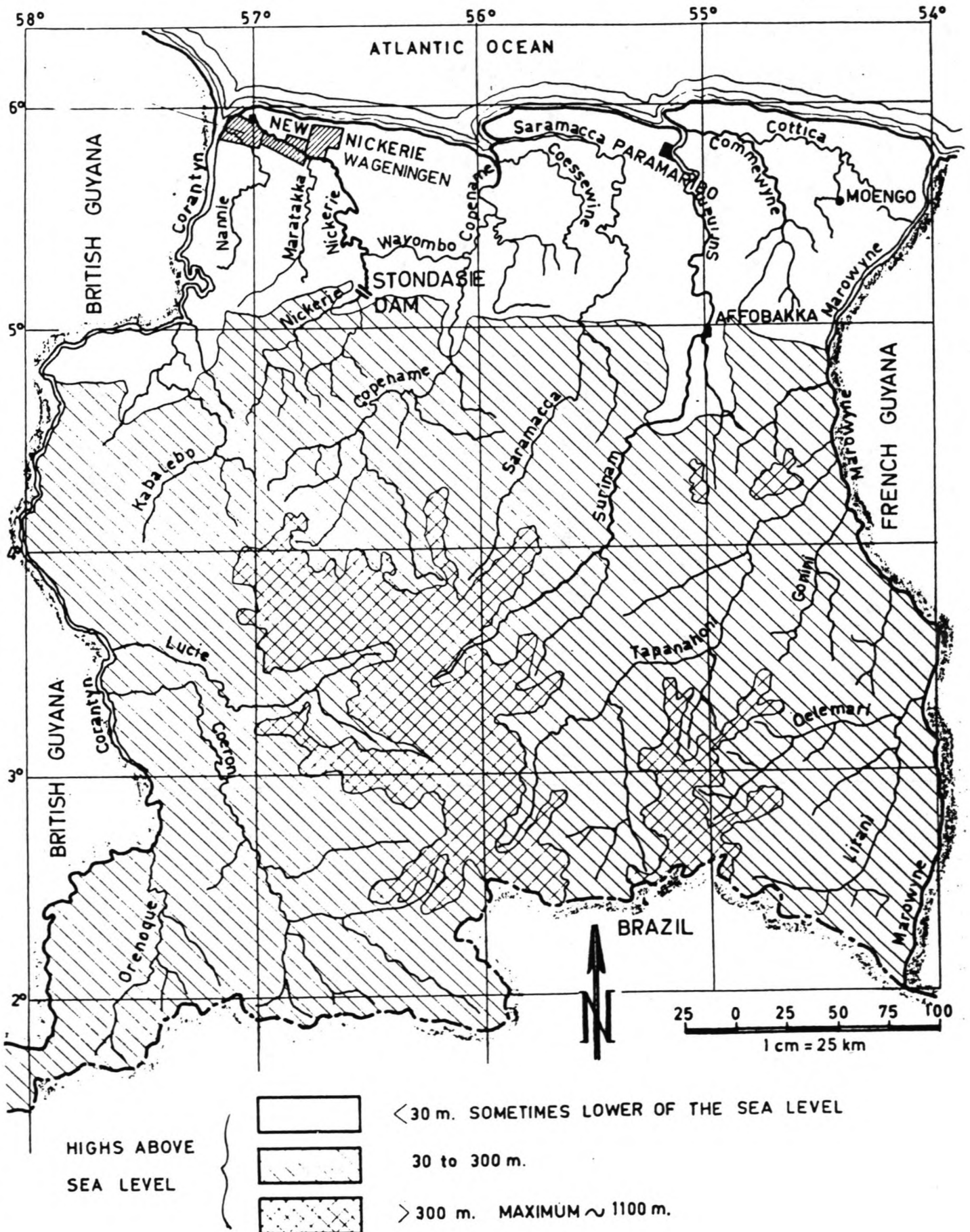


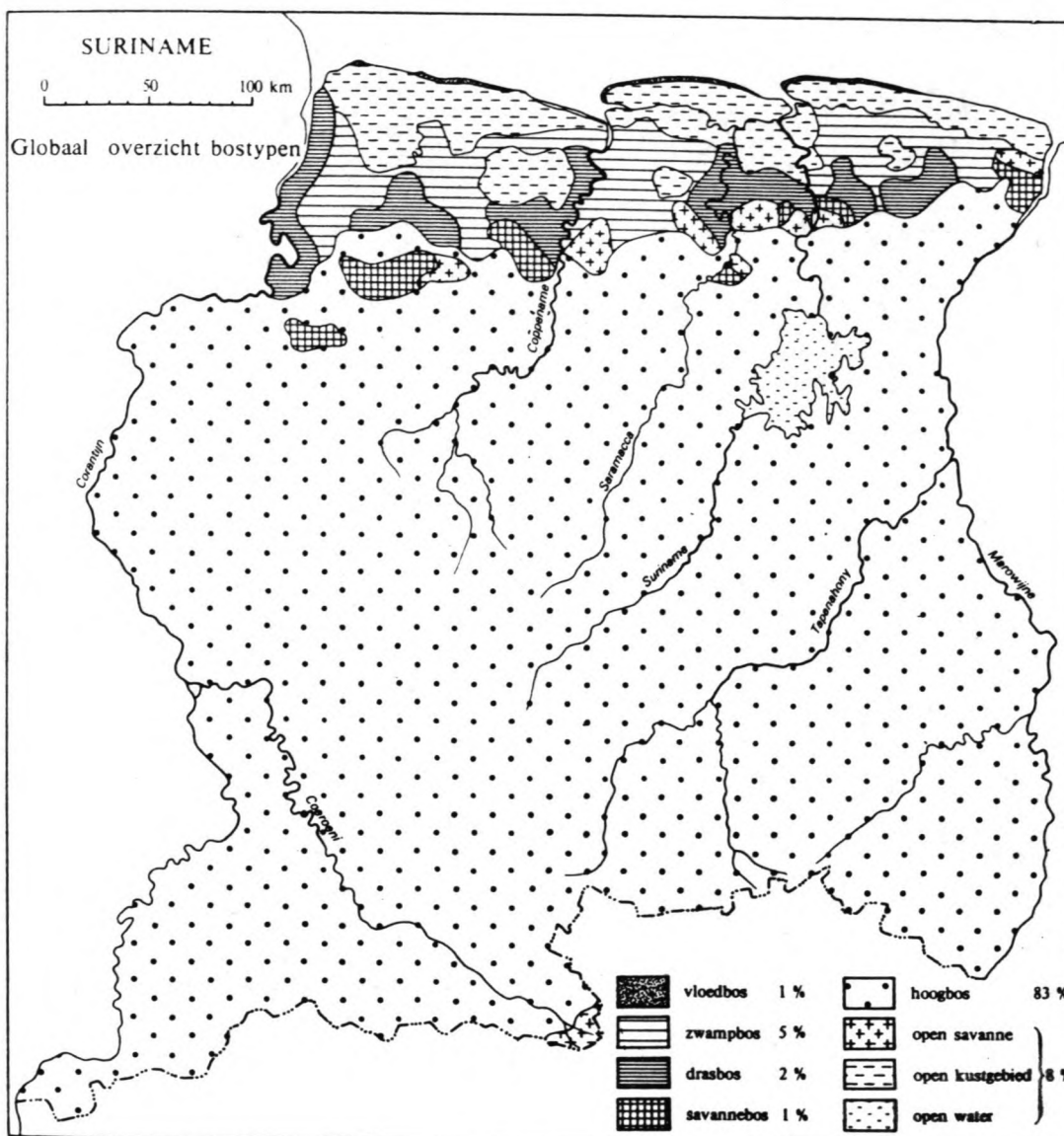
(Bron: Encyclopedie van Suriname)

Figuur 1.5.

Figuur I.4. Topografische kaart van Suriname.

1 : 2.500.000





Figuur 1.6. Bron [9]

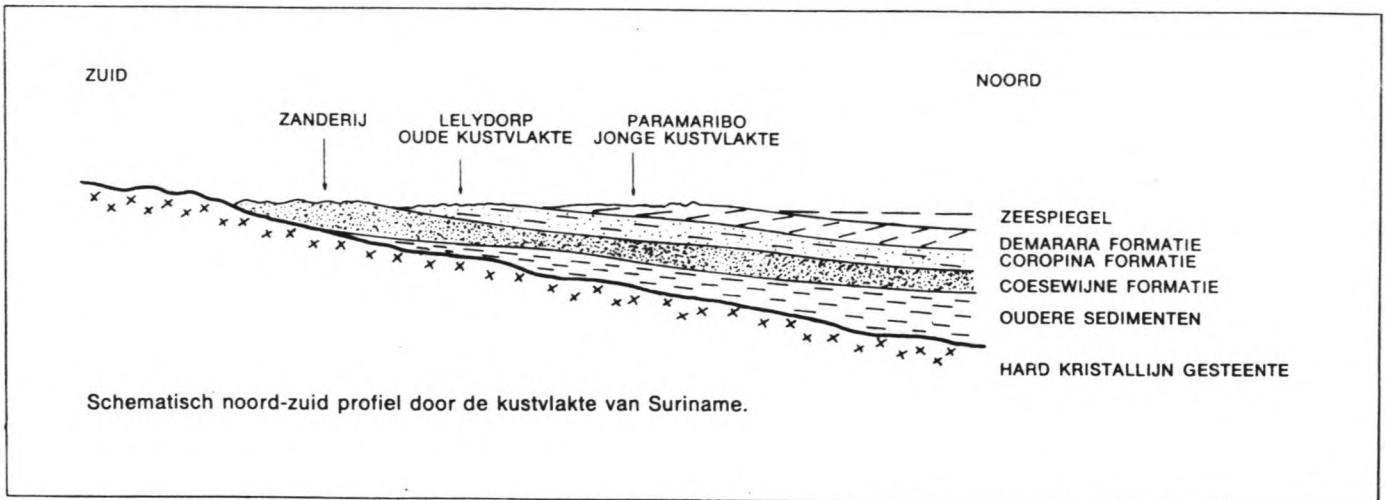
### 1.2.3. De bodem (figuur 1.7.)

Op grond van bodemkundige factoren (ontstaan en samenstelling) kan het land worden onderverdeeld in drie gebieden die overeenkomen met de topografische indeling:

- de kustvlakte bestaat voornamelijk uit klei. De reeds eerder genoemde ritsen lopen parallel aan de kust en zijn opgebouwd uit schelpen, waarvan het zand afkomstig is van het continentaal plateau.
- het deklandschap of savannegordel bestaat uit leemachtige en

witte zandige grond. Het ontstaan van dit landschap is niet geheel duidelijk. Aangenomen wordt dat het witte kwartszand afkomstig is uit sterk verweerde gesteenten van de heuvels uit het directe achterland.

- het hoogland bestaat uit hard kristallijn gesteente (graniet), die behoren tot het Guyana Schild, één der oudste gesteenten van de aardkorst.



Figuur 1.7. Bron [9]

#### 1.2.4. De rivieren

De grootste rivieren, de Corantijn, de Coppename, de Suriname en de Marowijne stromen ruwweg van zuid naar noord en monden uit in zee. De kleine rivieren zijn niet in staat geweest de eigen monding in zee te handhaven. De Nickerie, de Saramacca en de Commewijne zijn alle naar het westen verdrongen door aangroei van modderbanken bij de respectievelijke mondingen. Deze rivieren zijn met de grote rivieren een monding gaan vormen. Derhalve zijn in de volgorde van oost naar west de volgende paren van rivieren ontstaan:

Rivier	Stroomgebiedsopp. [km <sup>2</sup> ]	Gem.debiet [m <sup>3</sup> /s]
Corantijn	69000	2000
Nickerie	9700	200
Coppename	20000	470
Saramacca	12000	240
Suriname	16000	440
Commewijne	6700	120
Marowijne	70000	2000
Lawa	11500	-

## 1.2.5. Het klimaat

### 1.2.5.1. Algemeen

Door haar geografische ligging is Suriname een tropisch land met als algemene klimatologische kenmerken:

- ° zonnig
- ° warm
- ° veel neerslag.

Als gevolg van het niet regelmatig verdeeld zijn van de neerslag over het gehele jaar en het optreden van plaatselijke verschillen kunnen er drie klimaattypen onderscheiden worden (zie figuur 1.8.):

- altijd nat (Aw); alle maanden hebben meer dan 60 mm neerslag
- moessonklimaat (Am); een of meer maanden hebben minder dan 60 mm neerslag; tekorten worden gecompenseerd door het jaartotaal.
- nat/droog klimaat (Af); een of meer maanden hebben minder dan 60 mm neerslag; echter er treedt geen compensatie op door een hoog jaartotaal.

Het grootste deel van het land ten zuiden van het Van Blommensteinmeer (Brokopondomeer) heeft een moessonklimaat. Het altijd natte klimaat komt voor direct langs de kustlijn en in het zuidelijk grensgebied met Guyana. Het afwisselend natte en droge klimaat overheerst in de bewoonde kustvlakte.

Tevens is het mogelijk een indeling naar tijd en neerslag, dat het meteorologische element is met de grootste variatie, te maken. Hierbij kan men vier seizoenen onderscheiden:

- de kleine droge tijd, van begin februari tot medio april
- de grote regentijd, van medio april tot medio augustus
- de grote droge tijd, van medio augustus tot medio december
- de kleine regentijd, van medio december tot begin februari

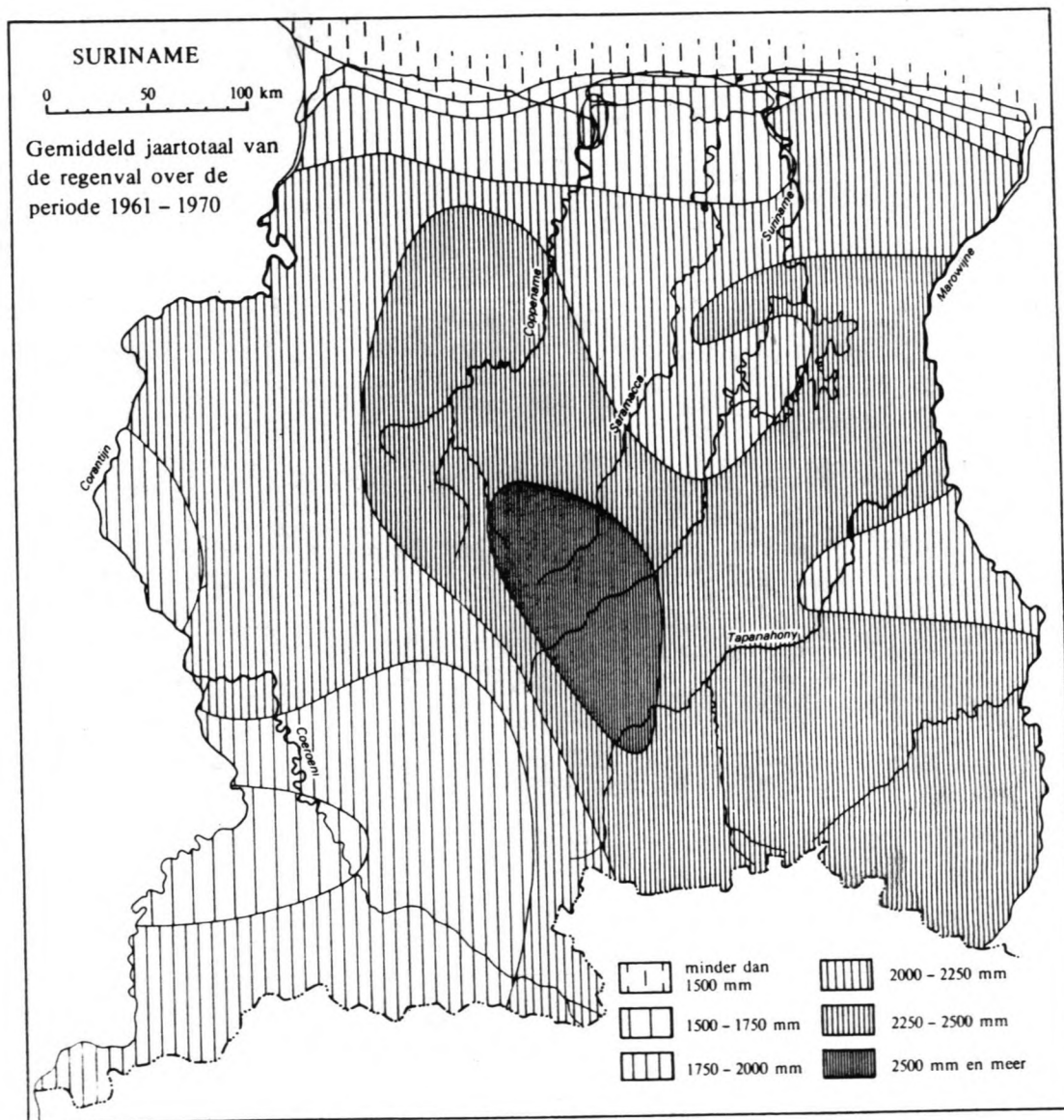
De grote regen- en droge tijd treden vrij regelmatig op, hoewel de aanvangstijdstippen (en afsluitingen) kunnen verschillen van die volgens de seizoensindeling. De kleine regen- en droge tijd zijn onregelmatig en niet elk jaar duidelijk waar te nemen.

### 1.2.5.2. De neerslag

De gemiddelde jaarlijkse regenval (1961-1970) schommelt tussen de 1450 mm (Coronie) en 3000 mm (zie figuur 1.9.). Voor Paramaribo is dat cijfer 2200mm (tegen een gemiddelde van Nederland van 750 mm). De regenval staat onder invloed van de Inter Tropische Convergentiezone (ITC) en neemt vanaf de kust



september, de grote droge tijd) domineert de wind uit het zuidoosten. Opmerkelijk is dat de wind zelfs gedurende een etmaal van richting kan veranderen. De gemiddeld windkracht is 1.3 Beaufort [1.8 m/s] (de maanden februari en maart). Het gemiddelde bereikt een minimum van 1.6 Beaufort [2.9 m/s]. De maximale windsnelheden treden overdag op en bereiken een waarde van 3 tot 4 Beaufort [4.5 m/s].



Figuur 1.9. Bron [9]



#### 1.2.5.4. Zonneschijn, temperatuur, relatieve vochtigheid en verdamping [7]

De relatieve zonneschijnduur varieert van 65 á 75 % (zonnige dagen) in de grote droge tijd tot 45 á 50 % in de maanden december en januari. Het jaargemiddelde bedraagt 58 %. De gemiddelde relatieve vochtigheid bedraagt 80 % en vertoont weinig spreiding over het jaar. De verdamping bedraagt gemiddeld 1950 mm/jaar (Paramaribo). De gemiddelde jaarlijkse temperatuur in Paramaribo is 27 °C. De jaarlijkse schommeling van de temperatuur, die gedefinieerd is als het verschil tussen de koudste en warmste dag van het jaar, is klein. De dagelijkse schommeling is vier tot vijf maal groter dan de jaarlijkse schommeling. Dat is typerend voor een tropisch land. De dagelijkse schommeling varieert van 5 °C langs de kust tot 10 á 11 °C ver in het binnenland. Zie verder tabel 1.1. Bron [7]

#### 1.2.6. Demografische gegevens

De Surinaams bevolking is multi-etnisch. Het bevolkingsaantal bedroeg ultimo 1984 ongeveer 392000 personen exclusief de bijna evenveel naar het buitenland geëmigreerde personen. Het grootste deel van de bevolking (ongeveer 90 %) woont in de kustvlakte; in of rondom Paramaribo of in de omringende distrikten. Een relatief heel klein deel (de autochtone Indianen) woont in de zogenaamde zelfverzorgende gebieden in het binnenland.

#### 1.2.7. Economie

De economie van Suriname is eenzijdig gericht en leunt op export van een beperkt aantal produkten (bauxiet, rijst, bacoven en hout) Vooral de bauxietsector is van groot belang voor het land, gezien het aandeel van 80 % van de export [2]. Opgemerkt wordt echter dat er een tendens valt te bespeuren die neigt naar het streven om de agrarische sector te stimuleren. In deze sector is er steeds meer de neiging tot grootschaligheid. De produktie van rijst, palmolie, bacoven en citrus neemt toe terwijl ook de export van rijst aanzienlijk aan het toenemen is. Daarmede is aan de kwetsbaarheid van de economie voorlopig nog weinig gedaan.

#### 1.2.8. Infrastructuur

##### \* Wegennet

Het primaire nationale wegennet, mede van belang voor de ontwikkelingen in de toekomst, bestaat uit de volgende hoofdverbindingen:

- de noordelijk gelegen oost-west kustverbinding met Paramaribo als centrale plaats. Ter plaatse van de

GEMIDDELDEN VAN DIVERSE ELEMENTEN VOOR PARAMARIBO, 1931 - 1960													
	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Jaar
Regenval (mm)	193	150	162	232	321	303	226	167	86	87	109	174	2210
Minimum-temp. (°C)	22,6	22,6	22,7	23,2	23,5	23,3	23,1	23,4	23,5	23,5	23,3	23,0	23,1
Temperatuur (°C)	26,4	26,6	27,0	27,2	26,8	26,8	27,1	27,9	28,5	28,5	28,0	26,9	27,3
Maximum-temp. (°C)	29,8	30,0	30,4	30,5	30,3	30,4	31,1	32,0	32,9	33,0	32,3	30,7	31,3
Relatieve vochtigheid (°o)	82	80	78	81	85	85	82	78	75	76	78	82	80
Bewolking (tienden)	6,6	6,3	6,4	6,8	7,2	6,9	6,1	5,4	4,8	5,1	5,7	6,4	6,1
Zonneschijn	47	50	52	48	44	51	62	71	77	76	64	49	58
Windkracht (Beaufort)	1,1	1,4	1,5	1,4	1,1	0,9	1,0	1,2	1,4	1,4	1,3	1,2	1,2
Luchtdruk - 1000 mb	11,2	11,5	11,5	11,4	11,4	12,3	12,5	11,8	11,3	10,4	09,5	10,2	11,2
Zon op <sup>1</sup>	06.20	06.28	06.23	06.10	05.58	05.55	06.01	06.06	06.04	05.58	05.57	06.05	06.07
Zon onder <sup>1</sup>	18.08	18.21	18.23	18.20	18.18	18.22	18.28	18.28	18.17	18.03	17.52	17.53	18.15
Angotwaarde (cal/cm dag) <sup>2</sup>	803	851	887	888	864	844	849	871	880	857	813	784	849
Potentiële open-waterverdamping (mm) <sup>2</sup>	138	140	165	155	146	143	162	182	191	189	159	138	1908

<sup>1</sup>Op de eerste van de maand

Tabel I. I.

kruisingen met de grote rivieren bestaan er veerverbindingen of vaste oeververbindingen (bruggen).

- de zuidelijk gelegen, eveneens in oost-west richting lopende bosontsluitingsweg met als voornaamste doel het openleggen van het binnenland (voor de bosbouw).
- een noord-zuid verbinding, die de beide oost-west verbindingen niet alleen met Paramaribo verbindt, maar omdat de verbinding bestaat uit twee parallel lopende wegen (Paranamsnelweg en Pad van Wanica) ook een corridor voor Paramaribo openlegt.

\* Luchtverkeer en verkeer over water

Beide soorten zijn voor plaatselijke omstandigheden redelijk ontwikkeld, doch voor betekenis op grote schaal zijn ze van weinig belang.

\* Spreiding van de infrastructuur

Evenals de bevolking en de economische bedrijvigheid is de meeste infrastructuur geconcentreerd in en rondom Paramaribo.

Opmerking: Voor een uitgebreide behandeling van bovenstaande gegevens betreffende Suriname wordt verwezen naar literatuur [7].

### 1.3. De huidige energiesituatie van Suriname [2,3]

#### 1.3.1. Algemeen

Suriname heeft een totale energiebehoefte van ongeveer 6 miljoen barrels olie equivalent [3]. Ruim 65 % van deze behoefte wordt gedekt door aardolie(produkten)import. In de rest wordt voorzien door lokale energieproductie te weten:

- waterkracht 22%
- aardolie 7% (cijfers 1985)
- biomassa 6%

Het energieverbruik per hoofd van de bevolking is vrij hoog in vergelijking met andere landen in ontwikkeling. De oorzaak hiervan ligt in de aanwezigheid van de bauxiet-sector, die een zeer hoge energieintensiteit vertoont. Ongeveer 75 % van het energieaanbod gaat op in de bauxietsector. De overige sectoren namelijk de agrarische, huishoudelijke, commerciële en publieke sector, de transportsector en de sector overige industrieën verbruiken respectievelijk 3%, 9%, 10% en 4% van het energieaanbod [3].

#### 1.3.2. Locale energieproductie

\* Waterkracht

Sinds 1965 produceert de Afobaka waterkrachtcentrale jaarlijks gemiddeld 1030 miljoen kWh hydro-electriciteit. Daarvan is 80 miljoen kWh bestemd voor Paramaribo en omgeving ten behoeve

van openbare electriciteitsvoorziening. Het overige is voor particulier gebruik. Daarnaast zijn er nog enige micro-waterkrachtcentrales in gebruik ten behoeve van de electriciteitsvoorziening van enige dorpen in het binnenland.

\* Aardolie

Suriname beschikt over een zeer bescheiden aardolievoorraad welke wel nuttig aangewend wordt in de dekking van de locale energiebehoefte. In 1984 was de produktie 335000 vaten, welke een 4 % daling van de import opleverde. Binnen enkele jaren zou naar verwachting zo ongeveer 12 % van de totale olieimporten kunnen worden opgevangen.

\* Biomassa

Het gebruik van hout, houtafval, rijstkaf, pegasse en oliepalmafval kan op langere termijn een behoorlijk aandeel gaan vormen in het energiebeleid. In 1984 had het gebruik van deze produkten tot gevolg dat er ongeveer 350000 vaten olie (equivalent) minder hoefden te worden geïmporteerd.

\* Turf (pegasse)

Dit komt veel voor in het westen van het land. Winbare reserves worden geraamd op ongeveer 2.5 miljoen barrels olie equivalent.

\* Zonne-energie

Als gevolg van de geografische ligging is Suriname vrijwel gedurende het gehele jaar voorzien van een flinke hoeveelheid zonnestraling (ongeveer 3000 zonne-uren per jaar). Hoewel de toepassing van zonneenergie nu reeds mogelijk is, bevindt dat proces zich nog in een ontwikkelingsfase. De daarbij optredende hoge investeringen kunnen momenteel niet opgebracht worden.

\* Windenergie

Windenergie is voor toepassing pas interessant als er windsnelheden van 3 m/s en meer worden bereikt, terwijl ook de duur van die wind van belang is. Waarnemingen en metingen van de Meteoriedienst hebben uitgewezen dat de gemiddelde windsnelheid op een aantal locaties in de kuststreek wel 5 m/s bedraagt, terwijl het aantal uren per jaar de 4000 ruim overschrijdt, waarbij de windsnelheid groter is dan 3 m/s. Dit indiceert naar een mogelijk kleinschalige toepassing.

\* Andere (alternatieve) energievormen (nog in onderzoek)

- ° biogas uit hout, huishoudelijk, industrieel en dierlijk afval
- ° ethanol uit geteeld biomassa.
- ° industrieel afval.

### 1.3.3. De electriciteitsvoorziening

De openbare voorziening wordt hoofdzakelijk verzorgd door de Energiebedrijven Suriname (EBS) en de Dienst Electriciteitsvoorziening van het Ministerie van Natuurlijke Hulpbronnen en Energie door gebruik van diesel aggegraten. Ongeveer 30 % van het totaal wordt voorzien uit waterkracht vanaf de Afobakacentrale.

## 1.4. Het energiepotentieel

### 1.4.1. Algemeen

Hoewel er tot nog toe weinig sprake is geweest van een daadwerkelijke benutting, is Suriname een land dat vrij rijk is aan natuurlijke energiebronnen. Voor plaatselijke begrippen is onder de huidige omstandigheden vooral het waterkracht- en zonne-energiepotentieel aanzienlijk. Daarnaast is er ook nog behoorlijk veel te halen uit de aanwezige hoeveelheden aardolie, biomassa en turf. Maar vooral het waterkrachtpotentieel kan in de dekking van de totale energiebehoefte een grote rol gaan spelen.

### 1.4.2. Enige alternatieven

#### \* Aardolie

De aangetoonde en economisch winbare reserves bedragen ongeveer  $200 \cdot 10^6$  barrellen ruwe olie in het kustgebied. Het produktieniveau van 1250 barrellen/dag (1985) zou kunnen worden uitgebouwd tot het dubbele.

#### \* Biomassa

Tot nog toe weinig of niet geïnventariseerd. Met een bosbedekkingsgraad van ongeveer 80 % is het biomassapotentieel van het land enorm.

### 1.4.3. Het waterkrachtpotentieel [2,3,4,5]

Suriname beschikt over (zoveel) voldoende waterkrachtpotentieel dat het energieverbruik van het land (voornamelijk electriciteitsbehoefte) gedurende vele tientallen jaren gedekt zou kunnen worden. Tabel 1.2. [5] geeft een overzicht van dat potentieel. Hiervan blijkt tot op heden slechts 117 MW te zijn benut.

Vooraf de grensrivieren de Marowijne en de Corantijn beschikken over enorme potenties en goede locaties voor hydro-energie. West-Suriname met een aandeel van 1200 MW bezit het grootste potentieel. De Marowijne en de Tapanahony beschikken over respectievelijk 500 MW (dit is de helft van het totaal aanwezige 1000 MW) en 400 MW. Voorts zijn er ook nog enige middelgrote projecten mogelijk, met name de Saramacca waterkrachtwerken en de Jaikreek & Phedra projecten. Volledigheidshalve wordt verwezen naar de Energiekaart van Suriname [2].

Tabel I.2.

Waterkracht potentieel van Suriname (KW)

	Oost	Midden	West
Rivier			
Lawa 2x	500.000		
Marowijne Poeloegoedoe	200.000		
Arminavallen	200.000		
	<hr/>		
	900.000		
Tapanahoni riv.			
Paloemeu		60.000	
Pepejoe		70.000	
Kriorosoela		500.000	
Jai- Marokreek			
Jaikreek		55.000	
Maro		25.000	
Sur. rivier			
Toemaripa		10.000	
Pokigrón		20.000	
Brokopondo		190.000	
Phedra		20.000	
Sar. rivier			
Sar IV		45.000	
Sar III		50.000	
Sar I		35.000	
		<hr/>	
		1080.000	
Kabalebo riv.			300.000
Kabalebo vl.			500.000
Devisvallen			150.000
Matawai			
			<hr/>
			950.000

Oost Suriname 900.000

Midden Suriname 1080.000

West Suriname 950.000

2930.000 KW of 2.930 MW

## HOOFDSTUK 2 BASISGEGEVENS EN WERKMETHODIEK

### 2.1. Algemeen

#### 2.1.1. Inleiding

In hoofdstuk 1. is reeds aangehaald dat waterkrachtenergie slechts gewonnen kan worden indien beschikbaar is:

- Water (debiet  $Q$ ; eenheid  $m^3/s$ .)
- Verval of valhoogte of drukhoogte ( $H$ ; eenheid  $m$ .)

In de relatie ter bepaling van het electrisch vermogen  $N = 8 * Q * H$  komt dat tot uitdrukking.  $Q$  en  $H$  zijn hierin de basisparameters, meestal vastgelegd door de natuur- (randvoorwaarden):

- $Q$  wordt bepaald middels meting van de afvoeren uit het van toepassing zijnde stroomgebied. Teneinde een zo natuurgetrouw mogelijk beeld te verkrijgen van het gedrag van de afvoer dienen de afvoerreeksen zo lang mogelijk te zijn (minstens 10 á 15 jaren; liefst langer). [10]
- $H$  wordt vastgelegd door de topografie van het gebied en wordt bepaald middels topografische metingen. In veel gevallen is het ook mogelijk dat verval kunstmatig te creëren; bijvoorbeeld door opstuwung middels een dam.

Of een bepaald gebied (c.q. locatie) geschikt is voor waterkrachtopwekking is dus afhankelijk van:

- . het (hydrologisch) afvoergedrag van het gebied
- . de topografische hoedanigheid van het gebied.

Ten behoeve van de noodzakelijke kunstwerken is bovendien nog kennis van en inzicht in de geologische opbouw van het gebied vereist (fundatiegrondslag, doorlatendheid van de grond in verband met kwel, stabiliteit van hellingen etc.).

Van bijzonder belang is het om er bij het ontwerp van een waterkrachtproject rekening mee te houden, dat gaande het onderzoek, in elke opeenvolgende fase de graad van nauwkeurigheid van de benodigde gegevens oploopt. In een vooronderzoeksfase zal de vereiste nauwkeurigheid van bijvoorbeeld topografische gegevens minder zijn dan in de fase van definitief ontwerp. In een dergelijk onderzoek zal bij het verwerven van gegevens daarop gelet moeten worden.

#### 2.1.2. Bronnen

1. De Stichting Jai-kreek/Phedra (Suriname).
2. Ir. F. Breeveld (Grabowski en Poort B.V., Maastricht).

Ad 1. Rapporten, kaarten en algemene informatie m.b.t. het Jai-kreek omleidingsprojekt.

Ad 2. Aanvullende informatie op grond waarvan hier en daar door gebrek aan de benodigde gegevens veronderstellingen zijn doorgevoerd.

### 2.1.3. Ontwerpmethodiek

Zie bijlagen hoofdstuk 2.

## 2.2. Probleemstelling

### 2.2.1. Inleiding

Hoewel het in dit rapport aan de orde zijnde energiepotentieel van de Marowijnekreek een relatief jonge historie heeft ligt de feitelijke oorsprong ervan in een tweetal andere projekten in de directe omgeving van de Marowijnekreek, die al eerder zijn gerealiseerd c.q. onderzocht:

#### 1. Het Brokopondoprojekt.

Zie figuur 2.1. Het waterkrachtprojkt is gerealiseerd in 1965. Het hoofddoel was de energievoorziening van de particuliere bauxietindustrie in Suriname (Suralco). Daarnaast was het mogelijk om met dit projekt een deel van de publieke elektriciteitsbehoefte van Paramaribo en omstreken te dekken. Voor de hoofdgegevens van het Brokopondoprojekt (Afobaka waterkrachtwerken) wordt verder verwezen naar blz 22.

#### 2. Het Jai-kreekomleidingsprojkt.

Zie figuren 2.2., 2.3., 2.4., 2.5 en overzichtskaart 1. (bijlagen hoofdstuk 2).

#### ° Projektbeschrijving (opzet en doel):

De Jai-kreek is een zijtak van de Tapanahonyrivier. Door de Jai-kreek ongeveer 300 meter benedenstrooms van de samenvloeiing met de Olenskreek middels een dam af te sluiten wordt het water uit het stroomgebied van de Jai-kreek opgevangen in een reservoir. Het doel van het Jai-kreek projekt is vervolgens omleiding van dit water uit het reservoir via de Olenskreek (over de waterscheiding Olenskreek - Marowijnekreek) en de Marowijnekreek naar het Brokopondo reservoir, teneinde het aldaar geïnstalleerd vermogen (189 MW) beter te kunnen benutten (huidige benutting ca 117 MW).

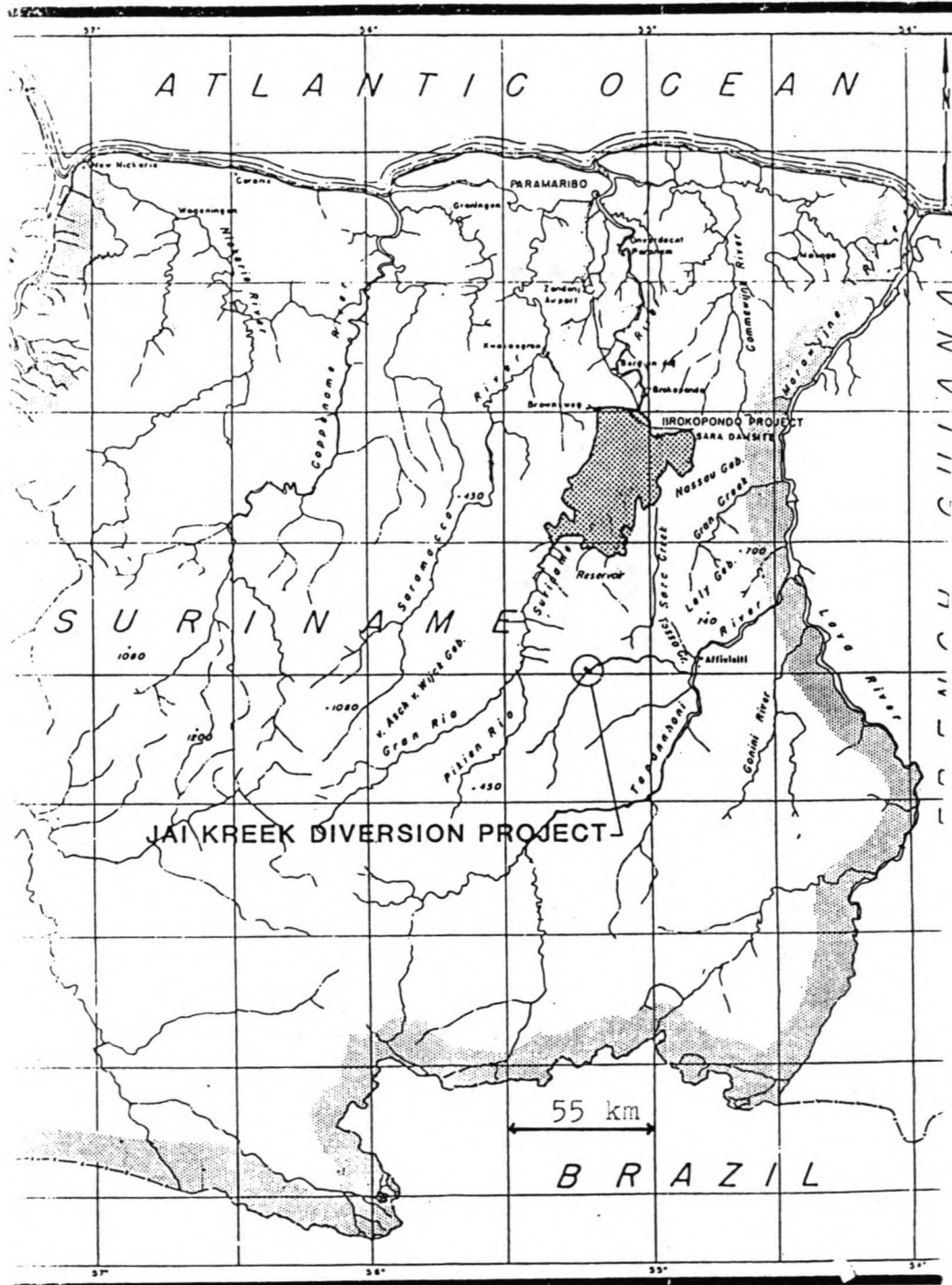
Energie opgewekt met dit omgeleide water is bestemd voor gebruik door Paramaribo en omstreken; voor de Surinaamse overheid dus. Transmissie vindt plaats via lijnen van de Suralco vanaf Brokopondo naar Paranam en vandaar naar Paramaribo.

