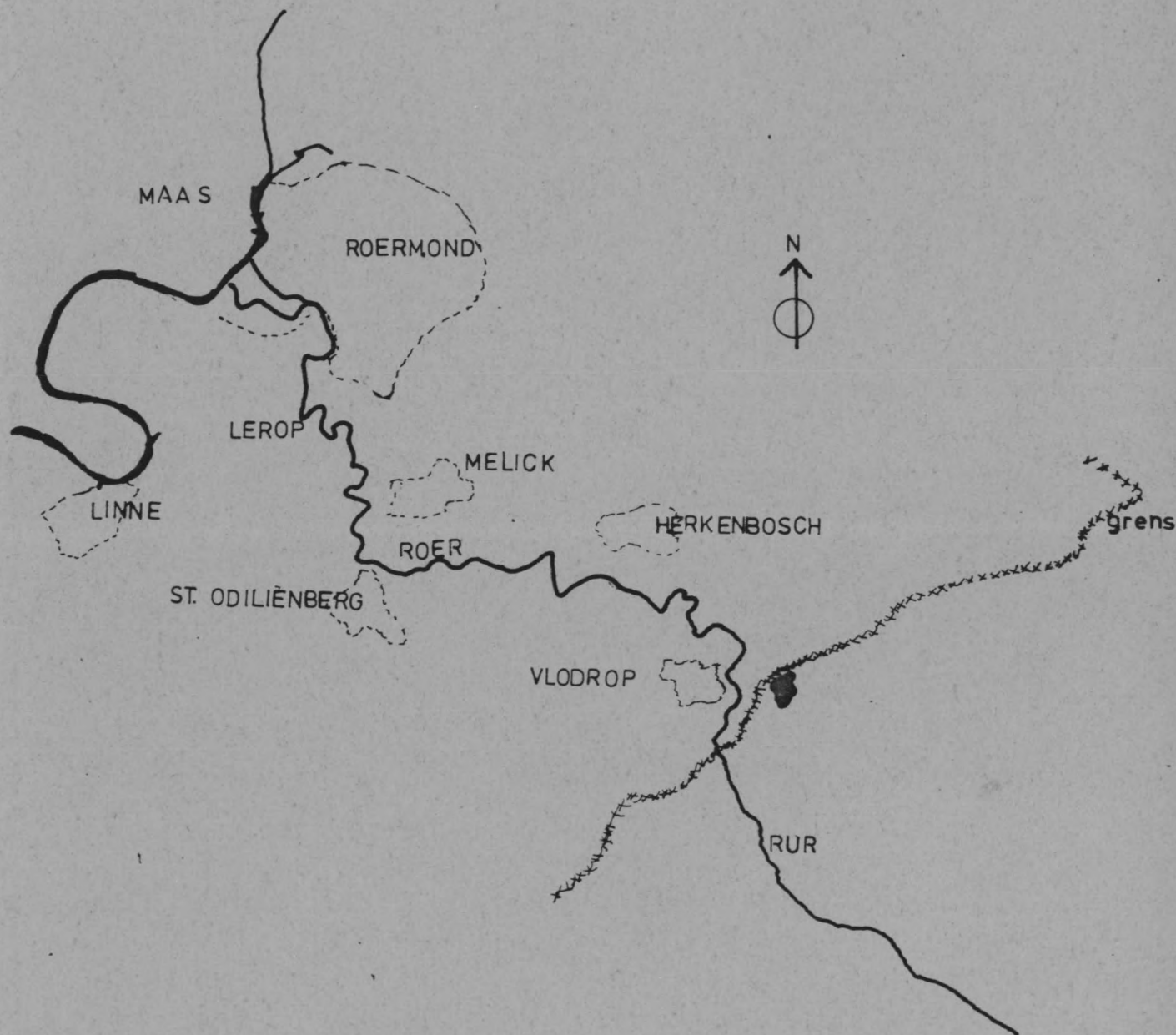


WATERKRACHTCENTRALE IN DE ROER



afstudeerverslag

I A CLARISSE

WATERKRACHTCENTRALE IN DE ROER

afstudeerverslag van
I. A. CLARISSE

afstudeerhoogleraar
prof. ir. A. GLERUM

begeleiders
ir. J. A. G. KÜPPERS
ir. G. P. BOURGUIGNON

DELFT juni 1986

Samenvatting.

In dit afstudeerverslag is de mogelijkheid onderzocht van een waterkrachtcentrale in de rivier de Roer op Nederlands grondgebied.

Als mogelijke locaties komen naar voren Vlodrop en Lerop.

Bij Vlodrop is de mogelijkheid van een centrale met een stuwmeer op Duits grondgebied. De politieke gevolgen van deze geografische ligging van het stuwmeer zijn buiten beschouwing gebleven. Het vermogen van de centrale is 2×500 kW. Dit wordt gerealiseerd bij een valhoogte van 4m en een debiet van $30 \text{ m}^3/\text{s}$. De ingrepen in het landschap blijven bij deze centrale beperkt tot het graven van een tweetal kanalen, nl. één van de Roer naar de zandwinningsput en één van de centrale naar de Roer. De lengte van deze kanalen blijft beperkt tot enige honderden meters.

Bij Lerop wordt een aftappunt voor Roerwater gecreeërd, waarna het water naar een centrale bij de Maas stroomt. De lengte van dit kanaal is 2,5 km. Het vermogen van deze centrale bij de Maas is gelijk aan het vermogen van de centrale bij Vlodrop, nl. 2×500 kW. De prijs van deze centrale zal veel hoger liggen dan bij de centrale bij Vlodrop, omdat bij deze centrale meer infrastructurele werken moeten worden uitgevoerd.

Inhoudsopgave.

Samenvatting	2
Inhoudsopgave	3
Symbolenlijst	6
1. Vooronderzoek	8
1.1 - Inleiding	9
1.2 - Huidige situatie van de rivier de Roer	9
1.3 - Overwegingen met betrekking tot de locatie keuze	11
1.4 - Beschouwingen met betrekking tot riviergegevens	16
1.5 - Alternatieven	26
2. Constructief ontwerp waterkrachtcentrale Vlodrop	28
2.1 - Inleiding	31
2.2 - De grootte van de waterkrachtcentrale	31
- Sedimenttransport	32
- Onderloopsheid	32
- Welk debiet en verval	32
- Turbinekeuze	33
- Maximale capaciteit	33
- Minimale capaciteit	34
2.3 - Bepaling van het lengteprofiel	35
2.4 - Hoogwaters	36
- Hoe passeert de hoogwatergolf de centrale	36
2.5 - De overlaat	37
2.6 - Turbinehuis	39
- Afmetingen van het turbinehuis	43
- Cavitatie	47
2.7 - Berekening van de overlaat	49
2.8 - Keuze van het afsluitmiddel boven de overlaat	51
- Bepaling van de massa en grootte van het contragewicht	54
2.9 - Randvoorwaarden	56
2.10 - Bodembescherming	57
- Ontgrondingen (na het stortebed)	59
2.11 - Grondmechanische berekeningen	64

vervolg inhoudsopgave

2.12-	Beweegbare afsluiting van de oude loop	70
-	Bepaling van de afmetingen van de deur	72
-	Bepaling betondikten van de betonnen bak	76
-	De opdrijvende kracht	81
-	Afschuiven van de betonnen bak	82
-	Bepaling van de lengte van het onderloopsheid- scherm	83
2.13-	De definitieve plaats van het begin van het toevoerkanaal	85
2.14-	Kostprijsberekening	87
3.	Constructief ontwerp van het aftappunt Lerop en de centrale nabij de Maas	89
3.1 -	Inleiding	92
3.2 -	Stuw keuze: vast of regelbaar	92
-	Transportleiding	93
-	Sedimenttransport	93
3.3 -	De grootte van de waterkrachtcentrale	94
3.4 -	Hoogwaterproblematiek	96
3.5 -	Ontwerp van het toevoerkanaal	99
-	Het lengteprofiel van het toevoerkanaal naar de Maascentrale	101
-	Het aftappunt Lerop	103
-	Problemen rond het aftappunt	104
-	Keuze van het stuwmiddel bij het aftappunt Lerop	107
-	Vormgeving van het toevoerkanaal bij Lerop	109
3.6 -	Ontwerp van de centrale aan de Maas	110
-	Afvoerkanaal naar de Maas	111
-	Berekening van de stroomsnelheden in het afvoer- kanaal	112
-	De overlaat bij de Maascentrale	113
-	Bescherming tegen hoogwaters op de Maas	114

vervolg inhoudsopgave

3.7 - De definitieve situering van het aftappunt Lerop	115
3.8 - Kruising van het toevoerkanaal met de provinciale weg en de spoorbaan	117
3.9 - Conclusies	122

literatuurlijst	123
-----------------	-----

Bijlagen

I - Les minigroupes hydroélectriques	
II - Les groupes pour petites centrales de production de (1000 à 8000 kW)	
III - Small hydro stations in Sweden	
IV - The economic limits of small and low-head hydro	
V - Standard design for six mini-hydro sites in Indonesia	
VI - Tekeningen van W.K.C. "DE ROER" VLODROP	tek. no.: 1 t/m 5
VII - Tekeningen van W.K.C. "DE MAAS" LEROP	tek. no.: 6 t/m 10

Symbolenlijst.

A	oppervlak	m^2
b	breedte	m
b	macht in sedimenttransportformule	-
b_0	hoogte aanvoerbuis	m
B	barometerdruk	m
B	breedte	m
c	watersnelheid	m/s
coef	afvoercoefficient	-
C	Chèzy-waarde	$m^{\frac{1}{2}}/s$
C_k	Chèzy-waarde voor de korrels	$m^{\frac{1}{2}}/s$
d	dikte	mm
D	korreldiameter	m
D_l	buitendiameter rotorblad	m
D_n	binnendiameter rotorblad	m
F	kracht	N
g	valversnelling	m/s^2
$h, \Delta h$	valhoogte	m
h	constructiehoogte	m
h_s	verschil tussen turbinehoogte en benedenwaterstand	m
H	energiehoogte	m
i	verhang	-
L_k	kanaallengte	km
m	massa	kg
M	moment	kNm
n	aantal jaren	jaar
n	toerental	omw/min
N	vermogen	W
O	natte omtrek	m
q	gelijkmatig verdeelde belasting	kN/m
q	debiet per eenheid van breedte	m^2/s
Q	dwarskracht	kN

Q	debiet	m^3/s
r	ribbe van een kubus	m
R	hydraulische straal	m
s	sedimenttransport per eenheid van breedte	$m^3/s.m'$
S	sedimenttransport	m^3/s
u	watersnelheid	m/s
v	watersnelheid	m/s
V	volume	m^3
W	weerstandsmoment	m^3
x	afstand	km
X	sedimenttransportparameter	-
Y	sedimenttransportparameter	-
z	drempelhoogte	m
α	coefficient	-
δ	soortelijk gewicht	kN/m^3
ρ	soortelijke massa	kg/m^3
Δ	$\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}$	-
σ	cavitatiegetal	-
σ	spanning	N/m^2
τ	schuifspanning	N/m^2
μ	ribbelfactor	-

1. VOORONDERZOEK

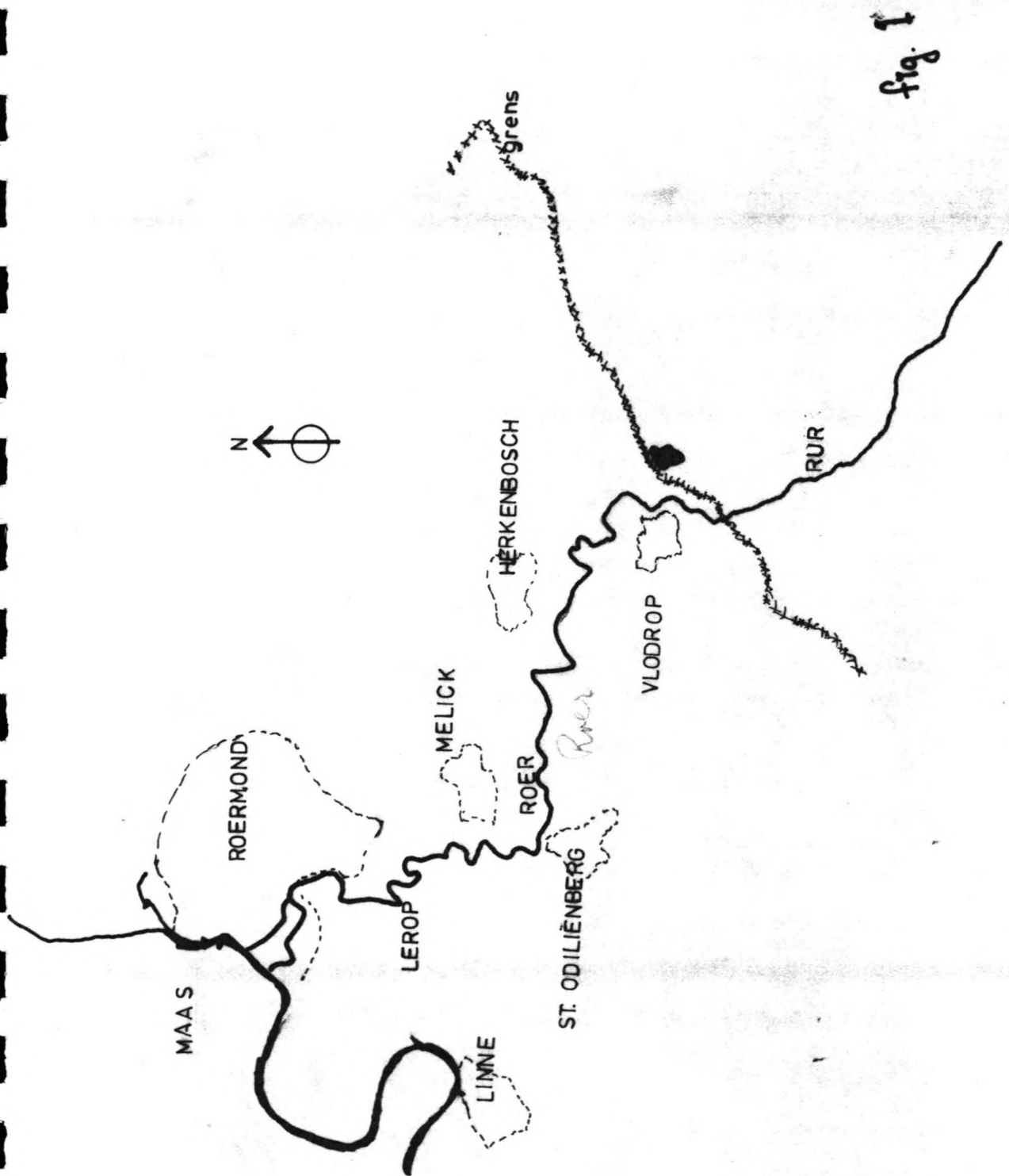
1.1 Inleiding.

Het onderzoek in Nederland naar "schone" electriciteitscentrales is in volle gang, alleen het onderzoek naar kleinschalige waterkracht is eigenlijk net begonnen. Er is alleen een onderzoek naar mogelijke vestigingsplaatsen voor een waterkrachtcentrale in Nederland geweest. (ACT - afstudeerwerk van de heren Oomen en Re-meijer; onderzoeken van Haskoning en Begeman). Het voor U liggende afstudeerwerk zou als vervolg kunnen functioneren, omdat hierin de mogelijkheden van een kleinschalige waterkrachtcentrale verder wordt onderzocht en ook een kleine waterkrachtcentrale wordt ontworpen op Nederlands grondgebied. Hiervoor is als energievoerende rivier de Roer gekozen, omdat in deze rivier tot in de jaren zeventig een waterkrachtcentrale heeft gestaan en gewerkt.

In het kader van dit onderzoek naar een geschikte locatie zal ook een algemeen overzicht van de rivier de Roer gegeven worden. Dit zal geschieden door middel van een karaktertekening van de Roer in Nederland en Duitsland. Ook zullen de problemen van de hoogwatergolven aan de orde komen. Dit wordt mede veroorzaakt door het feit, dat er grote verschillen bestaan tussen de Nederlandse Roer en de Duitse Rur.

1.2 Huidige situatie van de rivier de Roer.

De Roer is een rivier, die stroomt van de Belgische "Hautes Fagnes" via de Duitse Eifel (Monschau) naar Nederland. Het Nederlandse stroomgebied begint bij Vlodrop en eindigt bij Roermond, waar de Roer in de Maas uitmondt. Het stroomgebied in Duitsland kenmerkt zich door het feit, dat de bedding van de Roer geheel is vastgelegd. Het duitse riviervak is daarnaast ook gekanaliseerd, waardoor de charme van de oude Roer verloren is gegaan. Daar tegenover staat het Nederlandse stroomgebied, waar de karaktertrekken van de oude rivier nog



aanwezig zijn. Het rivierbed in Nederland is breed met nog oude oeverwallen, waartussen de rivier nog vrij kan meanderen. Alleen nabij infrastructurele werken is de oever van de Roer vastgelegd om beschadiging van deze werken te voorkomen.