Voor hoofdgegevens van het Jai-kreekomleidingsprojkt zie blz 24. Voor nadere bijzonderheden m.b.t. zowel het

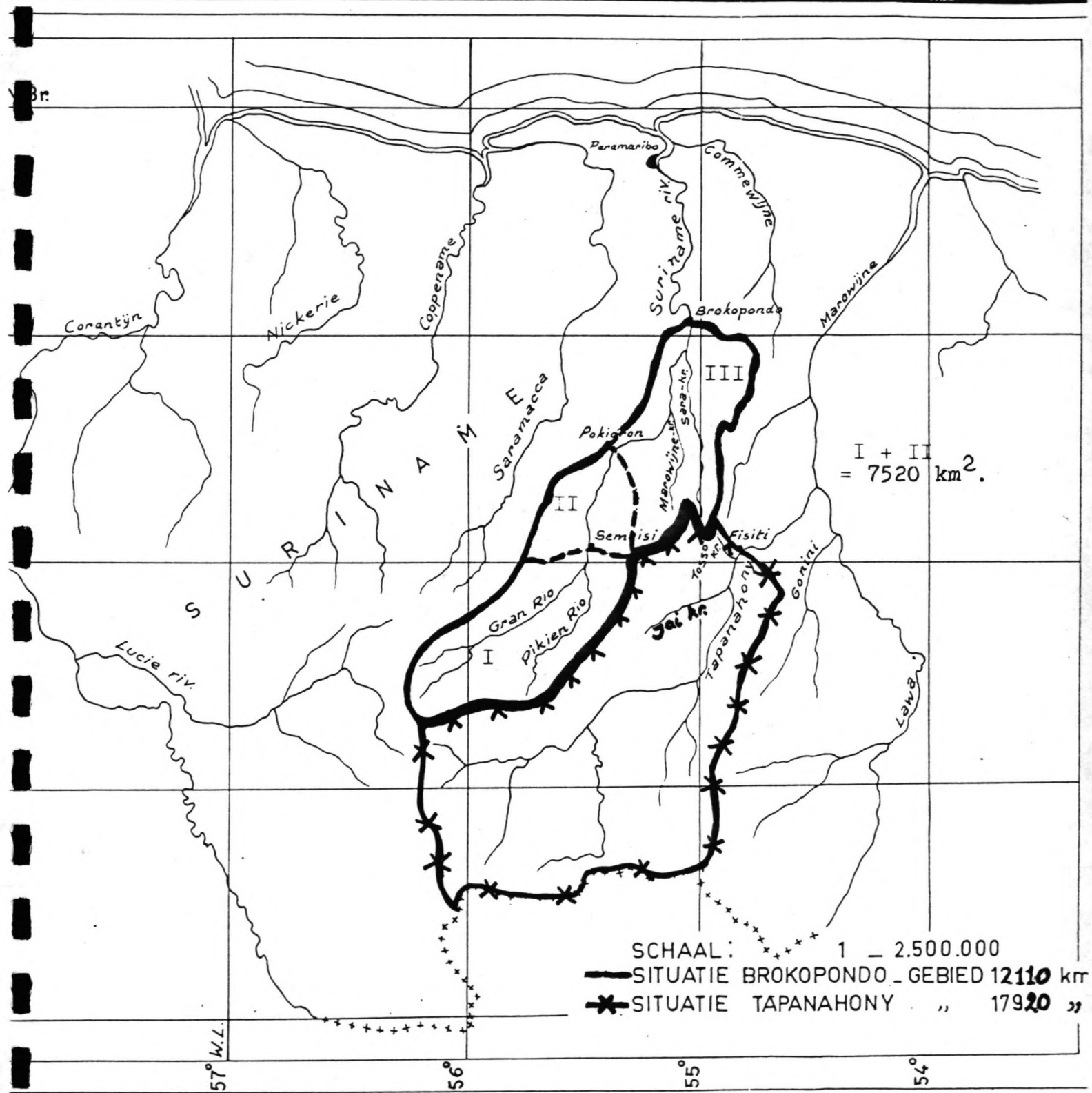


Brokopondoprojekt als het Jai-kreekomleidingsprojekt wordt verwezen naar de literatuur.

Figuur 2.1. Locatie Brokopondoprojekt. Bron:[12]



Figuur 2.2. Stroomgebieden Suriname- en Tapanahonyrivier, resp. tot Brokopondo en Fisiti. Bron: [14]



Hoofdgegevens Afobakka W.K.W.

Bron: [5]

Affobakka: 5° NB en 55° WL

120 km bovenstrooms van Paramaribo, gemeten langs de stroomdraad.

Stroomgebied: 12.110 km<sup>2</sup>

gemiddelde regenval: 2.400 mm/jaar.

 $\bar{Q} = 390 \text{ m}^3/\text{sec.}$  $Q \text{ max} = 2600 \text{ m}^3/\text{sec.}$  (1918 en 1943)Stuwdam: gedeeltelijk aarde, gedeeltelijk rockfill, gedeeltelijk beton.Aarde: 8.000.000 m<sup>3</sup>Beton: 180.000 m<sup>3</sup>

Kruin lengte: 1970 m

Kruin hoogte: 57 m+ N P

Max stuwpeil: 53 m+

Stuwmeer opp.: 1600 km<sup>2</sup>

Hulpdammen: 17 stuks

Verval gem.: 43 m

W.K.W.: N geïnstalleerd: 189.000 kw (oorspronkelijk 180.000)

N : 117.000 kw

3 turbines van 30.000 kw

3 turbines van 33.000 kw

Energieproductie: 1.000.000.000 kWh/jaar of

1.000 Gwh/jaar.

Kosten: \$ 52.000.000

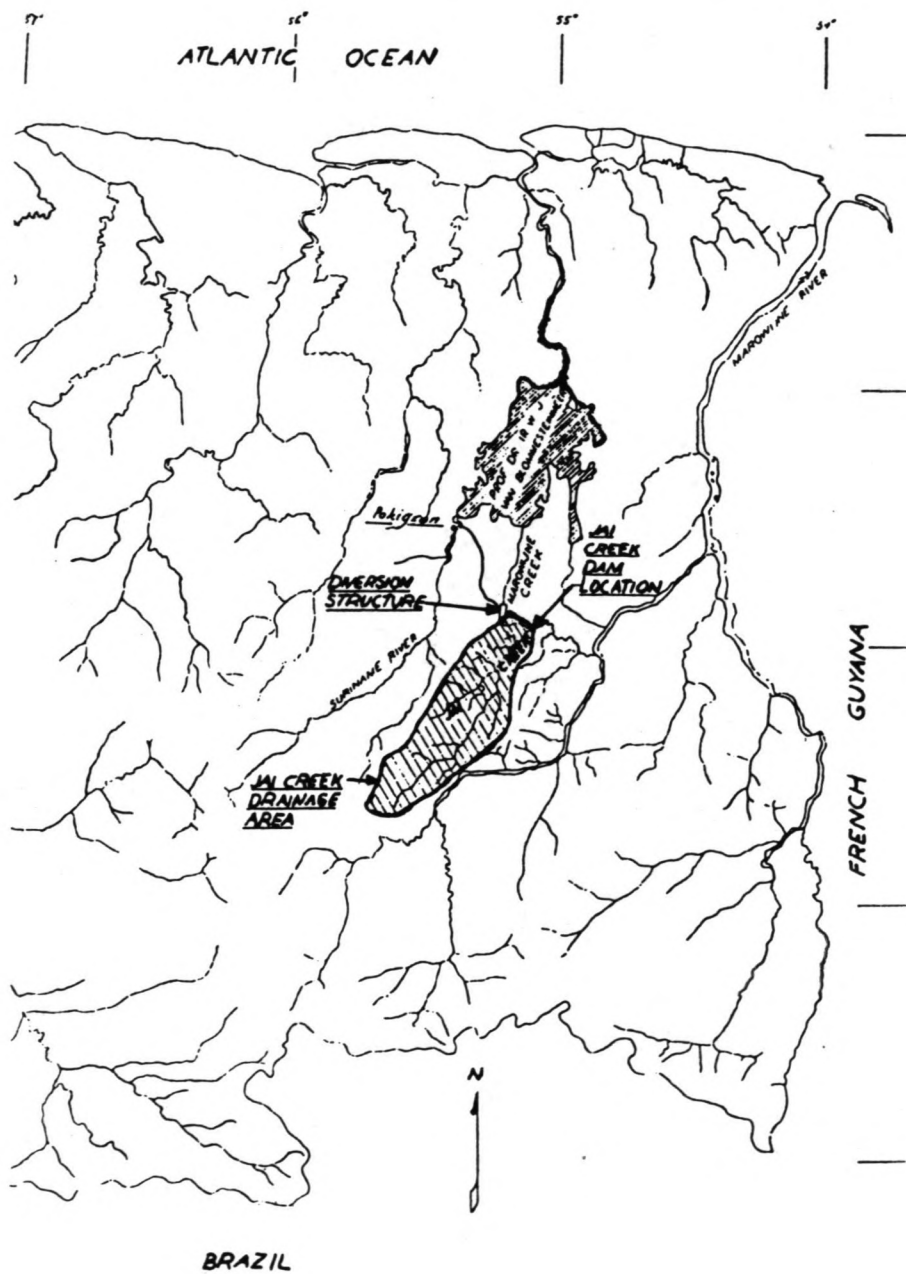
Kwh prijs 3 milles (0,3 US cents)

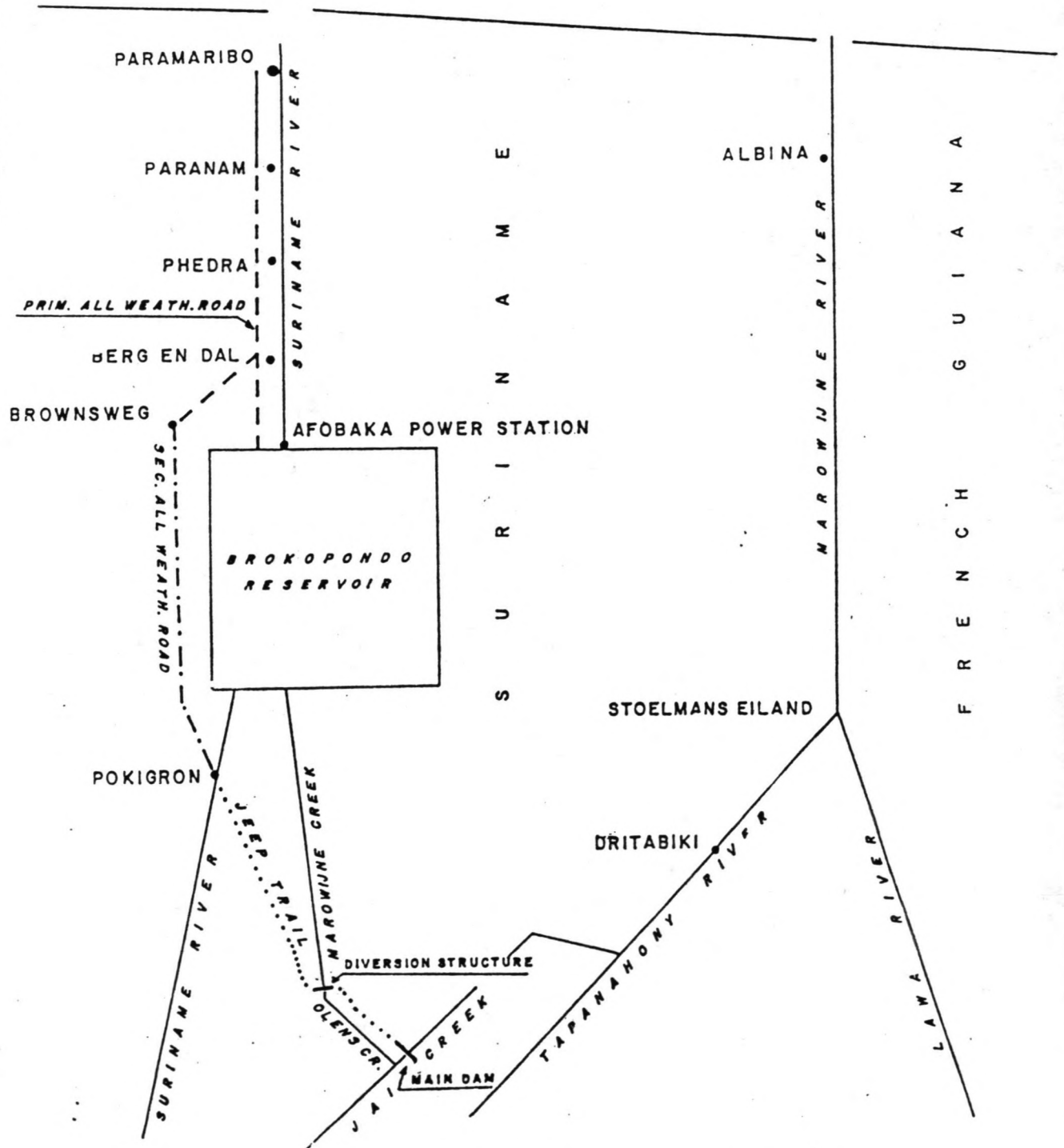
Hoogspanningsleiding: Affobakka Paranam 70 km

dubbel circuit

spanning 161 KV

Figuur 2.3. Locatie Jaikreekomleidings-  
projekt. Bron: [4]

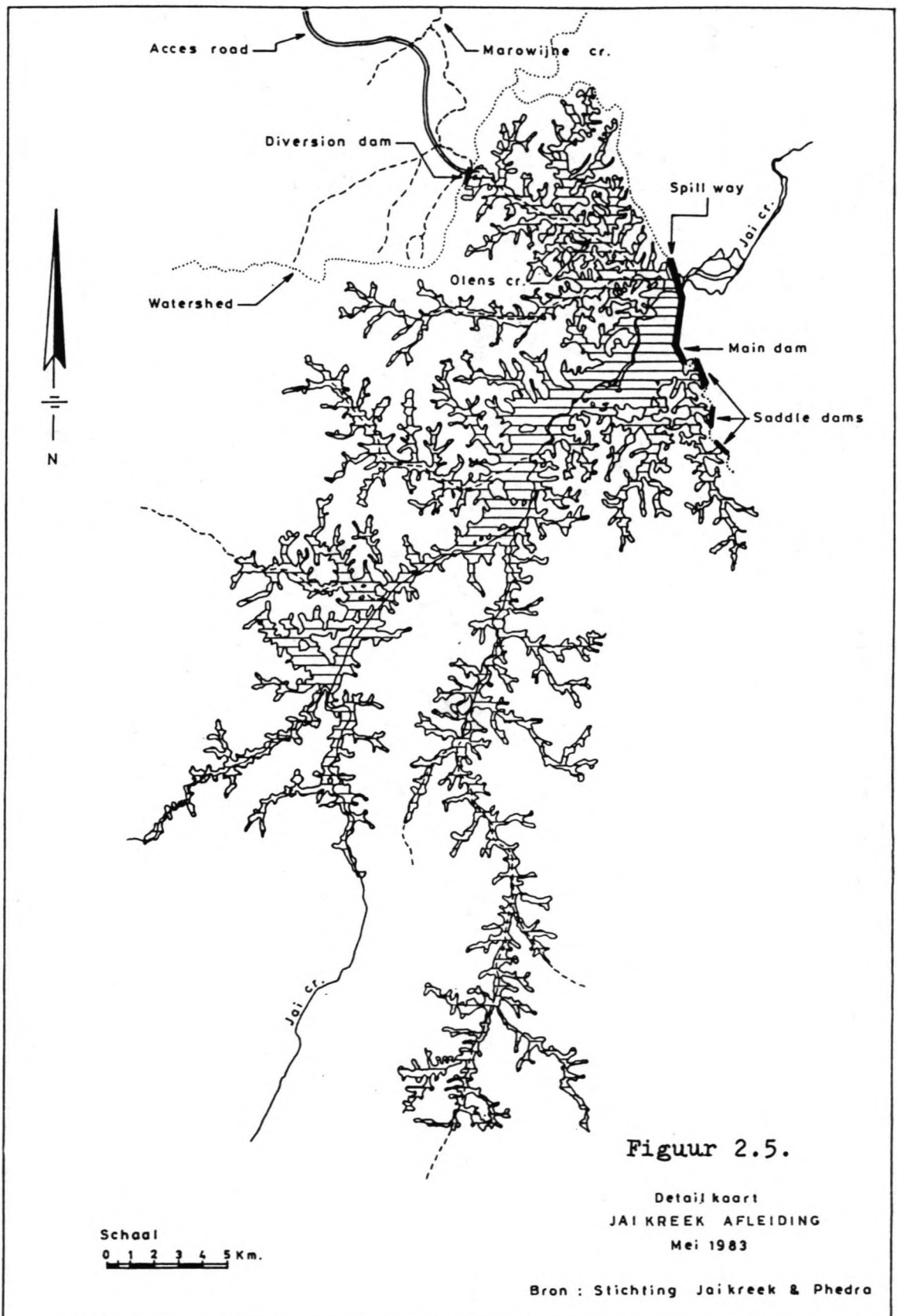




Figuur 2.4. Schematische voorstelling van de locaties van het Brokopondo- resp. Jaikreekomleidingsproject en de relatie onderling.

Figuur niet op schaal. Bron: [15]

B R A S I L



Hoofdgegevens Jai-kreek ontleidingsprojekt.

Zie ook figuur 2.5. en overzichtskaart 1.

- Locatie : ca. 280 km ten zuiden van Paramaribo 4° NB en 55° WL.
- Stroomgebied : .ca. 1920 km<sup>2</sup> (bij de as van de hoofddam)  
 .gemiddelde regenval: onbekend.  
 .Q<sub>gem.</sub> = ca. 60.0 m<sup>3</sup>/s.  
 .Q<sub>max.</sub> = ca. 220.0 m<sup>3</sup>/s.  
 .Q<sub>min.</sub> = ca. 1.5 m<sup>3</sup>/s.
- Dammen : .hoofddam (+ overlaat) in de Jai-kreek ;  
 aarde; er plaatse van de overlaat betonnen bekleding; totale damvolume onbekend; lengte ca. 3850 m; maximum hoogte 24 m; kruinhoogte 139 m + N.S.P.; max. stuwpeil bij normaal bedrijf 134.5 m + N.S.P.; min. stuwpeil bij normaal bedrijf 132.3 m + N.S.P.; max. stuwpeil bij hoogwater 138.85 m + N.S.P.; overlaat 53 m breed.  
 .hulpdammen: 4 \* (totale lengte ca. 580 m).  
 .drempeldam in de bovenloop van de Marowijnekreek nabij de waterscheiding; voorzien van aflatkunstwerk (15 kleppen, elk 3.5 m breed en 2.0 m hoog); totale lengte inclusief kleppen ca. 435 m; maximale hoogte 8 m.  
 .max. reservoiropp.: ca. 70 km<sup>2</sup>.
- Capaciteit : 18 MW (gemiddeld); netto energieproductie ca. 90 \* 10<sup>6</sup> KWh/jaar = 90 GWh/jaar
- Kosten : Sf 58.000.000,=, waarvan ongeveer de helft in US dollars; prijs per KWh Sf 0.136
- Baten : .besparing t.a.v. dieselimport t.b.v. energieopwekking Sf 12.200.000,= op jaarbasis .  
 .indien projekt 40 jaar meegaat (afhankelijk van Afobakka centrale te Brokopondo), zullen bij een N.C.W. van 40 jaar de energiebaten (discontovoet 10 %) Sf 119.000.000,= bedragen (gulden 1983).
- Algemeen : .situatie nu: .projekt gereed voor uitvoering (bestek en tekeningen sinds 1984 afgerond)  
 .onderhandelingen gaande met de Suralco, teneinde gebruik te mogen maken van

haar faciliteiten voor o.a.  
opwekking en transmissie  
financiering voorlopig een  
probleem

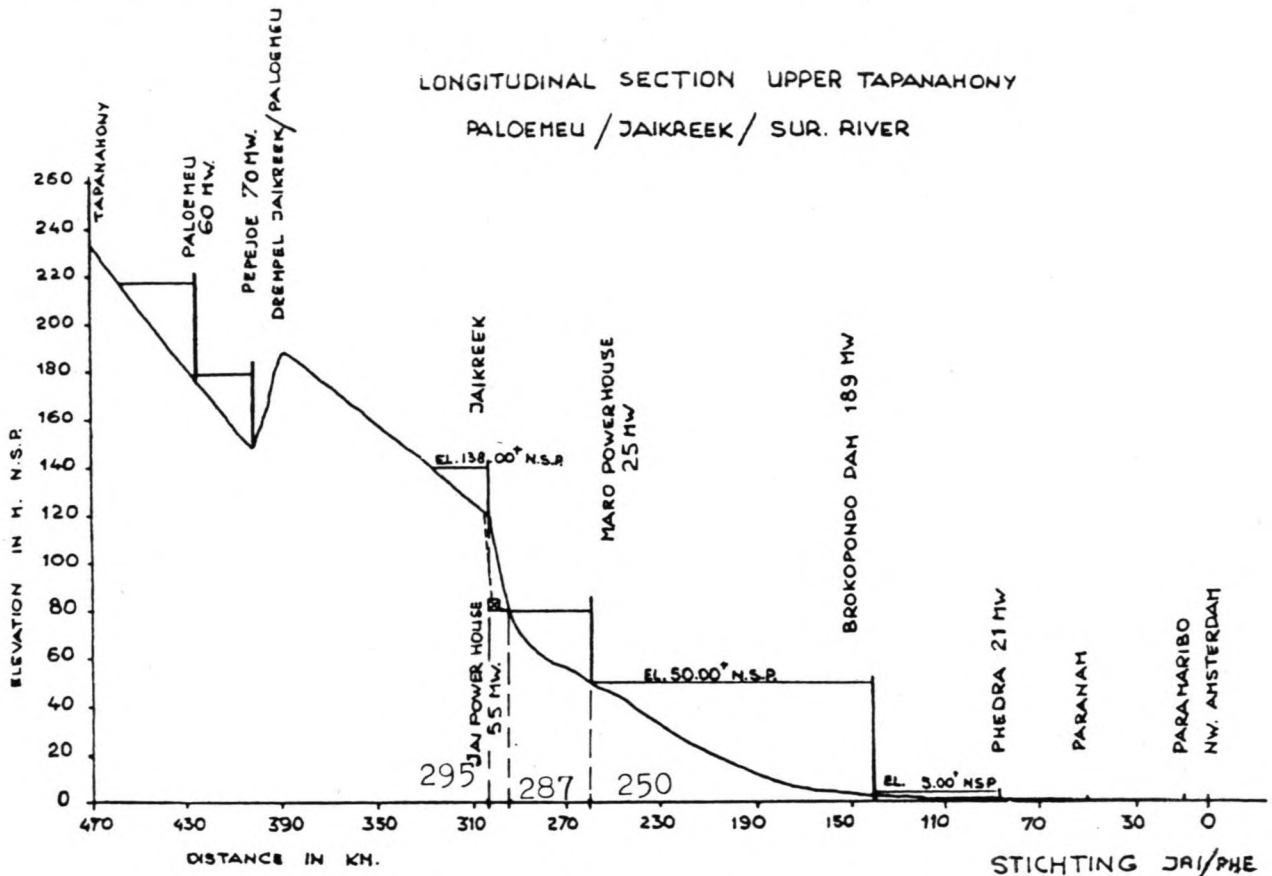
.toegankelijkheid: voor de bereikbaarheid  
van het gebied rond de  
Jai-kreek damlokatie  
is er een Jeeptrail van  
103 km aangelegd met een  
ontbossingsbreedte van  
ca. 10 m. Een vliegveld  
van 800 \* 400 m is in  
aanleg.

.toevoerkanaal over de waterscheiding (zie  
kaart 4); lengte ca. 2600 m; diepte  
varierend van 2.8 m (bij  $Q_{min.}$ ) tot 4.2 m  
(bij  $Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ );  $B_0 = 70 \text{ m}$ ;  $v_{max.} =$   
0.6 m/s; hellingen 1 : 2, onbekleed.



### 2.2.2. Probleemsignalering

Uit metingen ten behoeve van het Jai-kreek omleidingsproject (1980) bleek er in de Marowijnkreek over een traject van ca 8 km (gemeten vanaf de waterscheiding) een verval van ca 50 m aanwezig te zijn. Zie lengteprofiel Boven Tapanahony/Paloemeu/Jai-kreek/Surinamerivier (figuur 2.6), waaruit blijkt dat er ruwweg tussen km 295 en km 287 een verval optreedt van ongeveer  $130 \text{ m} + \text{N.S.P.} - 80 \text{ m} + \text{N.S.P.} = 50 \text{ meter}$ .



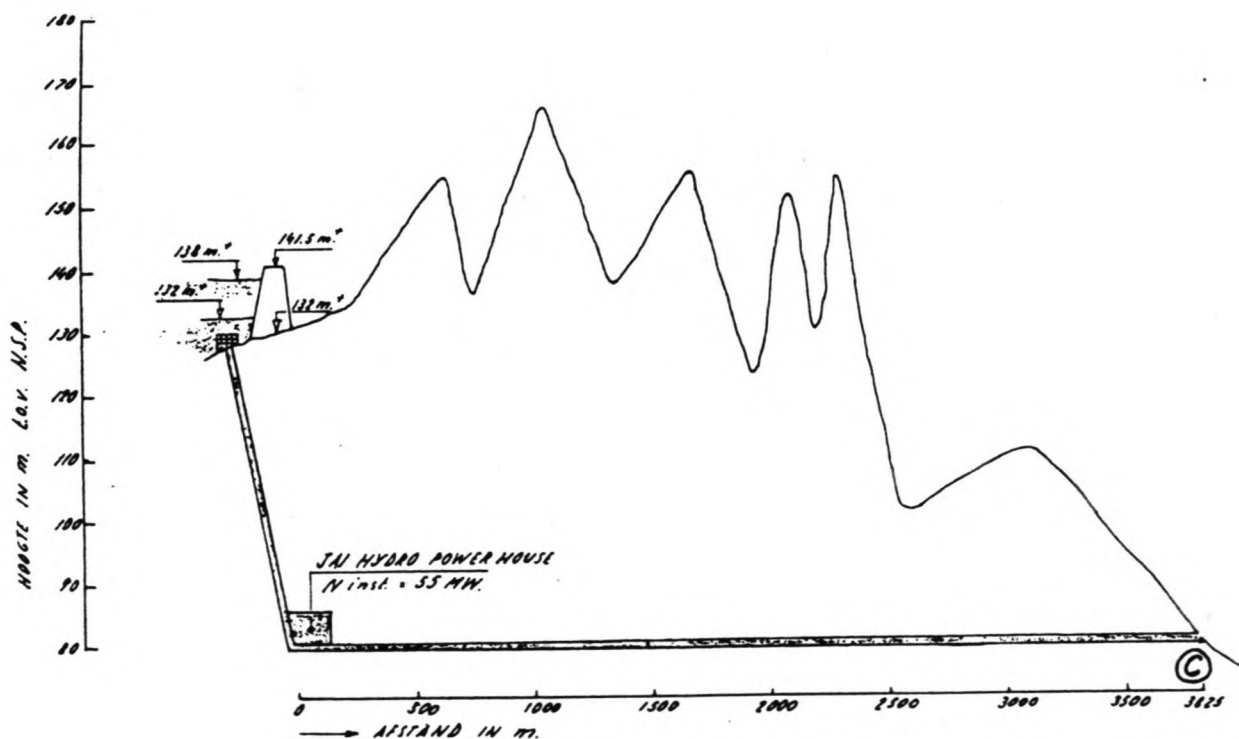
Figuur 2.6. Longitudinal profile of the Upper Tapanahony, the Paloemeu, the Jaikreek and the Suriname River

Dit gegeven biedt perspectieven voor toepassing van waterkracht en is als studieobject zeer interessant. Op het FURORIS congres (Paramaribo, december 1982) wordt hierover het volgende opgemerkt [4]:

"Het gemiddelde waterpeil van het Jai-reservoir zal op  $135 \text{ m} + \text{N.S.P.}$  komen te liggen. Met een gemiddeld debiet van  $60 \text{ m}^3/\text{s}$  zou op grond hiervan een aantrekkelijk potentieel ontstaan. In de omgeving van de drempeldam kan mogelijk een ondergronds

centrale worden gebouwd volgens het Zweeds type. Vanaf een inlaatwerk in het Jai-meer kan een drukleiding worden uitgesprongen in de rots na verwijdering van de (losse) bovenlaag van ca 10 m (overburden). De afvoertunnel zou verkort kunnen worden door het bed van de Marowijnecreek over een afstand van ongeveer 2250 m met maximaal 9 m te verlagen. Lengte van de openlucht afvoertunnel ca 3800 m. Zie figuur 2.7.. Met een bruto verval H van 58 m (stuwpeil Jai-meer op 138 m + N.S.P.) en een debiet van 60 m<sup>3</sup>/s zou het gemiddeld vermogen 27.8 MW bedragen en het geïnstalleerd vermogen 55 MW (5 turbines van elk 11 MW).

Naast dit zogenaamde "Jai Hydro Power Station" is er 35 km benedenstrooms in de Marowijnecreek ook nog een mogelijke locatie voor een dam plus reservoir. Met dit Maro waterkrachtwerk zou gemiddeld 14.4 MW opgewekt kunnen worden. Het geïnstalleerd vermogen zou hier 25 MW bedragen. Jaarlijks zou aldus geleverd kunnen worden 24.4 GWh met het projekt Jai waterkrachtcentrale en 126 GWh met het projekt Maro waterkrachtcentrale. Het totaal van 370 GWh komt bijvoorbeeld overeen met het voorspelde consumptie van de E.B.S. (Energie Bedrijven Suriname) volgens de Wereld Bank en die van de N.V. Biliton Suriname in het jaar 1990.



STICHTING JAI/PHE  
DECEMBER 1982

Figuur 2.7. Proposed solution for hydro-power utilization at the Jai - Marowijnecreek divide

Verder is het, krachtens de Brokopondo Overeenkomst Art.1., paragraaf 10, toegestaan om afvoeren uit andere stroomgebieden (dan die van de Surinamerivier) om te leiden naar het Brokopondo reservoir. Ook is het mogelijk om gebruik te maken van de transmissiefaciliteiten van het Brokopondo waterkrachtwerk, zolang er maar geen hinder wordt veroorzaakt aan de Suralco activiteiten".

Gegeven de groeiende vraag naar energie in het land, de kwetsbare economie en het aanwezige potentieel in de Marowijkreek is een nadere bestudering van deze materie zeker zinvol.

In de volgende paragraaf zullen, uitgaande van het in deze paragraaf behandelde de onderzoeksvragen van deze studie worden geformuleerd.

### 2.2.3. Onderzoeksvragen

#### \* Probleemstelling van de studie:

Onderzoek naar de benutting van het geconstateerde verval van 50 m (over 8 km ongeveer) in de bovenloop van de Marowijkreek ten behoeve van waterkrachttopwekking.

#### \* Aan de hand van de probleemstelling kunnen de volgende nevenvragen worden geformuleerd:

- hoe is de feitelijke situatie met betrekking tot het verval van 50 m.
- welk debiet (gesuggereerd wordt  $Q_{gem.} = 60m^3/s$ ) is mogelijk.
- hoe zit het met de vraag naar energie, die uit dit potentieel eventueel onttrokken zou worden.
- waar zal/moet deze energie worden afgezet.
- hoeveel energie kan er geproduceerd worden tegen economisch aanvaardbare kosten.
- zijn er andere alternatieven, behalve de geopperde mogelijkheid van een ondergronds centrale.
- indien er ontwerp- en realisatiemogelijkheden aanwezig zijn voor een alternatief hoe deze te dimensioneren en uit te voeren.
- hoeveel zullen de kosten bedragen.

Deze zijn de belangrijkste vragen; gaande het onderzoek zullen ze verder worden ontleed in deelvragen.

### 2.3. Basisgegevens

#### 2.3.1. Algemeen

Naast de in paragraaf 2.1. opgesomde noodzakelijke topografische-, hydrologische- en geologische gegevens, zullen afhankelijk van land en regio ook andere gegevens vereist zijn.

Bestuurlijke-, milieu- en ecologische-, cultureel/sociografische factoren en dergelijke vormen mede de randvoorwaarden van een waterkrachtproject. Soms zijn deze factoren zelfs maatgevend voor het algeheel ontwerp; en zullen dientengevolge niet uit het oog verloren mogen worden.

### 2.3.2.a. Topografie [2,4,12]

Overzichtskaarten 1., 2., 3. en de (detail)kaarten 4. en 5. (zie bijlagen) geven een redelijk beeld van de topografische opbouw van het gebied rondom de waterscheiding Olenskreek/Marowijnekreek. Op kaart 3. staan de resultaten van de metingen verricht langs de "baseline" van de Marowijnekreek over een afstand van ongeveer 8.25 km vanaf de as van de drempeldam, waaruit het verval van 50 m tevoorschijn kwam. Let wel dat de "baseline" langs de oevers van de Marowijnekreek is uitgezet en als zodanig niets weergeeft van de loop van het bed van de Marowijnekreek. Een evaluatie en bespreking van de topografie aan de hand van de kaarten volgt in paragraaf 2.4.

### 2.3.2.b. Hydrologie [12,16]

1. Tabel B.2.3. in de bijlagen hoofdstuk 2 bevat de voor berekeningen benodigde (gesimuleerde) maandgemiddelden van het debiet uit het stroomgebied van de Jai-kreek, gemeten bij de as van de hoofddam. De gesimuleerde reeks omvat 30 jaren (1 januari 1952 t/m 31 december 1981). Voor achtergronden en verklaringen wordt verwezen naar paragraaf 2.4.

2. Figuur 2.8. geeft weer de oppevlakte-volumecurve van het Jai-reservoir. Ten opzicht van de kruin van de hoofddam (139 m + N.S.P.) bedragen de maximale waarden van volume, oppervlakte en waterdiepte respectievelijk  $450 * 10^6$  m<sup>3</sup>, 75 km<sup>2</sup> en 19 m. Een nadere bespreking volgt in paragraaf 2.4.

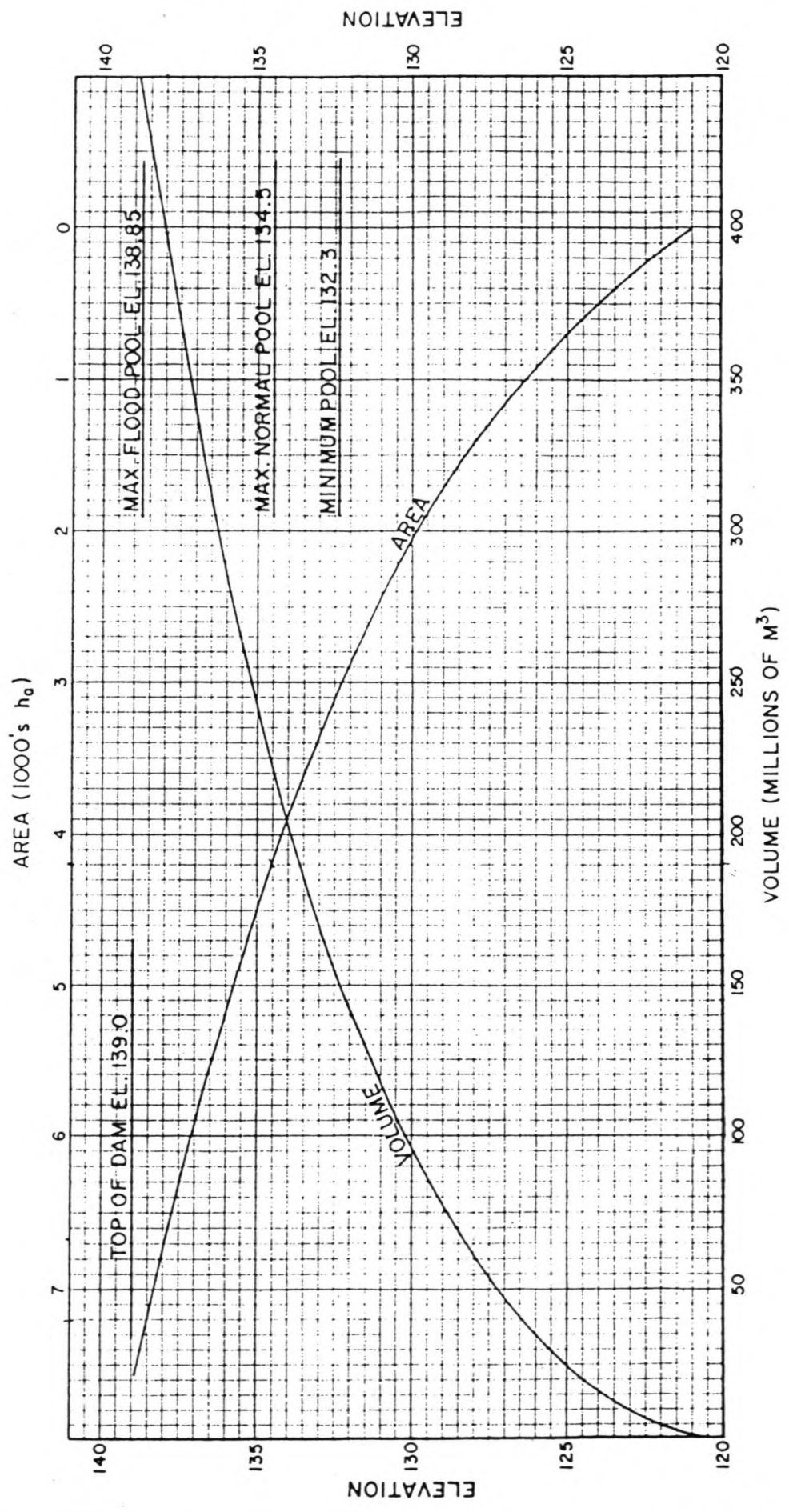
### 2.3.2.c. Geologie [17]

In de voor de Jai-Marowijnekreek waterkrachtcentrale van belang zijnde regio (omgeving drempeldam) is de rotssoort migmatisch gneiss, plaatselijk bedekt met een (losse) bovenlaag van wel 30 m dikte (zie bijlagen Geologische kaart van het Jai-kreek omleidingsproject). Voor verdere bijzonderheden wordt verwezen naar paragraaf 2.4.

## 2.4. Evaluatie en bespreking van de gegevens

### 2.4.1. Algemeen

Vooraf enige opmerkingen:



Figuur 2.8. Bron:[12]

JAI KREEK RESERVOIR  
AREA-VOLUME CURVES

- de bij dit onderzoek gebruikte gegevens zijn (haast) alle afkomstig uit het onderzoek t.b.v. het Jai-kreek omleidingsprojekt. Dit projekt heeft een geheel ander doel dan het projekt Jai-Maró waterkrachtcentrale. Bij vaststelling van de vereiste kwaliteit en kwantiteit van de benodigde informatie zijn bij het Jai-kreek omleidingsprojekt dus andere criteria aan de orde dan bij het projekt Jai-Maró waterkrachtcentrale.
- dat het verval in de Marowijnkreek aan het licht kwam in 1980 berustte min of meer op een toevalligheid. De ter plaatse aanwezige meetploeg had als doel metingen t.b.v. het Jai-kreek omleidingsprojekt op de waterscheiding Olenskreek/Marowijnkreek. Visueel werd het verval in de Marowijnkreek geconstateerd en definitief in kaart gebracht middels metingen; waarmede de geschiedenis van het projekt Jai-Maró waterkrachtcentrale werd ingezet. Let wel dat t.b.v. het laatste projekt buiten het gemeten verval er verder in het geheel geen onderzoek is gedaan.
- beide projekten hebben wel enige essentiële onderdelen gemeen:
  - . gebruik debieten uit het stroomgebied van de Jai-kreek (c.q. het Jai-meer).
  - . aflaten van het water op de Marowijnkreek.

Wat betekent dat de hydrologische randvoorwaarden van beide projekten dezelfde (debiet en reservoirvolume) zijn. Al zal er voor het Jai-Maró waterkrachtcentrale projekt een wat grotere nauwkeurigheid worden vereist. Immers, bij berging van water t.b.v. omleiding mag volstaan worden met een kleinere nauwkeurigheid dan bij berging t.b.v. waterkrachtenergie-opwekking, waar de economische factoren zwaarder wegen. Mede bezien vanuit de doelen en achtergronden van het omleidingsprojekt.

- de topografische en geologische gegevens uit het Jai-omleidingsprojekt zullen waarschijnlijk niet geheel voldoen aan de eisen van nauwkeurigheid bij het Jai-Maró waterkrachtcentrale projekt vanwege onderlinge verschillen in:
  - . projektlocaties
  - . projektdoelen

Toch zal hier volstaan moeten worden met de bestaande informatie; omdat er niets beter voor handen is.