De verschillen van aard van het Duitse en Nederlandse stroomgebied brengt problemen met zich mee. Met name bij hoogwaters op de bovenloop. Dezen worden versneld door de gekanaliseerde Duitse Roer naar Nederland afgevoerd. Dit wordt veroorzaakt doordat de weerstand van een gekanaliseerde rivier kleiner is dan van een vrij meanderende rivier. In Nederland ondervindt een hoogwater dus meer weerstand dan in Duitsland. Dit heeft tot gevolg dat een hoogwater in Nederland tot een overstroming kan leiden. De Nederlandse autoriteiten hebben tot nog toe niets ondernomen om deze overstromingen te voorkomen. De enige actie, die ondernomen is, is een stuw in de stedelijke Roer (in de binnenstad van Roermond), waardoor het grootste deel van de afvoer van de Roer via de Hambeek naar de Maas vloeit. Deze stuw vermindert de kans van een overstroming in de binnenstad van Roermond.

Om nu tot een weloverwogen keuze van de vestigingsplaats te komen worden alle mogelijke locaties langs de Roer op een rijtje gezet. Hierdoor is de keuze van de vestigingsplaats gemakkelijker.

-Vlodrop- (zie fig 1^a, blz 12)

Deze locatie heeft een mogelijkheid tot het maken van een stuwmeer. Op Duits grondgebied ligt een zandwinningsput, die benut kan worden als stuwmeer. Ook opstuwing in het huidige bed is mogelijk, maar het rendement ligt lager dan in het eerste geval met een stuwmeer.

-Herkenbosch-Hammerhof- (zie fig 2, blz. 13)

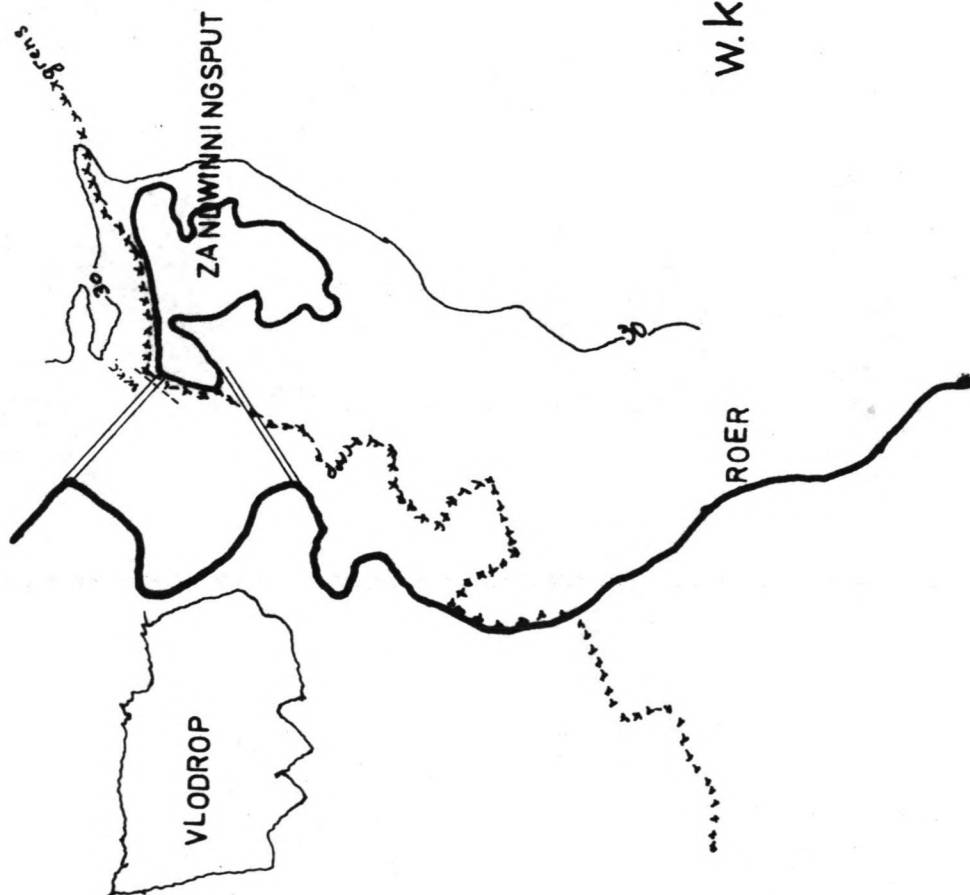
De opstuwing van het Roerwater dient te geschieden via een lateraal kanaal. Dit brengt met zich mee dat het oude bed van de Roer verstoord wordt door bochtafsnijdingen. Deze oplossing brengt veel nevenwerken met zich mee (ingrepen in het natuurschoon).

-St. Odiliënberg-(zie fig. 3 en 3^a, blz. 13^a en 14)

De opstuwing dient te geschieden via een lateraal kanaal. De stuwhoogte is beperkt in verband met het dorp. Bij een hoge stuwhoogte dienen hoge kademuren in het dorpsgezicht geplaatst te worden, hetgeen extra problemen met zich meebrengt. Een tweede mogelijkheid dient zich hier ook aan, nl. een aftappunt voor Roerwater en een pijpleiding naar de Maas, waar de waterkrachtcentrale dan komt te staan. De lengte van de leiding bedraagt 3,5 km. De problemen met de stuwhoogte zijn hier gelijk aan die van het lateraal kanaal. De pijpleiding heeft nog een nadeel dat hij door het natuurgebied "de Linnerheide" gaat.

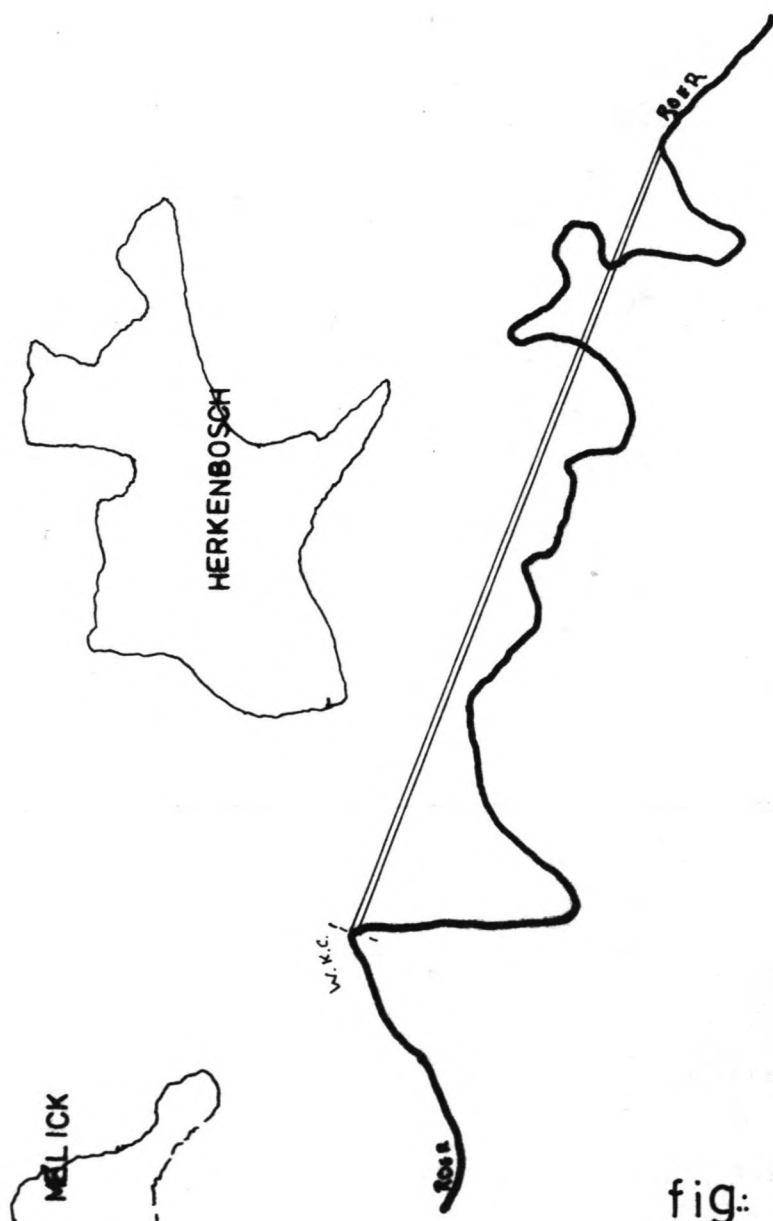
-Lerop- (zie fig. 3^a, 3^b en 3^c, blz. 14, 14^a en 14^b)

De stuwhoogte verkrijgt men door middel van een lateraal kanaal. De gevolgen van een lateraal kanaal zijn bij andere locaties al behandeld. De tweede mogelijkheid hier is het maken van een aftappunt voor het Roerwater en de centrale even benedenstrooms de stuw bij Linne aan de Maas. De lengte van de leiding bedraagt 2,5 km. De derde mogelijkheid op deze locatie is een aftappunt met een pijpleiding met de waterkrachtcentrale benedenstrooms de stuw bij Roermond. De pijpleiding komt of



W.K.C. VLODROP

fig. 1^a



W.K.C. HERKENBOSCH

fig: 2

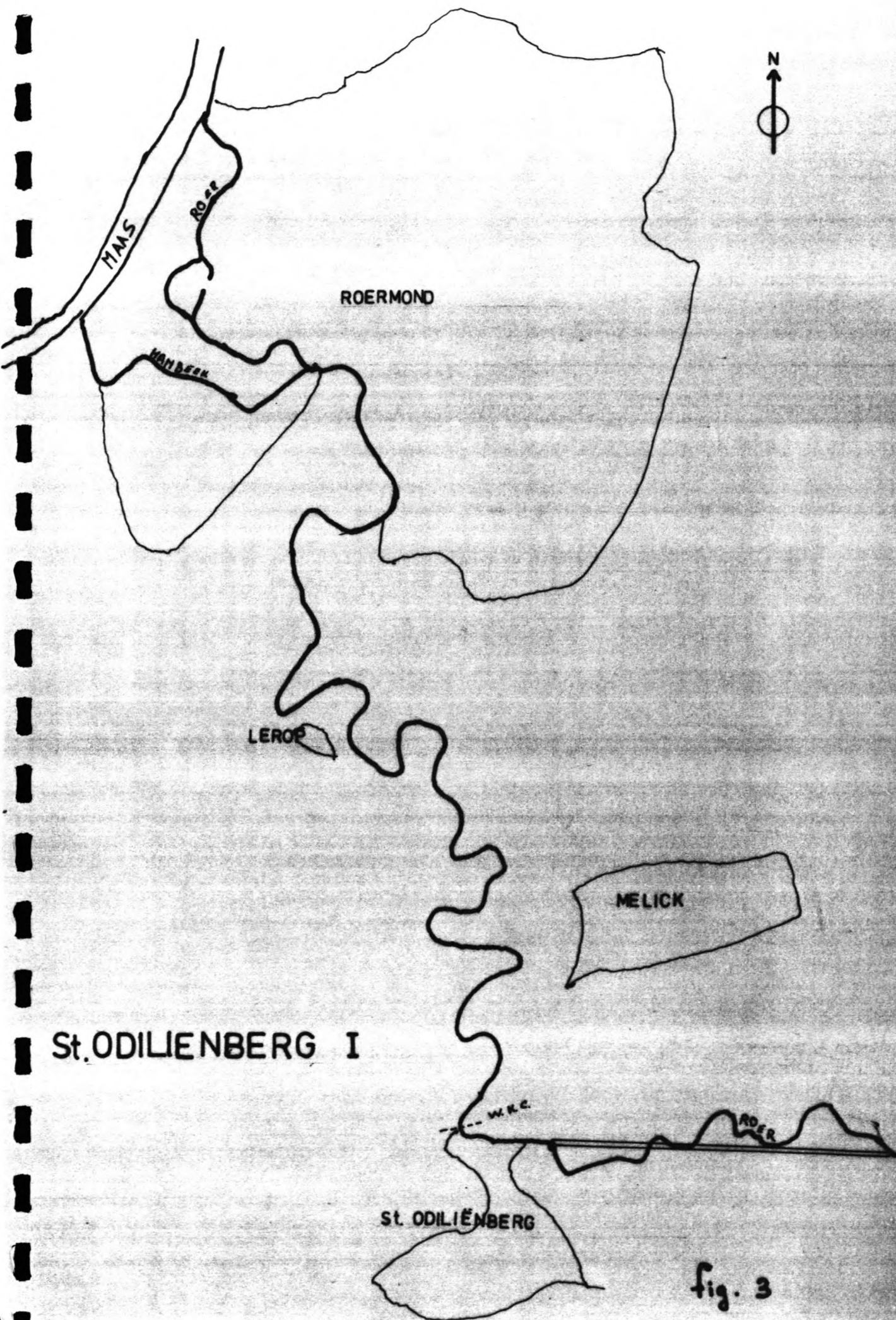
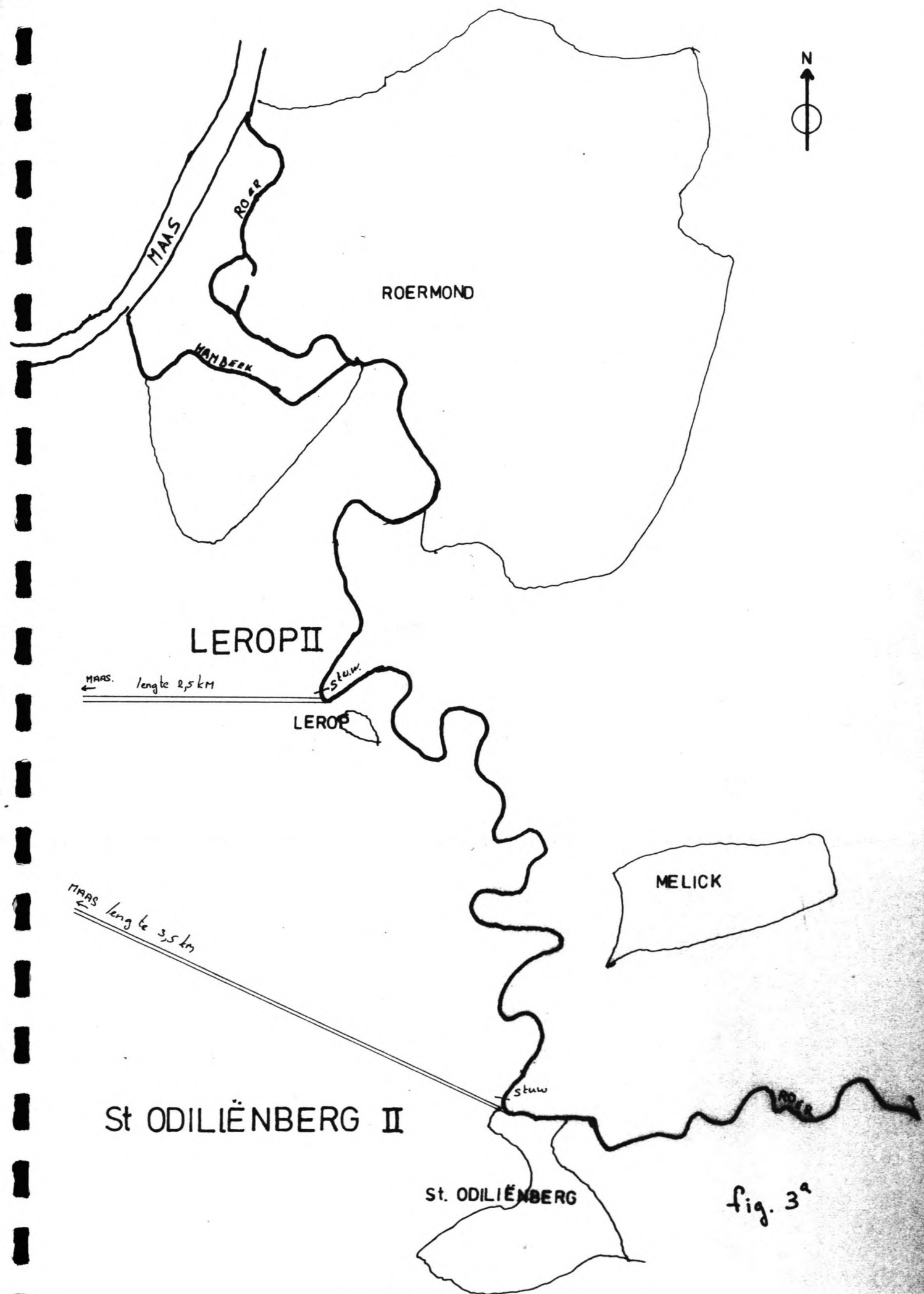