#### 2.4.2. Bespreking gegevens

##### a. Topografie

###### ° De Marowijnkreek.

De oorsprong van deze kreek ligt ongeveer op de waterscheiding tussen de stroomgebieden van de Surinamerivier en de Tapanahonyrivier (figuur 2.2.). Nabij de oorsprong is het gemeten peil op de oevers ongeveer

132 m + N.S.P. De kreek watert af op het Brokopondo reservoir (maximum peil hier 50 m + N.S.P.). Een nauwkeurig lengteprofiel van de Marowijkreek gebaseerd op metingen van en in dwarsprofielen ontbreekt. Het bodemverhang over de totale lengte van de kreek is dus onbekend.

De eerder genoemde metingen langs de "baseline" geven het verhang langs de oevers. In dit onderzoek zal volstaan moeten worden met het lengteprofiel volgens figuur 2.6. Hierin bevindt de Marowijkreek zich globaal tussen km 295 en km 250. Daaruit wordt dan afgeleid:

- . over ongeveer 45 km is het gemiddeld verval circa  $(130\text{m} + - 50\text{m} +) = 80\text{m}$ ; gemiddeld verhang  $i_{\text{tot.}} = 80/45000 = \text{ca. } 1.8 * 10^{-3}$ .
- . in de bovenloop over de eerste 8 km is het verval ca  $(130\text{m} + - 80\text{m} +) = 50\text{m}$ ; gemiddeld verhang  $i_1 = 50/8000 = 6.25 * 10^{-3}$ .
- . over de rest van de kreek is het gemiddeld verhang  $i_2 = 30/37000 = 8.1 * 10^{-4}$ .
- .  $i_1/i_2 = 6.25 * 10^{-3}/8.1 * 10^{-4} = \text{ca. } 8$ .

Het verhang in de bovenloop is dus ongeveer 8 \* zo groot als in de rest van de kreek. In vergelijking is de bovenloop dus erg steil. Niet bekend is hoe en waar exact de overgang van  $i_1$  naar  $i_2$  zich inzet. Dit met het oog op een eventuele watersprong en de daaraan verbonden consequenties voor de locatiekeuze van de uitlaat van een eventuele afvoertunnel, kanaal of van een dam. Opstuwingsverschijnselen direct in de omgeving van deze kunstwerken zijn mogelijk afhankelijk van de geometrie van het kreekprofiel en de debieten ter plaatse. Aangezien er over de benedenloop in detail niets bekend is zal er dus, indien nodig, van veronderstellingen dienen te worden uitgegaan. Vooralsnog blijft dit onderzoek beperkt tot de eerste 8.0 km van de bovenloop.

° Kartering en metingen [12]

1. Kaart 3. bevat informatie die niet met elkaar overeenstemt. Gemeten en gekarteerde waarden vertonen verschillen van plaatselijk 250 m en meer. Vergelijk bijvoorbeeld de gemeten waarden ter plaatse van de drempeldam met betrekking tot de 140 m + en de 150 m + hoogtelijnen volgens de kartering.

2. Kaarten 3. en 4. overlappen elkaar voor een deel; bij de overlapping zijn er afwijkingen tussen beide kaarten.

Ad 1. Resultaten van de metingen ter plaatse van de toekomstige drempeldam en langs de baseline van de Marowijkreek stemmen niet overeen met het verloop van de hoogtelijnen op de kaart. Opgemerkt wordt dat deze zijn vervaardigd m.b.v. C.B.L. (Centraal Bureau Luchtkartering) kaarten, welke zijn samengesteld uit

luchtfoto's.

Literatuur [12] geeft daarover uitsluitel:

- . Jai-kreek omleidingsprojekt gesitueerd in een gebied met extreem dikke vegetatie; dientengevolge leverde luchtkartering (C.B.L.) niet de vereiste nauwkeurigheid op t.b.v. bepaling van de hoogtelijnen in het gebied. Gedetailleerd veldonderzoek vergezeld van metingen was noodzakelijk ter plaatse van de toekomstige locaties van de belangrijkste kunstwerken. Daartoe werden door de Dienst Hogere Geodesie met grote nauwkeurigheid lijnen verspreid over het gehele gebied uitgezet in combinatie met hoogtepunten (bench marks) van welke het peil t.o.v. N.S.P. eerder waren vastgesteld. Deze hoogtepunten zijn gebruikt om de plaatselijke topografie aan op te hangen. De laatste zijn weer gebruikt om de hoogtelijnen volgens het C.B.L. te corrigeren (verificatie en aanpassing). Daarmede werd bereikt dat naast de hoogtelijnen tevens de oppervlakte en inhoudskromme van het Jai-meer (figuur 2.8.) op een voldoende nauwkeurige manier konden worden bepaald. Over de nauwkeurigheid wordt opgemerkt:
  - . hoogtepunten vastgelegd op 1 mm nauwkeurig.
  - . dwarsprofielen vastgelegd op 1 cm nauwkeurig.

Zie verder kaart 3. Deze bevat dus:

- . de oorspronkelijk uit luchtfoto's afgeleide hoogtelijnen
- . meetwaarden op grond van metingen ter plaatse van de drempeldam die uiteraard nauwkeuriger zijn dan het hoogtelijnenverloop volgens de C.B.L. luchtfoto's.

Ad 2. Kaarten 4. en 5. zijn het resultaat van dat uitgebreid meetonderzoek in combinatie met de eerder genoemde C.B.L. kaarten.

- . kaart 4. bevat voldoende nauwkeurige topografische en locatiegegevens ter plaatse van de drempeldam mede op grond van de meetvoorwaarden op kaart 3. Voorts bevat het:
  - . de definitieve locatie van de drempeldam
  - . de "oude" locatie van de drempeldam

Enige vergelijkende opmerkingen:

- . kaart 3.: de definitieve locatie van de drempeldam is op een andere plaats dan aangegeven op de kaart als van de "oude" locatie bij de waterscheiding.
- . kaarten 3. en 4.: de hoogtelijnen in overlappende delen verschillen van elkaar;
- . "baselines" Marowijkreek en Olenskreek komen wel overeen.

Bovenstaande wordt nog bevestigd door de data van de



gegevens:

- . kaarten 4. en 5. uit literatuur [12], Definitief ontwerprapport Jai-kreek omleidingsprojekt, januari 1984.
- . kaart 2. Stichting Jai-kreek & Phedra, augustus - september 1982.

De conclusie die hieruit getrokken wordt is dat het ontwerprapport is gebaseerd op gegevens met een hogere graad van nauwkeurigheid dan andere eerdere rapporten.

Dat kaart 3. niet meer gecorrigeerd is m.b.v. de meetgegevens ligt in het feit dat het hierop gekarteerde gebied valt buiten het projektgebied van de Jai-kreek omleiding. Voorafgaand aan het gebruik van kaart 3. moet hierin:

- . locatie van de drempeldam worden aangepast
- . verder worden uitgegaan van kaart 4. m.b.t. de topografie in de omgeving van de drempeldam.

Aanpassing van de locatie van de drempeldam heeft consequenties voor het voorstel gedaan in [4] en uitgebeeld in figuur 2.7.. Op het eerste gezicht biedt een verplaatsing van de drempeldam in benedenstroomse richting van de Marowijnkreek slechts voordelen voor zowel de Jai-kreek omleiding als voor het voorstel volgens figuur 2.7.; want:

- . daarmee vindt tevens mederegulatie plaats van de debieten van de Marowijnkreek voor zover deze afkomstig zijn uit het stroomgebied bovenstrooms van de drempeldam. Al moet terstond worden gesteld dat de betreffende debieten op grond van de stroomgebiedsgrootte waaruit ze afkomstig zijn relatief klein zullen zijn.
- . iedere verplaatsing van de drempeldam in de richting benedenstrooms naar het punt C in figuur 2.7. betekent een verkorting van de turbineafvoertunnel en dus een economisch goedkopere oplossing van dit alternatief.

De kwantitatieve bespreking van de laatste wijziging (verplaatsing drempeldam) zal plaatsvinden in paragraaf 2.6.. Tevens zal daarbij ook worden vastgesteld in hoeverre verder gebruik van figuur 2.7. in dit onderzoek is toegestaan.

## b. Hydrologie [12,16,18]

### 1. Neerslag en afvoer van het stroomgebied.

"Langjarige afvoerreksen nodig voor het doen van energieberekeningen ontbreken omdat bij de hoofddam van de Jai-kreek (figuur 2.5.) pas in 1981 meetapparatuur werd opgesteld. De metingen (zie bijlagen hoofdstuk 2.) zijn onvolledig zodat weinig waardevol voor statistische analyses. Een poging om deze afvoeren te correleren aan

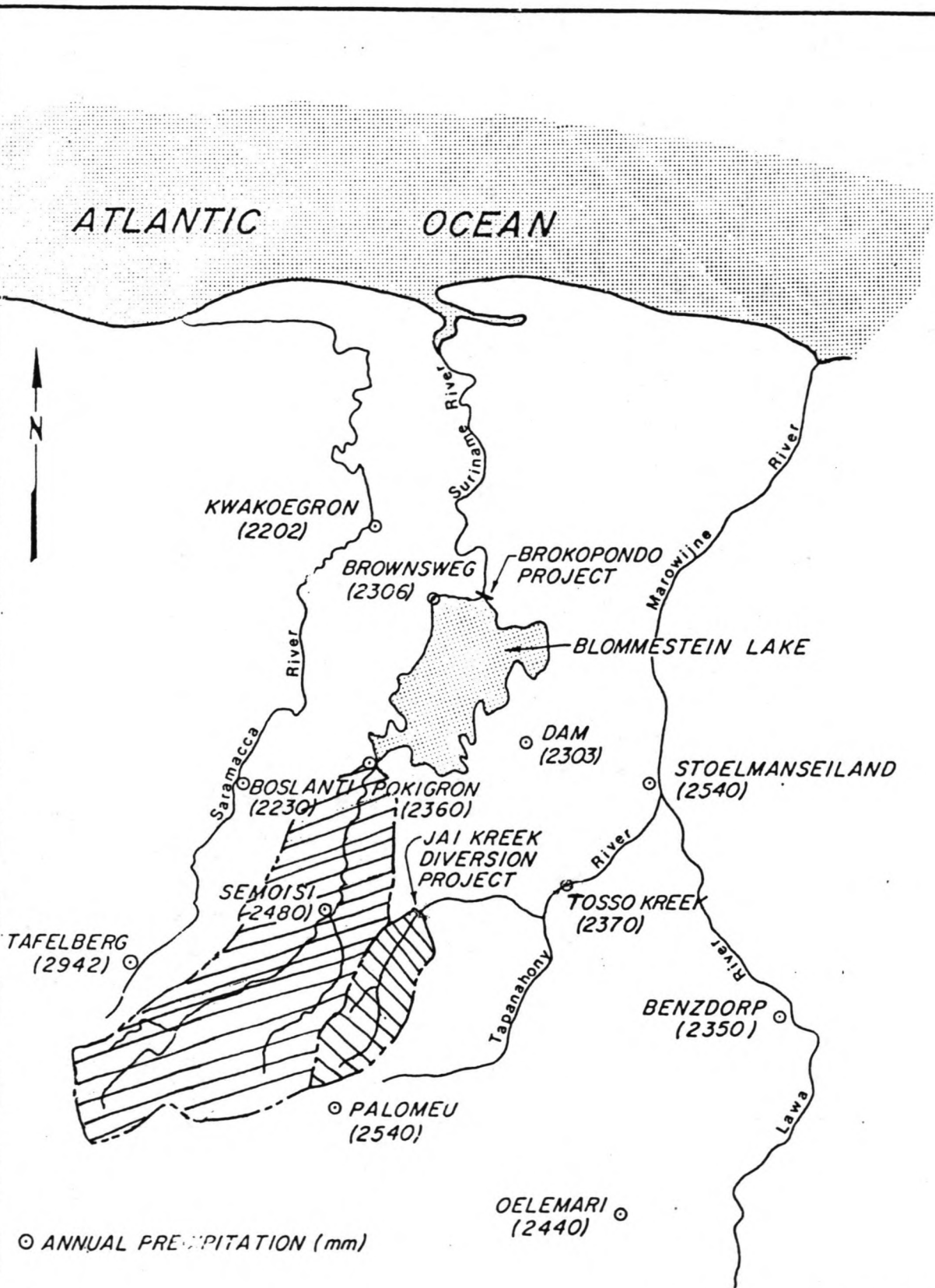
cijfers van naburige meetstations leverde in het geheel geen succes op. Een onderzoek met neerslagcijfers gedurende dezelfde periode voor 4 stations in de directe omgeving van de Jai-kreek gaf aan dat er aanzienlijke verschillen zijn in de spreiding van de neerslag over het gebied (neerslaggegevens zie bijlagen hoofdstuk 2.). Deze spreiding wordt o.a. veroorzaakt door de aanwezigheid en het gedrag (c.q. invloed) van de Inter Tropische Convergentiezone (I.T.C.). Voor een wat completere behandeling van deze materie wordt verwezen naar de Hydrologische Nota nr. 5. van Ringma [14]. Ook orografische effecten \*) spelen hier mee. Daarom is geheel afgezien van strikte correlatie tussen historische gegevens. Benodigde gegevens zullen moeten worden ontleend aan andere bronnen; bijvoorbeeld afvoeren/of neerslagcijfers van aangrenzende (stroom)gebieden. Een haast complete serie afvoergegevens is beschikbaar van de volgende stations (figuur 2.9.):

- . Surinamerivier bij Pokigron
- . Surinamerivier bij Semoisi
- . Tapanahonyrivier bij Tapatoso

Het meetstation Pokigron aan de Surinamerivier is het meest betrouwbare en beschikt vooralsnog over de langste reeks van afvoerwaarnemingen dan welk ander station in het zelfde gebied. Aangezien dit station zich bevindt in de directe omgeving van het Jai-kreek stroomgebied zijn er studies verricht om de langjarige Pokigron afvoeren te transformeren in de (te verwachten) Jai-kreek afvoeren.

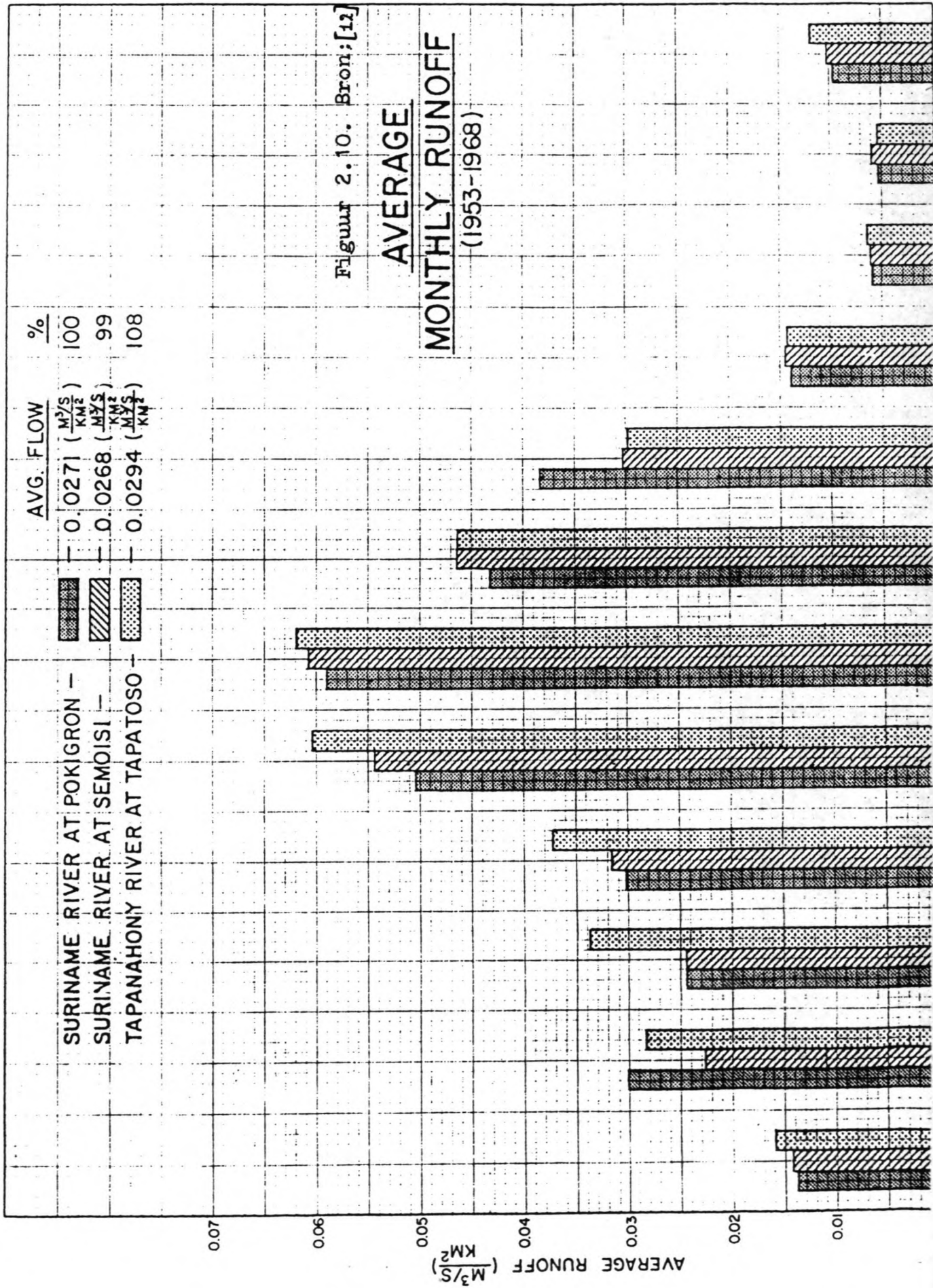
Variaties in de afvoer tussen twee aangrenzende en fysiografisch overeenkomstige stroomgebieden zijn primair afhankelijk van de variaties in hun neerslag. Figuur 2.9. geeft de gemiddelde jaarlijkse neerslag in de oostelijke regionen van Suriname aan. Voor de methodische bepaling van die gemiddelde neerslagcijfers wordt verwezen naar literatuur [18]. Uit de figuur blijken geen uiteenlopende verschillen op te treden in de gemiddelde jaarlijkse neerslag in dit deel van het land behalve in de omgeving van Tafelberg waar orografische effecten lokaal een rol spelen. Daarom wordt verondersteld dat de eenheidsafvoer uit het stroomgebied van de Jai-kreek ongeveer dezelfde zal zijn als die van de Surinamerivier bij Pokigron. Cijfers van de drie eerder genoemde meetstations werden geanalyseerd om de onderlinge verschillen te kunnen onderzoeken. Gemiddelde maandelijkse afvoeren voor deze meeststations werden ontwikkeld voor de periode 1953 t/m 1968 (figuur 2.10.). De gemiddelde

\*) Het opstijgen van lucht bij passage van een bergrug beïnvloedt de jaarlijkse neerslag en de verdeling van de neerslag over een bepaald gebied.



Figuur 2.9. Bron: [12]

AVERAGE ANNUAL RAINFALL



jaarlijkse eenheidsafvoer van de Surinamerivier bij Pokigron bleek nagenoeg identiek te zijn aan die bij Semoisie terwijl de eenheidsafvoer van de Tapanahony te Tapatoso iets groter was. Aangezien het stroomgebied van de Jai-kreek gelegen is tussen dat van de Surinamerivier en de Tapanahonyrivier in zou de eenheidsafvoer van de Jai-kreek kunnen worden verondersteld als het gemiddelde van de eenheidsafvoeren van beide rivieren.

Voor het onderhavig onderzoek is op grond van de beschikbare gegevens het in deze fase redelijk te veronderstellen dat de Jai-kreek afvoeren kunnen worden afgeschat door vaststelling van een eenvoudige relatie tussen de stroomgebieden van beide rivieren.

Literatuur [12] geeft voor die verhouding  $A_{Jai}/A_{Suriname} = 0.241$ . Evaluatie met de beschikbare gegevens:

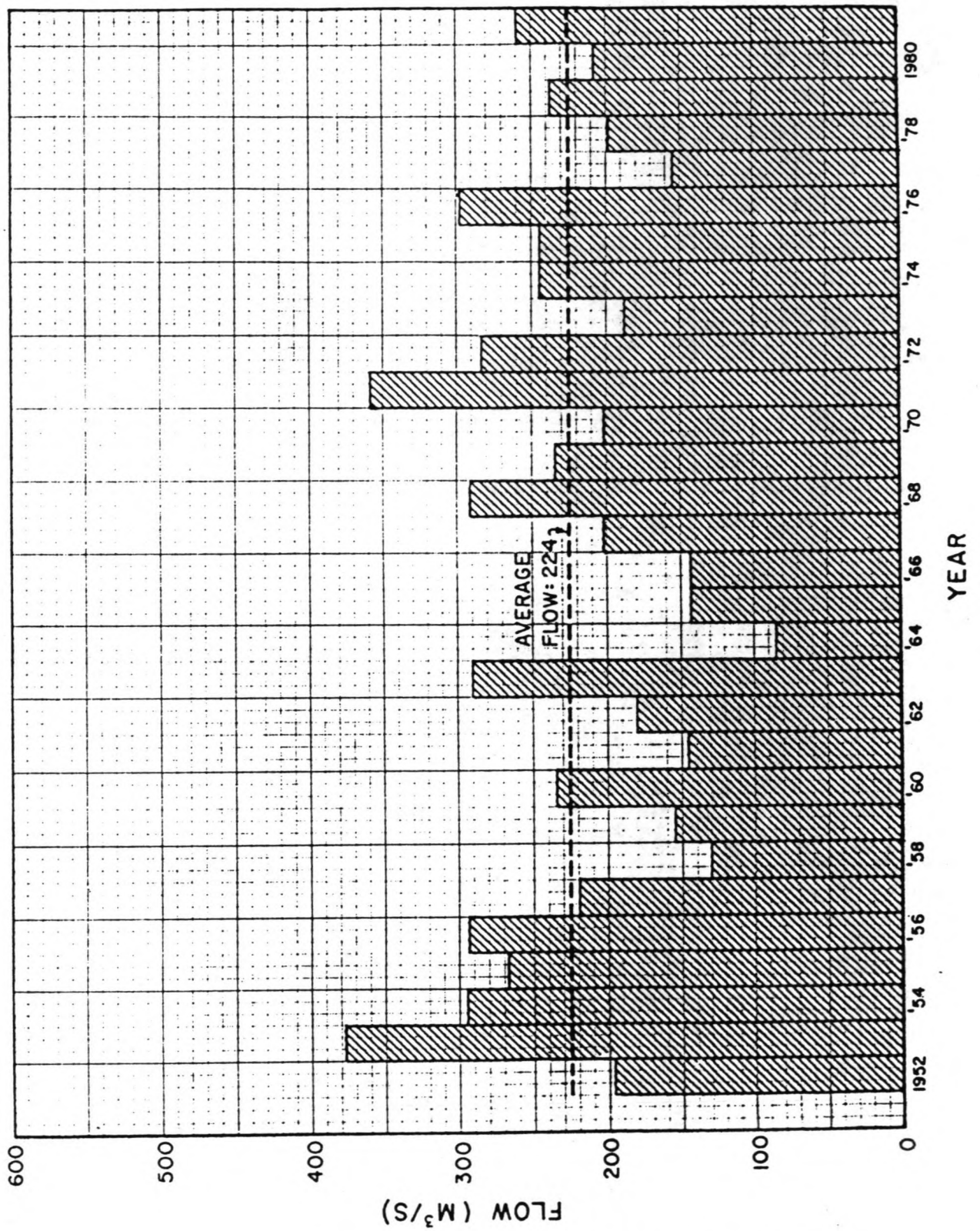
- ° 1. Oppervlakte stroomgebied Surinamerivier te Pokigron: 7520 km<sup>2</sup> [4].
- ° 2. Oppervlakte stroomgebied Jai-kreek tot hoofddam: 1920 km<sup>2</sup> [4].

Verhouding 2./1. = 1920/7520 = 0.25.

Afwijking:  $(0.25 - 0.241)/0.241 * 100 \% = 3.7 \% .$

Deze afwijking wordt in deze fase van het onderzoek geoorloofd geacht. Bovendien wordt met 0.241 een te grote nauwkeurigheid gesuggereerd. De nauwkeurigheid van 1 decimaal is gehandhaafd omdat tabel B.2.3. in de bijlagen ook in 1 decimaal nauwkeurig is bepaald. Tabel B.2.1. bijlagen (afvoeren Pokigron) is in gehele getallen nauwkeurig. Vermenigvuldiging van de cijfers in tabel B.2.1. met de faktor 0.241 levert tabel B.2.2. op. De faktor 0.241 is de verhouding van de stroomgebieden van de Jai-kreek en de Surinamerivier die in hele km<sup>2</sup> nauwkeurig zijn bepaald. Met een nauwkeurigheid van drie decimalen in de verhouding wordt hierin een nauwkeurigheid gesuggereerd in meters, wat in principe niet geoorloofd is. Daarom is bij de berekening van tabel B.2.3. gewerkt met een nauwkeurigheid van 1 decimaal in navolging van tabel B.2.2.. De gemiddelde jaarlijkse afvoer van de Surinamerivier te Pokigron (figuur 2.11.) is 224 m<sup>3</sup>/s; dus de gemiddelde jaarlijkse afvoer van de Jai-kreek aan te nemen op  $224 * 0.241 = 54 \text{ m}^3/\text{s}.$ "  
Zie verder [12].

De langjarige afvoerreeks uit tabel B.2.2. is bepaald door de reeks bij Pokigron te vermenigvuldigen met de factor 0.241. Deze zijn gegeven in ft<sup>3</sup>/s (CFS). Tabel B.2.3. volgt dus uit tabel B.2.2. door vermenigvuldiging van die waarden met 0.02832 (1 ft<sup>3</sup> = 0.02832 m<sup>3</sup>).



Figuur 2.11. Bron: [12]

**AVERAGE ANNUAL STREAMFLOW  
SURINAME RIVER AT POKIGRON**

## 2. Oppervlakte-volumekromme van het Jai-meer (zie figuur 2.8.).

- ° Bij evaluatie van deze figuur deden zich dezelfde "problemen" voor als bij de beschouwing van de topografische gegevens. Vergelijking van figuur 2.8. met de informatie in de bijlagen hoofdstuk 2. vertoonde ook aanzienlijke verschillen. De redenen zijn behandeld in paragraaf 2.5.2.a. Let ook op de data van de gegevens (december 1981/oktober 1982, resp. januari 1984) en op de verschillen (niet constant!) tussen de C.B.L. en de N.S.P. peilen. Een poging om figuur 2.8. middels planimetrering te controleren mislukte omdat het beschikbare materiaal onnauwkeurig (figuur 2.5. heeft geen contourlijnen van een meer) dan wel onvolledig (overzichtskaarten 1., 4. en 5.) bleek. Gezien het eerder besprokene in paragraaf 2.5.1.a. wordt verondersteld dat figuur 2.8. voldoende nauwkeurig is voor het doen van berekeningen.
- ° Geen verdampingscijfers van het Jai-meer t.b.v. berekeningen.

### c. Geologie

Literatuur [17] die als doel had een beschouwing t.b.v. het omleidingsproject geeft slechts kwalitatieve informatie over het gebied. Boringen etc. zijn uitgevoerd tot een beperkte diepte zodat ze niet van veel waarde zijn voor het Jai-Maró waterkrachtcentrale project. De belangrijkste gegevens t.b.v. het laatste project:

- . diepe ondergrond: rots (migmatisch gneiss)
- . variërende laag van los materiaal bestaande uit verweerde rots tot wel 30 meter dikte.

### d. Andere gegevens

1. Omdat de Jai-kreek een zijtak is van de Tapanahony-rivier en deze grootste binnenrivier van Suriname afwatert op de grensrivier de Marowijne zal bij afsluiting van de Jai-kreek debiet uit de Marowijnerivier worden onttrokken. Daarover zal onderhandeld dienen te worden met Frans Guyana (Frankrijk), ondanks het gegeven dat de morfologische gevolgen hoogstwaarschijnlijk marginaal zullen zijn; blijkens  $Q_{Jai}/Q_{Tapanahony} = 60 [4]/625 [4] = 10 \%$  en  $Q_{Jai}/Q_{Marowijne} = 60 [4]/2000 [7] = 3 \%$ .

Ook zullen er morfologische gevolgen te verwachten zijn voor de Surinamerivier, al zou het omgeleide debiet van de Jai-kreek zelfs meer dan eens gereguleerd worden (Jai-reservoir, Brokopondo reservoir en andere alternatieve meren in de Marowijnekreek (zie hoofdstuk 3.)).  $Q_{Surinamerivier}$  bij de monding =  $440 \text{ m}^3/\text{s}$  [7]. Met  $Q_{Jai}$  erbij =  $60 \text{ m}^3/\text{s}$  geeft dat een relatieve toename van  $60/440 * 100 = 14 \%$ . Dit zal wel invloed hebben op het uitschurings-/aanzandingsgedrag nabij de monding en na het Brokopondomeer (benedenstrooms). Ingeschat wordt dat de

verandering van Q wel een positieve invloed zou hebben op de aanwezigheid van de modderbanken in/voor de monding van de Surinamerivier. Een grotere Q betekent in het algemeen uitschuring en dus voordelen voor de scheepvaart aldaar. Een negatief aspect is wel dat indien het debiet groter wordt bij een zelfde doorstroomprofiel van de rivier de stroomsnelheid in de rivier groter wordt. Een grotere stroomsnelheid zou dan hinder opleveren voor het binnenkomend scheepsverkeer met bestemming de haven van Paramaribo. Dus wordt geconstateerd dat er nader onderzoek m.b.t. beide onderdelen is vereist. Bij het beschouwen van de debietverandering in de Surinamerivier moet wel worden opgemerkt dat hierbij de invloed van de getijden in de rivier is verwaarloosd.

2. Ecologische invloeden als gevolg van het onder water zetten van het Jai-kreek stroomgebied zullen zeker een rol spelen :

- ° ziekteverspreiding door muskieten [4]. Voorkomen van malaria in de omgeving; daarmee dient rekening gehouden te worden in zowel de bouwfase als de exploitatiefase. Faciliteiten voor personeel in beide fasen; nader onderzoek is zeker vereist.
- ° beïnvloeding grondwaterstand van de omgeving en van de gehele regio; mogelijke stabiliteitsproblemen voor kunstwerken in de nabije omgeving en voor hellingen etc. door het onder water zetten van grote gebieden.
- ° aardbevingsgevoeligheid van het gebied wordt vergroot door concentratie van relatief grote massa's water ook in relatie tot de aanwezigheid van het Brokopondomeer. Hoe zou de totale regio zich op het stabiliteitsvlak verder gedragen (afschuivingen van hele formaties mogelijk). Bij het ontwerp van de dammen voor het Jai-meer is er wel rekening gehouden met de aardbevingsgevoeligheid van het gebied [12] terwijl volgens [17] het gebied wel tamelijk ongevoelig is voor aardbevingen. Wel zijn er geregistreerde gegevens aanwezig van in de (verre) omgeving opgetreden bevingen in het verleden. Een noodzakelijk onderzoek kan dus daarop worden gericht.
- ° klimatologische wijzigingen; beïnvloeding van de vochtigheidsgraad in de omgeving en de verdamping in de regio door de aanwezigheid van het meer.
- ° visserij; nog nader te bepalen.
- ° flora en fauna; een nader onderzoek zal zijn vereist. Het gebied is wel bedekt met een extreem dikke vegetatielaag.

3. Scheepvaart.

Momenteel en verder waarschijnlijk ook in de nabije toekomst van weinig belang voor dit deel van het land. Dus als randvoorwaarde verwaarloosbaar voor dit projekt.

4. Cultureel/Sociografisch.

Er zullen geen bevolkingsmigraties nodig zijn omdat de eerste in de omgeving aanwezig zijnde woonagglomeratie zich



bevindt op ca 30 km benedenstrooms van de lokatie van de hoofddam in de Jai-kreek. De afsluiting van de Jai-kreek betekent wel dat gedurende een groot deel van het jaar de kreek over ongeveer 25 km lengte benedenstrooms van de hoofddam droog valt. Met betrekking tot de aanwezigheid van het dorp is binnen het Jai-kreek omleidingsprojekt wel rekening gehouden. Ook in de veiligheid bij een eventuele doorbraak van de hoofddam (hoogwater) is voorzien [4]. Creatie van het Jai-meer berooft een aantal stammen in de regio wel van hun jachtgebied. De consequenties van deze situatie kunnen voorlopig niet worden ingeschat. Een eventuele compensatie is mogelijk door toelating van visserij op het Jai-meer. Dit laatste zou dan weer consequenties hebben voor het ontwerp van de inlaatconstructies en de overlaat welke dan speciale onderdelen zouden vereisen t.b.v. het doorlaten van vissen.

#### 5. Bereikbaarheid van het gebied .

Dit punt is vooral van belang in de bouw- en exploitatiefase van het projekt. Reeds aangelegd is een jeeptrail over ca. 103 km (figuur 2.4.) en wordt er gewerkt aan de aanleg van een vliegveld.

### 2.5. Doelstelling, randvoorwaarden c.q. uitgangspunten

Opmerking: Het huidige Jai-kreek omleidingsprojekt loopt met een eventuele benutting van het verval in de Marowijnekreek geen gevaar aangezien het benodigde water via de Marowijnekreek toch in het Brokopondomeer terecht komt. Een voordeel van het Jai-Marowaterkrachtcentrale projekt is dat het water uit het stroomgebied van de Jai-kreek meer dan een maal wordt benut voor energieopwekking. In hoofdstuk 3. zal blijken dat de situatie mogelijk nog gunstiger is vanwege de aanwezigheid van meerdere geschikte locaties in de Marowijnekreek alwaar een verval kan worden benut t.b.v. energieopwekking zodat de mogelijkheid van "rivierwerken" aanwezig is.

#### 2.5.1. Doelstelling

Optmale benutting van het in de Marowijnekreek geconstateerde verval van 50 m over ca 8 km van de bovenloop onder economisch aanvaardbare voorwaarden.

Uitgangspunten daarbij zijn:

- ° huidige Jai-kreek omleiding gaat gewoon door; eventueel na enige aanpassing die nodig zou blijken na onderzoek en bestudering van het Jai-Marowaterkrachtcentrale projekt.
- ° voorzover aanwezig gebruik van de meest recente informatie voor het laatste onderzoek [12].
- ° waar niet mogelijk wordt teruggevallen op informatie van de Stichting Jai-kreek & Phedra.

## 2.5.2. Randvoorwaarden c.q. uitgangspunten

Uitgaande van de beschouwingen in de voorgaande paragrafen kunnen de volgende randvoorwaarden c.q. uitgangspunten worden geformuleerd:

- ° uitgaan van het huidige Jai-kreek omleidingsontwerp; deze is gericht mede op de belangen van de Suralco met het oog op reservoirbeheer van het Brokopondomeer [4]. In dit ontwerp wordt daarmee geen rekening gehouden. M.a.w. verondersteld wordt dat het Brokopondomeer alle bij het Jai-Maró projekt af te voeren debieten via de Marowijnekreek (ongeacht de periode van het jaar) kan verwerken. Eventueel wordt er water via de overlaat afgevoerd.
- ° in eerste instantie richt dit onderzoek zich niet op de vraag naar energie maar wordt gezien binnen het kader van de ontwikkeling van het eigen potentieel van Suriname.
- ° uitgaan van de gegevens van het huidige Jai omleidingsprojekt. Let wel dat het doel hier een andere was dan bij onderhavige studie het geval is. De graad van nauwkeurigheid bij het Jai-omleidingsprojekt mag dus anders zijn dan bij dit onderzoek.
- ° in het huidige Jai omleidingsprojekt is er geen rekening gehouden met een eventuele benutting van het in de bovenloop van de Marowijnekreek aanwezige verval. Mogelijk dat deze studie uitwijst dat er enige wijzigingen moeten worden doorgevoerd in het huidige Jai-kreek ontwerp.
- ° het Jai-meer is beschikbaar voor energieopwekking op eigen kracht.
- ° kunstwerken in het huidige Jai-omleidingsprojekt voldoen aan de eisen van het Jai-Maró waterkrachtcentrale projekt. [4] rechtvaardigd dit. Daar waar aanpassingen benodigd zijn wordt verondersteld dat deze inderdaad worden doorgevoerd.

Opmerking : Elk alternatief waarbij gebruik van het Jai-kreek water aan de orde is met een ander doel dan in het huidig ontwerp vereist, indien ervan uitgegaan wordt dat het ontwerp gericht wordt op de energiebehoefte in Paramaribo e.o., een heel lange transmissieleiding (ca. 250 tot 350 km). In dit stadium van het onderzoek kan worden gesteld dat vermoedelijk het ontwerp daarmee onaanvaardbaar duur zal worden en een oplossing economisch onhaalbaar zal blijken. De situatie nu kan in de verre toekomst echter geheel zijn gewijzigd.

Mogelijke oplossingen:

- . eigen transmissieleiding vanuit de omgeving van het Jai-meer naar Brokopondo. Vanaf daar gebruik maken van de transmissielijnen van de Suralco voor transport van de elektriciteit naar Paramaribo en omstreken. Krachtens de Brokopondo overeenkomst [4] zou dit mogelijk moeten zijn.
- . indien bovengenoemde niet aanvaardbaar is dan moet vanwege de hoge investering en onderhoud van de transmissielijn (ca Nf. 100000,-/km) de mogelijkheid worden bestudeerd tot afzet

van de energie in de (directe) omgeving. Schriftelijk overleg met de Stichting Jai-kreek & Phedra leert dat de vraag waar de energie moet worden afgezet geen punt van discussie is. Verondersteld mag worden dat die vraag absoluut aanwezig is ongeacht de grootte en de locatie daarvan.

Enige opmerkingen m.b.t. de randvoorwaarden:

- . natuurrandvoorwaarden : hoogwater reeds onderzocht in het Jai-kreek omleidingsproject.
- . economische randvoorwaarden : goede en goedkope oplossingen.
- . technische randvoorwaarden : gebruik van zoveel mogelijk plaatselijke know-how , materieel en materiaal.

## 2.6. Topografische en hydrologische beschouwingen (kwantitatief)

### 2.6.1. Topografie

Hoewel topografische kaarten t.b.v. dergelijke onderzoeken in principe niet bestemd zijn om daaruit afstanden enz. op te meten [19] zullen in dit geval lengtematen wel uit de overzichtskaarten dienen te worden gehaald. Daarbij wordt verondersteld dat op overzichtskaart 3.:

- . bij kartering de geografische ligging van de loop van de Marowijnekreek wel voldoende nauwkeurig kon worden afgeleid uit de luchtfoto's trots de geconstateerde onnauwkeurigheid tot 250 -300 m bij de vaststelling van de loop der hoogtelijnen van het gebied. De veronderstelling wordt gebaseerd op het gegeven dat op luchtfoto's het onderscheid tussen een waterloop en vegetatie geacht is duidelijk zichtbaar aanwezig te zijn. Op grond hiervan wordt de loop van de Marowijnekreek op overzichtskaart 3. wel voldoende nauwkeurig geacht.
- . de metingen langs de baseline van de Marowijnekreek in overeenstemming zijn met de opgegeven nauwkeurigheid [12] ook voor wat betreft de plaats der meetpunten.

Voor het vaststellen van afstanden uit de kaarten 2. en 3. zijn de onnauwkeurigheden in de kartering van de hoogtelijnen van geen belang, althans indien uitgegaan wordt van de gemeten waarden en de desbetreffende meetpunten. Dus indien de metingen worden gerefereerd aan de "baseline" en de loop van de kreek.

Op basis van vorenstaande veronderstellingen volgt uit de overzichtskaarten 2., 3. en 4.:

- . de nieuwe locatie van de drempeldam op de kaarten 2. en 3.
- . lengte dam ca. 560 m op basis van kruin op 141.5 m +; met de kruin op 139 m + (huidig ontwerp) wordt de lengte ca. 500 m.
- . lengte dam oud bij kruin op 141.5 m + ca. 560 m; bij kruin op 139 m + ca. 520 m.

## Conclusies:

- . voor dit ontwerp zou de plaats van de dam, indien het criterium de lengte ervan zou zijn geweest, geen voorkeur genieten tussen de beide locaties.
- . in het huidige ontwerp wordt er door verplaatsing een winst geboekt van ca 20 - 25 m voor de lengte van de dam.
- . wellicht dat in het huidige ontwerp ook grondmechanische aspecten de definitieve locatie hebben beïnvloed. Zie punten waar booronderzoek c.q. grondonderzoek is verricht in relatie tot de definitieve locatiekeuze.
- . afstand tussen oude en definitieve locaties van de drempeldam is ca 650 m (gemeten langs de baseline van de kreek); met in acht name van de ingetekende richting van de damas (kaart 4.) t.o.v. de "baseline" is de locatie van de drempeldam op kaart 3. vastgesteld; tevens is op grond van de eerdere opmerking ook globaal de richting van de damas vastgelegd.

T.b.v. globale metingen worden op kaart 3. de volgende markeringen aangebracht:

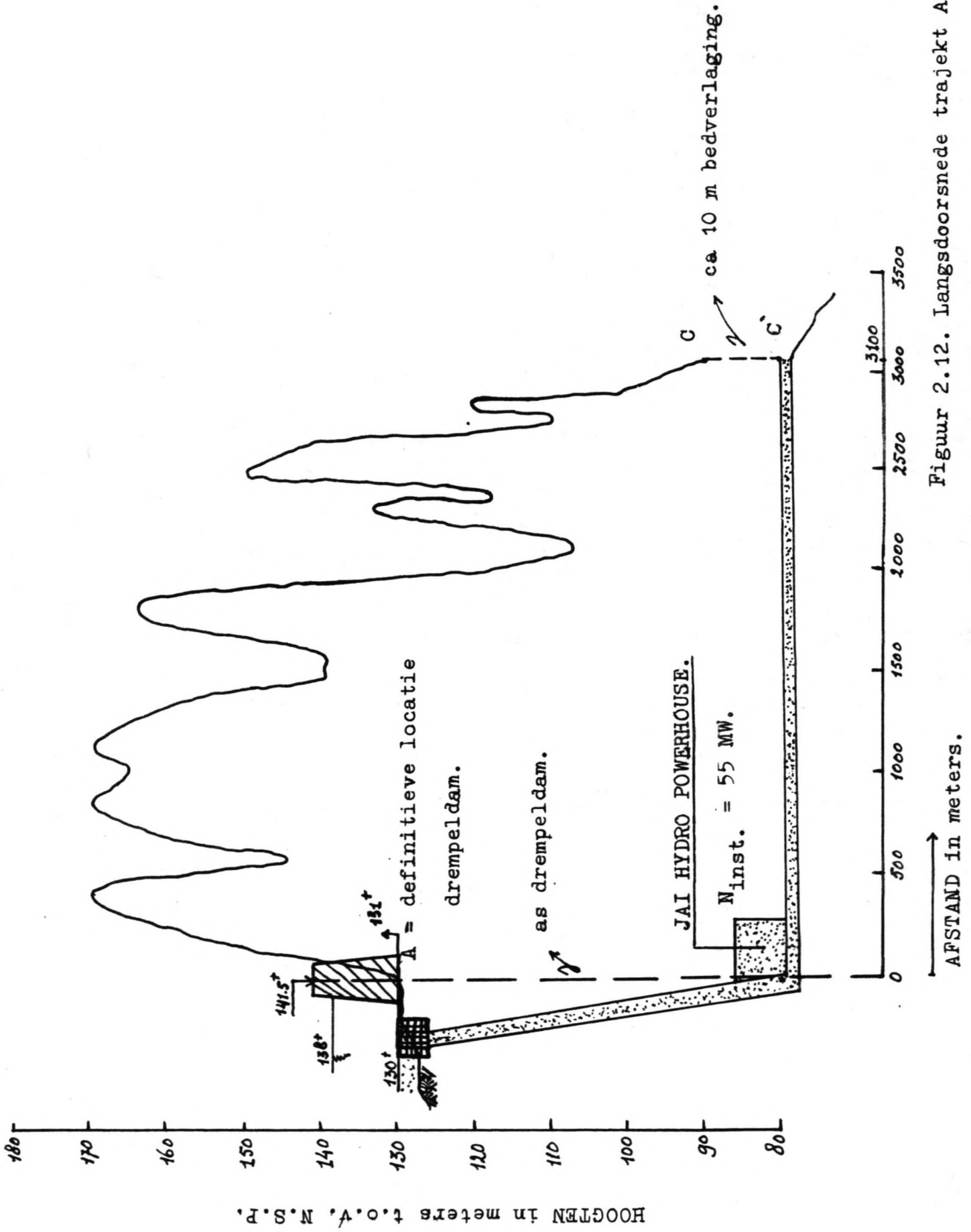
- A = locatie definitieve drempeldam (MV. ca 131 m + N.S.P.)  
 B = punt op ca 8 km benedenstrooms van punt D gemeten langs de Marowijkreek (MV. ca. 80 m + N.S.P.)  
 C = punt ca 2250 m bovenstrooms van B gemeten langs de stroomdraad van de Marowijkreek [4] (MV. op ca. 90 m + N.S.P.)  
 D = locatie "oude" drempeldam op de waterscheiding (MV. ca. 132 m + N.S.P.)

Vervolgens ter vergelijking:

Trajekt	"oude" locatie drempeldam	"nieuwe" locatie drempeldam	$\Delta L$
Langs baseline Marowijkreek D - B/A - B	D - B ca. 8200	A - B ca. 7500	ca. 700
D - B/A - B langs rechte lijn	D - B ca. 5500	A - B ca. 5000	ca. 500
DC/AC langs rechte lijn	DC ca. 3800	AC ca. 3100	ca. 700

Tabel 2.1. Enige langsafstanden. Lengten in meters.

Uit de tabel blijkt dat t.o.v. de situatie in figuur 2.7. waar een verticale langsdoorsnede is getekend van het rechtstreekse traject DC, in de nieuwe situatie een winst wordt geboekt voor de afvoertunnel van 3800 - 3100 = ca. 700 m verkorting. Voor de kostenkant is dit dus een duidelijke meevaller.



Figuur 2.12. Langsdoorsnede traject AC.

Wat figuur 2.7. in relatie tot kaart 3. inhoudt is hierboven uiteengezet. Dat de doorsnede van figuur 2.7. niet van toepassing is op traject AC spreekt voor zich. Voor een globale vaststelling van het verschil tussen de trajecten DC en AC rechtstreeks in lengte zou in dit geval punt A geprojecteerd kunnen worden op DC. De afstand DA' is dan het verschil in tunnellenlengte bij verplaatsing van de dam. Deze bedraagt ca 550 m. De onnauwkeurigheid bedraagt al ruim  $(700 - 550)/700 * 100 \% = 20 \%$  en dat is aanzienlijk in deze fase. Op grond hiervan wordt het gebruik van figuur 2.7. in het ontwerp niet toelaatbaar geacht. Anders was het geweest indien gebruik van de topografische doorsnede aan de orde was geweest. Gezien de richting van de lijnen AC en DC (hun onderlinge ligging) en het onnauwkeurige verloop van de hoogtelijnen over de trajecten AC en DC zou in principe volstaan kunnen worden met de topografische doorsnede volgens figuur 2.7. over traject AC. Voor het feit dat deze topografische doorsnede wel degelijk invloed heeft op het ontwerp volgens het alternatief in figuur 2.7. wordt verwezen naar hoofdstuk 3. Mede door de grilligheid in de topografie en de invloed van de topografie op de keuze van het ontwerp is van traject AC rechtstreeks m.b.v. kaart 3. naar voorbeeld van figuur 2.7. een langsdoorsnede getekend. Zie figuur 2.12. In de figuur is de invloed van de wijziging van de locatie van de drempeldam herkenbaar in de vorm van zowel:

- . een nogal gewijzigde topografische doorsnede t.o.v. figuur 2.7.
- . een kortere turbine afvoertunnel t.o.v. figuur 2.7.

Deze wijzigingen behelzen geen correcties van figuur 2.7. doch slechts een aanpassing n.a.v. gewijzigde nauwkeurigheden in de informatie. Aan het idee wordt in het geheel geen inbreuk gedaan!

### 2.6.2. Hydrologie

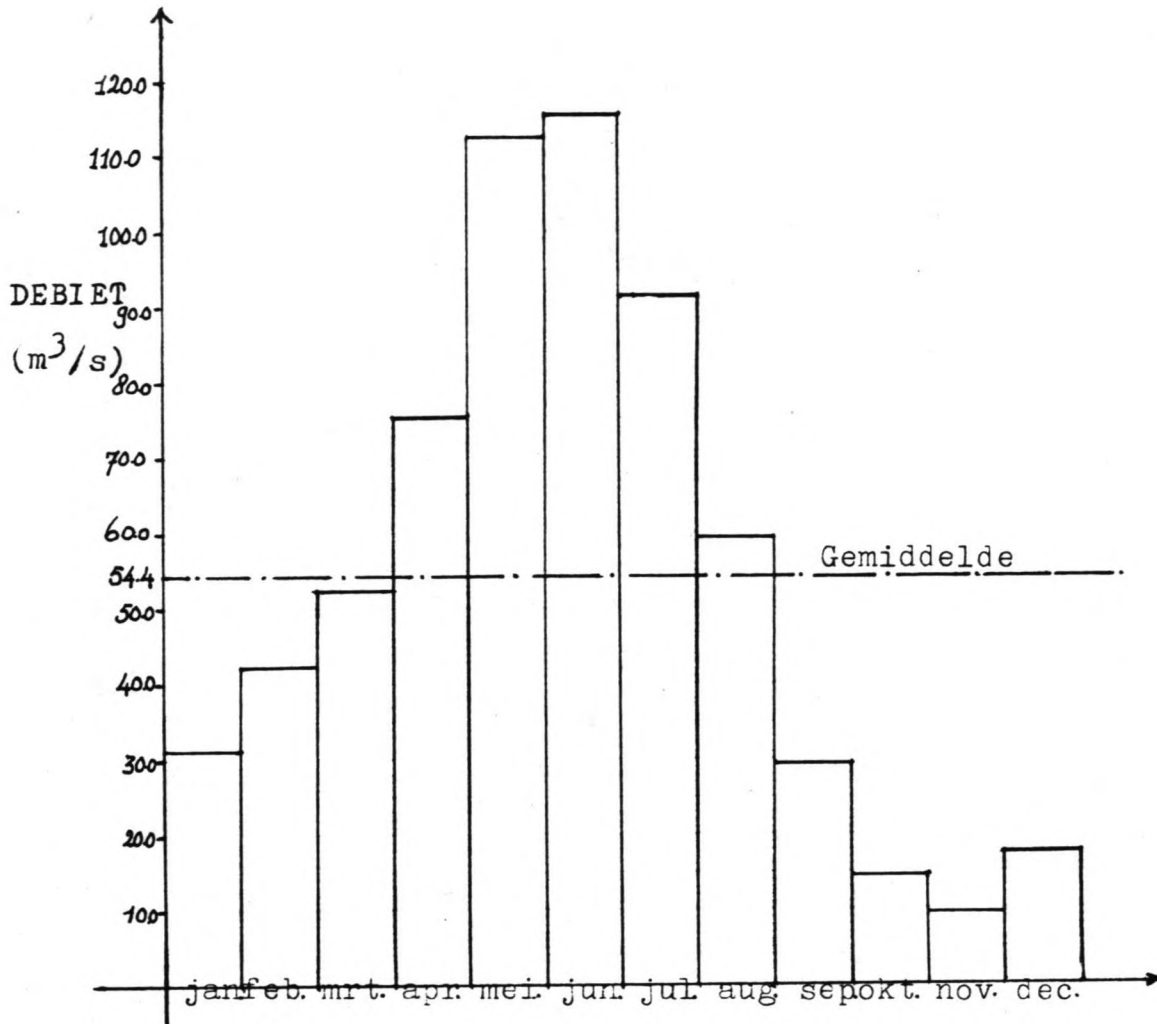
Uit berekeningen op basis van tabel B.2.3. volgt voor het langjarig gemiddeld jaardebiet een  $Q_{gem.}$  van  $54.4 \text{ m}^3/\text{s}$ . Deze ligt vrij dicht in de buurt van het eerder gesuggereerde  $60 \text{ m}^3/\text{s}$ ; relatieve fout  $(60 - 54.4)/54.4 * 100 \% = \text{ca } 10 \%$ . Opvallend is de vrij grote standaardafwijking ( $S = 45.1$  bij  $Q_{gem.} = 54.4 \text{ m}^3/\text{s}$ ), zelfs in de orde van het gemiddelde. De verklaring hiervoor ligt in de enorme spreiding in de waarnemingen. Zie bijlagen hoofdstuk 2.:

$$\circ Q_{max.} = 220.5 \text{ m}^3/\text{s} \quad (\text{mei } 1976)$$

$$\circ Q_{min.} = 1.5 \text{ m}^3/\text{s} \quad (\text{december } 1965)$$

Verder valt op dat het grootste debiet in de oktober - december periode, van belang in de bouwfase,  $28.4 \text{ m}^3/\text{s}$  (oktober 1971) bedraagt.

Figuur 2.13. geeft al een belangrijke indruk van de mogelijk ten behoeve van waterkracht te benutten debieten en ook van de perioden waarin er waarschijnlijk water via de overlaat uit het



Figuur 2.13. Langjarige gemiddelde maanddebieten van de Jaikreek.

Gesimuleerde 30 jarige reeks.

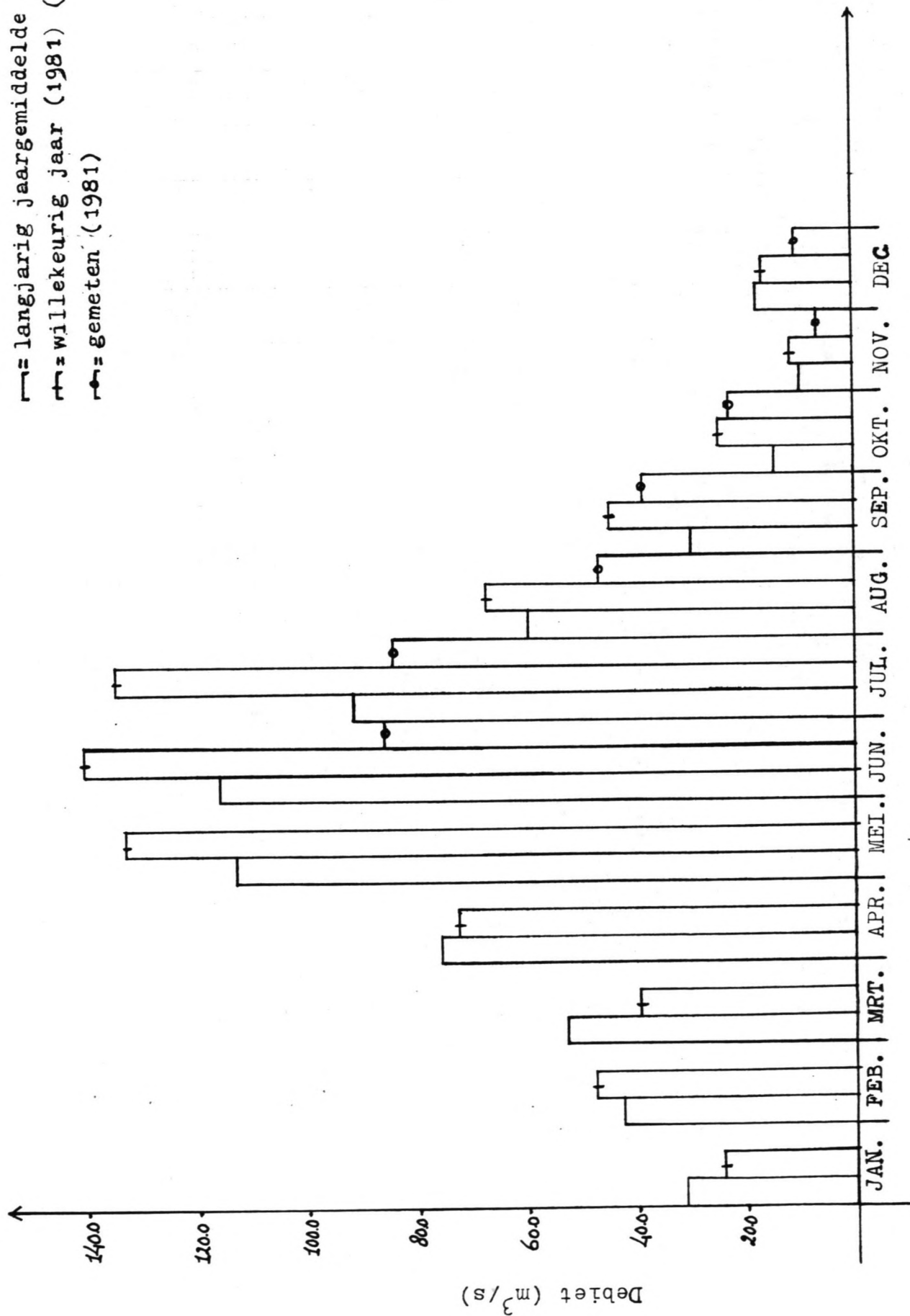
meer zal verdwijnen (natte seizoenen).

Om de efficiëntie van het waterverbruik en dus van het project te verhogen zal in het ontwerp getracht moeten worden dat laatste tot een minimum of zelfs geheel te beperken. Dat zal verder bij de energieberekeningen aan de orde komen. Ook toont de figuur de belangrijke invloed van de seizoenen; natte tijd mei, juni, juli; droge tijd oktober, november, december. Met name voor de uitvoering van het project zal dit gegeven van belang zijn.

Controle van de gesimuleerde afvoeren m.b.v. de gemeten afvoeren levert de volgende opmerkingen op:

. gemeten afvoerreeks relatief kort (1981 - 1985) en erg

— langjarig jaargemiddelde (gesimul.)  
 — willekeurig jaar (1981) (gesimul.)  
 — gemeten (1981)



Figuur 2.14. Vergelijking tussen de gemeten en de gesimuleerde afvoeren.



slecht bijgehouden; langste aaneengesloten periode van metingen omvat 16 maanden (juni 1981 - september 1982). Hoewel een vergelijking tussen de gemeten waarden op grond van het bovenstaande niet terecht is (figuur 2.14.), valt op dat haast alle gemeten waarden kleiner zijn dan de langjarige maandgemiddelden.

- . figuur 2.14. en tabel B.2.7. (bijlagen) geven ook een vergelijking tussen de gemeten en de gesimuleerde afvoeren van het jaar 1981, voor zover dat mogelijk was (juni 1981 t/m december 1981). Ook hier zijn de gemeten waarden alle kleiner dan de gesimuleerde. Relatieve afwijkingen t.o.v. de gesimuleerde afvoeren variëren van ca 10 % (oktober) tot ca 40 % (januari).

Hoewel de verschillen aanzienlijk zijn en neigen naar de conclusie, dat de gebruikte methode van de eenheidsafvoeren bij de simulatie enige aanpassing zou behoeven, mag uit bovenstaande absoluut niet geconcludeerd worden, dat de methode onnauwkeurig is; de methode was ook bestemd voor een ander doel en projekt. Bovendien is het gemeten materiaal in principe voor vergelijking niet representatief vanwege:

- . de relatief te korte duur van waarnemingen (t.o.v.30 jaar)
- . discontinuïteiten in de metingen (slecht bijgehouden)
- . een opvallend verschijnsel in december 1983; bij variatie van de waterstand in de Jai-kreek met ruim 57 cm (1.60 m - 2.17 m) treedt er geen wijziging op in het debiet!
- . de extreem droge periode eind 1983 - begin 1984; deze heeft een sterke invloed op de gemiddelden.

De eindconclusie is dat hoewel er bedenkelijke afwijkingen aan de orde zijn, uit de gemeten waarden niet mag worden gesuggereerd, dat de methode van de eenheidsafvoeren onnauwkeurig zou zijn. De bestaande informatie wordt nauwkeurig genoeg verondersteld voor dit onderzoek. Een grote nauwkeurigheid volgens gemeten waarden is bovendien pas vereist in een eindontwerp. In dat geval zou de dertigjarige reeks voor dit geval nog geëxtrapoleerd moeten worden naar bijvoorbeeld een honderdjarige reeks (correlaties volgens regressieanalyse).

Het is wel aan te bevelen om in de fase van eindontwerp de eerder geconstateerde verschillen kritisch te onderzoeken, dus de metingen beter en nauwkeuriger uit te voeren.

## HOOFDSTUK 3                   ALTERNATIEVEN

### 3.1.           Algemeen

#### 3.1.1.       Mogelijkheden binnen het projektgebied

In de inleiding is reeds vastgesteld dat het Jai-Maroprojekt momenteel waarschijnlijk nog niet voor realisatie in aanmerking zou komen vanwege:

- ° de "concurrentie" met de gunstiger gelegen projekten Saramacca I, III en IV. Zie Energiekaart van Suriname, bijlagen.
- ° de realisatie van het Jai-kreekomleidingsprojekt in de huidige vorm. De economische waarde van dit projekt is momenteel groter, aangezien gebruik gemaakt zal worden van reeds bestaande faciliteiten. Wat lagere investeringskosten en dus een goedkoper alternatief inhoudt.
- ° economische niet-haalbaarheid. Door de grote afstand van het projekt tot de huidige verbruikscentra zou een lange transmissielijn (ca. 250 - 300 km) zijn vereist. In geval van een zelfstandige centrale zouden de alternatieven Saramacca I, III en IV onder de huidige omstandigheden meer kans van slagen hebben.

De vraag naar energie is er echter wel (hoofdstuk 1.) en zal in de toekomst alleen maar groter worden. In dit verband wordt gewezen op een van de conclusies op het FURORIS Congres [4], nl. dat het nuttig aanwenden van het waterkrachtpotentieel van Suriname in hoofdzaak afhankelijk zal zijn van de aard en de omvang van de vraag [5].

Zou de vraag beperkt blijven tot die van Paramaribo en omstreken, zoals dat nu het geval is, dan zou dat betekenen dat het Jai-Maroprojekt op grond van de eerder aangehaalde redenen geen voortgang zou vinden. Deze situatie mede bezien vanuit de huidige plaatselijke economie en de groei daarvan. In de (verre) toekomst kan de industriële ontwikkeling van het land zodanig zijn veranderd, dat er in de omgeving van de locatie wel behoefte bestaat tot energieafname. De laatste gedachtengang levert dan de volgende mogelijkheden op:

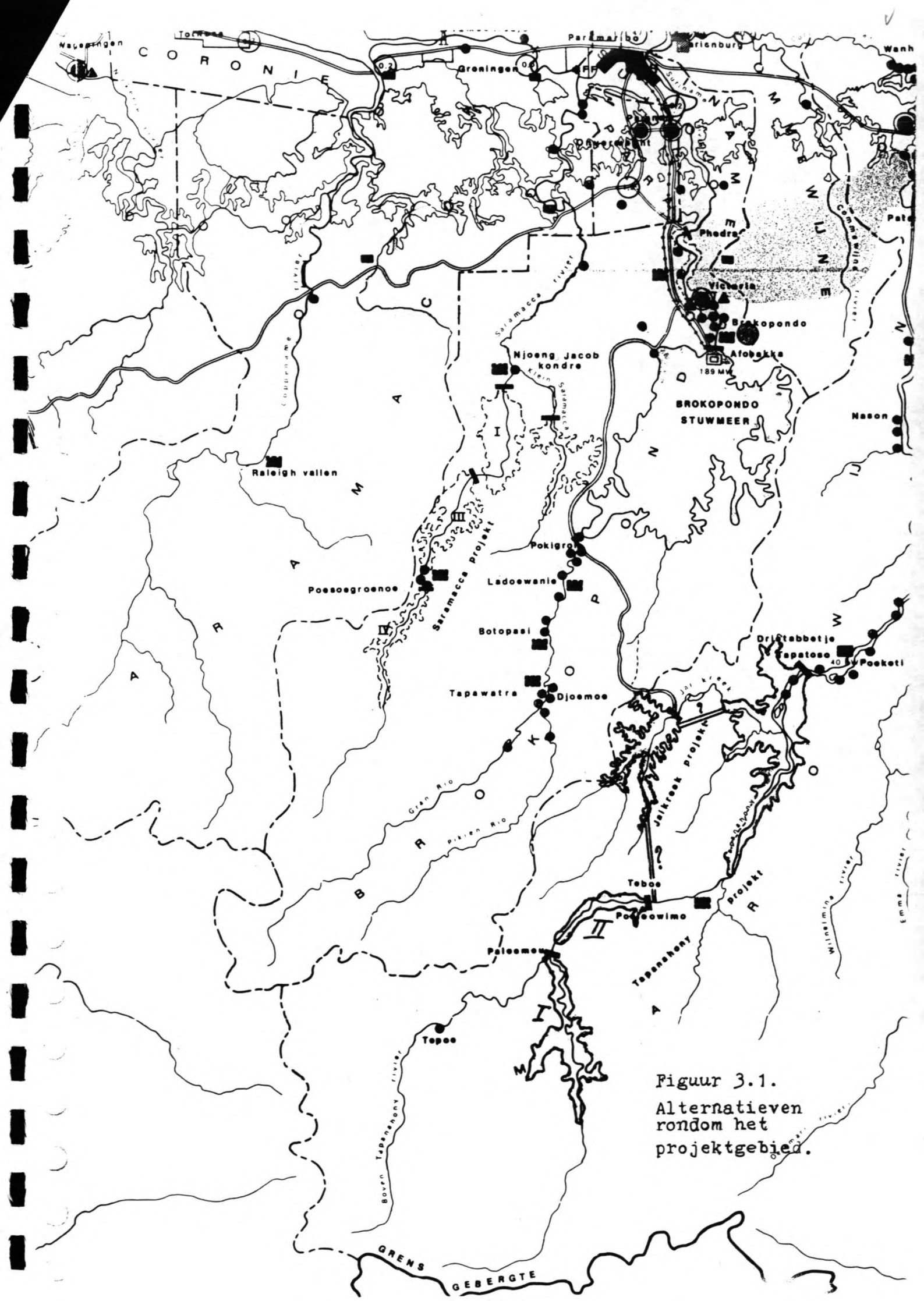
1. Jai-kreek omleidingsprojekt vindt normaal doorgang. Jai-Maroprojekt gaat voorlopig niet door vanwege de hoge kosten tegenover de opbrengsten op dit moment.

2. In een later stadium blijkt het Jai-Maroprojekt wel haalbaar

Indien punt 2. nu als uitgangspunt wordt gekozen, heeft dat onder de huidige omstandigheden de volgende consequentie voor punt 1.:

Jai-kreek omleiding nu wel realiseren met in acht name van de mogelijkheid dat in een later stadium het doel van dit projekt kan worden gewijzigd. Wat betekent dat in het huidig





Figuur 3.1.  
 Alternatieven  
 rondom het  
 projectgebied.

veronderstellen dat het doorgaan van dat projekt voor het Jai-Maró projekt slechts positieve gevolgen zou hebben. Immers een groter debiet zou tot grotere energieopbrengsten leiden.

Het totale Tapanahonyprojekt bestaat uit drie deelprojekten die ieder afzonderlijk en onafhankelijk van elkaar hydro-energie zouden kunnen leveren. Daarnaast bestaat de mogelijkheid om het Tapanahonywater om te leiden naar het stroomgebied van de Surinamerivier. Volgens [2] zou een omleiding van  $Q = 400 \text{ m}^3/\text{s}$  mogelijk zijn. Dit alternatief heeft echter een groot bezwaar; onttrekking van water uit de grensrivier de Marowijne tot ca  $400/2000 * 100 \% = 20 \%$  van het totaal is relatief veel en zou zeker morfologische consequenties hebben voor de monding van de Marowijnerivier. Alwaar enorme hoeveelheden slib en modder afkomstig uit de Amazonerivier, met de Atlantische stroom langs de kust van Suriname trekkend in noord-westelijke richting, plaatselijk kunnen worden afgezet. Een debietonttrekking uit de Marowijnerivier van de omvang als eerder vermeld zou het afzettingsproces slechts stimuleren met alle gevolgen van dien voor eventuele scheepvaart aldaar. Ook is duidelijk dat debietonttrekking uit een grensrivier in dit geval onderhandelingen met Frans-Guyana zou vereisen.

Het eerste alternatief met benutting van het potentieel op eigen kracht kent dit bezwaar niet omdat het water vroeg of laat toch in de Marowijnerivier zou komen. Dat alternatief omvat namelijk:

1. Paloemeureservoir I met stuwdam te Paloemeu.
2. Paloemeureservoir II met stuwdam te Teboe.
3. Tapanahonyreservoir met stuwdam te Tapatoso

De aanwezigheid van zelfs vier meren op relatief korte afstand van elkaar levert uiteraard voordelen op voor het Jai-kreek omleidingsprojekt en eventueel voor het Jai-Maró waterkrachtcentrale projekt indien het water geborgen in een of meerdere van de meren zou worden omgeleid naar het Jai-reservoir.

Het onderzoek naar vooral het Tapanahonyprojekt is echter nog niet zo ver gevorderd dat met betrekking tot een eventuele combinatie met het Jai-kreek omleidingsprojekt c.q. het projekt Jai-Maró waterkrachtcentrale iets van enige betekenis kan worden gezegd. Duidelijk is dat elke omleiding naar het Jai reservoir slechts gunstig zou zijn voor de opbrengsten van zowel het Jai-kreek omleidingsprojekt als het projekt Jai-Maró waterkrachtcentrale.

De strikte bespreking van elke alternatief afzonderlijk (vele zullen waarschijnlijk irreëel blijken) zal in dit onderzoek achterwege blijven. Enerzijds omdat de bestaande informatie (nog) niet toereikend is om daarover enige zinnige uitspraak te doen en anderzijds omdat een al te gedetailleerde bespreking van die alternatieven buiten het kader van dit onderzoek valt, mede betrokken op de probleemstelling binnen dit onderzoek (hoofdstuk 2). Verwijzend naar de probleemstelling wordt tevens opgemerkt

dat zowel [2] als [4] melding maken van het aanwezig zijn van meerdere gunstige locaties in de boven-, midden- en benedenloop van de Marowijnkreek t.b.v. hydro-energie opwekking (de zogenoemde projekten Maro I, Maro II en Maro III).

Binnen het ontwerp van de Jai-Maró waterkrachtcentrale zullen de Maro II en III projekten geen gevaar lopen aangezien deze in de midden- en benedenloop van de Marowijnkreek zijn gelocaliseerd en het water uit het Jai-Maró projekt in de bovenloop van de Marowijnkreek weer ingelaten wordt. Wel kan worden bekeken welke consequenties het projekt Jai-Maró waterkrachtcentrale (of tenminste de alternatieven die er uit voortkomen) zal hebben voor een geprojecteerde waterkrachtcentrale (Maro I) in de bovenloop. Dit is namelijk geheel afhankelijk van welke alternatieven er hier mogelijk zijn en waar de kunstwerken zouden worden gelocaliseerd.

In dit onderzoek zal met de genoemde Maro I, Maro II en Maro III projekten geen rekening worden (of kunnen worden) gehouden vanwege:

- . ontbreken van juiste informatie (bedoeld wordt kaarten en geologisch onderzoeksmateriaal) over de loop van de Marowijnkreek.
- . het hoofddoel van deze studie, namelijk onderzoek naar de mogelijke benutting van het geconstateerde 50 m verval in de Marowijnkreek over ongeveer 8 km in de bovenloop. Elk alternatief buiten dit traject valt buiten het kader van deze studie.

Geheel onafhankelijk van eerdere beschouwingen wordt met betrekking tot het projektgebied nu het volgende opgemerkt: het onder water zetten van grote stukken land in een in dit geval toch beperkte omgeving zou enorme consequenties kunnen hebben voor het plaatselijk milieu. De aanwezigheid van het Brokopondoreservoir (ca 1600 km<sup>2</sup>), later eventueel aangevuld met:

- . het Jai-kreek reservoir (67.5 km<sup>2</sup>)
- . de Saramacca I, III en IV reservoirs
- . het Paloemeu I reservoir
- . het Paloemeu II reservoir
- . het Tapanahony reservoir

zou aanzienlijke ecologische en andere gevolgen met zich mee kunnen brengen die op dit moment niet kunnen worden ingeschat. Denk aan veranderingen in het plaatselijk klimaat, de hydrologie van het gebied, de geo-hydrologie (met name het gedrag van het grondwater m.b.t. grondwaterspiegelveranderingen), de verdamping, de stabiliteit van het hele gebied (voor wat betreft de ondergrond), wijzigingen in het vochtklimaat etc.. Veranderingen die milieukundig/ecologisch en hydrologisch op enorme bezwaren zouden kunnen stuiten. Helaas is daarover voorlopig weinig tot niets bekend, zodat een dergelijke grote ingreep in de natuur(lijke condities) zeer kritisch moet worden overwogen en aldus sterke aanbeveling verdient voor nader en diepgaand onderzoek. Voor nader (eventueel) gedetailleerde informatie over allerlei mogelijkheden

m.b.t. een combinatie van het Jai-kreek omleidingsproject met het Tapanahonyproject (in het bijzonder het Paloemeu omleidingsproject) wordt verwezen naar [2,4,20].

### 3.1.2. Het project Jai-Maró waterkrachtcentrale in relatie tot het Jai-kreek omleidingsproject

In paragraaf 3.1.1. is behalve het bij de hand hebben van allerlei mogelijkheden vastgesteld kunnen worden, dat het project Jai-Maró waterkrachtcentrale in grote mate afhankelijk zou kunnen blijken van het Jai-kreek omleidingsproject. Daarom zal tot besluit heel summier worden ingegaan op enige alternatieven betreffende slechts dit project. Uiteraard blijft het zo, dat in het theoretisch geval alle eerder genoemde mogelijkheden mede betrokken zouden kunnen worden op deze alternatieven. In het kader van dit onderzoek zou dat echter te ver voeren.

#### a.1. Nulalternatief.

Jai-kreek omleiding volledig volgens de momentane condities en het huidige ontwerp. D.w.z. gerelateerd aan de Afobaka centrale + Brokopondoreservoir in gebruik volgens Suralco "rule curves".

#### a.2. Variant op nulalternatief.

Koppeling Paloemeu- en/of Tapanahony reservoir met het Jai-kreek omleidingsproject (zie ook figuur 3.1.). Dit zou resulteren in een vergroting van de huidige meercapaciteit van het Jai reservoir en ook optimale benutting van het Brokopondo reservoir.

b. Jai-kreek omleidingsproject geheel onafhankelijk van het Brokopondoprojekt (wellicht niet reëel op dit moment). Misschien zou dit alternatief in een later stadium wel economisch haalbaar zijn vanwege een vraag uit de directe omgeving, afhankelijk van de aard en de locatie van de vraag. In dat geval zou mogelijk kunnen zijn: Jai-kreek reservoir + centrale aan de

- 1e. voet van de hoofddam (H ca. 20 á 24 m) en/of
- 2e. voet van de drempeldam (H ca. 8 á 10 m).

Bij variant b.2e is de huidige Jai-kreek omleiding tevens mogelijk omdat het debiet toch in de Marowijkreek terecht komt.

#### Opmerkingen:

1. Het doel van deze paragraaf staat in het licht van de talloze mogelijkheden die er in het gebied rondom het Jai-kreek omleidingsproject aanwezig zijn (zie ook figuur 3.1.). Als onderzoeksvraagstuk erg interessant doch vanwege het tot nog toe erg summier gedane onderzoek moeilijk goed in te schatten (geen

of haast geen informatie).

2. Hoewel uit voorgaande vele mogelijkheden zich aandienen zal binnen dit onderzoek strikt worden uitgegaan van de randvoorwaarden en doelstellingen zoals behandeld in hoofdstuk 2. D.w.z. dat slechts rekening wordt gehouden (en waar nodig gebruikt) met de gegevens van het huidige Jai-kreek omleidingsproject, zonder daarbij de "rule curves" en het reservoirbeheer van de Suralco te Brokopondo in acht te nemen.

Duidelijkheidshalve worden de uitgangspunten, te gebruiken in dit onderzoek, hieronder als volgt samengevat:

- ° Huidige Jai-kreek omleidingsproject gaat onder de nu geldende omstandigheden van vraag, locatie daarvan en andere aanwezige faciliteiten voor transmissie etc. gewoon door.
- ° Indien het project Jai-Maró waterkrachtcentrale economisch haalbaar blijkt zal in de (verre) toekomst het Jai-kreek omleidingsproject vervangen kunnen worden door het project Jai-Maró waterkrachtcentrale.
- ° Uit de eerdere beschouwingen is gebleken dat indien het Jai-Maró waterkrachtcentrale project doorgang zou vinden er aan het Jai-kreek omleidingsproject aanpassingen nodig zullen zijn. D.w.z. dat er in het laatste ruimte zou moeten worden opengelaten teneinde deze aanpassingen daadwerkelijk te kunnen doorvoeren. In dit onderzoek zal globaal met deze aangepaste gegevens (globale veronderstellingen bij wijzigingen van de damhoogten bijvoorbeeld) worden gewerkt. Hierbij komt er in eerste instantie geen rekenwerk aan te pas.
- ° Met het project Jai-Maró waterkracht centrale zou in het huidige doel van het Jai-kreek omleidingsproject ook worden voorzien; immers  $Q_{turbines}$  komt via de Marowijkreek toch in het Brokopondoreservoir.

### 3.2. Benutting van het verval van 50 m over ca 8 km in de bovenloop van de Marowijkreek

#### 3.2.1. Randvoorwaarden

Alvorens overgegaan wordt tot bespreking en vergelijking van de alternatieven moet worden gesteld dat t.b.v. een vergelijking op reële basis, tenminste de randvoorwaarden per alternatief ongeveer gelijk zouden dienen te zijn. In dit geval worden de natuurrandvoorwaarden, in het bijzonder de hydraulische en topografische, omvattende o.a.

. het debiet  $Q$  [ $m^3/s$ ]

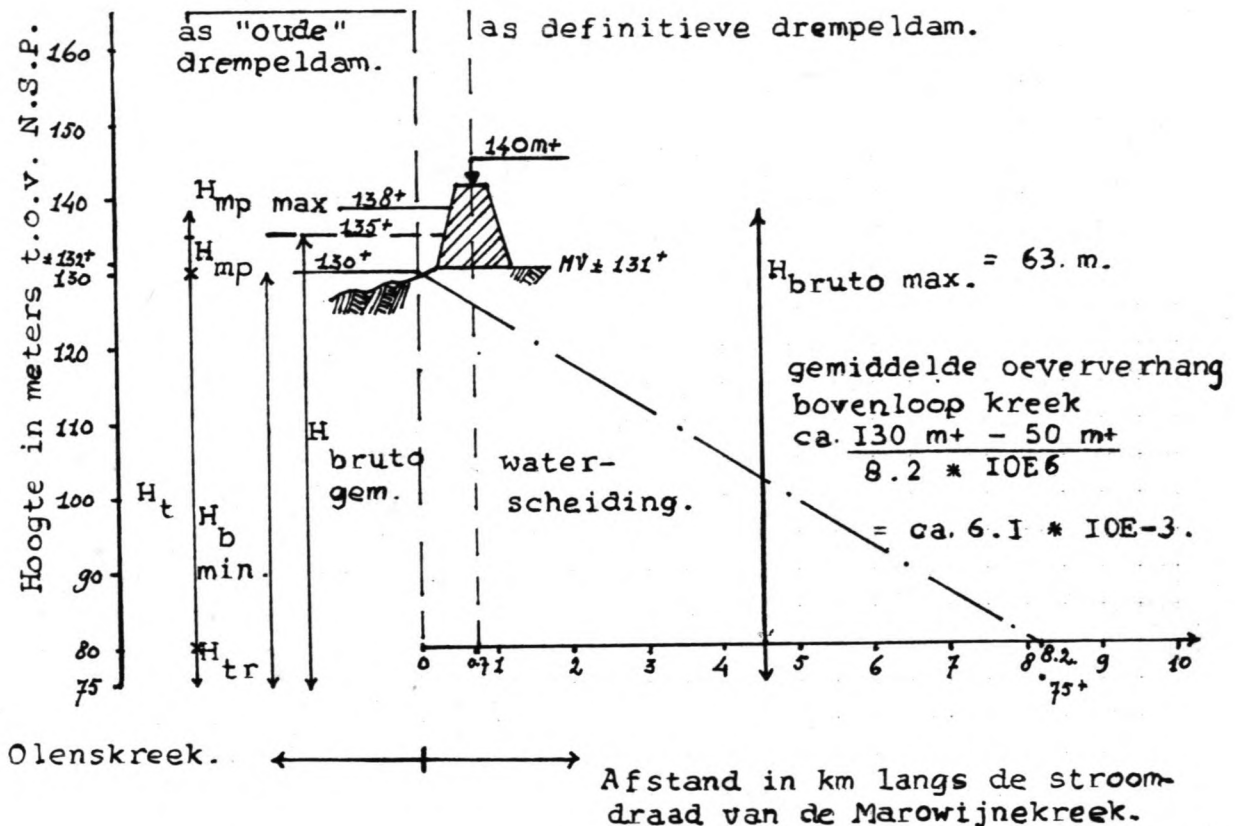
. het verval  $H$  [m]

voorlopig gelijk gehouden voor elk alternatief.