fig. 3



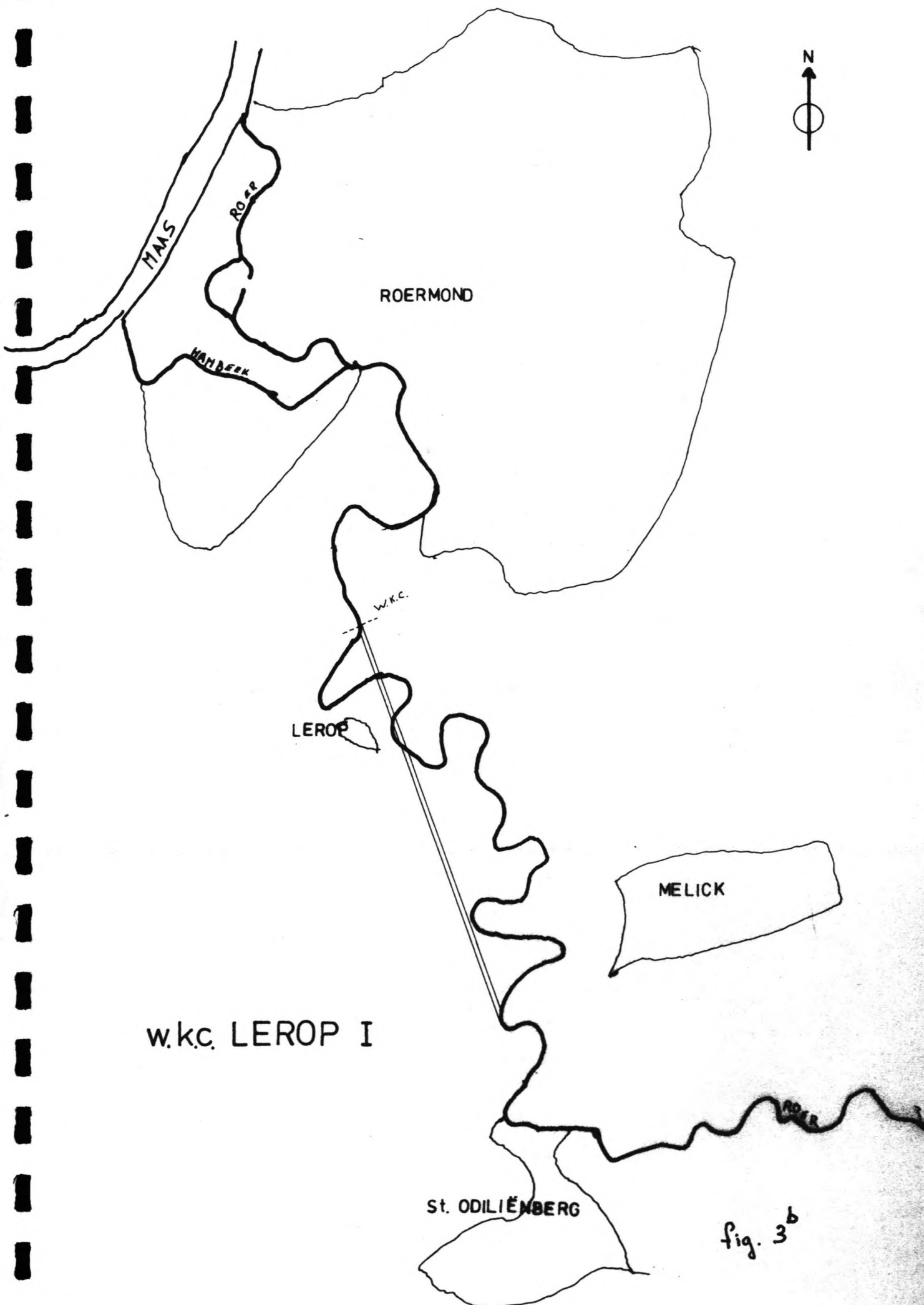
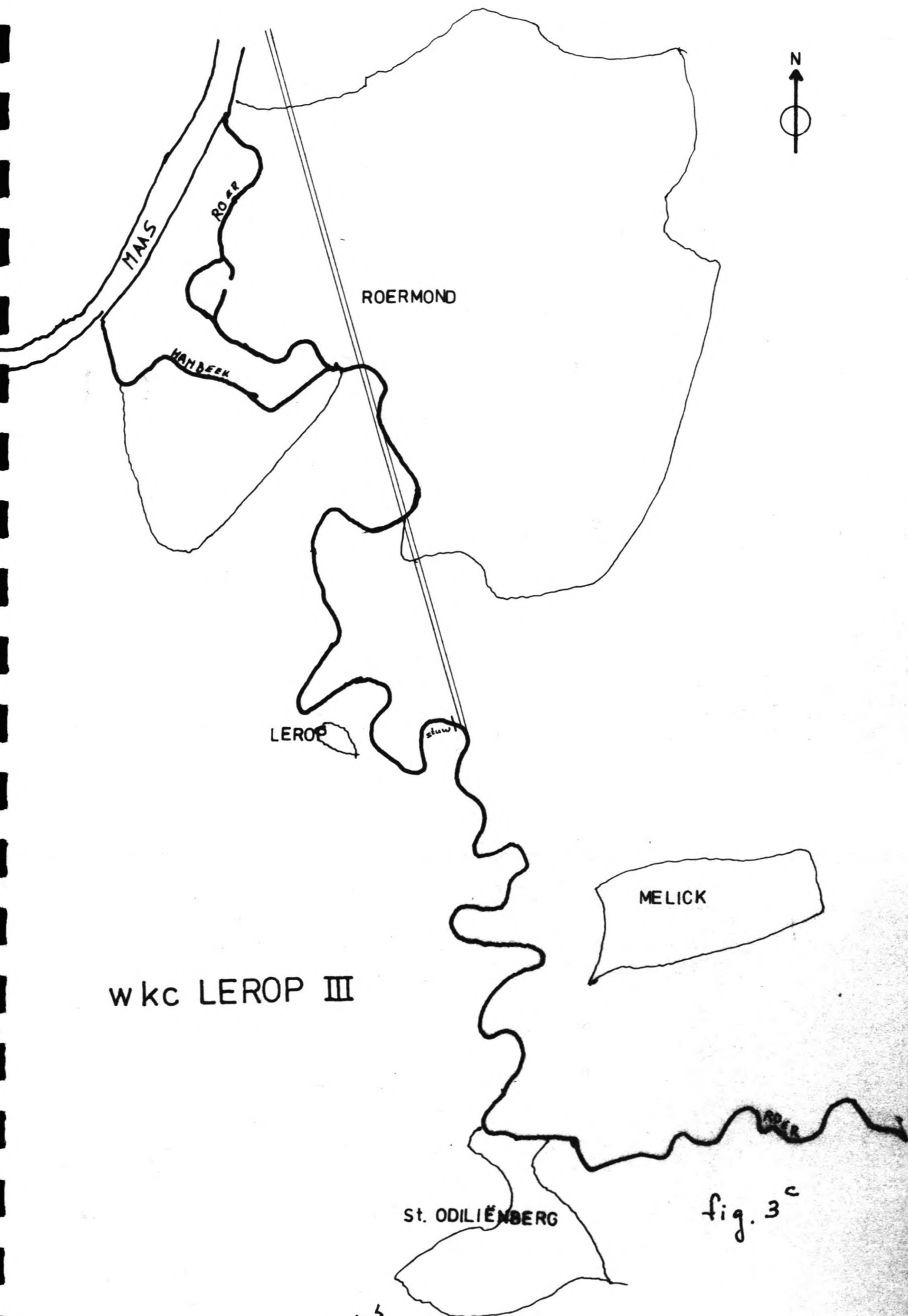


fig. 3^b



door het stedelijk gebied van Roermond te lopen of het tracé is te lang, wat een te groot verlies aan energie met zich meebrengt. Dit zijn de redenen om deze mogelijkheid te verwerpen.

-Roermond-

De oplossing van een waterkrachtcentrale in de omgeving van de stadskern van Roermond, dwz in de monding van de Roer of Hambeek. Deze waterkrachtcentrale biedt slechts de mogelijkheid tot een kleine opstuwing. Een grotere opstuwing vergroot de kans op een overstroming van het stadscentrum van Roermond. De kleine opstuwing geeft een klein rendement. Bij hoogwaters kunnen de centrales niet gebruikt worden.

Overzichtsschema.

	stuw	stuwmeer	lateraal kanaal	aftap- punt	pijpleiding- lengte
Vlodrop	ja	ja	-	-	-
Herkenbosch-					
Hammerhof	ja	-	ja	-	-
St. Odiliënberg I	ja	-	ja	-	-
St. Odiliënberg II	ja	-	-	ja	3,5 km
Lerop I	ja	-	ja	-	-
Lerop II	ja	-	-	ja	2,5 km
Lerop III	ja	-	-	ja	te lang
Roermond	ja	±	±	-	-

1.4 Beschouwing met betrekking tot riviergegevens.

In dit hoofdstuk zullen de riviergegevens nader bekeken worden.

Het debiet.

Het debiet wordt sinds 1953 gemeten door Rijkswaterstaat bij Vlodrop (zie figuur 4). In het Nederlandse stroomgebied van de Roer monden geen belangrijke rivieren uit in de Roer. De veronderstelling, dat het debiet tussen Vlodrop en Roermond niet verandert, is gerechtvaardigd.

Het verhang.

Voor het verhang is de volgende schematisatie door gevoerd: van de Nederlands-Duitse grens tot Herkenbosch het verhang $i = 6,3 \cdot 10^{-4}$ met doorstroomprofiel A (zie figuur 5). Vanaf dit punt tot St. Odiliënberg is het verhang $i = 4,4 \cdot 10^{-4}$ met als doorstroomprofiel B (zie figuur 6). Het verhang van de benedenloop tot de monding van de Roer in Roermond is $i = 3,4 \cdot 10^{-4}$ met doorstroomprofiel C (zie figuur 7). Alleen profiel C voor het benedenstroomse gedeelte is een schatting. Op dit riviervak bevinden zich een stuw en een vistrap, die de keuze bemoeilijken.

Het sedimenttransport.

Bij het verzamelen van gegevens over het sedimenttransport bleek dat er nog geen onderzoek naar het sedimenttransport in de Roer was gedaan. Naar aanleiding van het afstudeerverslag van J. van der Kolff (juni 1976) is gebleken dat de parameter van de korreldiameter de beste ingang naar het sedimenttransport zou zijn. De formules voor het sedimenttransport lijken niet toepasbaar op een rivier, gelijk de Roer. De veronderstelling dat de oevers geen invloed hebben op het sedimenttransport is niet gerechtvaardigd, omdat de rivier te veel bochten vertoont en te smal is. Om een redelijke indicatie van het sedimenttransport te krijgen, is er vanuit gegaan dat er alleen maar bodemtransport plaatsvindt.

hydrograaf

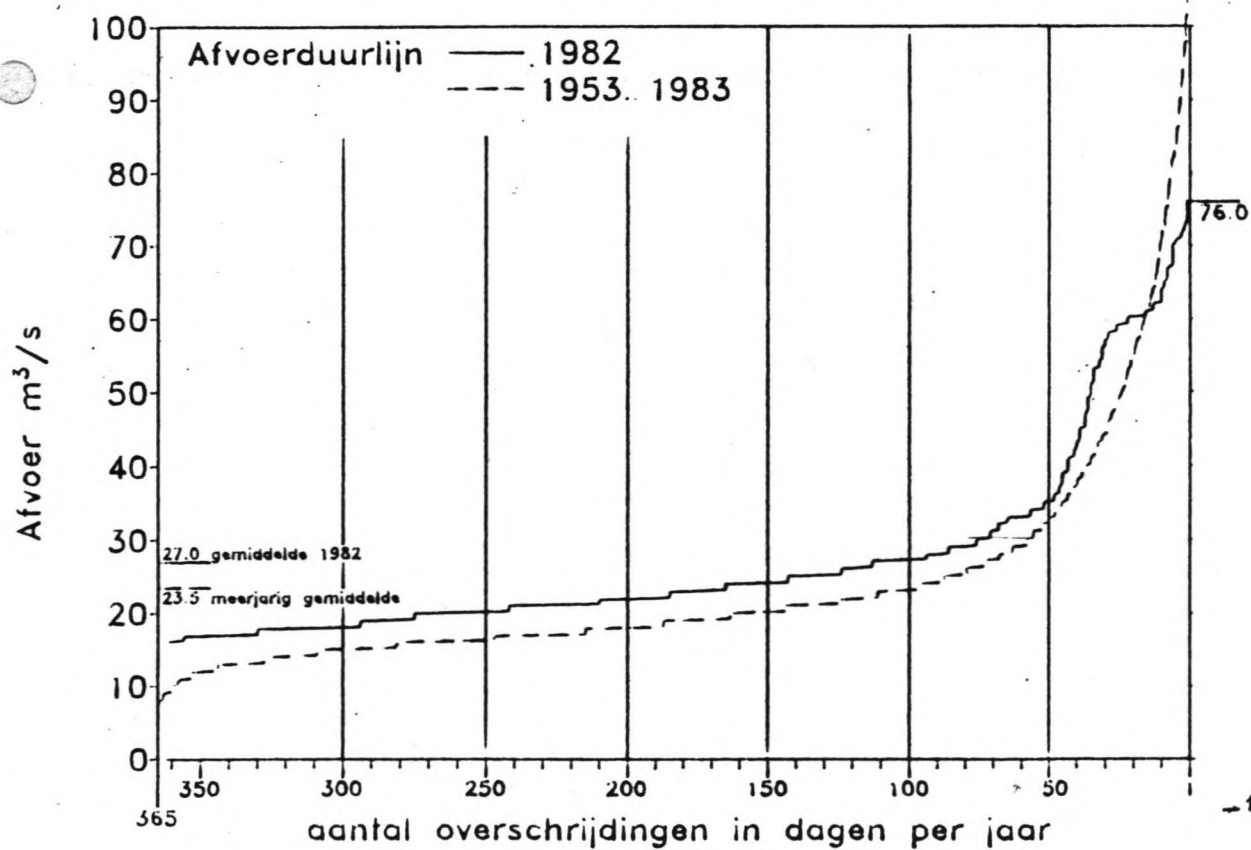
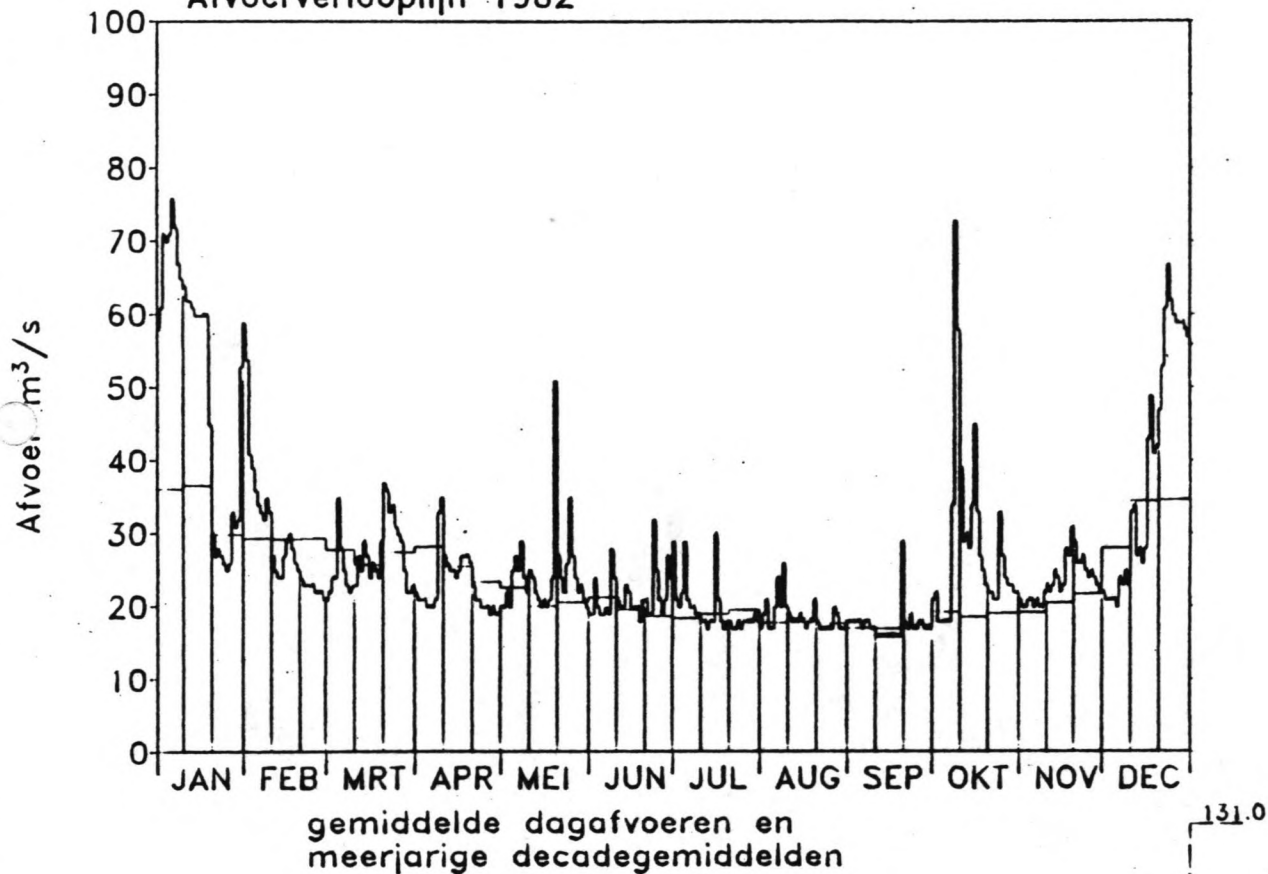
fig. 4a

-85-

Afvoeren **DE DRIE BOGEN**
6114

1982

Afvoerverlooptlijn 1982



DE DRIE BOGEN

STATIONSNUMMER: 0

Q-H REL.: $Q = AH^B + C$

A= 9.949 B= 1.443 C= .764

ALLE METINGEN

Deze Q - H relatie is geldig vanaf 790101.