1.  $Q_{gem.} = 54.4 \text{ m}^3/\text{s}$ . Stel dat globaal op  $55 \text{ m}^3/\text{s}$ ; mede vanwege de nieuwe locatie van de drempeldam komt er nu ook nog een wellicht heel kleine onbekende bijdrage uit het stroomgebied van de Marowijnecreek zelf in het meer terecht; dus  $Q_{gem.} > 54.4 \text{ m}^3/\text{s}$ .

2.  $H_{gem.}$



Figuur 3.2. Vaststelling verval.

Uit figuur 3.2. (gebaseerd op de gegevens uit de figuren 2.5., 2.7. en overzichtskaart 3.) wordt afgeleid dat de  $H_{bruto}$  opgebouwd is uit de volgende onderdelen:

- °  $H_t$  (topografie) (gemiddeld verhang  $i$  van de bovenloop van de Marowijnecreek) bepaald door de natuur(lijke) (topografie). Dit verval is statisch van aard en bedraagt ca. 50 m.
- °  $H$  als gevolg van de peilvariatië op het Jai-meer (=  $H_{mp}$ ). Toe te laten peilvariatië: 8 meter ( $138 \text{ m} + \text{N.S.P.} - 130 \text{ m} + \text{N.S.P.}$ ); dit zal worden toegelicht in hoofdstuk 5.
- °  $H$  als gevolg van de in te schatten verbetering van de

benedenloop aan de benedenstroomse uiteinde van de afvoerleiding ("tailrace improvement"  $H_{tr}$ ).

Deze wordt na overleg vastgesteld op ca. 5 m. Dit verval is in principe ook statisch (indien verondersteld wordt dat de waterstand benedenstrooms van de afvoerleiding niet aan wisselingen onderhevig is en dus constant blijft).

Terzijde:

Omdat  $H_{mp}$  variabel is moet voor de gemiddelde waarde ervan in principe worden uitgegaan van de duurlijn van het waterpeil bij een zeker vermogen. Aangezien hier nog niet bekend is bij welk vermogen er zal worden gewerkt, wordt deze als volgt afgeleid uit de oppervlakte-volumecurve van het Jai-meer (figuur 2.8.):

Omdat bij de bedrijfsvoering er naar gestreefd zal worden om zo min mogelijk in de buurt van de minimale meerwaterstand (130 m + N.S.P.) te komen zal de gemiddelde  $H_{mp}$  ruim boven de 130 m + N.S.P. liggen. Deze conclusie volgt uit het verloop van de curve: bij relatief hogere waterstanden zal bij een constant gevraagd vermogen ( $N = 8 * Q * H$ ) een debiet-variëatie door de turbines (bepaald door de  $H$  en dus direct afhankelijk van  $H_{mp}$  en  $H_{tr}$  op hetzelfde tijdstip) een relatief kleinere waterstandsvariëatie op het meer veroorzaken dan bij lagere meerwaterstanden. Anders gezegd: bij lagere meerwaterstanden zal het meer bij een constant af te laten debiet relatief sneller (in de tijd) leeglopen dan bij hogere meerwaterstanden omdat het bergend vermogen van het meer per eenheid van diepte van het meer afneemt van hogere naar lagere meerwaterstanden.

In de praktijk zal men dus zo weinig mogelijk in de buurt van de  $H_{min.meer}$  willen komen vanwege:

- . verlies aan verval door kleinere  $H$
- . tegelijk een meer dan evenredige toename van  $Q_{turb.}$

Uit  $N = 8 * Q * H$  volgt dat indien de  $H$  variabel is bij constante  $N$ ,  $Q$  gelijk is aan  $N/8 * H$  en bij kleinere  $H$  het debiet zal toenemen omgekeerd evenredig met het verval. Gemiddeld zal men dus met het meerpeil aan de hoge kant willen zitten.

In overleg met de begeleiders wordt hier de gemiddelde  $H_{mp}$  vastgesteld op 5 m, zodat:

- .  $H_{bruto\ max.} = 5\ m + 50\ m + 8\ m = 63\ m.$
- .  $H_{bruto} = 5\ m + 50\ m + 5\ m = 60\ m.$
- .  $H_{bruto\ min.} = 5\ m + 50\ m + 0\ m = 55\ m.$

Uitgegaan wordt van de gemiddelde  $H_{bruto} = 60\ m.$

### 3. Voor wat betreft de verliezen het volgende:

$H_{bruto} = H_{netto} + \Delta H$ , met  $\Delta H$  = totaal aan verliezen vanaf de inlaat tot aan het uitlaatpunt van de afvoertunnel. In hoofdstuk 1. is uiteengezet dat de verliezen in de formule  $N = 8 * Q * H$  verdisconteerd zijn in de factor 8.

4. Voor zover binnen de alternatieven er sprake zal zijn van het ontwerp van dammen zal daarbij voor een eerste schatting van de kosten uitgegaan worden van aarden dammen. Het Jai- kreek omleidingsproject (ontwerprapport Hensley-Schmidt, 1984) biedt voldoende aanknopingspunten om te veronderstellen dat het materiaal voor eventuele dammen (aarde; rots) uit de directe omgeving van de projektlocatie kan worden gehaald.
5. Eveneens bij de dammen wordt verondersteld dat de grondmechanische eigenschappen t.p.v. de locatie van een dam zullen voldoen aan de eisen die uit de dimensies (en/of krachtenverdeling) van de dam voortvloeien. Eenvoudiger: de dam kan ter plekke van de locatie wel gefundeerd worden.

### 3.2.2. Keuze uit meerdere alternatieven

In het algemeen zullen afhankelijk van de topografische-, geologische- en hydrologische omstandigheden bij een waterkrachtproject meerdere oplossingen mogelijk zijn. Welke oplossing tenslotte voor ontwerp en realisatie in aanmerking zal komen wordt zoals uit het verloop van dit onderzoek zal blijken bepaald door een complex van factoren.

In deze paragraaf zal worden nagelopen welke oplossingen voor dit ontwerp mogelijk zouden kunnen zijn. In eerste instantie zal slechts gelet worden op de topografie van het gebied en zullen de geologische randvoorwaarden (die zijn op dit moment toch niet bekend, geen grondmechanische gegevens) voorlopig buiten beschouwing blijven. Uit de aangedragen alternatieven zal op grond van een aantal criteria, waarvan kosten meestal de belangrijkste zijn, een keuze worden gemaakt.

Keuzecriteria kunnen worden onderverdeeld in:

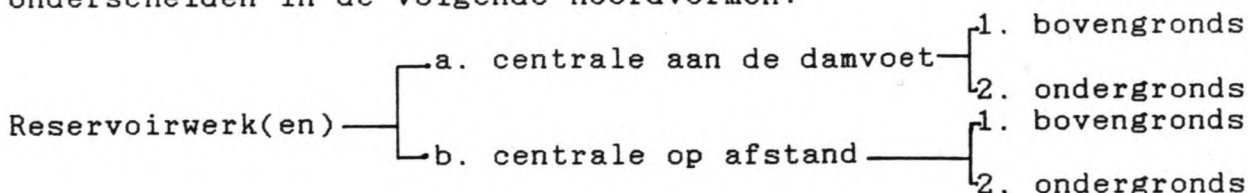
- . kwantitatieve criteria
- . kwalitatieve criteria

en dienen als toetsing bij de keuze. De kwantitatieve criteria dienen ter toetsing van de eigenschappen die in geld zijn uit te drukken m.a.w. kostencriteria. Kwalitatieve eisen kunnen niet in geldeenheden worden uitgedrukt en zijn veelal subjectief afhankelijk van de ter plaatse van het projekt geldende lokale regels en normen (bijvoorbeeld t.a.v. ecologie, milieu en natuurschoon).

Het zal duidelijk zijn dat los van het aantal te achterhalen alternatieven elk alternatief op zich meerdere varianten kan hebben. Deze treden op indien de verschillende onderdelen van een alternatief in een gewijzigde configuratie t.o.v. elkaar worden geplaatst of als binnen een onderdeel meerdere eenheden mogelijk zijn. Zo kan men uit elk alternatief de variant die de meest optimale oplossing inhoudt destilleren. Dit proces zal in het volgende bij een der alternatieven voorbeeldmatig worden toegelicht. Het is echter in dit stadium van het onderzoek waarin nog met ruwe benaderingen wordt gewerkt niet de bedoeling om het keuzevraagstuk tot in details (van de onderdelen bijvoorbeeld) te verfijnen en toe te spitsen.

Aangezien het hier een globaal keuzestadium betreft en de nauwkeurigheid van de gegevens van dien aard is dat het zinloos zou zijn om nu al tot in het fijne te gaan werken worden de alternatieven ook aan een vergelijking onderworpen op basis van heel globale berekeningen. Grotere nauwkeurigheid suggereren heeft geen zin aangezien de graad van nauwkeurigheid van de topografische-, hydrologische-, en geologische gegevens niet geënt geweest is op dit onderhavig project.

Reservoirwerken, zoals hier het geval, kunnen worden onderscheiden in de volgende hoofdvormen:



Bestudering van de overzichtskaart 3. wijst uit:

- ° a1. is theoretisch mogelijk (centrale aan de voet van de drempeldam met  $H_{max}$ . ca. 8 m), doch wordt op grond van de randvoorwaarden (hoofdstuk 2.) direct verworpen. Het theoretisch alternatief a1. zou bovendien een vergelijking met het voorstel volgens figuur 2.12. niet kunnen doorstaan, althans voor wat betreft de opbrengstkant ( $H_{max}$ . hier ca. 63 meter).
- ° a2. is de oplossing volgens figuur 2.12.
- ° b1. voorziet in een benutting van het bestaande verval door een open-/gesloten (druk)leidingensysteem met de centrale bovengronds (bijvoorbeeld t.p.v. B of C op overzichtskaart 3.).
- ° b2. is een variant van a2. en is geheel afhankelijk van de topografische opbouw van de langsdoorsnede uit figuur 2.12. Hierop wordt nog teruggekomen.

Uit bovenstaande hoofdvormen worden voor het geval van de Jai-Maró waterkrachtcentrale de volgende alternatieven geformuleerd:

1. Ondergrondse centrale ° a2.  
° b2.
2. Bovengrondse centrale met benutting verval op afstand van de drempeldam met behulp van bovengrondse open-/gesloten (druk)leidingensysteem ° b1.
3. Over het traject van ca. 7.5 km in de bovenloop bij gunstige topografische-/geologische omstandigheden een stuwmeer met centrale aan de voet van de dam (of elders) ° a1. of b1.

Van elk alternatief zullen vervolgens, voorzover de topografie van het gebied zich daartoe leent, een aantal mogelijke varianten worden aangegeven. Begonnen wordt met een kwalitatieve bespreking. Daarna zal aan de hand van de kwalitatieve (die in een land als Suriname, mede gezien vanuit de locatie van het projekt - dicht tropisch regenwoud op relatief grote afstand van de bewoonde centra - moeilijk vast te stellen zullen zijn) en kwantitatieve criteria een keuze worden vastgesteld.

### 3.3. Alternatief 1. Ondergrondse centrale

#### 3.3.1. Ondergrondse centrale, Kwalitatieve analyse

Het eerder aangehaalde methodische systeem van zoeken naar de meest "optimale" oplossing aan de hand van meerdere varianten en een onderlinge toetsing met behulp van criteria zal bij dit alternatief worden behandeld.

Volgens die methode zijn op basis van enig literatuuronderzoek naar de elementen die in het algemeen bij een waterkrachtprojekt deel uit maken van het totale ontwerp relatieschema's B.3.1. en B.3.2. samengesteld. Zie bijlagen B.3.3.1. De diagrammen zijn niet algemeen maar geënt op de problematiek van het Jai-Maró projekt. Bij de samenstelling is mede gebruik gemaakt van de overzichtskaarten 3. en 4..

Omdat de analyse enigszins uitgebreid is uitgevallen worden in deze paragraaf slechts de resultaten behandeld. Voor het overige wordt verwezen naar de bijlagen B.3.3.1.

##### 1. Type centrale.

De topografie van het gebied sluit een centrale volgens het Alpine type op voorhand uit. Uit de twee overgebleven typen valt op basis van een eenvoudige kostenoverweging de tussenvorm van het Zweeds/Alpine type af zodat een ondergronds centrale volgens het Zweeds type als enige geschikte mogelijkheid overblijft. Zie figuur 3.3.

##### 2. Inlaatwerken.

Stabiliteitsoverwegingen m.b.t. de drempeldam, uitvoeringstechnische aspecten en economie leiden tot de keuze van een inlaatwerk tegen een helling.

##### 3. Drukschacht.

Binnen het Zweeds type is een verticale drukschacht gebruikelijk. Economische- en uitvoeringstechnische aspecten pleiten bovendien niet voor een drukschacht onder een helling.

##### 4. Centrale (inclusief kleppenhuys).

De plaats van de centrale staat binnen het ontwerp vast. De dimensies worden bepaald door de hydraulische randvoorwaarden en in combinatie daarmee de karakteristieke afmetingen van de turbines. Die komen bij de kwantitatieve

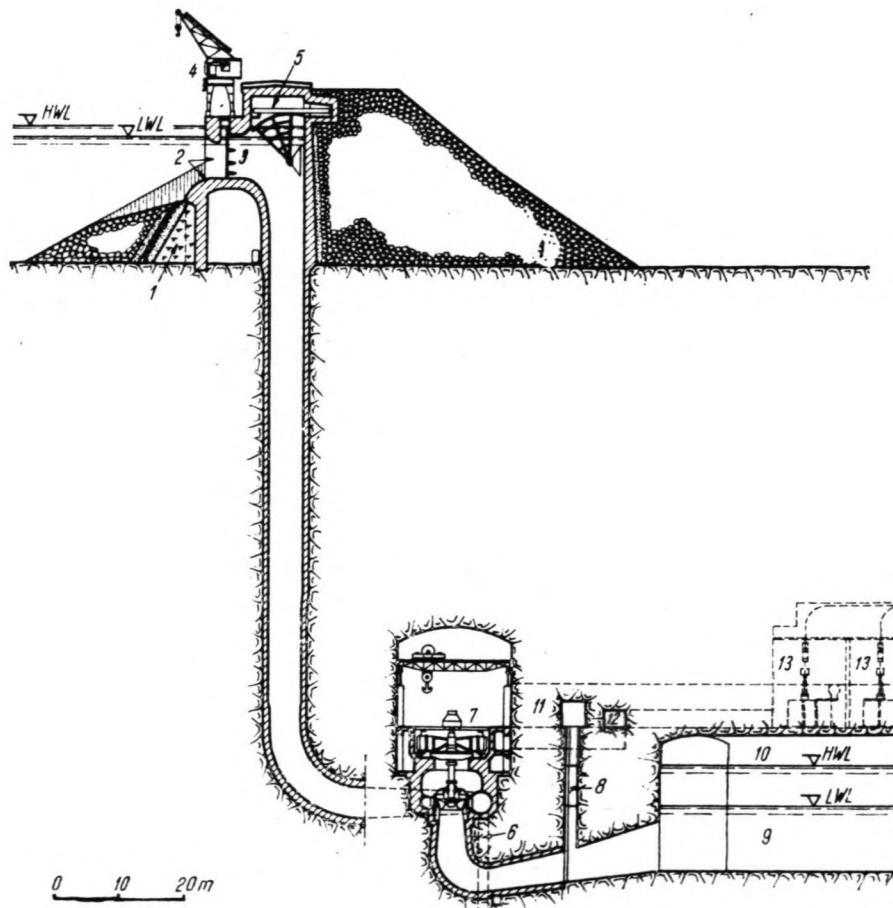
analyse aan de orde.

#### 5. Transformatorhuis.

Overwegingen n.a.v. de kosten voor uit te springen ruimte ondergronds maken duidelijk dat het transformatorhuis bovengronds geplaatst zou moeten worden. Overleg op de afdeling Electrotechniek van de T.U. Delft (Drs. van Amerongen, november 1987) heeft die keuze als terecht bevestigd.

#### 6. Bufferfaciliteiten (waterslag).

De veronderstelling van een niet variërende constante benedenwaterstand in de Marowijkreek, lager dan de waterspiegel



Typical underground station of the so-called Swedish arrangement. Notation 1 — clay filling, 2 — intake, 3 — trash rack, 4 — crane, 5 — hydraulic winch for intake gate, 6 — pumping shaft, 7 — unloading floor on one side of the machine hall, 8 — shaft for the draft tube gate, 9 — tailrace tunnel, 10 — surge basin constructed by raising the tunnel for a limited distance, 11 — entrance tunnel, 12 — tunnel for electric wiring, 13 — transformer room. Control room and low-tension switchgear on one side of the hall.

Figuur 3.3. Ondergrondse centrale volgens Zweeds type. Bron [22].

bij de uitlaat van de turbineafvoertunnel, maakt het mogelijk om een afvoertunnel met vrije waterspiegel toe te passen. Daarmee is het waterslagprobleem opgelost en kan een bufferschacht c.q. bufferruimte achterwege blijven. Wel wordt voorzien in een ventilatieschacht voor de afvoertunnel; mede om drukverhogingen a.g.v. eventuele translatiegolven in de afvoertunnel te kunnen opvangen.

#### 7. Turbineafvoertunnel.

De turbineafvoertunnel kan in dit geval niet los worden bekeken van de bedverlaging van de Marowijkreek benedenstrooms van het uitlaatpunt van de afvoertunnel. De keuze van het tracé tussen de trajecten AB en AC kan slechts worden vastgesteld aan de hand van een kwantitatieve analyse. Deze zal in de volgende paragraaf worden bekeken.

Ter afsluiting van deze paragraaf moet resumerend worden opgemerkt dat het gehele ontwerpproces (in technische- en in economische zin) gekenmerkt wordt door optimalisatieprocedures. In het bovenstaande zijn de onderdelen schijnbaar als losstaand gepresenteerd. Deze moeten echter worden beschouwd binnen het totaal van het gehele project. Dus alle onderdelen en kosten in samenhang met elkaar.

### 3.3.2. Ondergrondse centrale volgens Zweeds type, Kwantitatieve analyse

#### 3.3.2.1. Algemene opzet van de analyse

1. Schematisatie van het alternatief
2. Kwantificering van de hydraulische randvoorwaarden
3. Berekening van het gemiddeld vermogen ( $N_{gem.}$ ) [kW]
4. Berekening van de gemiddelde jaarlijkse opbrengsten ( $E_{gem.}$ ) [kWh]
5. Berekening van de gemiddelde jaarlijkse kosten [Nf.]
6. Vaststelling van de eenheidsprijs voor energie (prijs per kilowattuur) [Nf./kWh]

Ad 1. In de schematisatie worden alle relevante onderdelen medebetrokken.

Ad 2.  $Q_{gem.}$  [ $m^3/s$ ] en  $H_{gem.}$  [m] worden numeriek vastgesteld.

Ad 3.  $N_{gem.}$  wordt berekend uit de formule  $N_{gem.} = 8 * Q_{gem.} * H_{gem.}$  [kW].

Ad 4.  $E_{gem.} = N_{gem.} * 365$  (aantal dagen per jaar) \* 24 (aantal uren per dag) [kWh].

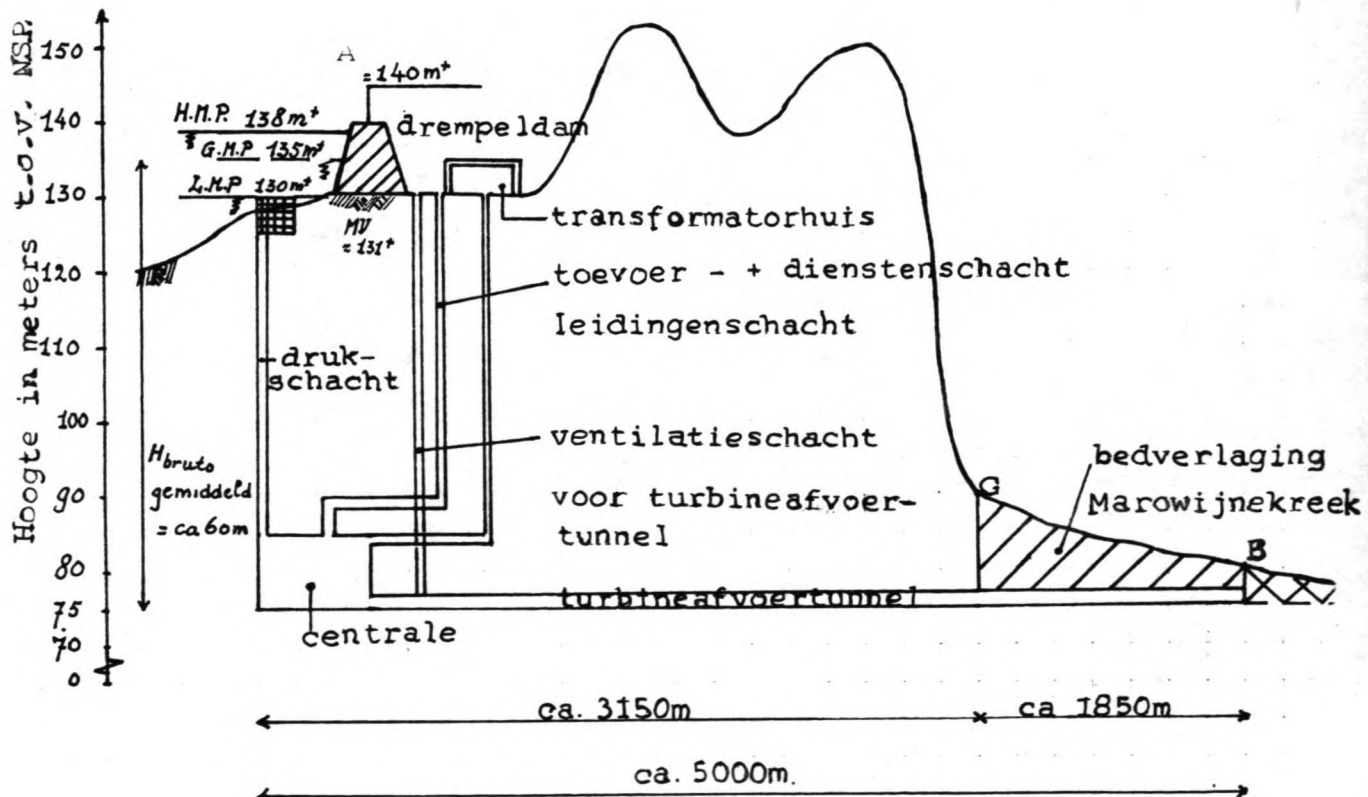
Ad 5. De gemiddelde jaarlijkse kosten worden als volgt berekend:

- . globale dimensionering van elk onderdeel aan de hand van de daarbij geldende randvoorwaarden.
- . uit de dimensies van de onderdelen worden bepaald welke hoeveelheden materiaal (c.q. arbeid) zijn vereist.
- . vaststelling (schatting) van eenheidsprijzen voor de

- bouw van de onderdelen [Nf./eenheid].
  - vermenigvuldiging van de totale hoeveelheden met de eenheidsprijzen en vervolgens sommatie over alle onderdelen levert de aanlegkosten van het alternatief op. Deze zullen in dit hoofdstuk worden beschouwd als zijnde de totale bouwkosten van een alternatief [Nf.].
  - na keuze van een interestvoet en een schatting van de bouwtijd, resp. levensduur per alternatief worden uit de totale bouwkosten de totale investeringskosten bepaald [Nf.].
  - de investeringskosten worden tenslotte omgerekend naar gemiddelde jaarlijkse kosten [Nf.].
- Ad 6. Deling van de gemiddelde jaarlijkse opbrengsten door de gemiddelde jaarlijkse kosten levert de produktieprijs per kilowattuur op [Nf./kWh].

### 3.3.2.2. Analyse ondergrondse centrale

Refererend aan de keuze in paragraaf 3.3.1. wordt uitgegaan van de ruw geschematiseerde opzet volgens figuur 3.4. Zie ook overzichtskaart 3.



Figuur 3.4. Schematisatie ondergronds alternatief.



$$H_{gem.} = 60 \text{ m}$$

$$Q_{gem.} = 55 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$N_{gem.} = 8 * Q_{gem.} * H_{gem.} = 26400 \text{ kW (26.4 MW)}.$$

De gemiddelde jaarlijkse opbrengsten, zijnde de jaarlijks te produceren gemiddelde hoeveelheden energie bedragen dan:  $E_{gem.} = 26400 * 24 * 365 = 231 * 10^6 \text{ KWh}$ .

° Dimensionering van de onderdelen.

### 1. Inlaatconstructie en Drukschacht.

Deze twee onderdelen kunnen niet onafhankelijk van elkaar worden beschouwd. Gegeven het maximale debiet door de turbines wordt de doorsnede van de drukschacht bepaald door die  $Q_{max.}$  en de daarbij toe te laten snelheid van het water ( $v_{gem.}$ ). De dimensies van de inlaatconstructie worden mede bepaald door de afmetingen van de drukschacht.

De  $Q_{max.}$  is afhankelijk van:

- . het geïnstalleerd vermogen ( $N_{inst.}$ )
- . het aantal eenheden waarmee dit vermogen getotaliseerd wordt.

Zowel de  $N_{inst.}$  als het aantal eenheden worden bepaald door interne factoren:

- . oppervlakte en inhoud van het meer. Bij een groot beschikbaar meervolume zal men bij produktie gemakkelijker bij het gemiddelde meerpeil kunnen blijven; bij een relatief klein meervolume zal de  $Q_{turb.}$  bij afname van het meerpeil snel omhoog schieten.
- . koppelnet ( $N_{piek}, N_{min.}$ ).

$N_{piek}$  = het maximaal vermogen dat momentaan door het koppelnet kan worden vereist [kW].

$N_{min.}$  = het minimum vermogen dat momentaan binnen het koppelnet kan worden gevraagd [kW].

$$N_{piek} = 8 * Q_p * H_p \text{ [kW]},$$

waarin:

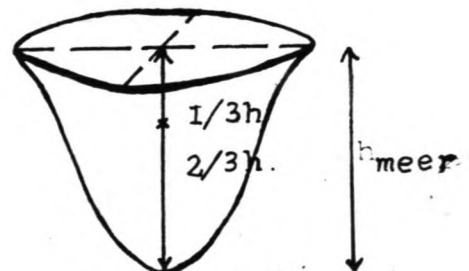
$$Q_p = Q_{gem.} \text{ bij } N_{piek} \text{ [m}^3/\text{s]}$$

$$H_p = H_{gem.} \text{ bij } N_{piek} \text{ [m]}.$$

Omdat de  $N_{piek}$  in dit geval onbekend is, wordt deze in overleg met de begeleiders gekozen aan de hand van de  $Q_p$  en de  $H_p$ .

$$\begin{aligned} . Q_p &= 1.5 * Q_{gem.} \\ &= 1.5 * 55 = 82.5 \text{ m}^3/\text{s}. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} . H_p &= (H_{gem.} \text{ statisch bij} \\ &Q_p = 82.5 \text{ m}^3/\text{s}) = 57 \text{ m}. \end{aligned}$$



Figuur 3.5. Schematisatie Jai-reservior.

De waarde van de  $H_p$  wordt afgeleid uit figuur 3.5. Deze figuur schematiseert de geometrische vorm van het Jai-meer tot een paraboloïde. Het zwaartepunt van dit lichaam ligt op ca.  $1/3$  van de totale hoogte vanaf de basis. Indien voor de totale hoogte hier het verschil wordt genomen tussen het gemiddeld meerpeil ( $135 \text{ m} + \text{N.S.P.}$ ,  $H_{\text{statisch}} = H_{\text{gem.}} = 60 \text{ m.}$ ) en het laagste meerpeil ( $130 \text{ m} + \text{N.S.P.}$ ,  $H_{\text{min.}} = 55 \text{ m.}$ ), zijnde  $5 \text{ m}$ , valt het zwaartepunt nu op  $5/3 \text{ m}$  onder  $135 \text{ m} + \text{N.S.P.}$ . Bij een  $Q_p = 1.5 * Q_{\text{gem.}}$  wordt deze waarde afgerond op  $3 \text{ meters}$  onder het gemiddelde meerpeil. De  $H_p$  wordt daarmee  $57 \text{ meter}$ .

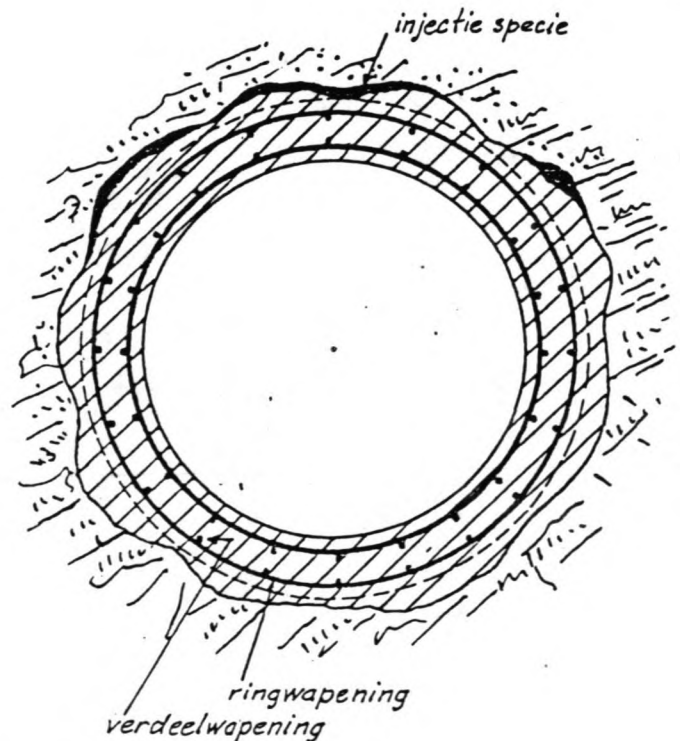
$N_{\text{piek}}$  wordt aldus  $8 * 82.5 * 57 = 37600 \text{ kW}$  ( $= 37.6 \text{ MW}$ ).

Met het oog op het kleine nuttige volume van het Jai-meer (ca.  $301 * 10^6 \text{ m}^3$ ) verdient het aanbeveling om met relatief kleine turbine-eenheden te werken. Daardoor zullen schommelingen in het koppelnets geleidelijker kunnen worden opgevangen en zal tevens het meer niet abrupt leeg lopen. Bij de keuze van eenheden van  $12500 \text{ kW}$  zullen er aldus  $3$  turbines benodigd zijn om het piekvermogen van ca.  $37600 \text{ kW}$  te kunnen leveren. Met plaatsing van een reserve-eenheid wordt het te installeren vermogen nu:  $3 * 12500 \text{ kW} + 1 * 12500 \text{ kW}$  in reserve =  $4 * 12500 \text{ kW}$  ( $= 50 \text{ MW}$ ). Voor de dimensionering van de drukschacht is van belang de  $Q_{\text{max.}}$  optredend bij  $H_{\text{min.}}$ .

tijdens vol bedrijf van alle turbines. Dus:

$$\begin{aligned} N_{\text{max.}} (= N_{\text{piek}}) &= 37500 \text{ kW} \\ &= 8 * H_{\text{min.}} * H_{\text{min.}} = 55 \text{ m.} \\ Q_{\text{max.}} &= N_{\text{max.}} / 8 * H_{\text{min.}} \\ &= 37500 / 8 * 55 \\ &= 85.2 \text{ m}^3/\text{s.} \end{aligned}$$

Voor de drukschacht en inlaatconstructie is dit maximumdebiet tevens het ontwerpdebiet ( $Q_{\text{ontw.}}$ ). Met betrekking tot het ontwerp van drukschachten t.b.v. ondergrondse centrales is volgens Mosonyi II [22] blz. 81 het al dan niet bekleden van de schacht afhankelijk van de kwaliteit van de rots waarin gewerkt wordt. Verondersteld wordt dat in dit geval de schacht voorzien wordt van een gewapend betonnen bekleding. Volgens Mosonyi I [21] en Comrie [27] mag dan gerekend worden met gemiddelde snelheden  $v_{\text{gem.}}$  tussen de  $2.0 \text{ m/s}$  en  $4.0 \text{ m/s}$ . Ter beperking van de wrijvingsverliezen wordt vastgesteld:  $v_{\text{gem.}} = 3.0 \text{ m/s}$



Figuur 3.6. Dwarsprofiel drukschacht.

in de drukschacht. Deze snelheid vereist een minimum profiel voor de drukschacht van  $A_{min.} = Q_{max.}/v_{gem.} = 85.2/3.0 = 28.5 \text{ m}^2$ . Deze waarde wordt afgerond op  $29 \text{ m}^2$ .

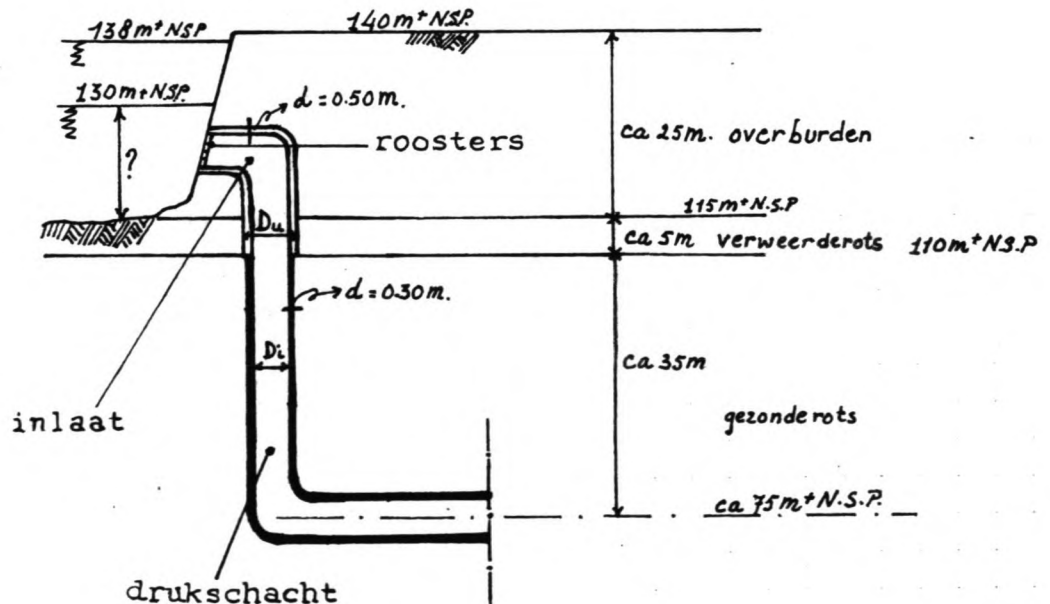
Gekozen is voor een cirkelvormig profiel van de drukschacht. Hydraulisch gezien is dit de beste oplossing; eveneens vanuit de krachtenverdeling daarin bij optredende trek-/drukbelasting. Figuur 3.6. geeft een indicatie van hoe de doorsnede van de schacht is opgebouwd.

Met de assen van de turbines op ca.  $75 \text{ m} + \text{N.S.P.}$  wordt de totale lengte van de drukschacht inclusief bochten en het inlaatgedeelte geschat op ca. 65 meter. Vanaf maaiveld (niveau wordt aangenomen op  $140 \text{ m} + \text{N.S.P.}$ ) tot op de diepte van de centrale wordt voor de ondergrond de volgende lagenopbouw verondersteld [17] mede in overleg met de begeleiders:

1. een grondlaag van ca. 25 m dikte ("overburden")
2. een verweerde rotslaag van ca. 5 m dikte
3. gezonde rots

Opmerking: In dit rapport worden slechts de resultaten gepresenteerd van de dimensionering van de onderdelen. Voor de berekeningen die ten grondslag liggen aan die resultaten wordt verwezen naar de desbetreffende bijlagen.

Voor het berekenen van de benodigde hoeveelheden materiaal (kostenanalyse) wordt de drukschacht in doorsnede geschematiseerd als weergegeven in de figuur 3.7.



Figuur 3.7. Schematisatie drukschacht.

Zie ook bijlagen 3.3.2.2. Bij de schatting van de dikte van de betonnen bekleding is uitgegaan van de navolgende veronderstellingen:

- . het (grond)mechanisch gedrag van de losse bovenlaag is hetzelfde als die van de verweerde rotslaag. D.w.z. dat vanaf maaiveld tot 110 m + N.S.P. gerekend is met een neutrale gronddruk ( $\lambda_n = 1/2$ ); waarmede de invloed van de omliggende grond op de dikte van de schachtbekleding is vastgelegd.
- . de laag gezonde rots heeft geen invloed op de resulterende druk (c.q.trek) in de schachtbekleding. Integendeel zal het een bepaalde bijdrage kunnen leveren in de opname van krachten indien de schachtdoorsnede op trek zou worden belast. Hoewel Mosonyi I [21] en [25] tabel 3.1. aangeven dat gneissisch rots aanzienlijke druk- en trekspanningen kan opbrengen (gemiddeld tot ca. 125 N/mm<sup>2</sup>, resp. 12.5 N/mm<sup>2</sup> voor druk en trek ; let echter wel op de afwijkingen) mogen die waarden niet algemeen worden toegepast. Dit omdat de situatie van plaats tot plaats sterk kan verschillen, mede afhankelijk van:

Gesteente	Druksterkte (kg/cm <sup>2</sup> )		Treksterkte	
	Midden waarde	Maximale afwijking	Midden waarde	Maximale afwijking
Graniet	1750	750	160	90
Gneiss	1250	750	125	75
Zandsteen	950	750	145	105
Schalie	550	450	60	40
Kalksteen	1400	1100	150	100
Marmer	1750	750	145	75
Lei	1500	500	135	65
Kool	275	225	35	15

Bron : Obert, Duvall - Rockmechanics and the design of structures in rock

Tabel 3.1.

- . de kwaliteit van de rots
- . de ontstaanswijze van de formatie
- . de bovenliggende lagen.

In dit geval zijn de druk-, trek- en schuifspanningen [N/mm<sup>2</sup>] die de rots zou kunnen opbrengen onbekend, zodat de bijdrage van de gezonde rots in de opname van krachten in de schachtbekleding onbekend blijft. De veronderstelling van een laag gezonde rots betekent wel dat hierin met een zekere steundruk gerekend mag worden. De bijdrage zal zo conservatief mogelijk worden .

verondersteld. Deze wijze van rekenen wordt binnen dit ontwerp als positief beschouwd omdat elke bijdrage van de rots in het vermogen om krachten mede op te nemen het ontwerp alleen goedkoper en dus gunstiger zou maken.

Voor het ontwerp worden de volgende punten mede betrokken in de berekeningen:

- Vanwege de relatief korte lengte van de drukschacht en de directe aansluiting van de schacht op het Jai-meer is er geen speciale bufferschacht bovenstrooms van de centrale benodigd (algemeen voor een ondergrondse centrale volgens het Zweeds type) en wordt de functie van de bufferschacht overgenomen door het Jai-meer.

Voor hoe de invloed van de drukstoot is meegenomen in de dimensionering van de drukschacht wordt verder verwezen naar de bijlagen 3.3.2.2.

- Rots wordt m.b.v. explosieven uitgesprongen. Boren is over het algemeen duur door de toepassing van gespecialiseerd materieel.