Te gebruiken bij waterstanden tot 27,30 m. + NAP

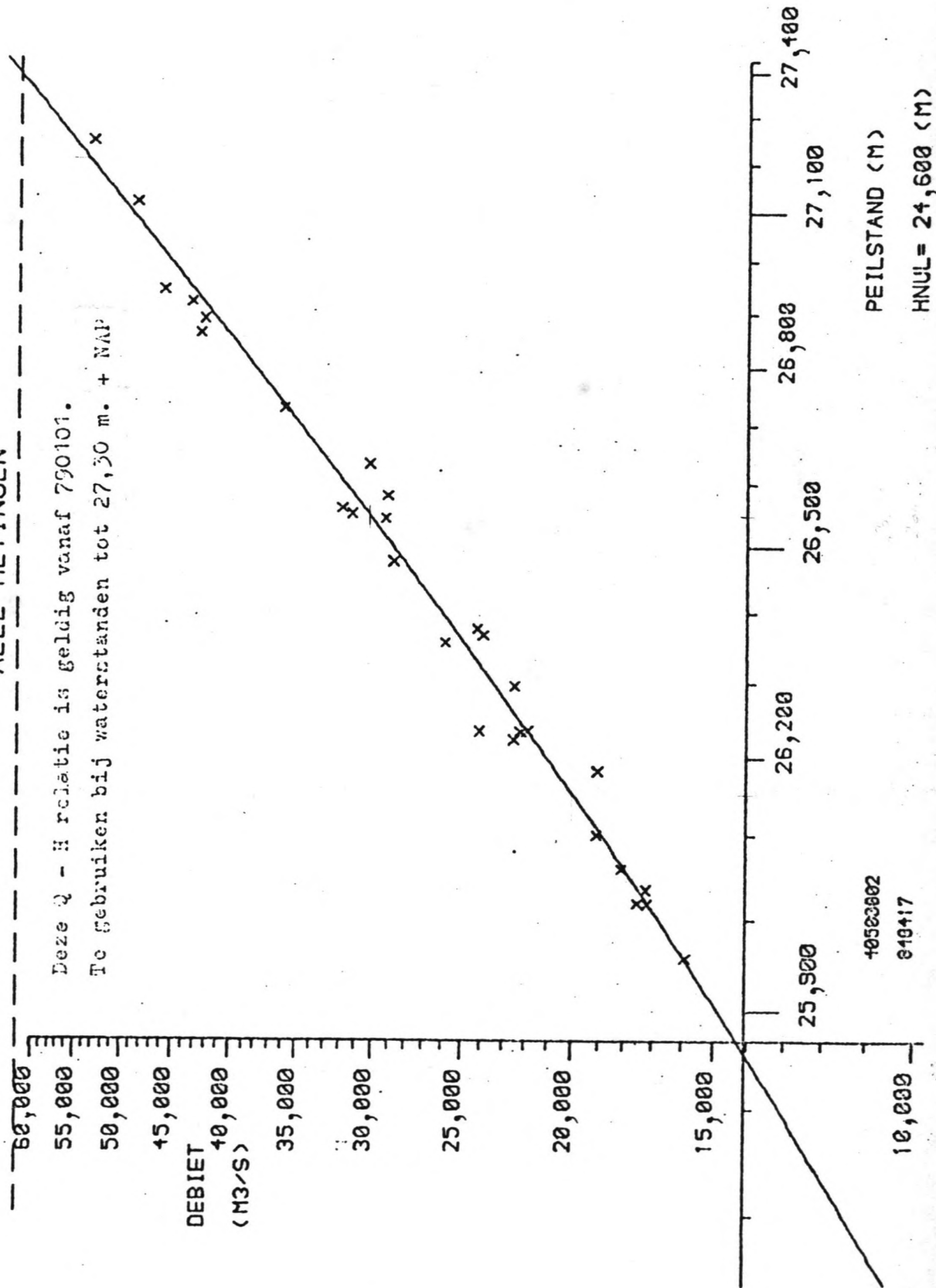


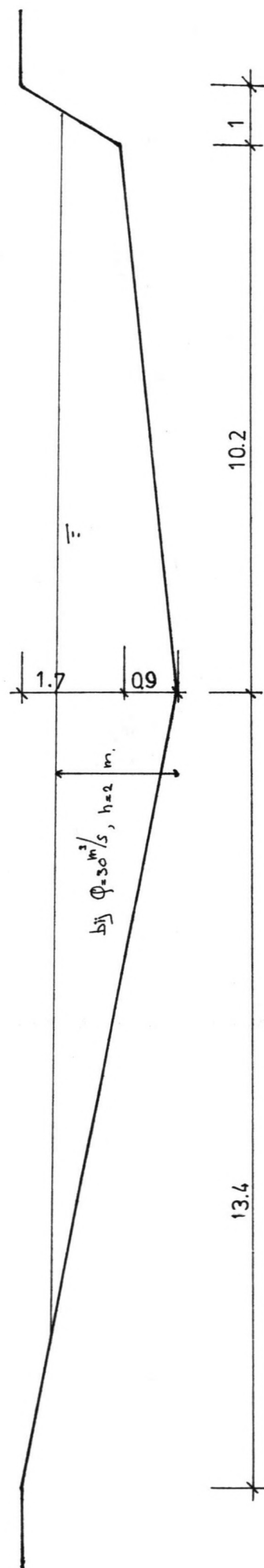
fig. 4^b

40523002

010417

PEILSTAND (M)

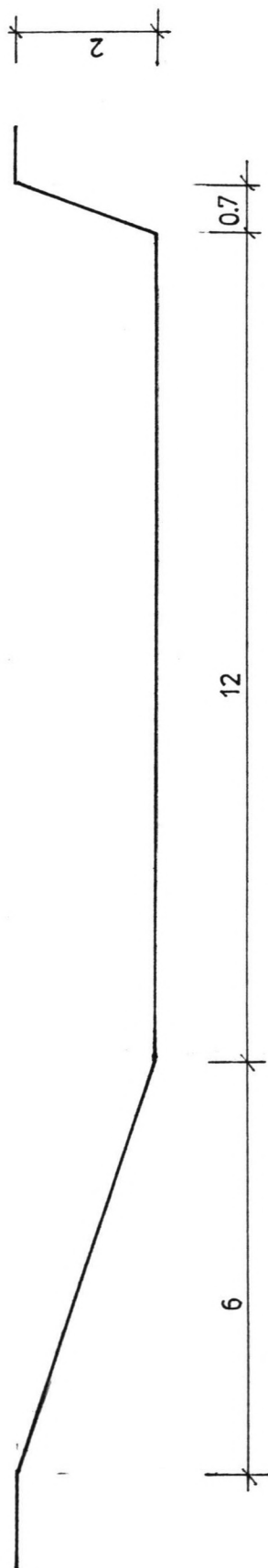
HNUL = 24,600 (M)



DWARSPROFIEL A : van Duits-Nederlandse grens tot Herkenbosch

schaal 1:100
maten in meters

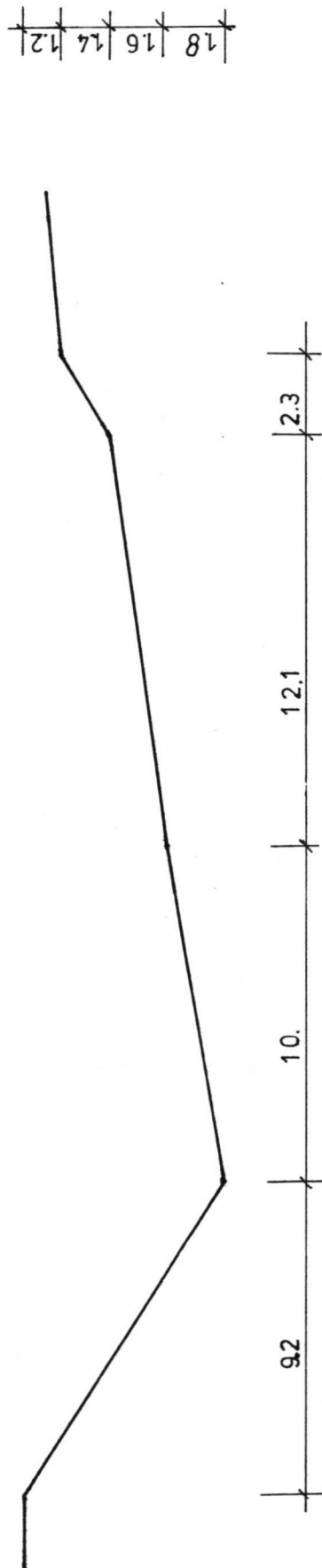
fig. 5



DWARSPROFIEL B: van Herkenbosch tot St-Odiliënberg

schaal 1:100
maten in meters

fig. 6



DWARSPROFIEL C: benedenstrooms St - Odiliënberg

schaal 1:200

maten in meters

fig. 7

Berekening.

Voor het dwarsprofiel van de rivier zie *figuur 8*. De andere veronderstelling is dat de korreldiameter $D_{50} \approx D_{90}$. De ribbelfactor in de sedimenttransportformule wordt bepaald door de D_{50} en niet door de D_{90} , zoals bij een grote rivier.

$$Q = 30 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$C = 41 \text{ m}^{\frac{1}{2}}/\text{s}$$

$$O = 21,60 \text{ m}$$

$$A = 26,53 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{30}{26,5} = 1,1 \text{ m/s}$$

$$R = 1,23 \text{ m}$$

$$i = 6,25 \cdot 10^{-4}$$

$$B = 23,5 \text{ m}$$

$$D_{50} = 300 \cdot 10^{-6} \text{ m} = 0,3 \text{ mm}$$

Voor berekening van het sedimenttransport wordt gebruik gemaakt van de formule van Meyer-Peter en Müller. Dit is een formule voor hoofdzakelijk bodemtransport.

$$C_k = 18 \cdot \log \frac{12R}{D_{50}} = 18 \cdot \log \frac{12 \cdot 1,23}{300 \cdot 10^{-6}} =$$

$$C_k = 84 \text{ m}^{\frac{1}{2}}/\text{s}$$

$$\mu = \left(\frac{C}{C_k} \right)^{1,5} = \left(\frac{41}{84} \right)^{1,5} = 0,335$$

$$Y = \frac{A D_{50}}{\mu R i} = \frac{1,65 \cdot 300 \cdot 10^{-6}}{0,335 \cdot 1,23 \cdot 6,25 \cdot 10^{-4}} = 1,92$$

$$Y = 1,92$$

$$X = 13,3 (Y^{-1} - 0,047)^{1,5} = 13,3 (1,92^{-1} - 0,047)^{1,5} = 4,34$$

$$X = 4,34$$

$$s = X \cdot D_{50}^{1,5} \cdot (g \Delta)^{\frac{1}{2}} = 4,34 \cdot (300 \cdot 10^{-6})^{1,5} \cdot (9,81 \cdot 1,65)^{\frac{1}{2}}$$

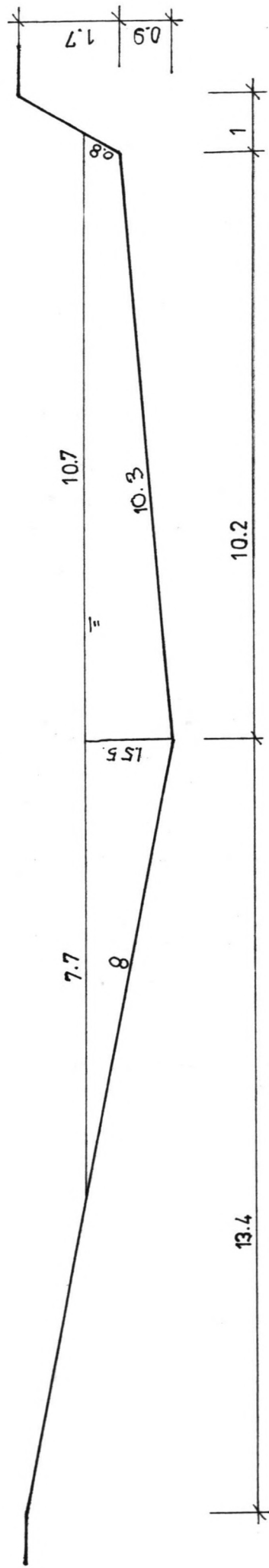
$$s = 9,08 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{sm}$$

$$S = s \cdot B = 9,08 \cdot 10^{-5} \cdot 23,5 = 2,1 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

Sedimenttransport bij mediane afvoer.

$$Q = 20 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$C = 41 \text{ m}^{\frac{1}{2}}/\text{s}$$



DWARSPROFIEL A: bepaling van R bij $Q = 20 \text{ m}^3/\text{s}$

schaal 1:100

maten in meters

fig.

8

$$A = 19,1 \text{ m}^2$$

$$v = 20 / 19,1 = 1,05 \text{ m/s}$$

$$O = \frac{1}{2} \cdot 1,55 \cdot 7 + 1,175 \cdot 10,7 = 17,99 \text{ m}$$

$$R = \frac{O}{A} = \frac{17,99}{19,1} = 0,94 \text{ m}$$

$$B = 18,3 \text{ m}$$

$$i = 6,25 \cdot 10^{-4}$$

$$D_{50} = 300 \cdot 10^{-6}$$

$$C_k = 18 \log \frac{12R}{D_{50}} = 18 \log \frac{12 \cdot 0,94}{300 \cdot 10^{-6}}$$

$$C_k = 82 \text{ m}^{\frac{1}{2}}/\text{s}$$

$$\mu = \left(\frac{C}{C_k} \right)^{1,5} = \left(\frac{41}{82} \right)^{1,5}$$

$$\mu = 0,349$$

$$Y = \frac{A D_{50}}{\mu R i} = \frac{1,65 \cdot 300 \cdot 10^{-6}}{0,349 \cdot 0,94 \cdot 6,25 \cdot 10^{-4}}$$

$$Y = 2,4$$

$$X = 13,3 (Y^{-1} - 0,047)^{1,5} = 13,3 (2,4^{-1} - 0,047)^{1,5}$$

$$X = 2,96$$

$$s = X \cdot D_{50}^{1,5} \cdot (g A)^{\frac{1}{2}} \\ 2,96 (300 \cdot 10^{-6})^{1,5} \cdot (9,81 \cdot 1,65)^{\frac{1}{2}}$$

$$s = 6,19 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{sm'}$$

$$S = s \cdot B = 6,19 \cdot 10^{-5} \cdot 18,3$$

$$S = 1,13 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

Jaarlijkse afvoer aan sediment.

$$S_{\text{jaar}} = 1,13 \cdot 10^{-3} \cdot 3600 \cdot 24 \cdot 365$$

$$S_{\text{jaar}} = 36 \cdot 10^3 \text{ m}^3/\text{jaar}$$

Berekening van de morfologische tijdschaal voor deze rivier volgens Vreugdenhil en De Vries (diktaat f 10).

Hiervoor moet gelden dat op de afstand van het toekomstige werk er geen invloed van een stuwkromme meer is.

$$x > \frac{3R}{i} = \frac{3 \cdot 0,94}{6,25 \cdot 10^{-4}} = 4,5 \text{ km}$$

Deze afvoer wordt berekend voor de afvoer $Q = 20 \text{ m}^3/\text{s}$.

Afstand: $x = 20 \text{ km}$.

Macht in transportformule: $b = 5$. Meyer-Peter - Müller

Breedte bodem: $B = 18,3 \text{ m}$.

Verhang: $i = 6,25 \cdot 10^{-4}$.

Jaarlijks sediment: $S_{\text{jaar}} = 36 \cdot 10^3 \text{ m}^3$.

Nu wordt berekend hoelang het duurt tot dat een zakking (uitschuring) van 0,5 m. is aangekomen op 20 km van de oorspronkelijke plaats.

$$n = \frac{x^2 \cdot b}{1/3 \cdot B \cdot i \cdot S_{\text{jaar}}} =$$

$$= \frac{(20 \cdot 10^3)^2 \cdot 5}{1/3 \cdot 18,3 \cdot 6,258 \cdot 10^{-4} \cdot 3,57 \cdot 10^4}$$

$$n = 1,4 \cdot 10^7 \text{ jaar.}$$

Dit leidt tot de conclusie dat het een langzaam reagerende rivier is. Het duurt eeuwen voordat de zakking 20 km opgeschoven is.

1.5 Alternatieven.

De waterkrachtcentrale in de rivierloop van de Roer op Nederlands grondgebied geeft een grote verandering van het huidige rivierregime. Bij een waterkrachtcentrale in de rivier dient te allen tijde een stuw gebouwd te worden, dit is de grote verandering van het rivierregime.

De nadelen van een stuw.

Het afvoerregime wordt door een stuw afgevlakt, men streeft naar een vlakke afvoer karakteristiek (debiet constant). De hoge afvoeren moeten dan in een stuwmeer geborgen worden. Een gevolg hiervan is een grote verandering van het landschap, hetgeen voor deze streek ontoelaatbaar is. Het water is in dit gebied nauwelijks te bedwingen, vanwege het vlakke karakter van het land of leidt tot grote ingrepen in het landschap, zoals bedijking van een meer. De enige plaats, waar deze werken toegestaan kunnen worden, is bij Vlodrop. Daar bevindt zich op Duits grondgebied een zandwinningsput, die als stuwmeer benut kan worden. Hiervoor dient de loop van de Roer wel iets verlegd te worden, maar dat is niet storend.

Andere typen waterkrachtcentrales.

- Waterkrachtcentrale met directe doorvoer.

Deze waterkrachtcentrale verwerkt het aangevoerde water direct tot energie. De waterkrachtcentrale heeft als nadeel, vanwege de spreiding in het debiet, dat het een centrale met een groot bereik voor turbine en generator dient te hebben. Gezien het feit dat het debiet varieert van $Q = 0 \text{ m}^3/\text{s}$ tot $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$, wordt deze oplossing direct verworpen op grond van het economisch rendement. De maximale capaciteit wordt zelden gebruikt wat tot gevolg heeft een te hoge kWh-prijs. Na deze afweging dient een centrale ontworpen te worden, die een goed rendement over het gehele jaar heeft. Verder dienen er voorzieningen te zijn voor de hoogwaters.

- Lateraal kanaal met de waterkrachtcentrale elders langs de Roer.

Dit type waterkrachtcentrale wordt verworpen vanwege de grote ingrepen in het stroomgebied van de nog meanderende Roer. Ook gaat hier landschappelijk "schoon" en landbouwgrond (aspergeteelt) verloren.

- Aftappunt en de waterkrachtcentrale aan de Maas.

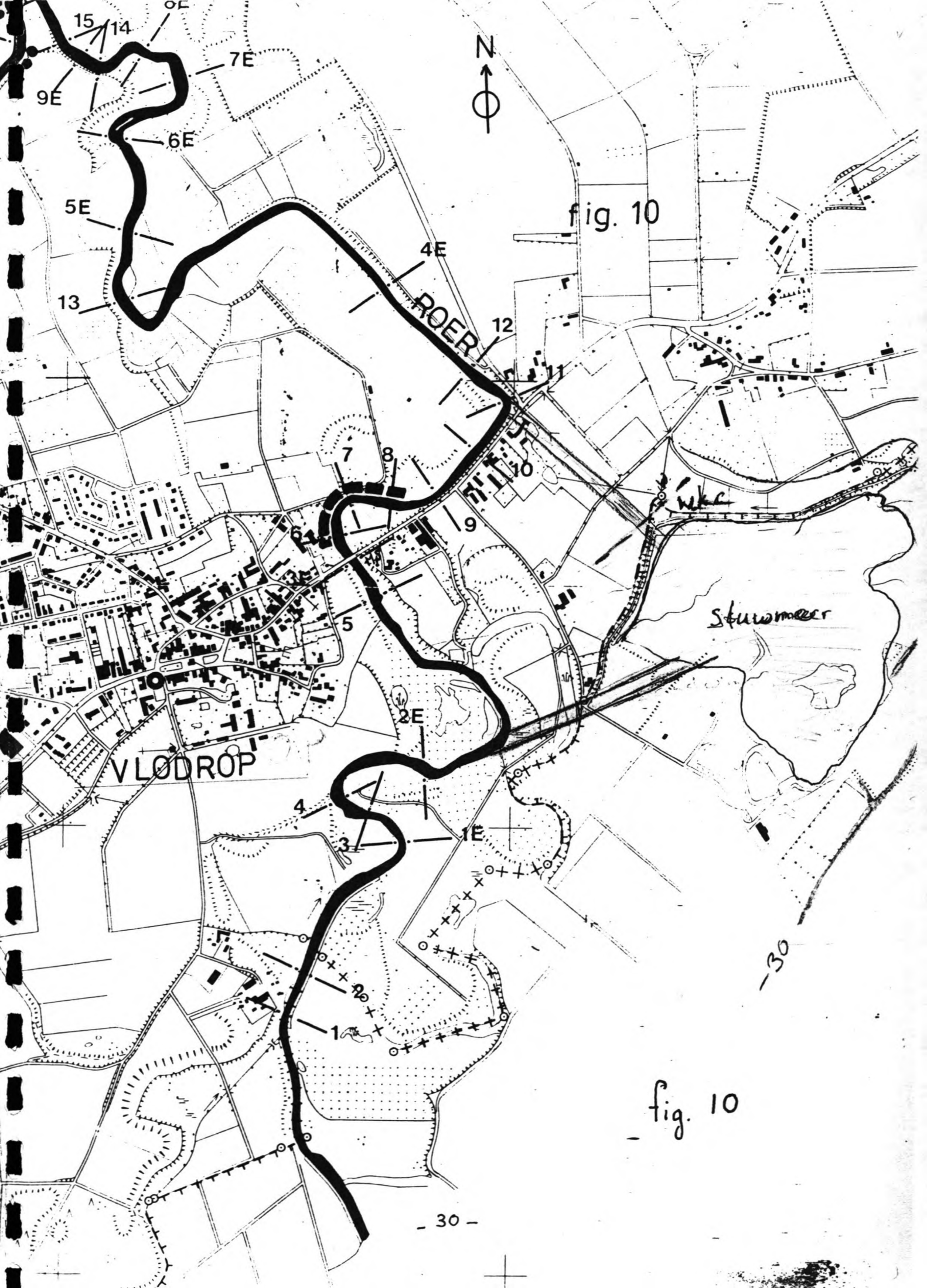
Dit type waterkrachtcentrale is het laatste type, dat nog in aanmerking komt. Het aftappunt voor Roerwater wordt gevolgd door een leiding en afgesloten met de waterkrachtcentrale nabij de Maas. Het type van de leiding, open of gesloten, wordt in de constructie fase bepaald. Bij de uitwerking van dit type centrale zal de centrale met de kortste leiding behandeld worden, nl. de centrale met het aftappunt bij Lerop aan de Roer en de waterkrachtcentrale bij Natronchemie aan de Maas even benedenstrooms van de stuw bij Linne. De transportleiding moet nu wel als bijkomend werk worden gerekend.

Typen waterkrachtcentrales.

	bereik turbine	extra werken	hoogwater- voorzieningen
stuwmeer	beperkt	dijken	ja
directe doorvoer	groot	-	ja
lateraal kanaal	beperkt	bochtafsnij- dingen	ja
Aftappunt	beperkt	aftappunt	oude loop

Voor verdere uitwerking komen de waterkrachtcentrales Vlodrop (waterkrachtcentrale met stuwmeer) en Lerop II in aanmerking. In eerste instantie zal Vlodrop worden uitgewerkt. Dit zal gevolgd worden door de uitwerking van Lerop, waarbij vooral gelet zal worden op de verschillen tussen de centrales. De andere waterkrachtcentrales worden verworpen meestal op landschappelijke gronden.

2. CONSTRUCTIEF ONTWERP WATERKRACHTCENTRALE VLODROP



2.1 Inleiding.

Voor deze waterkrachtcentrale dient de rivierloop een wijziging te ondergaan. De loop van de Roer moet uiteindelijk via een zandwinningsput lopen (zie figuur 10). Een voordeel van deze wijziging van de rivierloop is dat alle werken buiten het huidige rivierbed van de Roer gehouden kunnen worden. Tijdens de bouwphase ondervindt de Roer nauwelijks last van de bouw. De uit te voeren werken zijn een kanaal, het omdijken van de zandwinningsput, de centrale, een afvoerkanaal en eventueel een overlaat voor de hoogwatergolven. (zie tek. no. : 4)

2.2 De grootte van de waterkrachtcentrale.

Het debiet.

Het debiet, dat beschikbaar is voor energie omzetting, volgt uit de meerjaren hydrograaf (1953 - 1983).

Meerjarig gemiddelde debiet: $Q = 23,5 \text{ m}^3/\text{s}$.

Maximaal debiet : $Q_{\text{max}} = 131 \text{ m}^3/\text{s}$. (overstroming)

Minimaal debiet : $Q_{\text{min}} = 9 \text{ m}^3/\text{s}$.

Het waterkrachtwerk dient op een optimaal rendement te komen, maar alvorens deze economische afweging te maken, dient het maximale debiet van de waterkrachtcentrale bepaald te worden.

Het debiet $Q = 30 \text{ m}^3/\text{s}$ is een redelijke veronderstelling voor het maximale debiet, dat door de waterkrachtcentrale moet kunnen worden verwerkt. Motivatie voor de keuze van dit debiet $Q = 30 \text{ m}^3/\text{s}$.

- Het debiet $Q = 30 \text{ m}^3/\text{s}$ heeft een overschrijding van 60 dagen per jaar over een periode van 30 jaar.

- Indien het maximale debiet vrij wordt gehouden, dus niet bepaald is, kan in de constructiefase geen definitief ontwerp ontstaan. De grootte van alle constructie onderdelen is afhankelijk van het maximale debiet.

- Op het huidige moment lijkt het economisch rendement het grootst bij het debiet $Q = 30 \text{ m}^3/\text{s}$, omdat daarna de hydrograaf steil omhoog loopt. Voor het debiet $Q = 30 \text{ m}^3/\text{s}$ is de hydrograaf bijna vlak (zie hydrograaf op blz 17).

Conclusie: $Q_{\text{max centrale}} = 30 \text{ m}^3/\text{s}$.

Voor de grotere debieten dienen voorzieningen getroffen te worden. Dit kan geschieden door het extra water in het stuwmeer te bergen tot het stuwmeer gevuld is. Als het stuwmeer vol is, dient het overtollige water afgelaten te worden via een overlaat.

Sedimenttransport.

Het aanwezige sedimenttransport zal door de turbine dienen te geschieden, wat tegenwoordig geen nadelige consequenties heeft voor de turbines. Het sedimenttransport op de Roer is moeilijk te bepalen, maar zal bij lage afvoeren gering zijn en bij hoge afvoeren *groter*. Bij een stuwmeer zal rekening gehouden moeten worden met aanzanding van het stuwmeer. De watersnelheid in het stuwmeer is kleiner dan in de rivierloop. De snelheid van het aanzandingsproces is moeilijk te bepalen. Het gevolg is dat er onderhoudswerk gepleegd moet worden.

Onderloopsheid.

Bij deze centrale zullen maatregelen tegen onderloopsheid getroffen dienen te worden, omdat de ondergrond redelijk tot goed doorlatend (zand en kiezel) is. De oplossing voor dit probleem volgt bij de constructieve uitwerking.

- Welk debiet en verval.

Zoals onder " Het debiet" al is vermeld, is het minimale en maximale debiet bepaald op:

- het minimale debiet: $Q = 9 \text{ m}^3/\text{s}$.
- het maximale debiet: $Q = 30 \text{ m}^3/\text{s}$

Het verval, dat gecreëerd kan worden nabij Vlodrop bedraagt niet meer dan $\Delta h = 5 \text{ m}$ en waarschijnlijk maar $\Delta h = 4 \text{ m}$. Dit verval wordt pas mogelijk gemaakt, nadat

het Roerwater wordt opgestuwd in de zandwinningsput en de Roer benedenstrooms Vlodrop iets verdiept wordt. De omliggende terreinen van het stuwmeer dienen beschermd te worden tegen overstromingen met behulp van lage dijken.

Turbine keuze.

Het type turbine, dat in aanmerking komt voor deze waterkrachtcentrale, is een Kaplan-turbine, vanwege het kleine verval. De berekening van de doorsnede van het turbinerad zal in de constructieve uitwerking gegeven worden.

De propeller-turbine wordt verworpen, omdat deze alleen maar horizontaal geplaatst kan worden. De horizontale turbine brengt meer constructieve werken met zich mee, omdat de aanvoerleiding goede stromingseigenschappen moet hebben. Bij de Kaplan-turbine kunnen we de keuze van horizontaal of verticaal later nemen, nl. in de constructieve fase.

Maximale capaciteit.

Het vermogen van de centrale wordt bepaald met de formule:

$$N = 8 \cdot Q \cdot \Delta h \quad \text{kW} \quad (\text{zie dictaat f20B})$$

- N: nuttig vermogen af generator in kW
- Q: debiet in m^3/s
- Δh : valhoogte in m

$$\begin{aligned} \text{Maximaal vermogen: } N &= 8 \cdot Q \cdot \Delta h \\ &= 8 \cdot 30 \cdot 4 = 960 \text{ kW} \end{aligned}$$

Deze capaciteit is 60 dagen per jaar beschikbaar.

Voor debieten groter dan $Q = 30 \text{ m}^3/\text{s}$ dient een extra voorziening, b.v. een overlaat, gemaakt te worden.

N.B.: Het rendement van de centrale is gesteld op 80 %.

$$\eta \cdot \rho \cdot g = 0,8 \cdot 1000 \cdot 10 = 8 \cdot 10^3$$

Minimale capaciteit.

Als het debiet kleiner is dan $Q = 9 \text{ m}^3/\text{s}$ wordt de centrale stilgelegd, omdat er ^{dan} te weinig energie omzetting plaatsvindt. Om de stilleggingen te minimaliseren kunnen de hoogwaters gebruikt worden om het stuwmeer te vullen. Bij een periode van laagwater kan het stuwmeer geleegd worden. Een lage afvoer komt de laatste tijd minder vaak voor, omdat in de Eifel een stuwmeer gebouwd is. Dit stuwmeer (Rurstaalsee) heeft de afvoerkromme afgevlakt. De waterkrachtcentrale kan zeker 350 dagen per jaar energie opwekken. Stilleggingen vanwege onderhoudswerk zijn niet in begrepen.

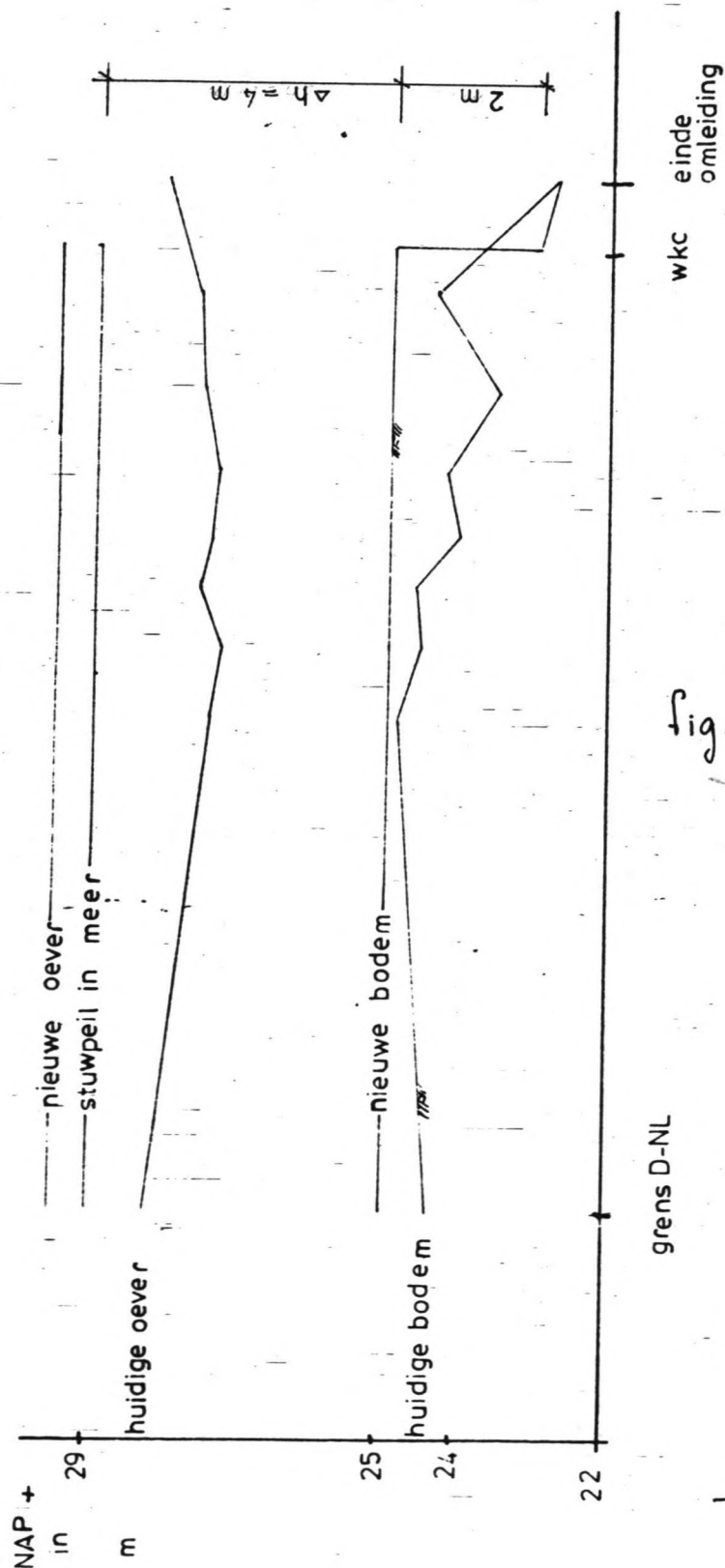
Minimale capaciteit van de centrale is:

$$\begin{aligned} N &= 8 \cdot Q \cdot \Delta h \\ &= 8 \cdot 9 \cdot 4 = 288 \text{ kW.} \end{aligned}$$

Hierin is de valhoogte wel op $h = 4 \text{ m}$ gehouden.

Uit het lengteprofiel op blz. 35 blijkt, dat het bruto verval gelijk is aan $\Delta h = 4$ m. Door bij de berekening van het vermogen (zie blz. 28) van de centrale uit te gaan van een totaal rendement van $\eta = 80 \%$, zijn de hydraulische verliezen hiermee gecompenseerd.

lengteprofiel nabij Vlodrop



2.4 HOOGWATERS.

Wat is een hoogwater?

Een hoogwater is een afvoergolf, waarbij het debiet een bepaalde waarde overschrijdt. Deze waarde kan bepaald worden door een arbitair gegeven of wordt gedefinieerd als het debiet waarbij de rivier buiten zijn oevers treedt. Bij grote rivieren met scheepvaart kan het ook het debiet zijn waarbij geen scheepvaart meer mogelijk is.

Bij de Roer is het moeilijk om te bepalen wat een hoogwater is. Maar doordat de maximale capaciteit van de centrale op $Q = 30 \text{ m}^3/\text{s}$ bepaald is, is het zinvol om over een hoogwater te spreken als het debiet groter is dan $Q = 30 \text{ m}^3/\text{s}$. Deze waarde is arbitair vastgesteld, zodat de omgeving deze waarde voor het debiet niet als een hoogwater ervaart. De omwonenden ervaren een volle Roer als hoogwater.