In de drie eerder aangehaalde lagen worden de uit te graven, respektievelijk uit te springen profielen:

$$A_1 (= A_{\text{netto binnendoorsnede}}) = 1/4 * \pi * D_1^2.$$

$$D_1 = [(A_1 * 4)/\pi]^{0.5} = [(29 * 4)/\pi]^{0.5} = 6.1 \text{ m.}$$

1. Overburden (grondlaag) (140 m + N.S.P. - 115 m + N.S.P.)

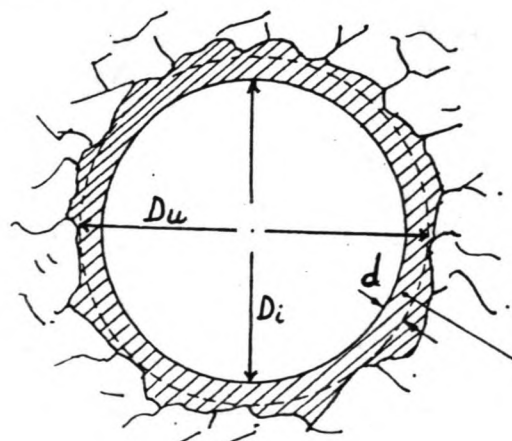
- . d = 0.50 m
- .  $D_1 = 6.1 \text{ m}$
- .  $D_u = (6.1 + 2 * 0.50) \approx 7.1 \text{ m}$
- . In de berekeningen wordt op de totale ontgraving nog 20 % extra in rekening gebracht.

2. Verweerde rotslaag (115 m + N.S.P. - 110 m + N.S.P.)

- . d = 0.50 m
- .  $D_1 = 6.1 \text{ m}$
- .  $D_u = 7.1 \text{ m}$
- . D uit te springen = 8.5 m

3. Gezonde rotslaag (110 m + N.S.P. - 75 m + N.S.P.)

- . d = 0.30 m
- .  $D_1 = 6.1 \text{ m}$
- .  $D_u = 6.7 \text{ m}$
- . D uit te springen  $\approx 8.0 \text{ m}$



Bij de berekening van de buitendiameter van de drukschacht is in de rotslaag rekening gehouden met de verschijnselen "rockburst" en "overbreak". "Rockburst" is het expanderen van het

gescheurde gesteente naar de zijde waar deze is uitgesprongen (naar "binnen" toe). Wordt in ondergrondse rots een excavatie aangebracht, dan wordt daarmee het oorspronkelijk evenwicht waarin het rotsmateriaal zich bevond verstoord. In dat geval zal de oppervlakte van de rots zich gaan verplaatsen in de richting van die verstoring; de verplaatsing komt pas tot stilstand nadat er middels "boogwerking" een nieuw evenwicht tot stand gebracht is. Voor verdere theoretische achtergronden wordt verwezen naar [25].

De invloed van "rockburst" wordt in de praktijk verwerkt door van de uit te springen materiaaldoorsnede ca. 10 % extra in rekening te brengen. Zie figuur 3.8.

Bij de gekozen methode van springen van de rots zal het uiteindelijke resultaat nooit het profiel zijn dat men exact voor ogen heeft. De oppervlakte van de uitgesprongen doorsnede zal altijd onregelmatig zijn

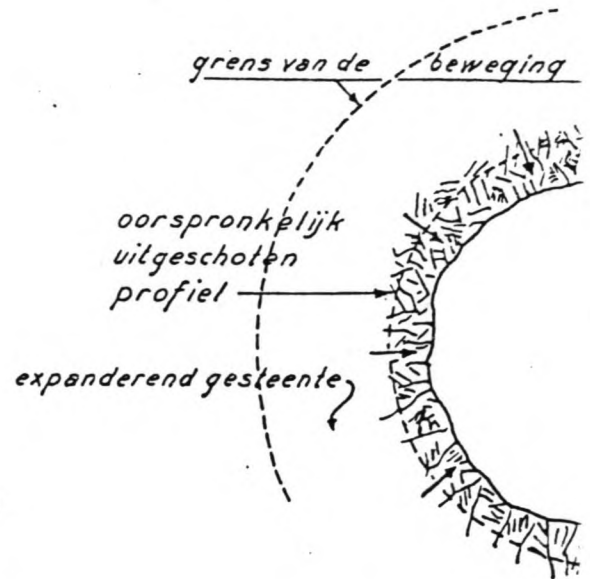
zich slingerend langs de lijn van de minimaal benodigde doorsnede (zie figuur 3.9.). Om dit minimum profiel te kunnen verkrijgen zal men aldus een groter profiel moeten uitspringen dan zou volgen uit de minimaal benodigde doorsnede. Deze extra uit te schieten ruimte wordt "overbreak" genoemd. Evenals bij "rockburst" wordt ook hiervoor ca. 10 % extra in rekening gebracht. Zie ook [10,11].

In totaal zal men ongeveer 20 % meer moeten uitspringen dan strikt noodzakelijk. Met een benodigde diameter van 6.1 m voor de schacht worden de uiteindelijk uit te schieten diameters  $1.2 * (6.1 + 2 * 0.5) \approx 8.5$  m en  $1.2 * (6.1 + 2 * 0.3) \approx 8.0$  m in de verweerde respectievelijk gezonde rotslaag.

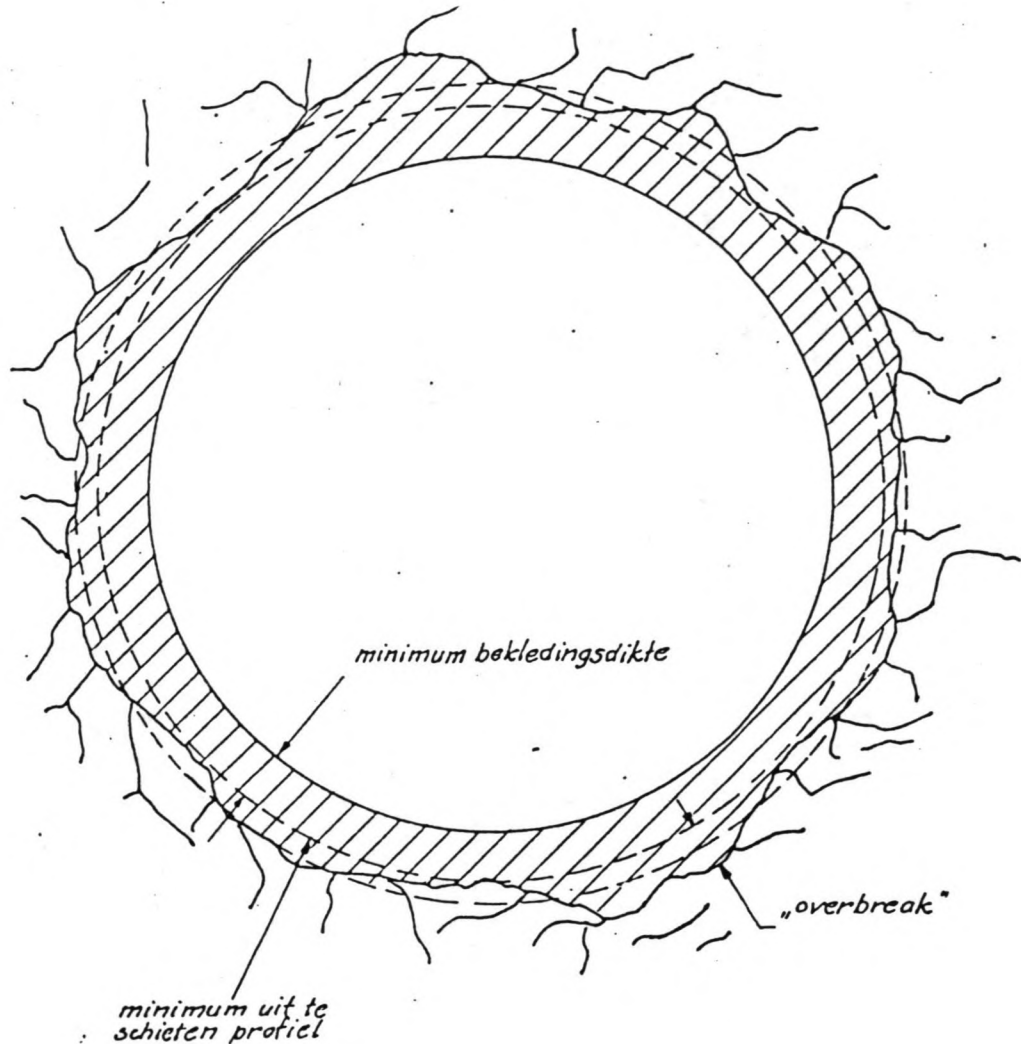
In de berekening van de schacht is, voor wat de leidingen betreft, het inlaatgedeelte meegenomen. In de uiteindelijke kostenberekening worden ook nog voor de kraan (nodig voor montage en onderhoud van de roosters en voor bediening van de stalen schuif) en voor de stalen schuif geschatte bedragen meegenomen.

## 2. Centrale (inclusief kleppenhuys).

Aangezien er in dit stadium toch sprake is van een globale dimensionering zijn de afmetingen van de turbinehal bepaald met behulp van [26] (bijlagen 3.3.2.2.). Met  $H \approx 60$  m ( $\approx 197$  ft.) zit men in het bereik van een Francis-turbine. Met  $N \approx 12500$  kW ( $= 12500/0.746 \approx 16750$  hp.) volgt uit



Figuur 3.8. "Rockburst".  
Bron [11]



Figuur 3.9. "Overbreak". Bron [11]

figuur 3. van het artikel een turbinedebiet van ca. 825 cusec. (= ca 23.5 m<sup>3</sup>/s); uit de formule  $N = 8 * Q * H$  volgt met  $H_{gem.} \approx 60$  m een  $Q_{turb.}$  gemiddeld van  $12500 / (8 * 60) \approx 26$  m<sup>3</sup>/s. De fout hier is  $((26 - 23.5) / 26 * 100 \%) \approx 10 \%$  en wordt in deze fase nog toelaatbaar geacht.

Voor de diameter bij de uitlaat van de turbine ( $D_3$ ) volgt uit dezelfde figuur:  $D \approx 6.4$  ft.  $\approx 1.95$  m. Met behulp van deze karakteristieke afmeting zijn naar voorbeeld van het artikel de andere relevante dimensies bepaald uit de daarvoor in aanmerking komende figuren. Het eindresultaat van deze schattingen is weergegeven in figuur 3.10.; en kunnen vervolgens de globale afmetingen van de centrale worden vastgesteld:

. Lengte (L): ca. 50 m





- . Hoogte (H): ca. 25 m (variabel van 20 tot 25 m)
- . Breedte (B): ca. 15 m (variabel van 15 tot 18 m)

Uit figuur 3.10. worden de volumina uit te springen rots t.b.v. de turbinehal bepaald.

. alleen turbinehal	ca. 40 * 25 * 15	=	15000 m <sup>3</sup>	
. reparatieruimte	ca. 10 * 15 * 20	=	3000 m <sup>3</sup>	
. werkruimten + kleppenhuys	ca. 5 * 10 * 20	=	1000 m <sup>3</sup>	
				+
Centrale Totaal			19000 m <sup>3</sup>	

Voor de centrale (inclusief reparatie- en werkruimten) is er netto dus een volume van ca 19000 m<sup>3</sup> vereist. Het volume per eenheid van geïnstalleerd vermogen (volume/kW) bedraagt dan 19000/50000 = 0.38.

Ter orientatie wordt de orde van de grootte van dit getal vergeleken (indicatief) met enige waarden uit Comrie [27], tabel 17.;

- . Centrale Porjus (Zweden):  
N<sub>inst.</sub> = 60000 kW, 8 \* 7500 kW Francis turbines, as  
horizontaal;  
H ≈ 56 m; volume ca. 26775 m<sup>3</sup> (exclusief kleppenhuys etc.);  
volume/kW ≈ 0.45; volume/kW inclusief kleppenhuys etc. ≈  
0.52.
- . Monte Argenta (Italië):  
N<sub>inst.</sub> ≈ 66000 kW, 3 \* 22000 kW Francis turbines, as verticaal;  
H ≈ 50 m; volume ca. 16065 m<sup>3</sup> (exclusief kleppenhuys etc.);  
volume/kW ≈ 0.25; volume/kW inclusief kleppenhuys etc. ≈ 0.34.
- . Glen Moriston (Schotland):  
N<sub>inst.</sub> ≈ 30000 kW, 2 \* 15000 kW Francis turbines, as verticaal;  
H ≈ 95 m; volume ca. 9720 m<sup>3</sup>; volume/kW ≈ 0.33.

Qua orde van grootte verschilt de waarde van 0.38 niet veel van de waarden van reeds bestaande werken. Ook niet indien de bruto uit te schieten volumina worden bepaald; 20 % extra dus bruto uit te springen ca. 1.2 \* 19000 = 22800 m<sup>3</sup>. De verhouding volume/kW wordt nu 0.6. Waarmede het volume van 19000 m<sup>3</sup> (resp. 22800 m<sup>3</sup> bruto uit te schieten) acceptabel wordt geacht.

In het betonnen dak, de vloer en de wanden is gerekend met dikten van resp. 0.40, 0.60 en 0.40 m. Betrokken op de centrale worden nog enige bijkomende werken in rekening gebracht. Een dienstenschacht, omvattende een personen- en goederenlift, een ventilatieschacht en een leidingenschacht. Voor de netto doorsnede per m' schacht wordt voor deze werken tezamen ca. 20 á 25 m<sup>2</sup> in rekening gebracht.

3. Bufferschacht (aan de benedenstroomse zijde van de centrale).

Er is hier geen bufferschacht nodig vanwege:

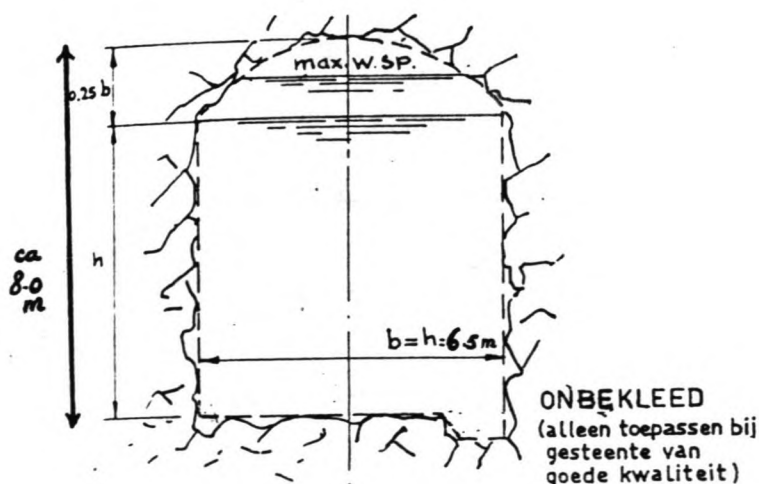
- . de kleine debietvariatiaties in de turbineafvoertunnel ( $Q_{\max.} = 85.2 \text{ m}^3/\text{s}$  bij  $H = 55 \text{ m}$ ;  $Q_{\min.} = 74.5 \text{ m}^3/\text{s}$  bij  $H = 63 \text{ m}$ ).
- . de veronderstelling van een turbineafvoertunnel met vrije waterspiegel en een constante, dus niet fluctuerende, benedenwaterstand.

Wel wordt er een ventilatieschacht aangelegd met een cirkelvormige doorsnede en een diameter van ca. 1.5 m, teneinde eventuele luchtdrukverhogingen in de turbineafvoertunnel (bijvoorbeeld als gevolg van translatiegolven optredend bij het afsluiten van de tunnel) teniet te doen en voorts teneinde de tunnel te ventileren.

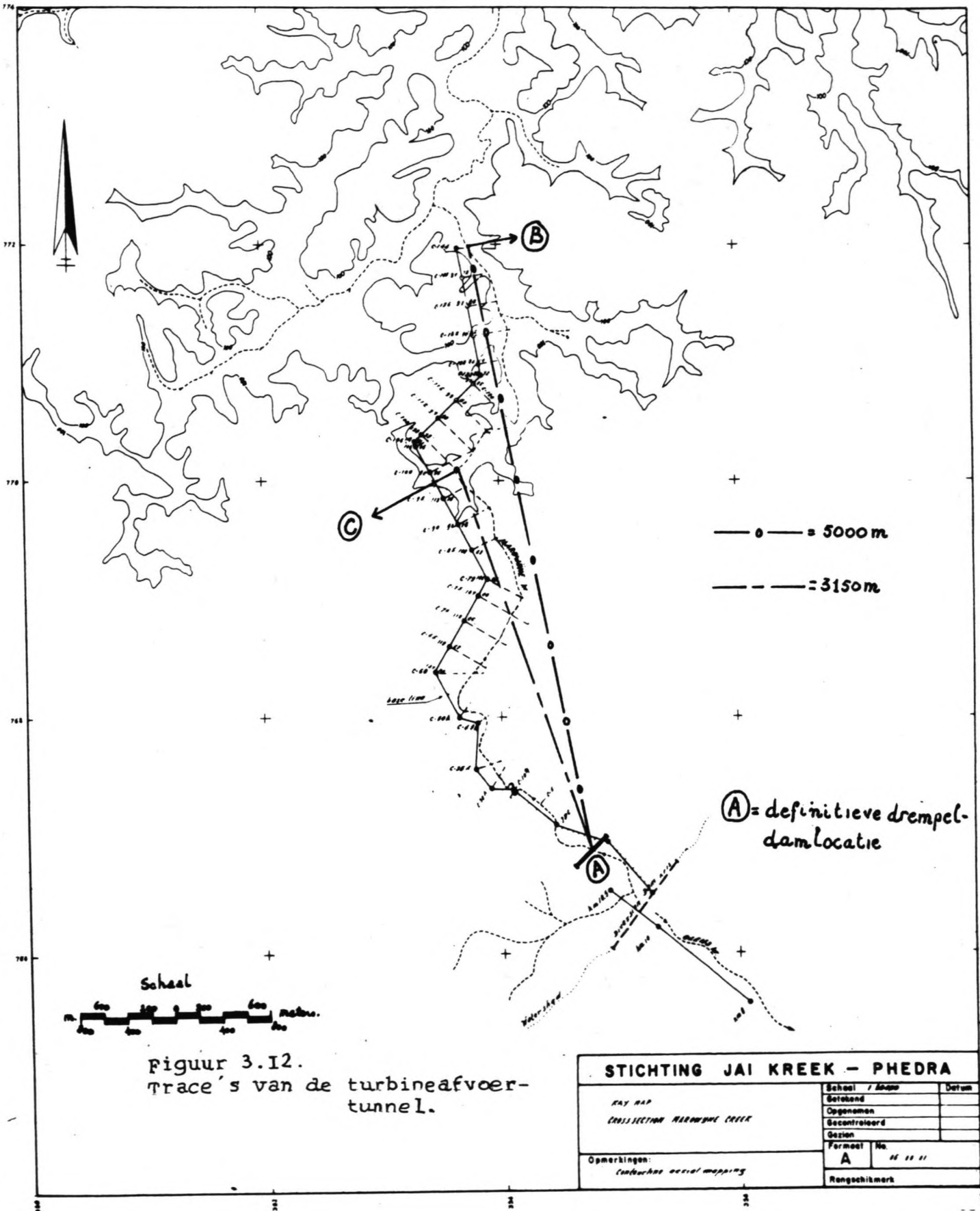
4. Turbineafvoertunnel

Volgens Comrie [27] en Warnick [28] mogen hierin ongeveer dezelfde snelheden worden toegelaten als bij de uitgang van de "draft tube" van de turbine. De  $Q_{\max.}$  bedraagt per turbine ca  $28.4 \text{ m}^3/\text{s}$ . De doorsnede t.p.v. de uitlaat van de "draft tube" bedraagt ca  $1.95 * 7.25 = 14.1 \text{ m}^2$ . De gemiddelde snelheid ter plaatse is dan  $v_{\text{gem.}} = Q/A = 28.4/14.1 = 2.0 \text{ m/s}$ . Mede om de wrijvingsverliezen laag te houden en om het feit dat het gebruikelijk is om turbineafvoertunnels onbekleed te laten (afhankelijk van de kwaliteit van de rots) wordt besloten om de gemiddelde snelheid in de tunnel op  $2.0 \text{ m/s}$  te houden. Verder wordt met het oog op uitvoering en onderhoud hier gekozen voor een profiel volgens figuur 3.11.. Verondersteld wordt dus een goede kwaliteit van de rots.

Figuur 3.11.  
Dwarsprofiel  
turbineafvoertunnel.



Met een totale  $Q_{\max.}$  (alle drie turbines in bedrijf bij  $H = 55 \text{ m}$ ) van  $82.5 \text{ m}^3/\text{s}$  en een gemiddelde snelheid van het water in de



Figuur 3.12.  
 Trace's van de turbineafvoer-tunnel.

tunnel van 2.0 m/s volgt uit  $A = Q/v$  een minimaal benodigde netto doorsnede van ca. 42.6 m<sup>2</sup>. Deze doorsnede zal nodig zijn voor de afvoer van het debiet alleen. In de totale nuttige doorsnede komt er ook nog een deel voor de ventilatie. Dat deel wordt gesteld op ca. 8 m<sup>2</sup> zodat uitgegaan wordt van een totaal benodigde oppervlakte van ca. 50 m<sup>2</sup>. De afmetingen (Breedte \* Hoogte) van de turbineafvoertunnel worden aldus gesteld op 6.5 \* 8.0 = 50 m<sup>2</sup>. Met 20 % extra voor "rockburst" en "overbreak" wordt het volume uit te springen rots ca. 1.2 \* 50 = 60 m<sup>2</sup> per m tunnel.

Voor het tracé van de tunnel zijn er twee varianten onderzocht. Zie hiervoor figuur 3.12.

1. De variant met een tunnellengete van ca. 5000 m over traject A - B rechtstreeks.
2. De variant met een tunnellengete van ca. 3150 m over traject A - C rechtstreeks.

In beide varianten zal een bedverlaging van de Marowijnekreek over een zekere afstand benedenstrooms van de punten B resp. C noodzakelijk zijn. Het profiel van de kreek zal bij een gekozen stroomsnelheid van gemiddeld 1.5 m/s een minimum doorstroomdoorsnede van ca.  $85.2/1.5 = 57$  m<sup>2</sup> dienen te hebben. Deze waarde wordt afgerond op ca. 60 m<sup>2</sup>.

Uit overleg is gebleken dat het huidige profiel van de Marowijnekreek bij geen van beide varianten zal voldoen teneinde het debiet van ca. 85 m<sup>3</sup>/s te kunnen verwerken. Naast bedverlaging zal tevens een aanpassing van het profiel benodigd zijn. In de berekeningen van de bedverlaging zijn de volgende veronderstellingen verwerkt:

- . de gemiddelde waterdiepte van de kreek in de eindtoestand (na bedverlaging dus) is in alle gevallen ca. 4.5 m.
- . de (losse) bovenlaag heeft een gemiddelde dikte van ca. 1.0 m.

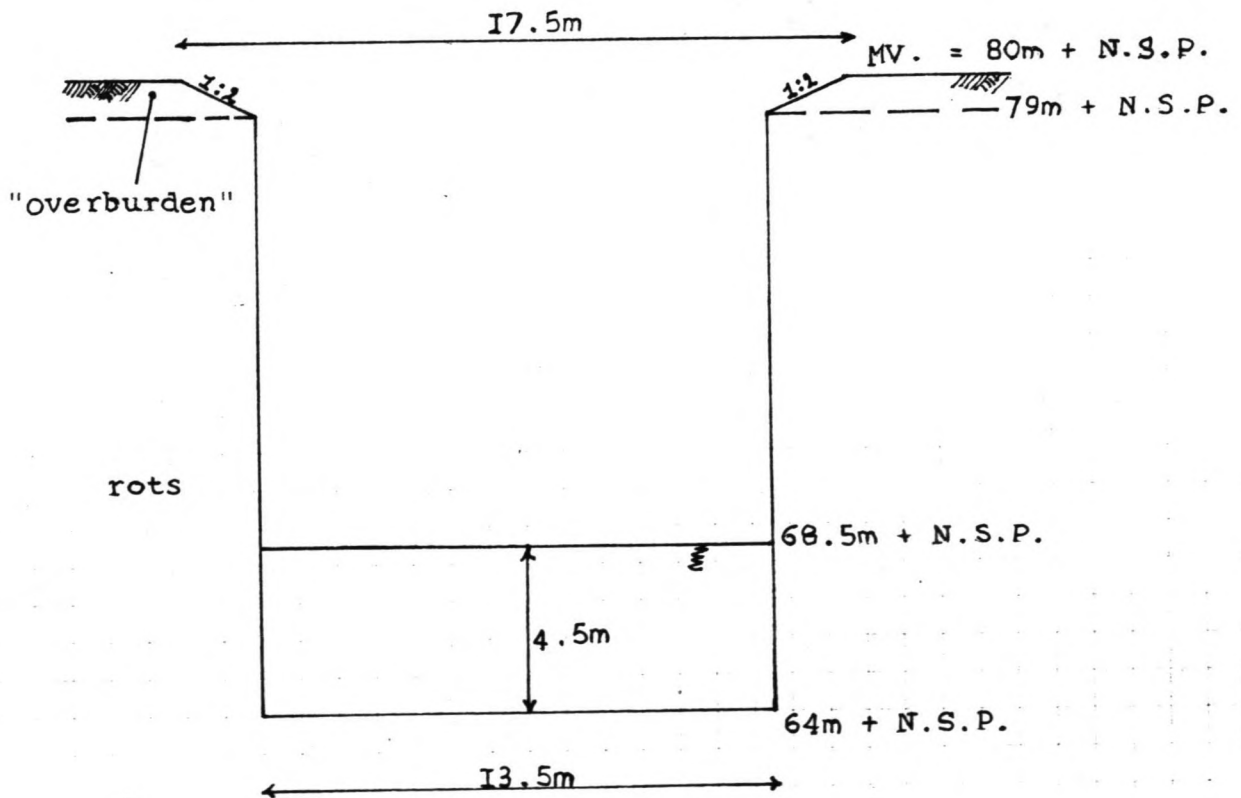
Omdat de berekeningen vrij omvangrijk zijn uitgevallen worden in het hiernavolgende slechts de eindconclusies besproken. Voor nadere details wordt verwezen naar de bijlagen 3.3.2.2.

1. Met een aangenomen (conservatief) oeververhang van de kreek van ca.  $3.0 * 10^{-3}$  (benedenstrooms van punt B) zal voor variant 1. (tunnellengete ca. 5000 m) bedverlaging noodzakelijk zijn over ca. 4050 m vanaf punt B. Voor variant 2. (tunnellengete ca. 3150 m) zal deze afstand ca. 6300 m bedragen (gerekend vanaf punt C).
2. Variant 1. blijkt op basis van de veronderstellingen in alle gevallen (met een aangenomen verhang) de goedkoopste oplossing op te leveren. Dit is toch enigszins verrassend omdat de tunnel hier ca. 1850 m langer is. De oorzaak ligt in de enorme hoeveelheden te springen rots ten behoeve van de bedverlaging bij variant 2. Voorts is hierbij (algemeen) aangetoond (op basis van eenheidsprijzen) dat variant 2. pas goedkoper zou worden dan variant 1. indien de eenheidsprijs van te springen rots bovengronds ca. 5 \* kleiner zou zijn dan de prijs

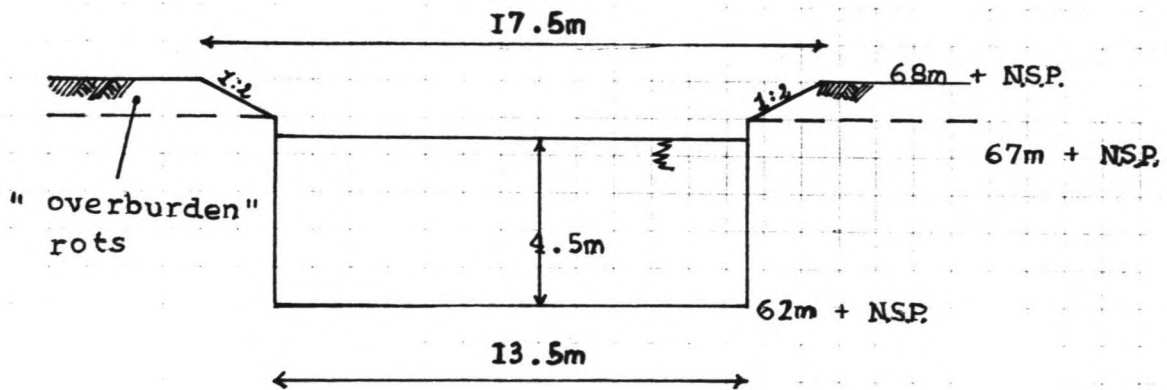
ondergronds. En dit laatste is zeer onwaarschijnlijk.

Het uiteindelijk uit te springen profiel t.b.v. de bedverlaging in variant 1. is geschetst in figuur 3.13.a.. Die doorsnede geldt voor punt B. Naar het punt 4050 m benedenstrooms van punt B is het uit te springen profiel verlopen in de doorsnede zoals geschetst in figuur 3.13.b.. Ter plaatse van dat punt wordt het dwarsprofiel van de Marowijnekreek (huidige toestand) verondersteld gelijk te zijn aan dat in figuur 3.13.b..

Als resultaat van voorgaande berekeningen is in de bijlagen 3.3.2.3. een gedetailleerde hoeveelheidsstaat opgenomen. De hoeveelheden vermenigvuldigd met de repectievelijke eenheidsprijzen leveren na sommatie de bouwkosten op van de in beschouwing genomen werken.



Figuur 3.13.a. Dwarsprofiel Marowijnekreek nà bedverlaging (B).



Figuur 3.13.b. Dwarsprofiel Marowijkreek op ca. 4050 m benedenstrooms van punt B nà bedverlaging.

### 3.3.2.3. Kostenberekening alternatief 1., Ondergrondse centrale

#### a. Civiele werken.

De kostenberekening is gedaan aan de hand van de volgende geschatte eenheidsprijzen (Bron: Ir. K. Oterdoom, zie ook bijlagen 3.3.2.3.)

- ontgraving : . Nf. 4, =/m<sup>3</sup> (zonder transport)  
                  . Nf. 5, =/m<sup>3</sup> (mèt transport)
- ophoging : . Nf. 7, =/m<sup>3</sup> (met verdichting)
- springen rots : . bovengronds Nf. 100, =/m<sup>3</sup> (incl. transport)  
                  . ondergronds Nf. 225, =/m<sup>3</sup> (incl. transport)
- beton (kaal) : . Nf. 250 - 300, =/m<sup>3</sup>
- wapening (betonstaal): . Nf. 7.50, =/ kg (incl. buigen en vlechten)
- bekisting (apart in het beton te verwerken voor een wand van 1m dikte : . Nf. 50, =/m<sup>2</sup> (enkelwandig)  
                  . Nf. 100, = /m<sup>2</sup> (dubbelwandig, mede afhankelijk van de dikte van de constructie)

De civiele werken worden berekend op:

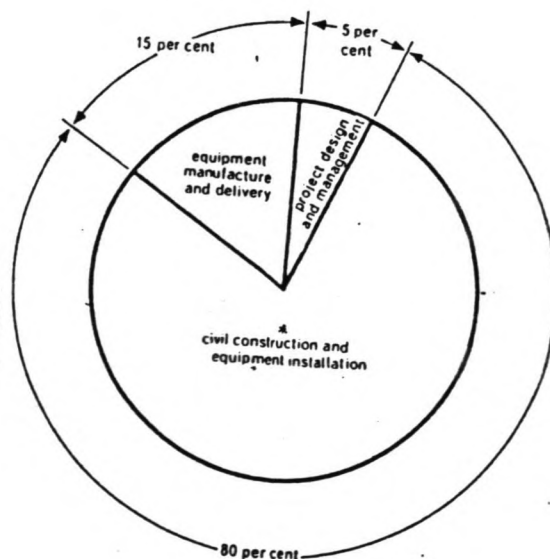
° inlaatconstructie	: ca.	1.0 * 10 <sup>8</sup> Nf.
° ontgraving	: ca.	0.1 * 10 <sup>8</sup> Nf.
° uitspringen rots		
. ondergronds	: ca.	67.5 * 10 <sup>8</sup> Nf.
. bovengronds	: ca.	42.6 * 10 <sup>8</sup> Nf.
° beton	: ca.	1.0 * 10 <sup>8</sup> Nf.
° wapening	: ca.	3.0 * 10 <sup>8</sup> Nf.
° bekisting	: ca.	1.4 * 10 <sup>8</sup> Nf.
		+
Subtotaal		116.6 * 10 <sup>8</sup> Nf.
Onvoorzien : ca 15 %	=	17.5 * 10 <sup>8</sup> Nf.
		+
Totaal civiele werken :		134.1 * 10 <sup>8</sup> Nf.

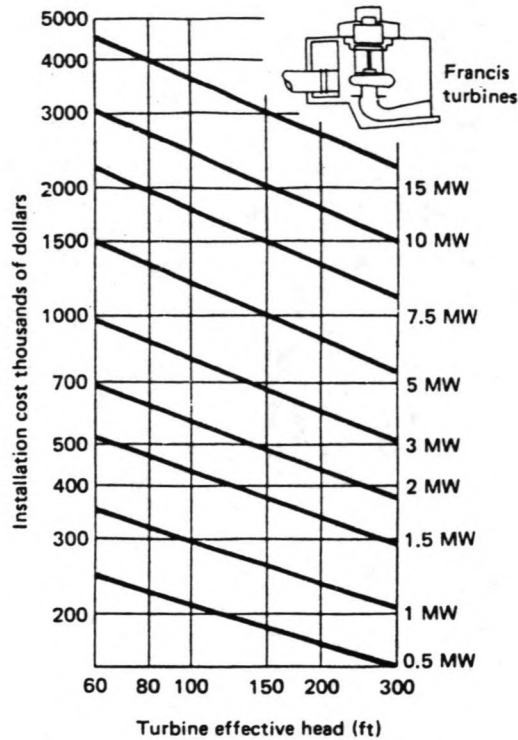
b. Het elektro-mechanisch deel.

Voor een dergelijke project, dat naar bestaande normen [29,30] als grootschalig mag worden beschouwd geldt volgens Gladwell en Warnick (1984) [29] (figuur 3.14.) het volgende:

De totale kosten van installatie van apparatuur en opzetten van de civiele constructies beslaan ca. 80 % van de totale investering; ca. 15 % van dat totaal gaat op aan fabricage van het electro-mechanisch gedeelte (turbines en regelapparatuur, kleppenhuis etc.) en 5 % aan ontwerp en organisatie. Volgens figuur 3.15. [28] zullen de totale aanlegkosten (fabricage en installatie) per turbine-eenheid ca.  $2.3 * 10^8$  U\$ (1978) bedragen. Dat de fabricage erbij zit volgt

Figuur 3.14. Kosten van de verschillende onderdelen binnen een waterkracht-project.  
Bron [29]





Figuur 3.15.  
Bron [28]

Sample cost estimating curves. SOURCE: U.S. Army Corps of Engineers.

uit de volgende empirische relaties uit [28.] Volgens Gordon en Penmann en (in navolging) Amerikaans empirisch onderzoek mag t.b.v. schattingen worden uitgegaan van:

1. Gordon en Penmann:

$$C_t = 40000 * (kW/H_r)^{0.53} \quad (1),$$

gebaseerd op Zweedse ervaring.

2. Amerikaans onderzoek:

$$C_t = 40000 * (kW/H_r)^{0.7} * H_r^{-0.35} \quad (2),$$

waarin:  $C_t$  = kosten voor een volledige turbine-eenheid (inclusief regelapparatuur, fabricage exclusief installatie en transport) (in 1978 U\$.).

Met  $kW = 12500$  kW en  $H_r = 60$  m:

1.  $C_t \approx 0.7 * 10^6$  U\$.
2.  $C_t \approx 1.6 * 10^6$  U\$.

Het gemiddelde van 1. en 2.:  $1.15 * 10^6$  U\$. voor de fabricage van een eenheid. Voor vier eenheden geïnstalleerd



worden de kosten van het electro-mechanisch deel: ca.  $4 * 1.15 * 10^8 \approx 4.6 * 10^8$  U\$. (1978). Dit bedrag is acceptabel. De kosten voor een turbine-eenheid (ca.  $1.15 * 10^8$  U\$.) vergeleken met de kosten, bepaald uit figuur 3.15. rechtvaardigen de conclusie dat in het laatste bedrag de installatie- en transportkosten zijn meegenomen.

Werkend met de fabricage en installatiekosten per eenheid van  $2.3 * 10^8$  U\$. (1978) volgt dan voor het electro-mechanisch deel de totale kosten van  $4 * 2.3 * 10^8$  U\$. =  $9.2 * 10^8$  U\$.

Koerscorrectie Amerikaanse dollar (inflatie):

- . gemiddelde inflatiepercentage over de periode 1978 - 1987 was 6.5 [A.B.N. Bank]; daaruit: 1 U\$. (1978)  $\approx$  1.76 U\$. (1987).  
Huidige koers: 1 U\$. (1987)  $\approx$  1.90 Nf., dus 1 U\$. (1978)  $\approx$   $1.76 * 1.90 = 3.35$  Nf. (1987).

Totaal voor turbines:  $9.2 * 10^8 * 3.35 \approx 31 * 10^8$  Nf..

c. Totale bouwkosten alternatief 1. Ondergrondse centrale.

- ° Volgens figuur 3.14.: 95 % van het totale bouwbedrag omvat  $(134.1 + 31) * 10^8 \approx 165.1 * 10^8$  Nf.  
Geschatte totale investering voor de bouw:  
ca.  $100/95 * 165.1 * 10^8 \approx 174.0 * 10^8$  Nf.
- ° Electro-mechanische uitrusting:  $(31 * 10^8)/50000 \approx 620$ , = Nf./kW.
- ° Kosten per kW geïnstalleerd vermogen:  $(174.0 * 10^8/50000) = 3480$ , = Nf.

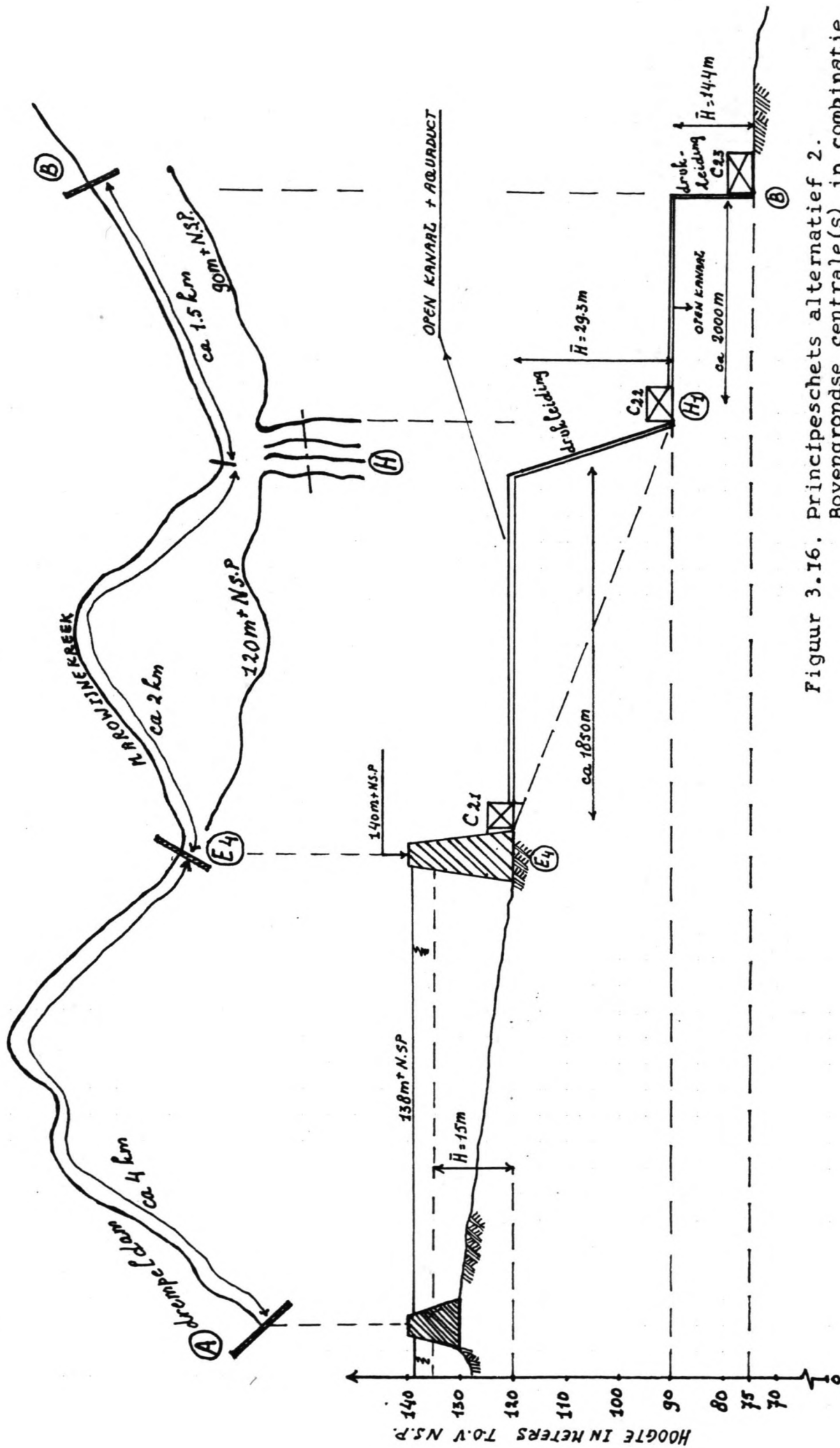
### 3.4. Alternatief 2. Bovengrondse centrale(s) in combinatie met een open-/gesloten (druk)leidingensysteem

#### 3.4.1. Algemeen

Dit alternatief zal evenals de verder te beschouwen alternatieven niet worden benaderd zoals alternatief 1. Direct zullen met behulp van een kwantitatieve analyse hoeveelheden worden bepaald die zullen worden verwerkt in een kostenberekening. Waar nodig zal worden volstaan met een korte toelichting.