Hoe passeert de hoogwatergolf de centrale.

Bij een hoogwater moet het extra water op een andere manier afgevoerd worden, omdat de centrale op maximaal $Q = 30 \text{ m}^3/\text{s}$ blijft draaien. Oplossingen hiervoor kunnen zijn dat het extra water wordt geborgen in een stuwmeer of het laten wegstromen via een overlaat of een combinatie van beiden. Het eerste geval van berging in een stuwmeer heeft als voordeel dat het water later gebruikt kan worden voor energiewinning. Het stuwmeer heeft als nadeel, dat er grote dijkwerken moeten worden aangelegd. De grootte van het stuwmeer dient bepaald te worden uit een periode van hoogwater. Het probleem, dat nu ontstaat, is het niet hypothetische geval van het op elkaar volgen van twee hoogwatergolven zonder een periode van laagwater. Nu is het stuwmeer te klein, dus dient er als nog een directe afvoer te komen, b.v. afvoer over een overlaat. Het gevolg is, dat er altijd een overlaat gebouwd moet worden. De bedijking van het stuwmeer kan nu beperkt worden.

2.5 De overlaat.

Op deze locatie komen twee plaatsen voor een overlaat in aanmerking, t.w.:

- waar het afleidingskanaal begint (zie tek.no.: 4)
- naast de centrale
- begin van het afleidingskanaal

De hoogwatergolf passeert nu niet het stuwmeer, want hij zal de oude rivierbedding volgen. De consequentie van deze afleiding is dat het stuwmeer niet optimaal gevuld wordt door de hoogwatergolf. De hoogwatergolf geeft in de rivierbedding een hogere waterstand dan het stuwpeil. De drempelhoogte van de overlaat moet hoger zijn dan het stuwpeil op het stuwmeer voor optimale vulling. In het geval van twee hoogwatergolven kort na elkaar stuit men op een probleem, het stuwmeer is gevuld, maar de overlaat voert het surplus aan water niet af, omdat de drempelhoogte te hoog is. De oplossing hiervoor is een regelbare stuw met onder- of bovenafvoer.

Bij bovenafvoer geldt de formule: $Q = \text{coef.} \cdot l,7 \cdot B \cdot H^{1,5}$
Indien de afvoer met 10% vergroot wordt moet H stijgen met 6%.

Bij onderafvoer geldt de formule: $Q = \text{coef.} \cdot B \cdot a \cdot (2 \cdot g \cdot z)^{\frac{1}{2}}$
a - de schuifopening; z - verschil tussen boven en beneden waterstand.

Indien de afvoer met 10% vergroot wordt, dient z te stijgen met 20%.

- overlaat naast de waterkrachtcentrale

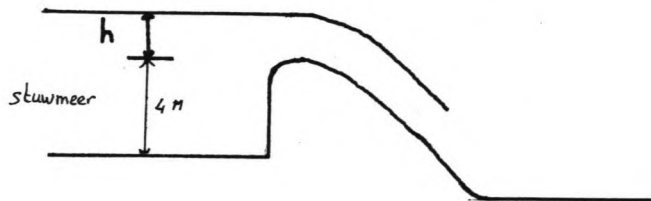
Nu kan de drempelhoogte van de overlaat het stuwpeil zijn, want als het stuwmeer vol is en er komt een hoog-

watergolf aan, dan treedt de overlaat direct inwerking.
Het probleem van twee hoogwatergolven treedt nu niet
meer op.

Deze laatste reden is doorslaggevend om de overlaatcon-
structie naast de waterkrachtcentrale te bouwen. De over-
laat naast de waterkrachtcentrale kan er een worden met
een vaste drempel, dit zal kosten besparend werken.

-Berekening van de overlaat.

Allereerst wordt gedacht aan een vaste overlaat met de drempel op het stuwpeil. De maximale waterdiepte op de drempel wordt op $h = 0,50$ m gesteld. Dit is gedaan om te hoge waterstanden in het stuwmeer te voorkomen. Er wordt gekozen voor een korte overlaat met een volkomen afvoer, d.w.z. de afvoer over de overlaat is onafhankelijk van de beneden waterstand.



figuur 11

De afvoerformule voor dit type overlaat is :

$$q = \text{coef} \cdot \frac{2}{3} \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot g\right)^{\frac{1}{2}} \cdot h^{1,5} = \text{coef} \cdot 1,7 \cdot h^{1,5}$$

$$Q = q \cdot B$$

De coëfficiënt in deze overlaat formule is meestal groter dan 1, mits de overlaat "netjes" gevormd is, d.w.z. geen loslaat verschijnselen vertoont. Stel: coef = 1,2.

$$Q = 1,2 \cdot 1,7 \cdot B \cdot (0,5)^{1,5} = 0,7 \cdot B$$

Afgevoerd moet worden $Q_{\text{overlaat}} = 70 \text{ m}^3/\text{s}$, deze afvoer komt eenmaal per jaar voor.

$$Q_{1x \text{ jaar}} = 100 \text{ m}^3/\text{s} = Q_{\text{overlaat}} + Q_{\text{turbine}} = 70 + 30 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$B = 100 \text{ m. (overlaatbreedte)}$$

$$v_n \approx \frac{70}{100 \cdot 0,5} = 1,4 \text{ m/s}$$

Dit type overlaat is dus onuitvoerbaar, vanwege de grote breedte van de overlaat. Een mogelijkheid is om de waterdiepte boven de drempel te vergroten. De effectiviteit van het stuwmeer wordt hiermee wel verminderd.

De oplossing is nu een stuw met een onderafvoer. De berekening volgt later. (zie blz. 49 e.v.)

2.6 Turbinehuis. (Vlodrop)

Voor het turbinehuisontwerp is gebruik gemaakt van Zweedse en Franse studies. Zij werden gepubliceerd in resp.

"Water Power & Dam Constructions" van november 1981 en in "La Houille Blanche" No.4/5 - 1981.

Uit deze artikelen bleek, dat één turbine voor een debiet van $Q = 30 \text{ m}^3/\text{s}$ niet in aanmerking kwam, omdat het turbineblad een te grote diameter zou krijgen, nl. $\pm 4 \text{ m}$. Op grond van dit gegeven is gekozen voor twee turbines. Een gevolg van deze keuze is eveneens dat het rendement van de waterkrachtcentrale verbeterd wordt. Bij lage debieten wordt nu een turbine stilgezet. Nog een voordeel is, ^{indien} indien er onderhoud aan een van de turbines gepleegd moet worden, de andere kan blijven werken.

Naar aanleiding van de figuren no : 12 en 13 is gekozen voor een turbine met de volgende eigenschappen:

type turbine: Kaplan

$$n_n : 214 \text{ omw/min} \quad (\text{norm toerental})$$

$$N_{\text{turbine}} = 8 \cdot Q \cdot \Delta h = 8 \cdot 15 \cdot 4 = 480 \text{ kW}$$

$$n_s = \frac{n_n \left(\frac{N_{\text{turbine}}}{(\Delta h)^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{1}{2}}}{\Delta h} = \frac{214 \left(\frac{480}{2} \right)^{\frac{1}{2}}}{4} = 828 \text{ omw/min} \quad (\text{specifiek toerental})$$

$$n_1 = \frac{n_n}{\Delta h^{\frac{1}{2}}} = \frac{214}{2} = 107 \text{ omw/min} \quad (\text{eenheidstoerental})$$

$$Q_1 = \frac{Q N}{\Delta h^{\frac{1}{2}}} = \frac{15}{2} = 7,5 \quad (\text{eenheidsdebiet})$$

$n_s = 828 \text{ omw/min}$. Uit grafiek (figuur 13) voor de Kaplan-turbine volgt:

$$u_1 = 2 \text{ m/s} \quad (\text{omwentelingssnelheid})$$

$$\bar{c}_{m0} = 0,4 \text{ m/s} \quad (\text{gemiddelde intreessnelheid})$$

$$u_n = 0,78 \text{ m/s} \quad (\text{gemiddelde uittreesnelheid})$$

$$D_1 = \frac{84.6}{n_1} u_1 = \frac{84.6}{107} 2 = 1.58 \text{ m (buiten diameter rotor blad)}$$

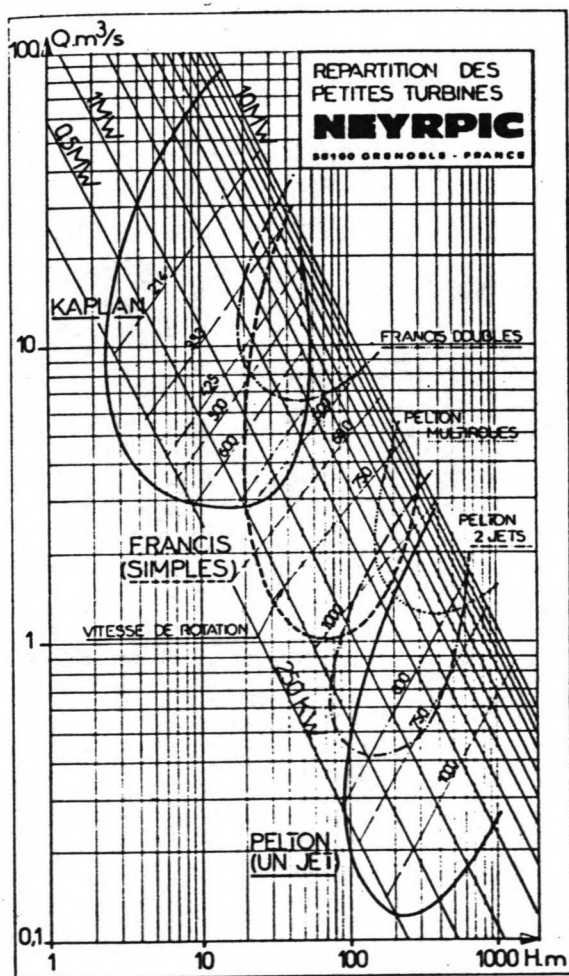
$$b_0 = \frac{0.072}{\bar{c}_{m0}} \frac{Q_1}{D_1} = \frac{0.072}{0.4} \frac{7.5}{1.58} = 0.854 \text{ m (hoogte aanvoerbuis)}$$

$$D_n = \frac{u_n}{u_1} D_1 = \frac{0.78}{2} 1.58 = 0.62 \text{ m (binnen diameter rotorblad)}$$

Zie tek. no.: 3

figuur 12

J. RABAUD,



Nomogram voor de keuze van turbintype

Zahlenbeispiel. Für eine stehende Kaplan turbine (z. B. Abb. 81, S. 58), die bei $H_e = 38$ m $Q = 75$ m³/s mit einem Wirkungsgrad $\eta = 0,89$ verarbeiten und mit $n_n = 200$ min⁻¹ laufen soll, ist die kavitationsfreie Lage des Laufrades gegenüber dem Unterwasserspiegel zu berechnen, wenn der Atmosphärendruck auf $h_{at} = 720$ mm QS absinken und die Wassertemperatur bis auf $t = 20^\circ\text{C}$ ansteigen kann.

Lösung:

Bei einer Nutzleistung

$$N_n = \frac{\gamma Q H_e}{75} \cdot \eta = 13,3 \cdot 75 \cdot 38 \cdot 0,89 = 33700 \text{ PS}$$

und einer spezifischen Drehzahl

$$n_s = \frac{n_n}{H_e} \sqrt{\frac{N_n}{H_e}} = \frac{200}{38} \cdot \sqrt{\frac{33700}{38}} = 390$$

wird gem. Abb. 126 der Kavitationsbeiwert $\sigma_n = 0,29$.

Da laut Dampftabelle der Dampfdruck bei $t = 20^\circ\text{C}$ $h_d = 0,24$ m und der Atmosphärendruck $h_{at} = 13,6 \cdot 0,72 = 9,8$ m wird, erhält man mit Gl. (22) die höchstzulässige Saughöhe

$$H_s \leq 9,8 - 0,24 - 0,29 \cdot 38 \leq -1,44 \text{ m.}$$

Die Saughöhe H_s wird negativ! Das Laufrad muß somit mindestens 1,44 m unterhalb vom Unterwasserspiegel liegen.

VII. Berechnung und Konstruktion der Überdruckturbinen

33. Das Francislaufrad

33.1 Hauptabmessungen

Laufraddurchmesser D_1 , Laufradbreite b_1 und Saugrohrdurchmesser D_s bilden den Ausgangspunkt für den Entwurf und die Konstruktion des Laufrades. Diese Hauptabmessungen (Abb. 127) lassen sich berechnen, wenn die Konstruktionsdaten Q_n , H_e , n_n und damit n_s sowie von bewährten Ausführungen Zahlenwerte für die spezifische Geschwindigkeiten $\bar{u}_1$, $\bar{c}_m$ und $\bar{c}_s$ in Funktion von n_s vorliegen (Abb. 127).

Mit dem Nutzgefälle H_e m, der Nenndrehzahl n_n min⁻¹ und der Umfangsgeschwindigkeit $u_1 = \bar{u}_1 \sqrt{2g H_e}$ m/s folgt dann aus der Beziehung

$$u_1 = \frac{\pi D_1 n_n}{60} \quad [\text{m/s}]$$

der Laufraddurchmesser

$$D_1 = \frac{60 \sqrt{2g}}{\pi} \frac{\sqrt{H_e}}{n_n} \bar{u}_1 \quad [\text{m}]$$

und daraus mit der Einheitsdrehzahl

$$n_1 = \frac{n_n}{\sqrt{H_e}} \quad [\text{Gl. (14)}],$$

$$D_1 = \frac{84,6 \bar{u}_1}{n_1} \quad [\text{m}]. \quad (23)$$

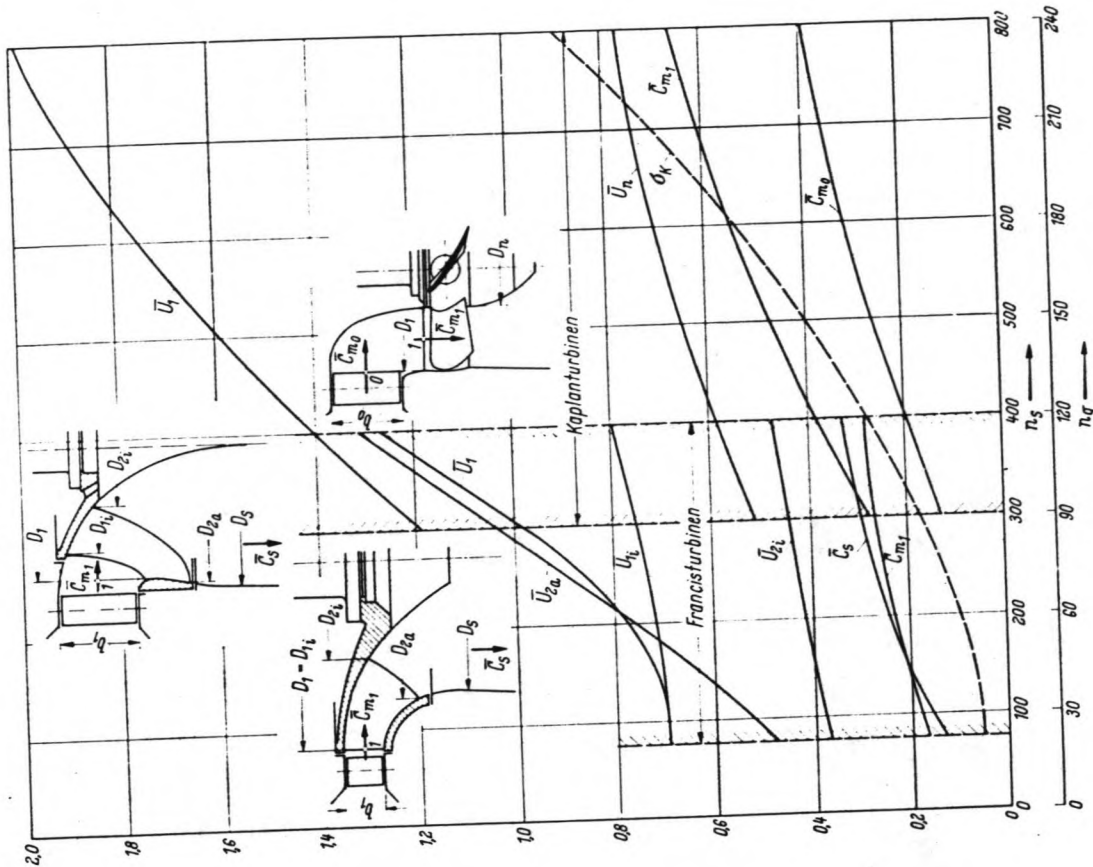


Abb. 127

Aus der Stetigkeitsbedingung $Q_n = c_m F_1$ m³/s findet man weiter mit dem Laufradeintrittsquerschnitt $F_1 = \pi D_1 b_1$ m² und der Meridianspezifischen Geschwindigkeit

$$c_{m1} = \bar{c}_m \sqrt{2g H_e} \quad [\text{m/s}]$$

die Laufradbreite

$$b_1 = \frac{Q_n}{\pi D_1 \bar{c}_m \sqrt{2g H_e}} \quad [\text{m}]$$

und daraus mit dem Einheitswasserstrom

$$\begin{aligned} Q_1 &= \frac{Q_n}{\sqrt{H_s}} \quad [(Gl. 15)], \\ b_1 &= \frac{0,072 Q_1}{\bar{c}_m D_1} \quad [m]. \end{aligned} \quad (24)$$