Uitgangspunten:

- Overzichtskaart 3., met daarop de topografie van het gebied (hoogtelijnen).
- Optimale benutting van het aanwezige verval.  
Uit alternatief 1. blijkt dat een  $H_{gem}$  van ca. 60 m haalbaar is. In de navolgende te bekijken alternatieven zal worden getracht dit verval zo veel mogelijk te halen middels bovengrondse kunstwerken over het traject tussen de drempeldam (punt A) en punt B.



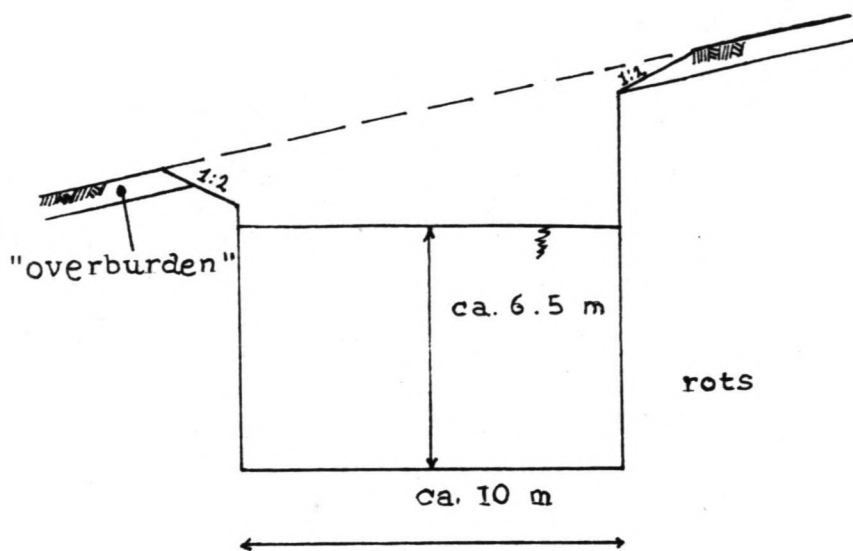
Figuur 3.16. Principeschems alternatief 2. Bovengrondse centrale(s) in combinatie met een open/gesloten (druk) leidingensysteem.

### 3.4.2. Opzet alternatief 2.

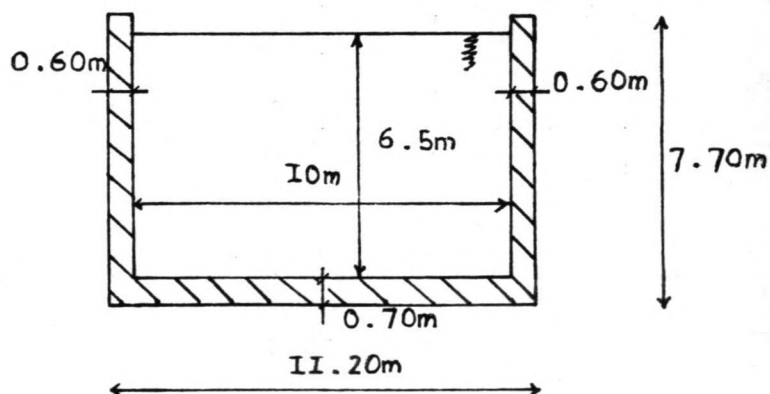
Zie figuur 3.16.. Het idee is om binnen het traject A - B eventueel plaatselijk optredend topografisch verval te benutten middels open/geloten leidingen in combinatie met (een) bovengrondse centrale(s). In verband met de kostenfactor is het bij deze opzet aan te bevelen om bij de selectie van mogelijke locaties erop toe te zien dat de bijbehorende vervallen per centrale zo groot mogelijk zijn.

Op basis van overzichtskaart 3. wordt de volgende combinatie van kunstwerken voorgesteld:

- a. Stuwdam in de Marowijkreek t.p.v. punt E<sub>4</sub>, ca. 4 km benedenstrooms van de drempeldam.  
 Karakteristieken van de constructie:
- . lengte hoofddam ca. 700 m; kruinbreedte  $\approx$  10 m
  - . maximale hoogte ca. 25 m (geschat)
  - . kruin van de dam op ca. 140 m + N.S.P.
  - . hulpdammen: 2 \* t.p.v. de punten F en E<sub>4h</sub> met een totale lengte van ca. 250 m en een geschatte maximale hoogte van ca. 5 m
  - . hellingen van de damtaluds:
    - . bovenstrooms (waterzijde) 1 : 3
    - . benedenstrooms 1 : 2.5
- b. Aan de benedenstroomse zijde van de hoofddam E<sub>4</sub> op ca. 120 m + N.S.P. een centrale C<sub>21</sub> (alternatief 2, centrale 1).  
 Karakteristieken van de centrale ( figuur 3.16.):
- . H<sub>max.</sub>  $\approx$  18 m (138 m + N.S.P. - 120 m + N.S.P.);
  - . H<sub>gem.</sub>  $\approx$  15 m (135 m + N.S.P. - 120 m + N.S.P.);
  - . H<sub>min.</sub>  $\approx$  10 m (130 m + N.S.P. - 120 m + N.S.P.)
  - . Q<sub>gem.</sub>  $\approx$  55 m<sup>3</sup>/s
  - . N<sub>gem.</sub>  $\approx$  8 \* Q<sub>gem.</sub> \* H<sub>gem.</sub> = 6600 kW
  - . E<sub>gem.</sub>  $\approx$  6600 kW \* 8760 uren = 57.8 \* 10<sup>8</sup> kWh/jaar
  - . N<sub>piek</sub>  $\approx$  8 \* 82.5 \* 12 = 8000 kW
  - . N<sub>inst.</sub>  $\approx$  2 \* 4000 kW + 1 \* 4000 kW (reserve) = 12000 kW
- c. Kanaal + aquaduct langs de 120 m + N.S.P. hoogtelijn naar het punt H, vanuit punt E<sub>4</sub>.  
 Karakteristieken van de constructie:
- ° Kanaal:
    - . open
    - . lengte ca. 1850 m
    - . dwarsdoorsnede volgens figuur 3.17., uitgesprongen in rots
  - ° Aquaduct:
    - . open
    - . lengte ca. 225 m
    - . dwarsdoorsnede volgens figuur 3.18.
  - ° Totale vervalverlies over traject E<sub>4</sub> - H:  $\Delta H \approx$  0.70 m.



Figuur 3.17. Dwarsprofiel open kanaal.



Figuur 3.18. Dwarsprofiel aquaduct.

- d. In punt H (locatie H<sub>1</sub>) op ca. 90 m + N.S.P. een centrale C<sub>22</sub> (alternatief 2, centrale 2).

Karakteristieken van de centrale: (figuur 3.16.)

- . H<sub>gen.</sub> ≈ 29.3 m (120 m + N.S.P. - 0.70 m - 90 m + N.S.P.)
- . Q<sub>gen.</sub> ≈ 55 m<sup>3</sup>/s
- . N<sub>gen.</sub> ≈ 8 \* 55 \* 29.3 = 12890 kW

- .  $E_{gem.} \approx 112.9 * 10^6$  kWh/jaar
- .  $N_{piek} \approx 8 * 82.5 * 26.3 = 17360$  kW
- .  $N_{inst.} \approx 2 * 9000$  kW + 1 \* 9000 kW (reserve) = 27000 kW

e. Kanaal langs de 90 m + N.S.P. hoogtelijn naar punt B, vanuit punt H<sub>1</sub>.

Karakteristieken van het kanaal:

- . open
- . lengte ca. 2000 m
- . dwarsdoorsnede als onder c.
- . totale vervalverlies over traject H<sub>1</sub> - B:  $\Delta H \approx 0.60$  m.

f. In punt B op ca. 75 m + N.S.P. een centrale C<sub>23</sub>.

Karakteristieken van de centrale: (figuur 3.16.)

- .  $H_{gem.} \approx 14.4$  m (90 m + N.S.P. - 0.60 m. - 75 m + N.S.P.)
- .  $Q_{gem.} \approx 55$  m<sup>3</sup>/s
- .  $N_{gem.} \approx 8 * 55 * 14.4 = 6335$  kW
- .  $E_{gem.} \approx 55.5 * 10^6$  kWh/jaar
- .  $N_{piek} \approx 8 * 82.5 * 11.4 = 7525$  kW
- .  $N_{inst.} \approx 2 * 4000$  kW + 1 \* 4000 kW (reserve) = 12000 kW.

g. Bedverlaging van de Marowijnekreek benedenstrooms van punt B over ca. 2050 m.

Opmerkingen:

1. De locaties van de centrales C<sub>22</sub> en C<sub>23</sub> zijn topografisch vastgelegd. In die zin dat er op overzichtskaart 3. geen betere locaties zijn aan te wijzen. Vooral het gebied in de omgeving van punt H leent zich uitstekend voor het plaatsen van een waterkrachtcentrale aldaar. Het natuurlijk topografisch verval ter plaatse bedraagt ca. 120 m + N.S.P. - 90 m + N.S.P. = 30 m.

2. Waar de locaties van alle overige kunstwerken vrij eenduidig vaststaan, is de definitieve locatie van de stuwdam en centrale C<sub>21</sub> bij het punt E<sub>4</sub> het resultaat van een optimalistie. Tussen een drietal mogelijke locaties voor stuwdam + centrale C<sub>21</sub> blijkt punt E<sub>4</sub> tenslotte als gunstigste uit de bus te komen.

De mogelijkheden die zijn bekeken worden in de volgende paragraaf kort samengevat. Ook zal de vergelijking tussen de mogelijkheden summier worden besproken. Voor nadere details hieromtrent wordt verwezen naar bijlagen 3.4.2.

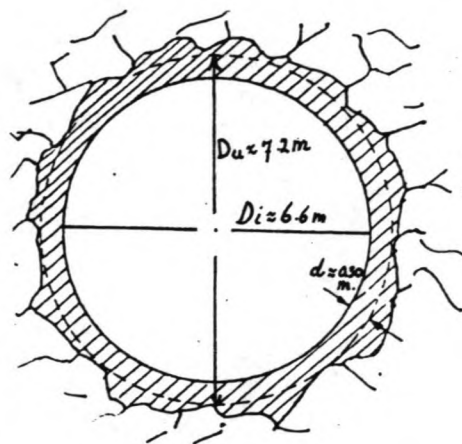
### 3.4.3. Locatiekeuze stuwdam + centrale C<sub>21</sub>

De volgende mogelijkheden zijn met elkaar vergeleken:

- a.i. Tunnel onder druk van punt A (drempeldam met maaiveld op ca. 131 m + N.S.P.) naar punt E<sub>1</sub> op ca. 130 m + N.S.P.  
Karakteristieken tunnel onder druk:

- . lengte ca. 1600 m
- . dwarsdoorsnede volgens figuur 3.19.
- . tunnel onder druk omdat anders bij een tunnel met vrije water-spiegel het op het Jai-meer aanwezige verval van 8 m (138 m + N.S.P. - 130 m + N.S.P.) verloren zou gaan.

- a.ii. Centrale C<sub>21</sub> op ca. 120 m + N.S.P. bij punt E<sub>1</sub>.
- a.iii. Kanaal + aquaduct naar punt H<sub>1</sub> langs de 120 m + N.S.P. hoogtelijn.  
Lengten: . kanaal ca. 2400 m  
. aquaduct ca. 400 m



Figuur 3.19. Dwars-profiel tunnel onder druk.

- b. Zelfde kunstwerken als onder a. Nu echter tunnel onder druk vervangen door een stuwdam bij E<sub>1</sub> met centrale C<sub>21</sub> aan de voet (benedenstroomse zijde). E<sub>1</sub> op ca 3 km benedenstrooms van de drempeldam.  
Karakteristieken van de stuwdam:

- . Lengte ca. 200 m; kruinbreedte  $\approx$  10 m
- . (Geschatte) maximale hoogte ca. 20 m
- . Kruin op ca. 140 m + N.S.P.
- . Hulpdam: 1 \* t.p.v. punt F: . lengte ca. 100 m  
. maximale (geschatte) hoogte ca. 5 m
- . Hellingen van de damtaluds: . bovenstrooms (waterzijde) 1 : 3  
. benedenstrooms 1 : 2.5

Een vergelijking op kosten van aanleg tussen a. en b. (bijlagen 3.4) leert dat variant b. goedkoper zal zijn dan variant a. De vergelijking is betrokken op slechts de tunnel onder druk en de dammen omdat alle overige kunstwerken in beide varianten dezelfde blijven en dus geen invloed zullen hebben op de kostenverschillen.

Met het oog op de relatief hoge kosten van aanleg en onderhoud (ca. Nf. 9600, =/m') van het kanaal c.q. aquaduct (ca. Nf. 25000, =/m') is het aan te bevelen de totale lengte van het kanaal-aquaduct traject te verkleinen door de stuwdam + centrale C 21 zo veel mogelijk verder benedenstrooms in de Marowijkreek te verplaatsen. Uiteraard is dat mede afhankelijk van de aanwezigheid van topografisch geschikte locaties t.b.v. de stuwdam.

Evenals bij een stuwdam t.p.v. E<sub>1</sub> zal er geen sprake

hoeven te zijn van vervalverlies omdat bij opstuwning van het water tot 138 m + N.S.P. het totale verval tot 120 m + N.S.P. behouden zal blijven.

Opmerking: De stuwdam verder benedenstrooms plaatsen zou wel enige consequenties hebben voor het totale ontwerp.

1. Naarmate verder benedenstrooms geplaatst worden de dammen, teneinde het water steeds tot 138 m + N.S.P. te kunnen opstuwen, hoger. Het damlichaam dus groter en duurder.

2. Bij plaatsing van (een) dam(men) benedenstrooms in de Marowijkreek en opstuwning van het water tot 138 m + N.S.P. valt de functie van de huidige drempeldam t.p.v. punt A weg en kan deze evengoed worden weggelaten. Binnen dit ontwerp en met name binnen dit alternatief zou het aanbeveling verdienen om de locatie van de huidige drempeldam (punt A) te wijzigen in een locatie die zou volgen uit de berekeningen bij dit alternatief. In dat geval zouden de (aanleg)kosten van de stuwdam binnen dit ontwerp niet eens hoeven te worden opgevoerd en zou zelfs alternatief 1. (ondergrondse centrale) in een veel gunstiger optiek komen te vallen. Omdat de lengte van de turbineafvoertunnel bij dat alternatief dan beduidend kleiner zou worden en daarmee de totale investering bij dat alternatief aanzienlijk zou verkleinen. Immers, ca 40 % van de totale investering (67.5 \* 10<sup>6</sup> Nf. op totaal ca. 174 \* 10<sup>6</sup> Nf.) bij alternatief 1. omvat de kosten voor het uitspringen van rots t.b.v. de turbineafvoertunnel. Het is duidelijk dat een verplaatsing van de drempeldam verder benedenstrooms de Marowijkreek in voor dit onderzoek ingrijpende consequenties zou hebben. Doch refererend aan de uitgangspunten en randvoorwaarden in hoofdstuk 2. wordt gesteld dat t.b.v. dit onderzoek de drempeldam op zijn plaats blijft. Op deze materie zal in hoofdstuk 4. verder worden ingegaan.

c. Bij verplaatsing van de locatie van de stuwdam in benedenstroomse richting is het mogelijk de dam te projecteren t.p.v. punt E<sub>3</sub>, ca. 500 m benedenstrooms van punt E<sub>1</sub>. Hier zal in de lengteasrichting van de dam een bijna even lange hulpdam noodzakelijk zijn.

Karakteristieken van de stuwdam:

- . lengte ca. 200 m; kruinbreedte ca. 10 m
- . maximale (geschatte) hoogte ca. 21.5 m; kruin op ca. 140 m + N.S.P.
- . hulpdammen: 2 \*
  - . t.p.v. F: . lengte ca. 100 m;  
kruinbreedte ≈ 10 m.
  - . (geschatte) maximale hoogte ca. 5 m
  - . t.p.v. punt E<sub>3n</sub>: . lengte ca. 100 m;  
kruinbreedte

≈ 10 m  
 . (geschatte)  
 maximale  
 hoogte ≈ 15 m

. hellingen van de damtaluds: . bovenstrooms (waterzijde):  
 1 : 3

. benedenstrooms: 1 : 2.5

Met deze opzet wordt de lengte van het kanaal ca. 600 m kleiner en die van het aquaduct ca. 50 m; waarmede de kosten met ca.  $5.7 * 10^8$  Nf. zullen afnemen terwijl de investering t.b.v. een wat hogere dam beduidend minder is ( $1.35 * 10^8$  Nf.) dan die afname. De overige kunstwerken en hun locaties ondergaan verder geen wijzigingen t.o.v. het besprokene onder a.

Bij deze variant met stuwdam en centrale t.p.v. punt E<sub>3</sub> is ook vergeleken een tunnel onder druk vanaf de drempeldam tot het punt E<sub>2</sub> met een lengte van ca. 1400 m op ca. 130 m + N.S.P.. Deze blijkt duurder te zijn dan de stuwdam.

d. Overwegingen als besproken onder c. hebben tenslotte geleid tot de definitieve opzet van dit alternatief zoals besproken in paragraaf 3.4.2. Hierbij nog de opmerking dat de topografie van het gebied benedenstrooms van punt E<sub>4</sub> zich niet leent voor het op een economisch verantwoorde manier plaatsen van een dam.

#### 3.4.4. Kostenberekening alternatief 2. Bovengrondse centrale(s) in combinatie met een open-/gesloten (druk)leidingensysteem

a. In bijlagen 3.4.2. zijn achtereenvolgens onderstaande kosten uitgewerkt:

- Stuwmeer:

- . kosten voor ontbossing van het terrein (gerekend vanaf de drempeldam) dat na het opzetten van de stuwdam t.p.v. E<sub>4</sub> onder water zou komen te liggen. Oppervlakten zijn vastgesteld met behulp van planimetrering op overzichtskaart 3. langs de daarop ingetekende hoogtelijnen. De betrokken eenheidsprijzen zijn afkomstig uit Warnick [28] en zijn aangepast aan de huidige omstandigheden.

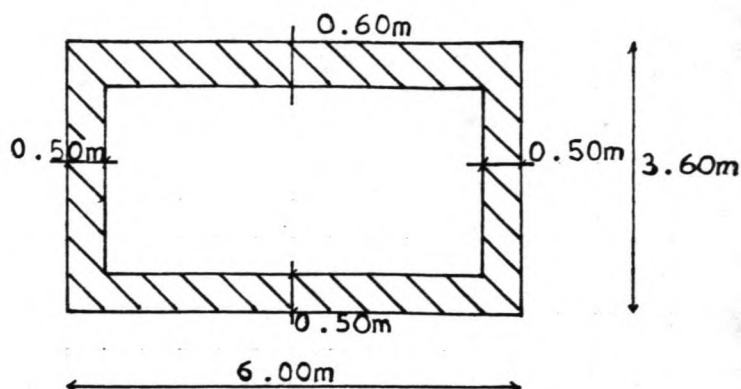
- Stuwdam + hulpdammen:

- . kosten voor het bouwrijp maken van het terrein waar het damlichaam terecht komt.
- . kosten m.b.t. de "diversion" (omleidingswerken) t.b.v. de hoofddam. Voor de diversion is er gerekend met een betonnen kokerprofiel volgens figuur 3.20.; de lengte hiervan bedraagt ca. 175 m bij een voetbreedte van de dam



ter plaatse van  
ca. 150 m.

Opmerking: Een stuw-  
dam in de Marowijne-  
kreek met een kruin-  
hoogte als die van de  
hoofddam in de Jai-  
kreek (huidige om-  
leidingsprojekt) zal  
geen overlaat vereisen.  
Omdat verondersteld  
wordt dat in dat geval  
de huidige drempeldam  
toch zou komen te  
vervallen. Aangezien in  
de hoofddam in de Jai-  
kreek een overlaat reeds  
aanwezig is zal het dan  
niet nodig zijn om er ook  
nog één in de Marowijne-  
kreekdam te plaatsen. Door de  
(relatief) kleine toename van  
het meervolume zal er voorts  
geen aanpassing nodig zijn in de  
dimensies van de huidige overlaat. Op grond van boven-  
staande zullen voor stuwdammen in de Marowijnekreek  
(algemeen) geen kosten t.b.v. een overlaat in rekening  
worden gebracht.



Figuur 3.20. Dwars-  
profiel  
"diversion"-  
koker.

- . overlaat: niet noodzakelijk.
- . kosten m.b.t. het kanaal en aquaduct.
- . kosten voor de bedverlaging van de Marowijnekreek benedenstrooms van het punt B over ca. 2050 m.

Omdat de kosten voor de centrales op een enigszins afwijkende manier zijn bepaald dan zoals gebruikelijk met een ruwe dimensionering, wordt in het volgend onderdeel daarop afzonderlijk ingegaan.

b. Kosten van de centrales.

De dimensies van de centrale worden in het algemeen in overheersende mate bepaald door de verhouding  $H/Q$ .

Bij een groot verval centrale zal de  $H$  relatief groot zijn en dientengevolge ook  $H/Q$ . In relatie tot deze verhouding zal een groot verval centrale kleinere dimensies hebben dan een klein verval centrale. Althans indien er gewerkt wordt binnen eenzelfde bereik van het vermogen  $N$ . Bij grote(re) waarden van  $H/Q$  zullen de dimensies van de turbine-eenheden kleiner zijn. Immers, bij een klein verval centrale zal, bij eenzelfde te leveren vermogen  $N$ , bij kleinere  $H$  het turbinedebiet groter dienen te zijn ( $N = 8 * Q * H$ ); wat zal resulteren in grotere

dimensies van de turbine-eenheden en dus van de gehele centrale. Zie hierover verder de betreffende literatuur.

Bovenstaande overweging komt terug in de empirische relatie volgens Gordon en Pennman (1979) [28] waarmee de volumina benodigde beton in een centrale t.b.v. een eerste kostenanalyse kunnen worden geschat.

$$V = K * D_t (N + R)^{2.5} \quad (3),$$

waarin:  $V$  = volume beton in centrale [ $m^3$ ]  
 $K$  = coëfficiënt als  $f(H)$ , 80 á 250  
 $D_t$  = turbine-uitlaatdiameter  
 $N$  = aantal turbine-eenheden  
 $R$  = reparatie/onderhoudsruimtefactor; factor afhankelijk van de dimensies (oppervlakte en volume) van de bijkomende reparatie/onderhoudsruimten.  $0.3 \leq R \leq 1.2$

Indien het verval  $H$  klein is wordt:

- .  $K$  groot
- .  $D_t$  groot
- .  $R$  groot

Hieruit volgt een grote volume benodigd beton; waarmee de centrale groot en dus duur wordt; overigens bij eenzelfde  $N$ .

Indien het verval  $H$  groot is wordt:

- .  $K$  klein
- .  $D_t$  klein
- .  $R$  klein

Het volume aan benodigd beton blijft klein. De centrale is dus kleiner en wordt goedkoper dan bij een kleinere  $H$  en eenzelfde  $N$ .

Binnen hetzelfde kader van de relaties (1), (2) en (3) geeft Warnick een empirische relatie voor de totale kosten van een waterkrachtproject waarbij vermogen wordt toegevoegd aan een reeds bestaande dam, zoals hier het geval is.

$$C_p = 9000 * S * (kW)^{0.7} * H_r^{-0.35} \quad (4),$$

waarin:  $C_p$  = totale kosten van het project, exclusief rente gedurende de bouwfase en eventuele overschrijdingen daarop (1978 U\$.)  
 $S$  = "site" coefficient (factor) bepaald door de locatie van de centrale t.o.v. de dam en daarmede door de lengte van de toevoerleiding; ook van het feit of men al dan niet te maken heeft met vervanging van (afgeschreven) eenheden. Zie verder tabel 3.2.  
 $kW$  = totaal geïnstalleerd vermogen [ $kW$ ]  
 $H_r$  = beschikbaar verval [ $m$ ]

Toegepast op dit  
alternatief:

Values of S are as follows:

1. Centrale C<sub>21</sub>:

- . S = 5.1
- . kW = 12000 kW
- . H<sub>r</sub> = 15 m

$$C_{p21} = 9000 * 5.1 * (12000)^{0.7} * (15)^{-0.35} = 12.8 * 10^8 \text{ U\$} \cdot (1978)$$

	Installed Capacity	
	Below 5000 kW	Above 5000
No penstock	3.7	2.6
With penstock	5.5	5.1
New units in powerhouse	1.5	1.5

SOURCE: Gordon and Penman (1979).

Omgerekend naar de huidige  
waarde in Nf.:

Tabel 3.2. "Site"  
coëfficiënten.

$$C_{p21} \approx 3.35 * 12.8 * 10^8 \\ \approx 43 * 10^8 \text{ Nf.} \cdot (1987)$$

2. Centrale C<sub>22</sub>:

- . S = 5.1
- . kW = 27000 kW
- . H<sub>r</sub> = 29.3 m

$$C_{p22} = 9000 * 5.1 * (27000)^{0.7} * (29.3)^{-0.35} \\ \approx 17.8 * 10^8 \text{ U\$} \cdot (1978) \\ \approx 59.6 * 10^8 \text{ Nf.} \cdot (1987)$$

3. Centrale C<sub>23</sub>:

- . S = 5.1
- . kW = 12000 kW
- . H<sub>r</sub> = 14.4 m

$$C_{p23} = 9000 * 5.1 * (12000)^{0.7} * (14.4)^{-0.35} \\ \approx 12.9 * 10^8 \text{ U\$} \cdot (1978) \\ \approx 43.3 * 10^8 \text{ Nf.} \cdot (1987)$$

3.4.5. **Projektkosten alternatief 2. Bovengrondse centrale(s)  
in combinatie met een open-/gesloten (druk)leidingen-  
systeem**

a. Centrales + drukleidingen : ca. 145.9 \* 10<sup>8</sup> Nf.

b. Overige werken :

- . Stuwmeer : ca. 0.9 \* 10<sup>8</sup> Nf.
- . Dammen : ca. 6.1 \* 10<sup>8</sup> Nf.
- . Diversion : ca. 1.5 \* 10<sup>8</sup> Nf.
- . Kanalen + aquaduct : ca. 42.6 \* 10<sup>8</sup> Nf.
- . Bedverlaging Marowijkreek

benedenstrooms van punt B :	ca. 23.0 * 10 <sup>6</sup> Nf.	
		+
Subtotaal :	ca 74.1 * 10 <sup>6</sup> Nf.	
Onvoorzien ca 15% van het subtotaal:	ca 11.1 * 10 <sup>6</sup> Nf.	
		+
Totaal overige werken	ca. 85.2 * 10 <sup>6</sup> Nf.	
		+
Geschatte totale bouwkosten	ca. 231.1 * 10 <sup>6</sup> Nf.	
		+
. Electo-mechanische uitrusting (gemiddeld):		
≈ 905, = Nf./kW		
. Kosten per kW geïnstalleerd vermogen:		
(231.1 * 10 <sup>6</sup> / (12000 + 27000 + 12000))	≈ 4525, = Nf.	

### 3.4.6. Enige opmerkingen m.b.t. alternatief 2.

Binnen dit alternatief is het ook mogelijk om het open kanalenstelsel te vervangen door een gesloten drukleidingenstelsel van (aan elkaar gelaste ronde) stalen buizen. Eerder is opgemerkt dat dit voor eventuele winst in verval van onbetekenende aard is.

Op voorhand kan echter niet gesteld worden dat dit systeem goedkoper of duurder zal zijn dan het open kanalenstelsel. Wel zal bij het gesloten leidingensysteem noodzakelijkerwijs een bufferschacht dienen te worden gebouwd kort bovenstrooms van de drukleidingen van de centrales C22 en C23, teneinde het daarbij optredende waterslagprobleem op te vangen.

De dikte van de buizen zal daarbij worden bepaald door de toelaatbare snelheden daarin en in directe samenhang daarmee door de grootte van de optredende drukstoot bij sluiting van de (turbine)kleppen. Theoretisch bedraagt volgens [32] de drukverhoging  $\Delta p$  bij een drukstoot:

$$\begin{aligned} \Delta p &= p_2 - p_1 = -\rho * c * (o - v) \text{ Pa} \\ &\approx 1000 * 1400 * (o - v) \text{ Pa} \\ &\approx +1.4 * 10^6 * v \text{ Pa} \\ &\approx +1.4 * v \text{ MPa} \end{aligned}$$

Zie ook bijlagen 3.3.2.2.

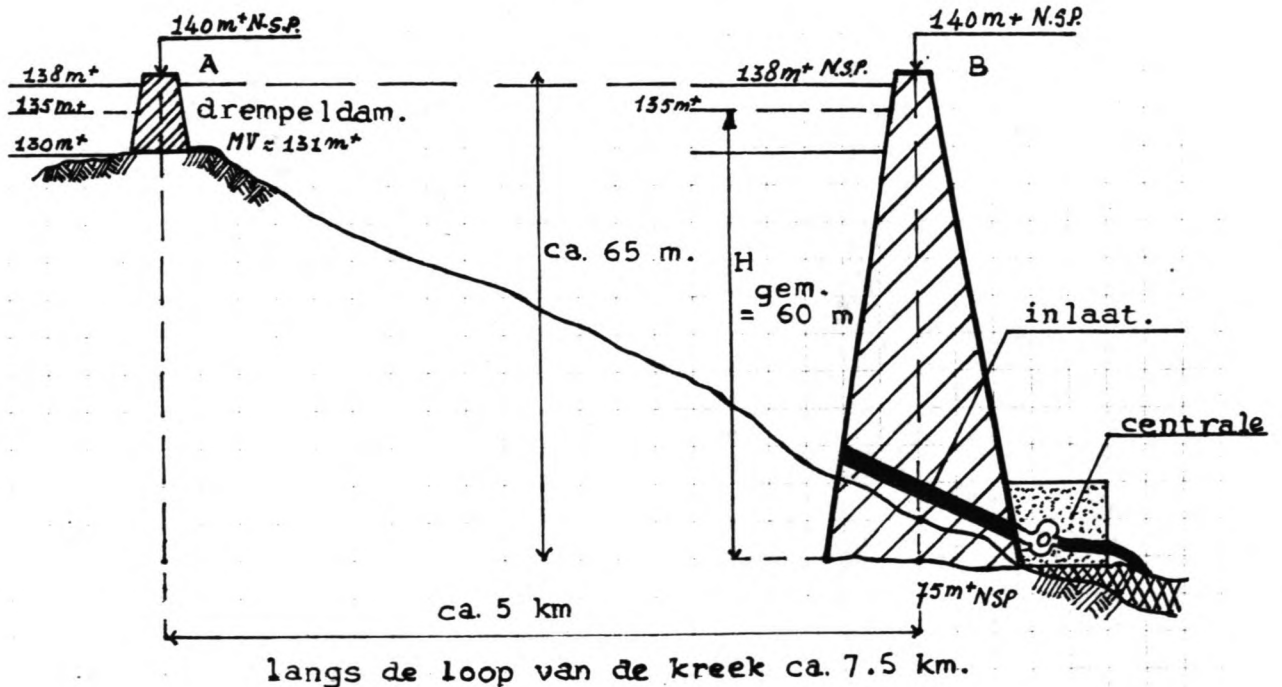
De aanwezigheid van twee bufferschachten doet vermoeden dat het gesloten leidingensysteem duurder zal uitvallen dan het open systeem. Binnen dit ontwerp zal op deze variant echter niet nader worden ingegaan. De toepassing ervan in een land als Suriname (tropisch) en bovendien ook de locatie (onherbergzaam gebied) wordt, vanwege de onderhoudskosten van een dergelijk systeem hoogst onwaarschijnlijk geacht. Daar komt nog bij dat dit alternatief 2, qua totale bouwkosten al ver (ca. 30 %!) boven de investering t.b.v. alternatief 1, ligt; terwijl ook de kwalitatieve criteria (milieu, landschap en ecologie) in het voordeel spreken van alternatief 1.

### 3.5. Alternatief 3. "Rivierwerken" langs de bovenloop van de Marowijkreek

#### 3.5.1. Algemene beschouwing van mogelijke varianten

Alternatief 3. voorziet in de creatie van een stuwmeer (of meerdere, afhankelijk van de topografie/geologie van het gebied) benedenstrooms van de drempeldam.

Gegeven het verval over ca. 7.5 km zou het theoretisch mogelijk moeten zijn om ter plaatse van punt B een dam te bouwen en aldus het totale verval ineens te benutten middels een centrale aan de voet van de dam. Onderstaande figuur 3.21. maakt het één en ander duidelijk.



Figuur 3.21. Variant alternatief 3.

Teneinde het verval te kunnen opvoeren tot ca. 60 m wordt de damhoogte, overigens onder gunstige topografische (smal en diep dal) en geologische (fundering damlichaam) condities, ca 65 m. Daartegenover zou een vergroting van het Jai-meer staan en dus een toename van het volume ervan. Met deze capaciteitsvergroting zou een evenwichtiger en wellicht zelfs grotere energieproductie mogelijk moeten zijn. Een eis blijft echter dat de kosten t.b.v. eventuele hulpdammen in dit deel van het stroomgebied van de Marowijkreek binnen acceptabele grenzen blijven.

Of dit alternatief reëel is wordt in het vervolg van

deze paragraaf nagelopen m.b.v. overzichtskaart 3.. Daartoe wordt uitgegaan van punt B. T.p.v. dit punt zijn in figuur B.3.13. (bijlagen hoofdstuk 3.) dwarsprofielen getekend van het dal:

- .  $\perp$  op de loop van de Marowijnekreek
- .  $\perp$  op de baseline

Uit kaart 3. valt overigens niet af te schatten op welk niveau (t.o.v. N.S.P.) het bed van de kreek ligt. Het gemeten laagste punt direct langs de oever is 79.80 m + N.S.P.. Het dwarsprofiel wijst uit dat het dal op 100 m + N.S.P. ca. 250 m breed is en zijdelings verder overgaat in een breed plateau.

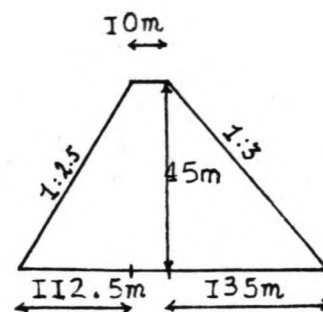
Onder de veronderstelling van een constante benedenwaterstand op ca. 75 m + N.S.P. en een  $Q_{max}$ . van 55 m<sup>3</sup>/s worden de volgende mogelijkheden onderscheiden:

1. Dalafsluiting met kruin van de dam op ca. 92 m + N.S.P.
  - . lengte dam ca. 150 m; maximale hoogte ca. 17 m
  - . geen hulpdammen
  - . maximale meerpeil op ca. 90 m + N.S.P. (———)
  - .  $H_{gem}$ . ca. 12 m;  $H_{max}$ . ca. 15 m
  - .  $N_{gem}$ .  $\approx$  5280 kW
  - .  $E_{gem}$ .  $\approx$  46.3 \* 10<sup>6</sup> kWh/jaar
2. Dalafsluiting met kruin van de dam op ca. 100 m + N.S.P.
  - (- ——— - ——— -)
  - . lengte dam ca. 300 m; maximale hoogte ca. 25 m
  - . hulpdammen 2 \* bij J en K met een totale lengte van ca. 400 á 450 m en gemiddelde hoogte van ca. 10 m
  - . maximale meerpeil op ca. 98 m + N.S.P.
  - .  $H_{gem}$ .  $\approx$  20 m;  $H_{max}$ .  $\approx$  23 m
  - .  $N_{gem}$ .  $\approx$  8800 kW
  - .  $E_{gem}$ .  $\approx$  77.1 \* 10<sup>6</sup> kWh/jaar
3. Dalafsluiting met de kruin van de dam op ca. 110 m + N.S.P.
  - (- o - o - o -)
  - . lengte hoofddam ca. 300 m; maximale hoogte ca. 35 m
  - . hulpdammen met een geschatte lengte van ca. 3700 á 3800 m (!) en een gemiddelde hoogte van ca. 10 á 11 m.
  - . maximale meerpeil op ca. 108 m + N.S.P.
  - .  $H_{gem}$ .  $\approx$  30 m;  $H_{max}$ .  $\approx$  33 m
  - .  $N_{gem}$ .  $\approx$  115.6 \* 10<sup>6</sup> kWh/jaar

Een dergelijke oplossing met een stuwpeil op slechts 108 m + N.S.P. en een gemiddeld verval H van 30 m begint reeds irreëel te worden vanwege de grote lengten van de hulpdammen en hun dimensies. Uit de topografie van het gebied blijkt dat bij verdere opstuwning van het water ter plaatse van punt B de lengten (en andere dimensies evenzeer) van de hulpdammen enorm zullen toenemen.