Ganz entsprechend ergibt sich mit der Saugrohrgeschwindigkeit $c_s = \bar{c}_s \sqrt{2gH_s}$ [m/s] und dem Saugrohrquerschnitt

$$F_s = \frac{\pi D_s^2}{4} \quad [m^2]$$

aus der Stetigkeitsbedingung $Q_n = c_s F_s$ m³/s für das fliegende Laufrad der Saugrohrdurchmesser

$$D_s = \sqrt{\frac{4}{\pi} \frac{Q_n}{2g \bar{c}_s \sqrt{H_s}}} \quad [m]$$

und daraus wieder mit dem Einheitswasserstrom

$$D_s = 0,536 \sqrt{\frac{Q_1}{c_s}} \quad [m]. \quad (25)$$

Bei einem Laufrad mit durchgehender Welle vom Durchmesser d_w m wird der freie Saugrohrquerschnitt

$$F_s = \frac{\pi}{4} (D_s^2 - d_w^2) = \frac{Q_n}{c_s} = \frac{Q_n}{\bar{c}_s \sqrt{2gH_s}} \quad [m^2]$$

und damit der Saugrohrdurchmesser, wenn man wieder den Einheitswasserstrom einsetzt,

$$D_s = \sqrt{0,287 \cdot \frac{Q_1}{\bar{c}_s} + d_w^2} \quad [m]. \quad (25a)$$

Bei saugrohrseitigem Antrieb genügt es zunächst, d_w auf Grund der Drehfestigkeit zu berechnen. Es wird dann, wenn das Drehmoment M_d in cmkp und die zulässige Drehbeanspruchung $\tau_{d_{zul}}$ in kp/cm² eingesetzt wird,

$$d_w = \sqrt[3]{\frac{16}{\pi \tau_{d_{zul}}} M_d} \quad [cm]. \quad (26)$$

33.2 Entwurf und Konstruktion

Trotz umfangreicher theoretischer Unterlagen läßt sich die dreidimensionale, zudem nicht stationäre und grenzschichtbehaftete Turbulenzströmung durch das Schaufelgitter eines Francislaufrades mit seinen räumlich gekrümmten Schaufeln rechnerisch nur angenähert erfassen. Man ist daher beim Entwurf des Schaufelgitters, dessen Form in hohem Maße von der spezifischen Drehzahl n_s abhängt, mehr oder weniger auf einfache Grundlagen der Strömungslehre und der darstellenden Geometrie angewiesen. Dies bedingt, daß man in der Regel mehrere Entwurfsvarianten ausarbeiten und den endgültigen Entwurf, vor allem im Hin-

blick auf die scharfen Wirkungsgrad- und Betriebsgarantien und auf die Tatsache, daß es sich im Wasserturbinenbau fast ausschließlich um die Einzelfertigung immer größer werdender, teurer Aggregate handelt, durch Laboratoriumsversuche an Modellrädern, ja sogar an kompletten Modellturbinen nachprüfen bzw. korrigieren muß.

Für den Entwurf des Laufradschaufelgitters und damit der Laufradschaufel müssen der Meridianschnitt des durchflossenen Hohlraums, ein zum Saugrohr reichendes, rotationssymmetrisches Profil, ein hinreichend geeignetes Strömungsbild für diesen Meridianschnitt, das Laufradprofil und die Geschwindigkeitsdiagramme der Teilturbinen am Ein- und Austritt des Schaufelgitters vorliegen.

Das Laufrad mit seinem Schaufelgitter wird in der Regel im Maßstab 1 : 1 aufgezeichnet.

Der Umriss des Meridianschnitts (Abb. 128, 129) wird durch die Spurlinie S_i des Laufradbodens K_i und durch die Spurlinie S_a des Lauf-

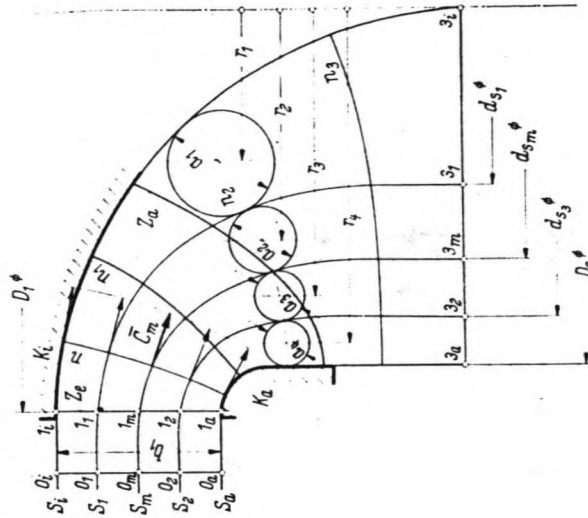


Abb. 128

radkranzes K_a begrenzt. Beide Spurlinien werden aus Kreisbögen oder kreisbogenähnlichen Kurvenstücken gebildet. Sie müssen vom Leitrad- bis zum Saugrohrprofil derart verlaufen, daß die mittlere Meridianschwindigkeit $\bar{c}_m$ stetig in die mittlere Saugrohrgeschwindigkeit $\bar{c}_s$ übergeht.

Bei Laufrädern mit $n_s > 175$ soll der Kropf K_i des Laufradkranzes K_a (Abb. 129) den Kreiszylinder vom Durchmesser D_1 berühren und einen möglichst großen Krümmungsradius erhalten.

In den durch die Spurlinien S_i und S_a begrenzten Meridianschnitt ist nun ein ebenes Strömungsbild einzuzichnen. Legt man, was erlaubt ist,

Deze richtlijnen hebben tot gevolg, dat het turbine huis de volgende kenmerkende afmetingen heeft.

De definitieve afmetingen.

Bij de verticale doorsnede van het turbinehuis.

$$h = 0,854 \text{ m}$$

$$D_1 = 1,58 \text{ m}$$

Het diepste punt van de zuig buis ligt op $2,2 \cdot D_1 = 3,48 \text{ m}$ onder het midden van de turbine en ligt op $1,5 \cdot D_1 = 2,37 \text{ m}$ van de turbine-as. De hoogte van de zuigbuis op deze plaats, het diepste punt is $h_z = 0,6 \cdot D_1 = 0,95 \text{ m}$.

De uitstroom opening van de zuigbuis ligt op $4,5 \cdot D_1 = 9,9 \text{ m}$ van de turbine-as en heeft een hoogte van $D_1 = 1,58 \text{ m}$.

De breedte van de zuigbuis bij uitstroming is $B_u = 3 \cdot D_1 = 4,75 \text{ m}$.

De afmetingen van het toevoerhuis worden gebaseerd op hydraulische gegevens.

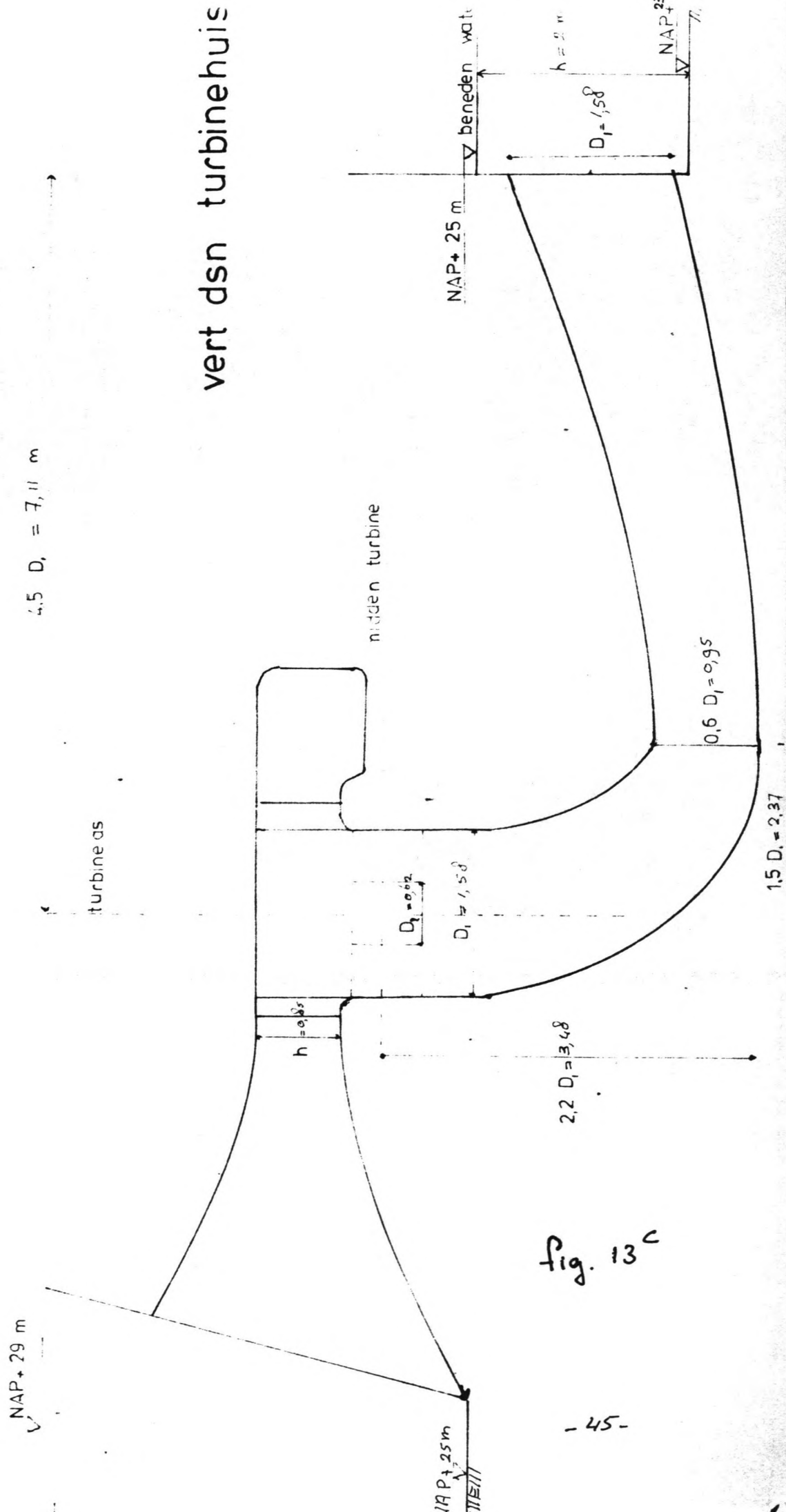
De stroming moet zo goed mogelijk met zo weinig mogelijke verliezen bij het turbineblad komen. Het gevolg is, dat alle scherpe hoeken vermeden moeten worden.

Het verste punt van het toevoerhuis is op $1,5 \cdot D_1 = 2,37 \text{ m}$ van de turbine-as verwijderd. Nog een ander kenmerk van dit toevoerhuis is, dat de as van de inlaat en de turbine-as niet gelijk lopen, maar $0,3 \cdot D_1 = 0,48 \text{ m}$ verschoven zijn (zie horizontale doorsnede turbinehuis).

Voor een totaal overzicht over het turbinehuis zie tek. no.: 3

hor, dsn turbinehu

vert dsn turbinehuis



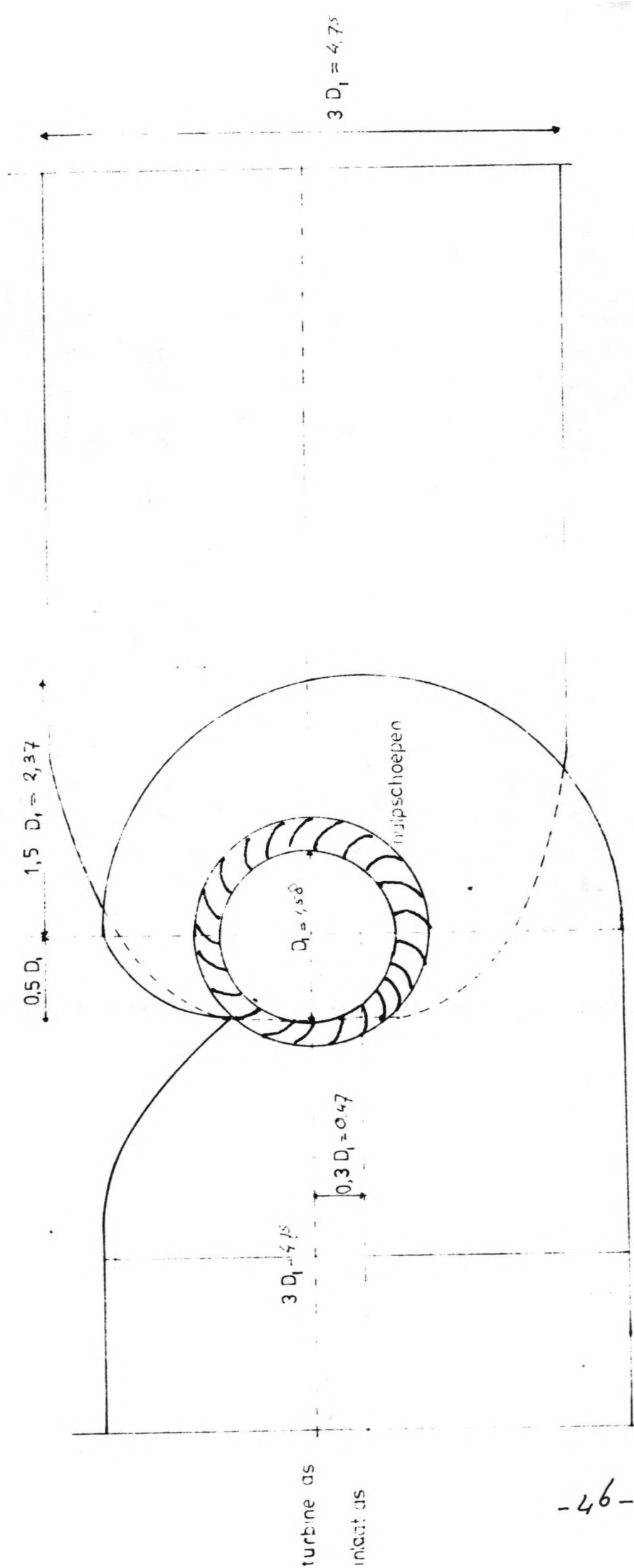


fig. 13^d

hor, dsn turbinehu

Cavitation.

Volgens Wasserkraftwerke van Press treedt er cavitation op als het cavitatiegetal (Kavitationsbeiwert) σ kleiner is dan de waarde behorende bij het specifiek toerental van de turbine.

Berekening volgens Thoma.

$$\sigma < \frac{B - h_s}{h}$$

B = barometerdruk

h_s = verschil tussen beneden waterstand en turbinehoogte

h = valhoogte

$$B = 10 - 12 \cdot 10^{-4} \cdot h_{\text{NAP}}$$

$$h_{\text{nap}} = 30 \text{ m}$$

berekening voor de barometerdruk
t.o.v. zeeniveau

$$B = 10 - 12 \cdot 10^{-4} \cdot 30 = 9,96 \text{ m}$$

$$n_s = 828 \text{ omw/min} \Rightarrow \sigma = 2$$

$$h = 4 \text{ m}$$

$$h_s < B - \sigma \cdot h$$

$$h_s < 9,96 - 2 \cdot 4 = 1,96 \text{ m} \quad \text{boven de beneden waterstand}$$

figuur 14

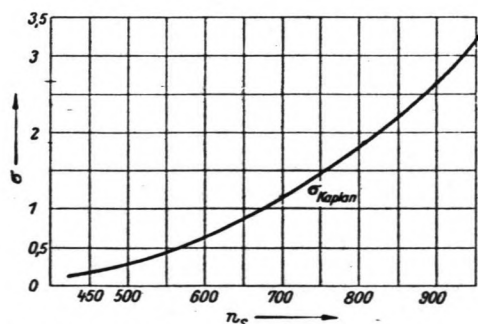
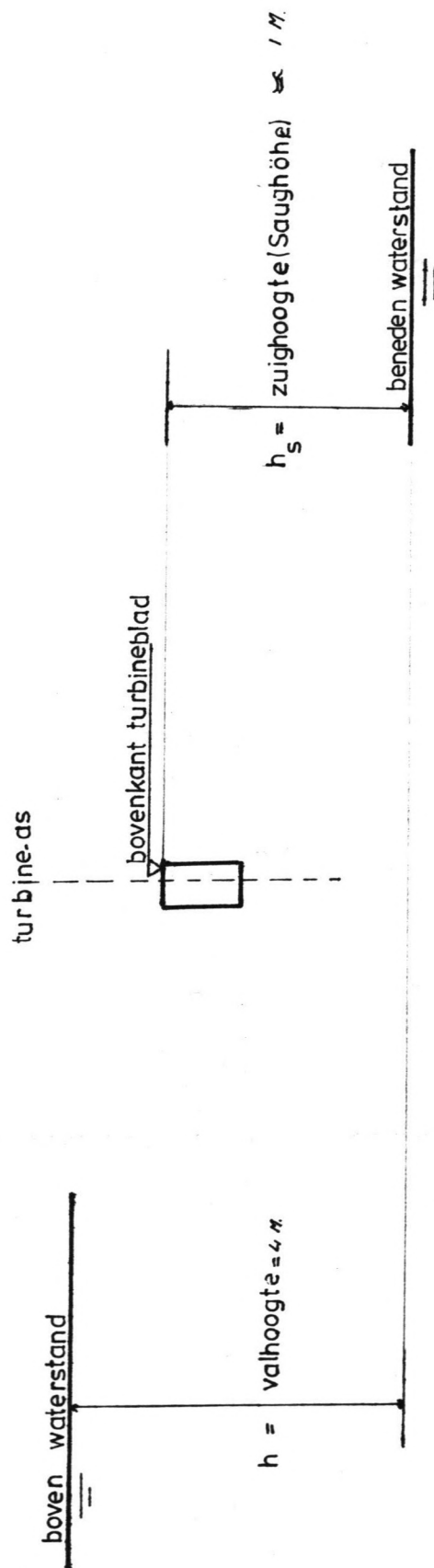


Bild 333b. Kavitationsbeiwerte σ für Kaplan- und Propellerlaufräder als Funktion der spezifischen Drehzahl n_s .



barometerdruk.

fig. 14^A

2.7 Berekening van de overlaat. (Vlodrop)

Het probleem van de overlaat is nu toegespitst op twee typen overlaten. (zie pag 38.)