Ingeschat is dat bij een stuwpeil van ca. 138 m + N.S.P. met de kruin van de dammen op ca. 140 + N.S.P., de totale lengte

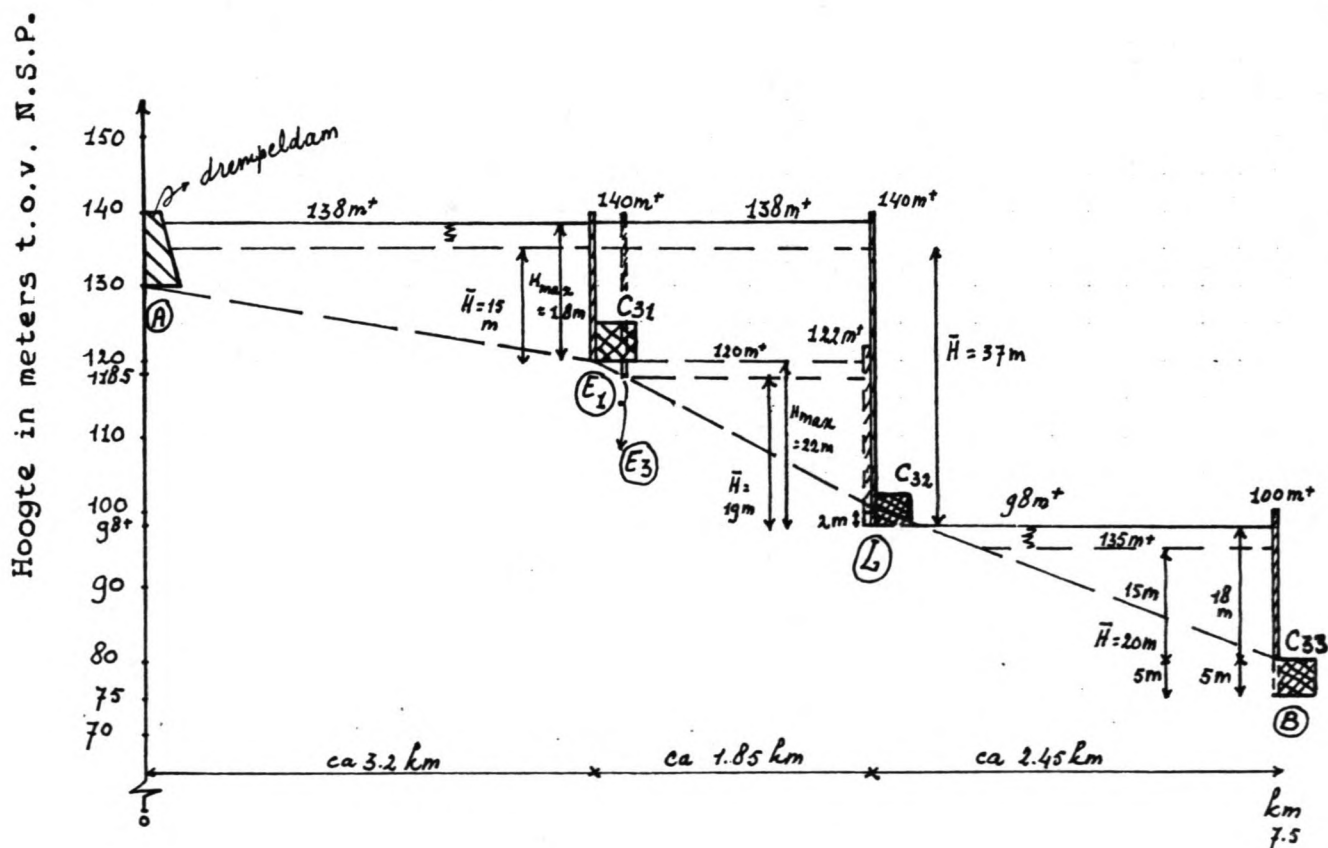
van de hulpdammen ca. 8000 á 9000 m zou bedragen. Met een gemiddelde hoogte van ca. 45 m en hellingen van de taluds van 1 : 3, resp. 1 : 2.5 wordt het volume van de hulpdammen ca.  $(257.5 + 10) / (2 * 45 * 8000) \approx 48.2 * 10^6 \text{ m}^3$ . (figuur 3.22.) Rekenend met een eenheidsprijs van 7,- Nf./m<sup>3</sup> voor het opwerpen van het damlichaam kosten de hulpdammen al ca.  $340 * 10^6 \text{ Nf}$ . Dit bedrag is (exclusief de kosten van de centrale bij B) al bijna het tweevoudige van het totale bouwbedrag voor alternatief 1.



Figuur 3.22.  
Dwarsprofiel dam.

### 3.5.2. "Rivierwerken" langs de bovenloop

Een meer logische en tevens reële oplossing wordt afgeleid uit het gemiddeld verval van de Marowijkreek in combinatie met het verloop van de hoogtelijnen op overzichtskaart 3. Zie figuur 3.23.



Figuur 3.23. "Rivierwerken" langs de bovenloop.

## Opmerkingen:

1. Ook hier blijkt dat bij het plaatsen van dammen benedenstrooms in de Marowijnekreek de functie van de huidige drempeldam wegvalt, indien het water opgestuwd wordt tot maximaal 138 m + N.S.P.
2. Door een relatief onbetekenende bedverlaging van de kreek t.p.v. L kan op het natuurlijke verval nog 2 m winst worden geboekt.
3. De aanwezigheid van meerdere gunstige locaties t.b.v. stuwdammen maakt het aantal varianten groot.

## 3.5.3. Combinaties van kunstwerken

De volgende combinaties zijn onderzocht:

- a. stuwdammen + centrales t.p.v. de punten E<sub>1</sub>, L en B
- b. stuwdammen + centrales t.p.v. de punten E<sub>3</sub>, L en B
- c. stuwdammen + centrales t.p.v. de punten L en B
- d. stuwdam te E<sub>4</sub>
  - ° drukleiding van E<sub>4</sub> naar L op 120 m + N.S.P over ca. 800 m
  - ° centrale C<sub>31</sub> t.p.v. L op ca. 98 m + N.S.P.
  - ° stuwdam + centrale t.p.v. punt B

In de ruwe kostenvergelijking blijken de verschillen tussen de vier combinaties erg klein:

° combinatie a.	ca. 181.2	* 10 <sup>6</sup> Nf.
° combinatie b.	ca. 182.5	* 10 <sup>6</sup> Nf.
° combinatie c.	ca. 180.4	* 10 <sup>6</sup> Nf.
° combinatie d. (exclusief bufferschacht)	ca. 185.9	* 10 <sup>6</sup> Nf.

Bij combinatie d. is tevens onderzocht of het al dan niet mogelijk is om de dammen te vervangen door een drukleiding van A naar B en bij B het verval van ca. 60 m ineens te benutten. Bij gebruik van een stalen drukleiding (Fe 360 met  $\sigma_v \approx 240 \text{ N/mm}^2$  en  $\sigma_{toel.} \approx 160 \text{ N/mm}^2$ ) wordt de binnendiameter van een ronde buis ca. 4600 mm; uitgaande van een  $Q_{max.}$  van 82.5 m<sup>3</sup>/s en een toelaatbare snelheid van het water in de leiding van ca. 5 m/s.

Met een maximale binnendruk  $p_{1 \text{ max.}} = \text{ca. } 0.8 \text{ N/mm}^2$  volgt uit de ketelformule een benodigde wanddikte van ca. 11.5 mm. I.v.m. invloeden van plooi, knik etc. is deze waarde vermeerderd tot 25 mm. Indien voor staal een eenheidsprijs van ca. 15,- Nf./kg wordt gehanteerd worden de kosten per m' leiding ca. 35000,- Nf. Het is duidelijk dat een drukleiding met een geschatte lengte van ca 7500 m hier extreem duur wordt ( $316.2 * 10^6 \text{ Nf!}$ ), zonder dat de kosten van de bijkomende werken (centrale te B en bedverlaging benedenstrooms van B) nog in de beschouwing zijn betrokken.

Enigszins andere uitkomsten geeft de combinatie waarin





- .  $H_{gem.} = ca. 37 \text{ m}$ ;  $H_{max.} = ca. 40 \text{ m}$ ;  $H_{min.} = ca. 32 \text{ m}$
  - .  $Q_{gem.} = ca. 55 \text{ m}^3/\text{s}$
  - .  $N_{gem.} = 16280 \text{ kW}$
  - .  $E_{gem.} = 142.6 * 10^6 \text{ kWh/jaar}$
  - .  $N_{piek} = 8 * 82.5 * 34 = 22440 \text{ kW}$
  - .  $N_{inst.} = 2 * 11500 \text{ kW} + 1 * 11500 \text{ kW (reserve)} = 34500 \text{ kW}$
- iii. Bedverlaging van de Marowijkreek van ca. 2 m over ca. 250 m benedenstrooms van L.
- iv. Stuwdam te B, dwars op de loop van de kreek
- ° Hoofddam: . lengte ca. 300 m
  - . maximale hoogte ca. 25 m
  - ° Hulpdammen 2 \*:
  - J: . lengte ca. 200 m
  - . maximale hoogte ca. 5 m
  - K: . lengte ca. 150 m
  - . maximale hoogte ca. 3 m
  - ° Alle dammen: . kruinbreedte ca. 10 m
  - . kruinhoogte ca. 100 m + N.S.P.
  - . hellingen van de taluds als onder (i.)
  - ° Stuwmeer: . maximale stuwpeil ca. 98 m + N.S.P.
  - . gemiddelde stuwpeil ca. 95 m + N.S.P.
  - . minimale stuwpeil ca. 90 m + N.S.P.
- v. Centrale C32 t.p.v. B. aan de voet van de dam op ca. 75 m + N.S.P.
- .  $H_{max.} = ca. 23 \text{ m}$ ;  $H_{gem.} = ca. 20 \text{ m}$ ;  $H_{min.} = ca. 15 \text{ m}$
  - .  $Q_{gem.} = ca. 55 \text{ m}^3/\text{s}$
  - .  $N_{gem.} = 8800 \text{ kW}$
  - .  $E_{gem.} = 77.1 * 10^6 \text{ kWh/jaar}$
  - .  $N_{piek} = 8 * 82.5 * 17 = 11220 \text{ kW}$
  - .  $N_{inst.} = 2 * 6000 \text{ kW} + 1 * 6000 \text{ kW (reserve)} = 18000 \text{ kW}$
- vi. Bedverlaging van de Marowijkreek benedenstrooms van het punt B over ca. 2050 m. Zie alternatief 2.

### 3.5.5. Kostenberekening alternatief 3. "Rivierwerken" langs de bovenloop van de Marowijkreek

#### a. Centrales:

- °  $C_{p31}$ : .  $S = 5.1$
- .  $\text{kW} = 34500 \text{ kW}$
- .  $H_r = 37 \text{ m}$

$$C_{p31} \approx 65.3 * 10^6 \text{ Nf.}$$

- °  $C_{p33}$ : .  $S = 5.1$

. kW = 18000 kW  
 . H<sub>r</sub> = 20 m

C<sub>p33</sub> ≈ 51.3 \* 10<sup>6</sup> Nf.

Totaal centrales (2 \*) + drukleidingen: ca. 116.6 \* 10<sup>6</sup> Nf.

b. Overige werken:

. ontbossing stuwmeren : ca. 2.2 \* 10<sup>6</sup> Nf.  
 . dammen : ca. 26.1 \* 10<sup>6</sup> Nf.  
 . "diversion" : ca. 4.0 \* 10<sup>6</sup> Nf.  
 . bedverlaging van de  
 kreek, benedenstrooms  
 van de punten L,  
 resp. B. : ca. 23.2 \* 10<sup>6</sup> Nf.

Subtotaal : ca. 55.5 \* 10<sup>6</sup> Nf. +

Onvoorzien ca 15%  
 van het subtotaal : ca. 8.3 \* 10<sup>6</sup> Nf.

Totaal overige werken: ca. 63.8 \* 10<sup>6</sup> Nf. +

(Geschatte) Totale bouwkosten  
 alternatief 3: (a + b)

ca. 180.4 \* 10<sup>6</sup> Nf.

. Electro-mechanische uitrusting (gemiddeld): ca. 640,= Nf./kW  
 . Kosten per kW geïnstalleerd vermogen: ca. 3450,= Nf./kW

Opmerkingen:

1. Bij de alternatieven 2. en 3. is er steeds sprake van achter elkaar geschakelde centrales. Hier geldt dat elke centrale die benedenstrooms van een ander ligt voor wat betreft haar debiet en verval afhankelijk is van de centrale bovenstrooms van haar. Gegeven het gemiddeld aanstromend debiet is dit verder een vraagstuk op het vlak van de bedrijfskundige productie-optimalisatie en komt binnen dit ontwerp niet aan de orde.

2. Indien het onder water zetten van de bovenloop van de kreek bezwaarlijk zou blijken, bestaat er een theoretische mogelijkheid van een combinatie van ondergrondse drukleidingen en bovengrondse centrales volgens de figuren B.3.14. en B.3.15 in de bijlagen 3.5.5.

Vanwege de eerder berekende (alternatief 2.) hoge kosten van de tunnel onder druk en het aantal centrales (twee resp. vier) is het duidelijk dat deze mogelijkheid veruit duurder zal zijn dan de eerder bekeken alternatieven. Een beschouwing daarvan ter vergelijking met de eerdere alternatieven wordt daarom achterwege gelaten. Wel zijn om een idee te krijgen van de daarbij optredende kosten de globale berekeningen opgenomen in de bijlagen 3.5.5.

### 3.8. Berekening van de eenheidsprijs voor energie

Naast een vergelijking op basis van de te verwachten bouwkosten per alternatief is het van belang om ook inzicht te hebben in de daarbij optredende kilowattuurprijzen. Voornamelijk omdat die in veel gevallen aan de vraagzijde van energie een belangrijk criterium zijn. Vele andere methoden (zie o.a. Warnick waarin bijvoorbeeld de kosten/baten analyse, de methode netto contante waarde, de methode interne rentevoet - rate of return - worden behandeld), alle met hun eigen criteria, geven slechts intern inzicht in het economisch rendement van een projekt.

De kilowattuurprijs wordt betrokken op de produktie en niet op de consumptie omdat, nogmaals, de situatie aan de vraagzijde onbekend is.

In de berekeningen worden navolgende veronderstellingen meegenomen geldig voor alle alternatieven:

- gerekend wordt met een eenmalige vervanging van het electromechanisch gedeelte tijdens de levensduur van het projekt.
- de restwaarde wordt voorlopig verwaarloosd
- de inflatie blijft voorlopig buiten beschouwing
- de rentevoet wordt gesteld op 8 %

Per alternatief worden er twee mogelijkheden bekeken:

1. kWh prijs zonder transmissieleiding naar Paramaribo
2. kWh prijs met transmissieleiding naar Paramaribo

Voor de kosten van de transmissieleiding wordt er gerekend met een bedrag van ca. 50000 U\$./km overeenkomend met ca. 100000,- Nf./km (1987). De lengte van de leiding wordt geschat op ca. 300 km. De levensduur van de transmissieleiding wordt in deze inleidende berekeningen voorlopig gelijk gesteld aan die van de projekten.

De bij de alternatieven berekende gemiddelde hoeveelheden energie per jaar zijn de waarden af generator- klemmen. Bij distributie in de omgeving of transmissie naar Paramaribo zullen daarvan de optredende verliezen moeten worden afgetrokken. Voor de transmissieleiding worden ca 5 % van berekende hoeveelheden als verliezen verondersteld.

#### 1. Alternatief 1. Ondergrondse centrale.

Uitgangspunten:

- ° bouwtijd ca. 4 jaren (geschat)
- ° levensduur centrale ca. 50 jaren (geschat)
- ° jaarlijkse onderhoud ca. 1.5 % (geschat) van de bouwkosten
- ° jaarlijkse exploitatie ca. 0.5 % (geschat) van de bouwkosten

De berekeningen (zie bijlagen 3.6.) geven als resultaat:

- \* Zonder transmissieleidingen naar Paramaribo
  - ° Totale jaarlijkse kosten ca.  $20.4 * 10^6$  Nf.
  - ° Totale jaarlijkse baten (na aftrek van verliezen) ca.  $230.0 * 10^6$  kWh

Eenheidsprijs energie:  $20.4 * \text{Nf.} / 230 * 10^6 \text{ kWh} \approx 0.088$   
 Nf./kWh  $\approx 8.8$  ct./kWh.

- \* Met transmissieleiding naar Paramaribo

- ° Totale jaarlijkse kosten ca.  $23.8 * 10^6$  Nf.
- ° Totale jaarlijkse baten (na aftrek van 5 % transmissieverliezen) ca.  $220.0 * 10^6$  kWh

Eenheidsprijs energie:  $23.8 * 10^6 \text{ Nf.} / 220 * 10^6 \text{ kWh} \approx 0.108$   
 Nf./kWh  $\approx 10.8$  ct./kWh.

2. Alternatief 2. Bovengrondse centrale(s) in combinatie met een open-/gesloten (druk)leidingen systeem.

Uitgangspunten:

- ° bouwtijd ca. 6 jaren (geschat)
- ° levensduur centrales ca. 40 jaren (geschat)
- ° jaarlijkse onderhoud ca. 2 % (geschat) van de bouwkosten
- ° jaarlijkse exploitatie ca. 0.5 % (geschat) van de bouwkosten

Opmerking:

Volgens Mosonyi II [22] zijn bovengrondse centrales in onderhoud duurder dan ondergrondse.

Resultaat:

- \* Zonder transmissieleiding naar Paramaribo.
  - ° Totale jaarlijkse kosten ca.  $30.75 * 10^6$  Nf.
  - ° Totale jaarlijkse baten (na aftrek van verliezen) ca.  $225.0 * 10^6$  kWh

Eenheidsprijs energie:  $30.75 * 10^6 \text{ Nf.} / 225 * 10^6 \text{ kWh} \approx 0.137$   
 Nf./kWh  $\approx 13.7$  ct./kWh.

- \* Met transmissieleiding naar Paramaribo.
  - ° Totale jaarlijkse kosten ca.  $34.7 * 10^6$  Nf.
  - ° Totale jaarlijkse baten (na aftrek van 5 % transmissieverliezen) ca.  $215.0 * 10^6$  kWh

Eenheidsprijs energie:  $34.7 * 10^6 \text{ Nf.} / 215.0 * 10^6 \text{ kWh} \approx 0.161$   
 Nf./kWh  $\approx 16.1$  ct./kWh.

### 3. Alternatief 3. "Rivierwerken" langs de bovenloop van de Marowijnecreek.

Uitgangspunten: als onder 2.

Resultaat:

\* Zonder transmissieleiding naar Paramaribo.

- ° Totale jaarlijkse kosten ca.  $24.1 * 10^6$  Nf.
- ° Totale jaarlijkse baten (na aftrek van verliezen): ca.  $218.0 * 10^6$  kWh

Eenhedsprijs energie:  $24.1 * 10^6$  Nf./ $218.0 * 10^6$  kWh  
 $\approx 0.11$  Nf./kWh  $\approx 11.0$  ct./kWh.

\* Met transmissieleiding naar Paramaribo.

- ° Totale jaarlijkse kosten ca.  $27.9 * 10^6$  Nf.
- ° Totale jaarlijkse baten (na aftrek van ca 5 % transmissieverliezen) ca.  $208.0 * 10^6$  kWh.

Eenhedsprijs energie:  $27.9 * 10^6$  Nf./ $208.0 * 10^6$  kWh  
 $\approx 0.134$  Nf./kWh  $\approx 13.4$  ct./kWh.

### 3.7. Samenvatting van en kostenvergelijking tussen de alternatieven

Alternatief 1 . Ondergrondse centrale.

° H <sub>gem.</sub> $\approx 60$ m	
° Q <sub>gem.</sub> $\approx 55$ m <sup>3</sup> /s	
° N <sub>gem.</sub> $\approx 26400$ kW	
° E <sub>gem.</sub> $\approx 231 * 10^6$ kWh/jaar	
° N <sub>piek</sub> $\approx 37620$ kW	
° N <sub>inst.</sub> $\approx 50000$ kW (4 * 12500)	
* Kosten :	
° Civiele werken	ca. $116.6 * 10^6$ Nf.
Onvoorzien 15 %	ca. $17.5 * 10^6$ Nf.
	+ <hr/>
Totaal Civiele werken	ca. $134.1 * 10^6$ Nf.
° Electromechanische uitrusting	ca. $31.1 * 10^6$ Nf.
	+ <hr/>
Totale directe kosten	ca. $165.1 * 10^6$ Nf.
5 % "overhead" + organisatie	ca. $8.9 * 10^6$ Nf.
	+ <hr/>
Totale bouwkosten alternatief 1.:	ca. $174.0 * 10^6$ Nf.
	<hr/> <hr/>
° Kosten per kW geïnstalleerd vermogen: ca. 3480,= Nf.	
° Kosten transmissieleiding: ca. $30 * 10^6$ Nf.	

* Onderdelen	Eenheid	Eenheidsprijs [Nf.]	Hoeveelheid
° Prijs per kWh: . zonder transmissieleiding: ca. 0.088 Nf. ≈ 8.8 ct. . met transmissieleiding: ca. 0.108 Nf. ≈ 10.8 ct.			
. Stuwmeer	-	-	-
. Dammen	-	-	-
. "Diversion"	-	-	-
. Inlaatconstructie	-	1.0 * 10 <sup>6</sup>	1
. Drukschacht			
° ontgraving	m <sup>3</sup>	5,=	1200
° springen rots (ondergronds)	m <sup>3</sup>	225,=	1035
° beton	m <sup>3</sup>	275,=	755
° wapeningsstaal	kg	7.50,=	88615
° bekisting	m <sup>2</sup>	variabel	1300
. Centrale			
° springen rots (ondergronds)	m <sup>3</sup>	225,=	22800
° beton	m <sup>3</sup>	275,=	2500
° wapeningsstaal	kg	7.50,=	292500
° bekisting	m <sup>2</sup>	variabel	4300
. Diensten/leidingen ventilatieschacht:			
° springen rots (ondergronds)	m <sup>3</sup>	225,=	1800
° beton	m <sup>3</sup>	275,=	240
° wapeningsstaal	kg	7.50,=	28080
° bekisting	m <sup>2</sup>	variabel	1200
. Ventilatieschacht turbineafvoertunnel:			
° springen rots	m <sup>3</sup>	225,=	125
. Turbineafvoertunnel			
° te springen rots (ondergronds)	m <sup>3</sup>	225,=	300000
. Bedverlaging Marowijkreek benedenstrooms van B:			
° ontgraving	m <sup>3</sup>	5,=	16600

° springen rots (bovengronds)	m <sup>3</sup>	100, =	426000
. Electro-mechanische uitrusting: ° Turbines/generatoren	kW	620, =	50000
. Transmissieleiding	km	100000, =	300

Alternatief 2. Bovengrondse centrale(s) in combinatie met een open-/gesloten (druk)leidingensysteem.

a. Centrales + drukleidingen	C21	C22	C23	Totaal
* Karakteristieken/Locaties	E4	H1	B	3
° H <sub>gem.</sub> [m]	15.0	29.3	14.4	58.7
° Q <sub>gem.</sub> [m <sup>3</sup> /s]	55.0	55.0	55.0	-
° N <sub>gem.</sub> [kW]	6600	12890	6335	25825
° E <sub>gem.</sub> [kWh/jaar * 10 <sup>6</sup> ]	57.8	112.9	55.5	226.2
° N <sub>piek</sub> [kW]	8000	17360	7525	32885
° N <sub>inst.</sub> [kW]	12000 (3*4000)	27000 (3*9000)	12000 (3*4000)	51000
* Kosten centrales [Nf.]*10 <sup>6</sup> ca.	43.0	59.6	43.3	145.9
b. Overige werken				
* Onderdelen	Eenheid	Eenheidsprijs [Nf.]	Hoeveelheid	
. Stuwmeer ° ontbossing	m <sup>2</sup>	0.6	145 * 10 <sup>4</sup>	
. Stuwdammen ° bouwrijp maken terrein	m <sup>2</sup>	0.6	155950	
° ontgraving	m <sup>3</sup>	5, =	155950	
° opwerpen damlichaam	m <sup>3</sup>	7, =	746270	
° diversion	-	1.5 * 10 <sup>6</sup>	-	
. Kanaal ° ontgraving	m <sup>3</sup>	5, =	77000	



° springen rots (bovengronds)	m <sup>3</sup>	100,=	365750
. Aquaduct			
° beton	m <sup>3</sup>	275,=	4230
° wapeningsstaal	kg	7.50,=	494910
° bekisting	m <sup>2</sup>	variabel	2950 á 3000
. Bedverlaging Marowijnekreek benedenstrooms van B.			
° ontgraven	m <sup>3</sup>	5,=	34850
° springen rots (bovengronds)	m <sup>3</sup>	100,=	228325
* Kosten: [Nf.] * 10E6			
° Overige werken subtotaal		ca. 74.1	
° Onvoorzien (15 %)		ca. 11.1	
			+
° Totale kosten overige werken		ca. 85.2	
			+
° Totale bouwkosten alternatief 2.		ca. 231.1	
° Kosten per kW geïnstalleerd vermogen: ca. 4525,= Nf.			
° Kosten electro-mechanische uitrusting: ca. 905,= Nf./kW			
° Kosten transmissieleiding: ca. 30.0 * 10 <sup>6</sup> Nf.			
° Prijs per kWh:			
. zonder transmissieleiding: ca. 0.137 Nf. = 13.7 ct.			
. met transmissieleiding : ca. 0.161 Nf. = 16.1 ct.			

Alternatief 3. "Rivierwerken" langs de bovenloop van de Marowijnekreek.

a. Centrales + drukleidingen	C31	C32	Totaal
* Karakteristieken/Locatie	L	B	2
° H <sub>gem.</sub> [m]	37.0	20.0	57.0
° Q <sub>gem.</sub> [m <sup>3</sup> /s]	55.0	55.0	-
° N <sub>gem.</sub> [kW]	16280	8800	25080
° E <sub>gem.</sub> [kWh/jaar]*10 <sup>6</sup>	142.6	77.1	219.7
° N <sub>piek</sub> [kW]	22440	11220	33660
° N <sub>inst.</sub> [kW]	34500	18000	52500
	(3*11500)	(3*6000)	

* Kosten centrales [Nf.]*10 <sup>6</sup> ca.				65.3	51.3	116.6
b. Overige werken						
* Onderdelen	Eenheid	Eenheidsprijs [Nf.]	Hoeveelheid			
. Stuwmeer ° ontbossing	m <sup>2</sup>	0.6	350 * 10 <sup>4</sup>			
. Stuwdammen ° bouwrijp maken terrein ° ontgraving ° opwerpen damlichaam ° diversion	m <sup>2</sup> m <sup>3</sup> m <sup>3</sup> -	0.6 5,= 7,= 4.0 * 10 <sup>6</sup>	473450 473450 3339880 -			
. Bedverlaging Marowijkreek, benedenstrooms van: ° L . ontgraving . springen rots (bovengronds) ° B . ontgraving . springen rots (bovengronds)	m <sup>3</sup> m <sup>3</sup> m <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	5,= 100,= 5,= 100,=	4125 2000 34850 228325			
* Kosten [Nf.] * 10 <sup>6</sup>						
° Overige werken subtotaal		ca.	55.5			
° Onvoorzien (15 %)		ca.	8.3			
				+		
° Totale kosten overige werken				ca. 63.8		
				+		
° Totale kosten alternatief 3.				ca. 180.4		
° Kosten per kW geïnstalleerd vermogen:		ca.	3450,= Nf.			
° Kosten electro-mechanische uitrusting per kW:		ca.	640,= Nf.			
° Kosten transmissieleiding:		ca.	30.0 * 10 <sup>6</sup> Nf.			
° Prijs per kWh:						
. zonder transmissieleiding:		ca.	0.11 Nf. = 11.0 ct.			
. met transmissieleiding:		ca.	0.134 Nf. = 13.4 ct.			

## 4. Vergelijkingstabel alternatieven.

Criterium/ Alternatief	Geschatte bouwkosten [* 10 <sup>6</sup> Nf.]	kWh -prijs [ct.]		Overige, niet kwan- tificeerbare
		a.o>	b.	
1. Ondergrondse centrale.	ca. 174.0 (+ 30)*>	8.8	10.8	-
2. Bovengrondse centrale(s).	ca. 231.1 (+ 30)	13.7	16.1	-
3. "Rivierwerken" bovenloop.	ca. 180.4 (+ 30)	11.0	13.4	+

\*> = Geschatte kosten transmissieleiding

o>:

a. = zonder transmissieleiding

b. = met transmissieleiding

- = weinig invloed op de niet kwantificeerbare criteria, dus gunstig voor realisatie.

+ = veel invloed op de niet kwantificeerbare criteria, dus ongunstig voor realisatie.

## HOOFDSTUK 4 CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN VOORONDERZOEK

### 4.1. Algemeen

De conclusies, die volgen uit de resultaten van het vooronderzoek, moeten met enige reserve worden benaderd omdat bij de vaststelling van de criteria op grond waarvan de kostenanalyses zijn gedaan vergaande schematisaties en veronderstellingen zijn doorgevoerd.

Het is zinvol om in een vergelijking tussen de alternatieven meerdere kostencriteria in acht te nemen dan gedaan is. De onzekerheden met betrekking tot de informatie c.q. basisgegevens in dit ontwerp zijn groot en een te gedetailleerde benadering zou slechts een onacceptabel grote nauwkeurigheid suggereren.

### 4.2. Conclusies

1. De bestaande gegevens over het projektgebied zijn ontoereikend voor een eindontwerp.
2. Ten behoeve van het projekt Jai-Maró waterkrachtcentrale zullen binnen het huidige Jai-kreek omleidingsprojekt een aantal aanpassingen vereist zijn.
3. Met betrekking tot alle onderzochte alternatieven en varianten geldt dat het absoluut aanbeveling verdient om de locatie (huidige locatie is in punt A) van de drempeldam te wijzigen in die ca. 3 á 4 km verder benedenstrooms de Maró-wijnekreek in (de punten E<sub>1</sub> resp E<sub>4</sub>). Zie overzichtskaart 3.
- 4a. De oplossing volgens het voorstel van een ondergrondse centrale, gepresenteerd op het FURORIS congres in 1982, verdient zowel op economische- als op ecologische/milieutechnische gronden de voorkeur boven andere in beschouwing genomen oplossingen.
- 4b. Met het oog op de hoeveelheden te verwijderen materiaal blijkt het goedkoper om bij oplossingen, waar er sprake zou zijn van bedverlaging van de Maró-wijnekreek, die te beperken over een zo kort mogelijke afstand; afhankelijk van het verval dat men daarbij zou willen creëren.
- 5a. Ook met betrekking tot de eenheidsprijs voor energie komt het alternatief van de ondergrondse centrale eerder in aanmerking voor realisatie dan andere oplossingen.
- 5b. De invloed van een eventuele transmissieleiding naar Paramaribo manifesteert zich binnen alle in beschouwing genomen oplossingen als een toename van de kWh-prijs met ca. 2 á 2.5 ct.

6. De eenheidsprijs van geproduceerde energie zal bij de ondergrondse oplossing ca. 8 á 10 ct gaan bedragen. Zonder een vergelijking met de kosten van een conventionele (dieselolie)centrale te Paramaribo kan echter niet worden vastgesteld in hoeverre het Jai-Maró waterkrachtcentrale projekt al dan niet gunstig is en in aanmerking komt voor realisatie.
7. Binnen de onderzochte alternatieven zou het Maró I projekt (zie rapport Paloemeu omleiding) komen te vervallen. Het huidige Jai-kreek omleidingsprojekt zou evenwel normaal doorgang kunnen vinden; wat op zich één van de positieve aspecten is van het Jai-Maró projekt.

#### 4.3. Opmerkingen en aanbevelingen

Ad 1. en 2.

Het onderzoek ten behoeve van het projekt Jai-Maró waterkrachtcentrale moet op een groot aantal punten worden aangevuld c.q. uitgebreid:

- hydrologie;  
behalve dat het bestaande materiaal betrekking heeft op afgeleide afvoergegevens uit een naburig stroomgebied en dit onacceptabel is voor een projekt waarbij direkte benutting (dus waterkrachtopwekking) aan de orde is, moet worden vastgesteld dat de tijdreeks van 30 jaren vrij kort is voor een eindontwerp. Extrapolatie m.b.v. een regressieanalyse blijft riskant.

Aanbevolen wordt:

- \* om de reeds gestarte metingen (1981) van de debieten uit het stroomgebied van de Jai-kreek ter plaatse van de hoofddam te continueren en daarin vooral enige consistentie te brengen.
- \* om de neerslag op en het verdampingsgedrag van het Jai-reservoir (nader) te onderzoeken.

- topografie;

Aanbevolen wordt:

- \* om het projektgebied nauwkeuriger in kaart te brengen.
- \* om bij markante punten (bijvoorbeeld daar waar de kunstwerken worden geprojekteerd) de schaal van de kartering uit te breiden tot wat volgens de normen vereist is. Zie hiervoor o.a. Begemann. Binnen dit kader dient ook de bedligging van de Marowijnkreek over het trajekt van ca. 7.5 km te worden onderzocht. Tevens zijn dwarsprofielen van de kreek vereist t.p.v. punten waar bijvoorbeeld dammen

zijn (worden) geprojecteerd.

\* om het projektgebied nauwkeurig te verkennen en ter plaatse noodzakelijk veldonderzoek te verrichten.

- geologie;  
Bestaande informatie (rapport Hensley-Schmidt: Geological Feasibility [17]) is van kwalitatieve aard en niet voldoende voor m.n. een oplossing volgens het ontwerp van een ondergrondse centrale. Hiervoor zijn behalve de kwalitatieve eigenschappen van de ondergrondse rotsformatie nog meer van belang de kwantitatieve gegevens m.b.t. bijvoorbeeld het (eigen) draagvermogen en de bijdrage in het vermogen om krachten mede op te nemen.

Aanbevolen wordt:

- \* om bij de locatie van de ondergrondse centrale kernboringen uit te voeren tot een diepte van ca. 60 m + N.S.P.
  - \* om ter plaatse van geprojecteerde kunstwerken (inlaatconstructies, turbineafvoertunnel, uitlaat tunnel) aanvullende boringen te verrichten c.q. kwantitatief grondmechanisch onderzoek te doen.
- Teneinde het nuttige volume van het Jai-reservoir te vergroten wordt aanbevolen om de kruinen van de dammen in het huidige Jai-kreek omleidingsontwerp op te trekken naar ca. 140 m + N.S.P.

Ad 3.

In aansluiting op 2. wordt gesteld dat alleen al bij het alternatief van een ondergrondse centrale elke strekkende meter verkorting van de turbineafvoertunnel zou overeenkomen met een kostenvermindering van ca.  $60 * 225, = \text{Nf.}$  is ca.  $13500, = \text{Nf.}$

Ad 4.

Met het oog op de klimatologische- en hydrologische consequenties voor het gebied is nader hydrologisch onderzoek gewenst. Ook ecologische- en milieukundige studies verdienen aanbeveling.

In relatie tot dit ontwerp wordt gesteld dat het vooronderzoek een enigszins gedetailleerde beschouwing van alternatief 1. (ondergronds centrale) éénduidig verantwoord. In de volgende hoofdstukken van dit rapport wordt het onderzoek toegespitst op specifiek dat alternatief.

## LITERATUURLIJST

1. Shell Nederland B.V., De uitdaging van het oliebedrijf op zee, Shell Brochure Serie, maart 1983.
2. Stichting Planbureau Suriname, Suriname op weg naar een nationale energievoorziening, Paramaribo, juni 1983.
3. Ministerie van Natuurlijke Hulpbronnen en Energie, Overzicht van de huidige energiesituatie van Suriname, Paramaribo, augustus 1985.
4. Bekker, D./Ehrenburg, H., Proceedings Furoris Congress, Paramaribo, december 1982, pag. 426 t/m 440, Universiteit van Suriname/Delft University of Technology, Department of Civil Engineering, Commission Foreign Affairs (KBCT), Delft, april 1983.
5. Badloe, C./Pherai, R.D./Ramadhin, D., "Civiele Techniek in Suriname", Een verslag van de lezingenmiddag gehouden op 28 april 1987, onderdeel "Waterkracht in Suriname" (F.Breeveld), T.U.Delft, faculteit der Civiele Techniek, Bureau for International Civil Engineering (ICE), Delft, december 1987.
6. Energiewaterbouwkunde, Collegedictaat f 20B, T.H.Delft afdeling der Civiele Techniek, vakgroep Waterbouwkunde, Delft, november 1983.
7. Ramadhin, D., Haven in Noordwest Suriname, Vooronderzoek, Afstudeerverslag T.U.Delft, Delft, juni 1988.
8. Koninklijk Instituut voor de Tropen, Suriname land en documentatie 1984, nr.1., Amsterdam, 1984.
9. Encyclopedie van Suriname.
10. Begemann, L., Waterkracht, Collegedictaat f 20, T.H.Delft, afdeling der Civiele Techniek, vakgroep Irrigatie/Waterkracht.
11. Begemann, L., Waterkracht, Collegedictaat f 21, T.H.Delft, afdeling der Civiele Techniek, vakgroep Irrigatie/Waterkracht.
12. Hensley-Schmidt Inc., Jai-Kreek Diversion Project Design Report, Chattanooga, Tennessee, januari 1984.
13. Nedeco, Advies inzake Combinatieplan Surinamerivier, Den Haag, oktober 1953.
14. Ringma, H., Hydrologische Nota nr. 5. behorende bij literatuur 13.
15. Stichting Jai-kreek & Phedra, Brochure Het Jai-kreek omleidingsprojekt, Paramaribo.
16. Stichting Jai-kreek & Phedra, Enkele pagina's uit het Jai-kreek Diversion Project Report, Brokopondo - Jai-kreek Computer Analyses Report Results, Paramaribo, oktober 1983.
17. Hensley-Schmidt Inc., Stichting Jai-kreek & Phedra, Supplement to Geotechnical Feasibility Evaluation of Jai-Creek and Phedra Projects, Geological Feasibility, Chattanooga, Tennessee, januari 1982.
18. Stichting Jai-kreek & Phedra, Jai-kreek Power Study (summary), Paramaribo, november 1983.
19. Schermerhorn, W./Steenis van, H.J., Leerboek der Landmeetkunde, N.V. Wed. J.Ahrend & Zoon, Amsterdam, 1964.
20. Stichting Jai-kreek & Phedra, Het Paloemeu omleidings- projekt, Paramaribo, mei 1984.

21. Mosonyi, E., Waterpower Development, volume I, Academy Press, Budapest, 1963.
22. Mosonyi, E., Waterpower Development, volume II, Academy Press, Budapest, 1965.
23. Leeuwen van, P., Inleiding gesteentemechanica, Collegedictaat r 5A, T.H.Delft, afdeling der Mijnbouwkunde, Delft, augustus 1982.
24. Leeuwen van, P., Toepassingen in de gesteentemechanica, aantekeningen bij het College r 5B, T.H.Delft, afdeling der Mijnbouwkunde, Delft, januari 1985.
25. "Een berekeningsmethode voor de gesteentespanningen rondom holruimten voor de behuizing van een OPAC", artikel behorend bij het College r 5B, Toepassingen in de gesteentemechanica, T.H.Delft, afdeling der Mijnbouwkunde, Delft, november 1982.
26. "Data for Preliminary Estimates", artikel uit "Water Power", juni 1955.
27. Comrie, J., Civil Engineering Reference Book, volume II, Butterworths, London, 1961.
28. Warnick, C.C., Hydro Power Engineering, Prentice Hall, New Jersey, 1984.
29. Warnick, C.C./Gladwell, J.S., Low Head Hydro, Moscow, Idaho, 1979.
30. Tiemersma, J./Heeren, N.A., Small Scale Hydropower Technologies, TOOL/CAT, Delft, 1984.
31. Vries de, M., Inleiding vloeistofmechanica, Collegedictaat b 71, T.H.Delft, afdeling der Civiele Techniek, vakgroep Vloeistofmechanica, Delft, januari 1980.
32. Vries de, M., Vloeistofmechanica, Collegedictaat b 72, T.H.Delft, afdeling der Civiele Techniek, vakgroep Vloeistofmechanica, Delft, augustus 1980.
33. Kuiper, E., Water Resources Development, Planning, Engineering and Economics, Butterworths, London 1961.
34. Kuiper, E., Water Resources Project Economics, Butterworths, London, 1961.
35. Bendegom van, L., Rivieren en rivierwerken, Collegedictaat f 8, T.H.Delft, afdeling der Civiele Techniek, vakgroep Rivier- en Verkeerswaterbouwkunde, Delft, 1978.
36. Prins, A., Sedimenttransport, Collegedictaat f 10, T.H.Delft, afdeling der Civiele Techniek, vakgroep Waterbouwkunde, Delft, maart 1981.
37. Dam van, J.C., Hydrologie, Collegedictaat f 15, T.H.Delft, afdeling der Civiele Techniek, vakgroep Waterbeheersing en Hydrologie, Delft, augustus 1985.
38. Mol de, F.J.M./Voogd, H., Plan- en projectevaluatie, Collegedictaat e 15, T.H.Delft, afdeling der Civiele Techniek, vakgroep Planning, Ontwerpen en Organisatie, Delft, november 1985.
39. Verhoef, P.N.W., Geologie voor de civiel-ingenieur, Collegedictaat q 13, T.H.Delft, afdeling der Civiele Techniek, Delft, augustus 1984.