Type I : een overlaat-stuw met onderafvoer tussen de twee turbinehuizen.

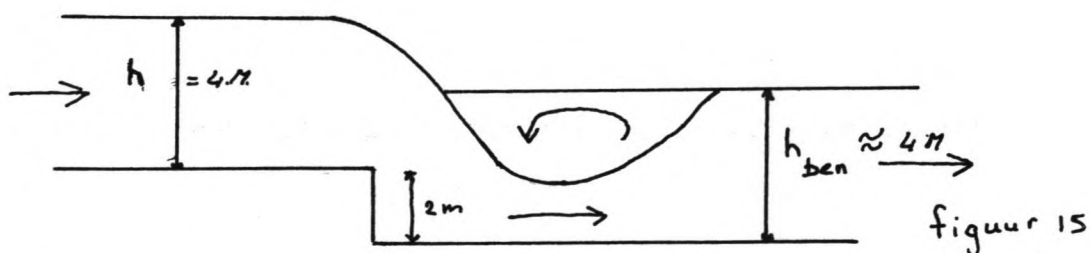
Type II : meerdere overlaten met bovenafvoer, desgewenst gevolgd door een groene rivier.

Het voordeel van het eerste type is, dat als de stuw geopend wordt, het aanwezige sediment voor de stuw direct met de stroom afgevoerd kan worden. Dit heeft tot gevolg, dat er minder onderhoud aan het stuwmeer gepleegd behoeft te worden. (zie blz. 30)

Berekening type I:

Een stuw tussen de turbinehuizen met onderafvoer.

Indien de stuw gestreken is, moet het maximale debiet over de overlaat. De stroom ondervindt dan geen hinder van de schuif.



De waterdiepte boven de overlaatsdrempel kan maximaal $h = 4$ m zijn. In dit geval wordt het gehele verval gebruikt om de ~~hoge afvoer~~ af te voeren. De beneden waterstand is bij deze extreme afvoer ook hoger dan gebruikelijk, waardoor het verval in deze situatie in werkelijkheid kleiner is. ($\Delta h \approx 2$ m).

Er is gekozen voor een korte overlaat met een volkomen afvoer. De afvoercoëfficiënt is gesteld op 1.

De formule voor de volkomen overlaat is:

$$\begin{aligned} q &= \text{coef} \cdot 1,7 \cdot h^{1,5} && (\text{zie blz. 38}) \\ q &= 1,7 \cdot 1 \cdot 4^{1,5} \\ q &= 13,6 \text{ m}^2/\text{s} \end{aligned} \quad v_{\text{overlaat}} = \frac{13,6}{4} = 3,4 \text{ m/s}$$

Het maximale debiet via de overlaat is $Q_{\text{max}} = 70 \text{ m}^3/\text{s}$

$$B_{\text{overlaat}} = \frac{Q}{q} = \frac{70}{13,6} = 5,15 \text{ m}.$$

De werkelijke breedte wordt $B_{\text{overlaat}} = 5,5 \text{ m}$

Het overlaat- of stuwprogramma moet wel opgesteld worden.

In dit verslag wordt het stuwprogramma niet opgesteld, omdat er te veel gegevens ontbreken om een goed stuwprogramma op te stellen.

Nu dit type overlaat niet te groot is geworden qua breedte wordt de berekening van het tweede type achterwegen gelaten. Dit type zal waarschijnlijk een te grote breedte vergen, zie blz. 38, en een tweede overlaat is niet direct nodig.

2.8

Keuze van het afsluitmiddel boven de overlaat (Vlodrop).

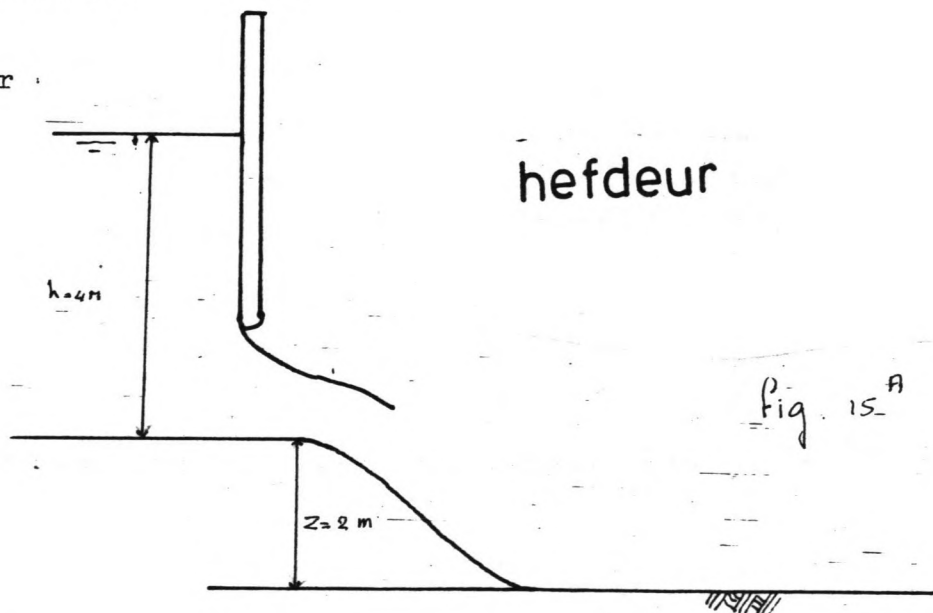
De overlaat is gesitueerd tussen de turbinehuizen. Het afsluitmiddel kan geconstrueerd worden als:

- a. klep
- b. hefdeur
- c. segmentschuif
- d. dubbele hefdeur

a. Klep

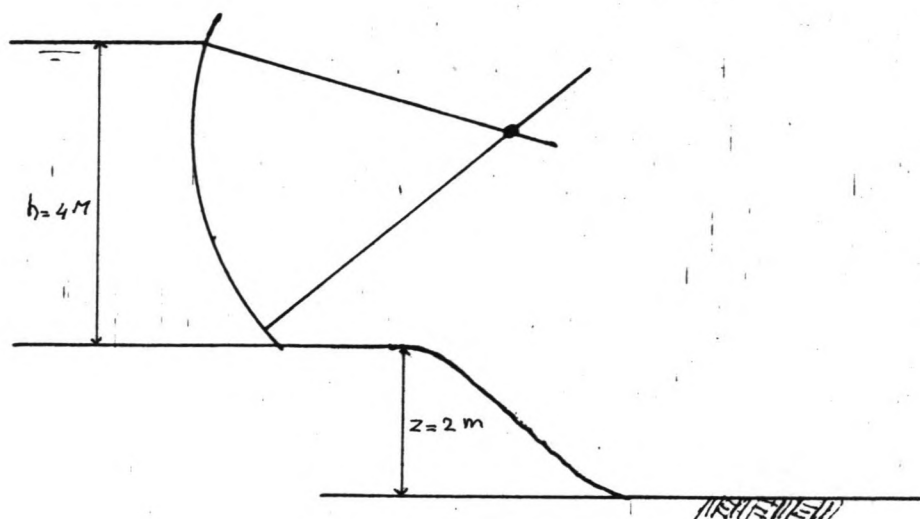
Deze oplossing wordt direct verworpen, omdat bij deze overlaat het stuwpeil niet geregeld moet worden, maar het debiet. zie blz. 37. De debietregeling is het gemakkelijkst door middel van een stuw met onderafvoer.

b. Hefdeur



Onderafvoer is bij deze constructie geregeld, maar de constructie hoogte van de heftorens kan een landschapelijk probleem zijn, omdat deze 6 m hoog worden.

c. Segmentschuif



segmentschuif

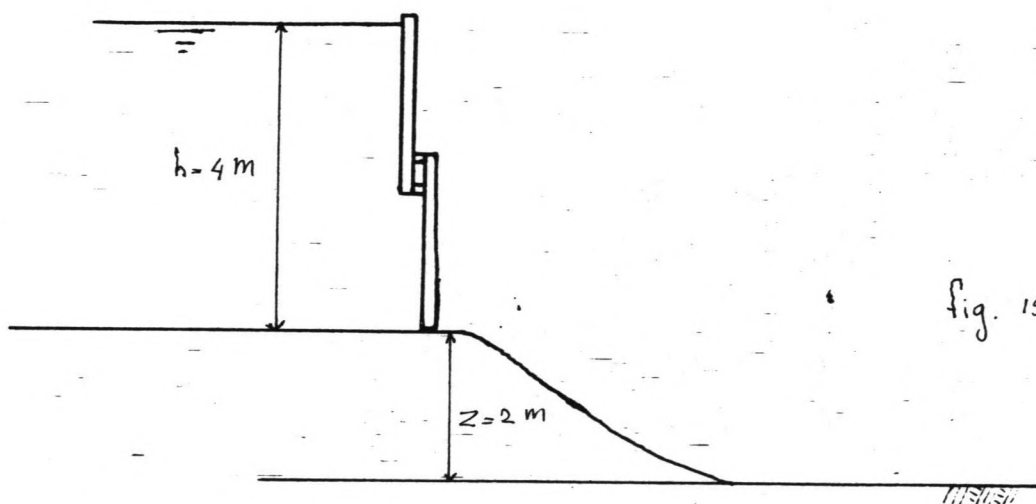
Het geleidewerk van de segmentschuif wordt ook een hoge toren, wat een landschappelijk bezwaar is.

Daarnaast kan het aandrijfmechanisme een probleem geven, omdat de draaiingsas van de segmentschuif dicht bij de plaats van de generator komt. De afdichting van de segmentschuif is ook nog een probleem.

Het voordeel van dit afsluitmiddel is, ^{wel} dat het contragewicht buiten het turbinegebouw geplaatst is, nl. boven de overlaat.

d Dubbele hefdeur

De hefdeur wordt nu in tweeën gedeeld, Hierdoor wordt de hoogte van de heftorens verminderd en wordt ook de mogelijkheid geschapen om zowel onder- als bovenafvoer te realiseren. Dit type deur heeft hoofdzakelijk voordelen, omdat de heftorens lager zijn en de contragewichten kleiner zijn, maar wel dubbel. De waterdichte afdichting tussen de beide deuren kan een bezwaar zijn.



dubbele hefdeur

Als afsluitmiddel voor deze overlaat wordt gekozen voor de oplossing van de dubbele hefdeuren vanwege de vele voordelen, die deze oplossing biedt.

Voor het onderhoud aan de deur dient aan weerszijden van de overlaat, dus zowel ^{aan} stuwmeerzijde als ^{aan} rivierzijde een voorziening gemaakt te worden om de bak tussen de turbinehuizen droog te zetten. Dit zal kunnen geschieden door twee stalen schuiven aan beide zijden te plaatsen en de bak ^{dan} leeg te pompen.

Bepaling van de massa en grootte van het contragewicht(cg).

De berekening van de massa, cq. grootte, van het contragewicht is nodig om de dikte van de wand van een turbinehuis te kunnen bepalen, of wel dat er voldoende ruimte is om de contragewichten te kunnen bergen. Nu gekozen is voor de dubbele hefdeur, wordt de berekening voor dit type deur uitgevoerd.

De afmeting van een enkele deur.

De afmetingen van de deur worden bepaald uit de volgende gegevens.

$$\begin{aligned} \text{deurbreedte} &= \text{overlaatbreedte} + 2 \times \text{sponning (aanslag)} \\ &= 5,5 \qquad 2 \times 0,10 = 5,70 \text{ m} \end{aligned}$$

De te keren waterhoogte is $h = 4 \text{ m}$; dit leidt er toe, dat de hoogte van een enkele deur groter dan 2 m moet zijn (indien deuren even groot!)

Om de deuren waterdicht op elkaar te laten aansluiten, is ook nog eens $0,30 \text{ m}$ nodig. Aan de bovenzijde van de deur dient een vrijboord te zijn van ca $0,10 \text{ m}$.

Dit heeft tot gevolg, dat de deurhoogte $2 + 0,3 + 0,10 = 2,4 \text{ m}$ wordt. De afmeting van een enkele deur zijn $h \times b = 2,4 \times 5,7$

Een vuistregel voor de schatting van de massa van de deur is, dat de massa per vierkante meter deuroppervlak gelijk is aan 500 kg/m^2

$$m_{\text{deur}} = 500 \cdot h \cdot b = 500 \cdot 2,4 \cdot 5,7$$

$$m_{\text{deur}} = 6840 \text{ kg}$$

Per deur wordt gekozen voor twee contragewichten, aan iedere zijde van de overlaat één contragewicht.

Als materiaal voor de contragewichten is gekozen voor staal met een soortelijke massa van $\rho_{st} = 7,85 \cdot 10^3 \text{ kg/m}^3$.

De massa van één contragewicht is gelijk aan de helft van de massa van een deur.

(index cg = contragewicht)

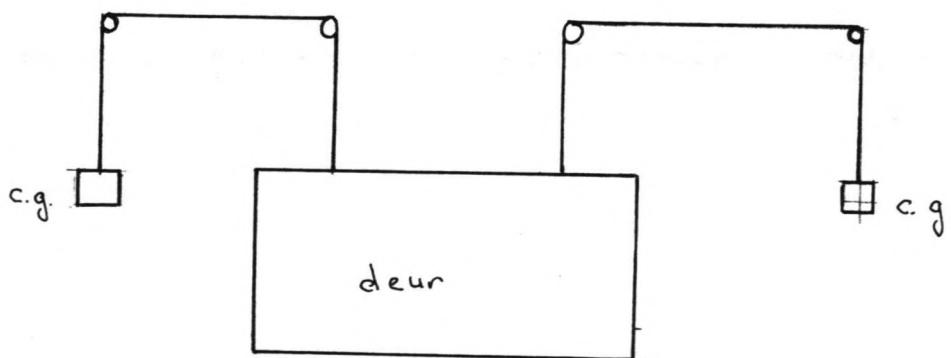
$$m_{cg} = \frac{1}{2} \cdot m_{deur} = \frac{1}{2} \cdot 6840 = 3420 \text{ kg}$$

Het volume van een contragewicht is gelijk aan

$$\begin{aligned} V_{cg} &= m_{cg} / \rho_{st} \\ &= 3420 / 7,85 \cdot 10^3 = 0,436 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

De vorm van de contragewichten wordt gesteld op een kubus vorm, omdat er dan minder hoogte nodig in het gewichtenhuis. De ribbe van deze kubus wordt

$$r_{cg} = (V_{cg})^{1/3} = (0,436)^{1/3} = 0,76 \text{ m}$$



2.9 Randvoorwaarden. (voor de w.k.c. nabij Vlodrop)

De randvoorwaarden voor de waterkrachtcentrale in de Roer nabij Vlodrop zijn de volgende:

- debiet: $Q_{\min} = 9 \text{ m}^3/\text{s}$ en $Q_{\max} = 30 \text{ m}^3/\text{s}$
- verval: $h = 4 \text{ m}$
- overlaat: $Q_{\text{ontwerp}} = 70 \text{ m}^3/\text{s}$ met onderafvoer
- sediment; afvoer via hoogwatergolven
- onderloopsheid: schermen plaatsen
- cavitatie: geen probleem, te weinig verval, zie blz. 47
- dubbele hefdeur: uit landschappelijke overwegingen
- contragewichten: plaatsen in de muren van de turbinehuizen

De bodem zal achter de overlaet beschermd moeten worden, omdat het huidige materiaal niet stabiel is onder de grote watersnelheid bij geopende schuif (hoogwater). Door de grote ontgrondingen achter de centrale komt de stabiliteit van de constructie in gevaar. Als eerste bodembescherming wordt gedacht aan een bescherming van betonblokken. De bedoeling van deze betonblokkenbescherming is om de hoge pieken in de snelheidsverdeling van het water te minimaliseren. Deze snelheidspieken zorgen voor de grote ontgrondingen. Optimaal zou zijn een parabolische snelheidsverdeling. De blokken bescherming dient nog gevolgd te worden door een stortebed van stortsteen.

Bepaling van de diameter van de stortsteen.

Veronderstelling: De stortstenen mogen geen beweging vertonen, dit houdt in dat de formule van Shields gebruikt mag worden.

$$\frac{\tau}{(\rho_s - \rho) \cdot g \cdot D_{90}} \leq 0,02 \quad (\text{geen beweging})$$

$$\tau = \rho \cdot g \cdot R \cdot i \quad (\text{kritieke schuifspanning})$$

De soortelijke massa van de stortsteen is:

$$\rho_s = 2650 \text{ kg/m}^3$$

$$D_{90} > \frac{\tau}{(\rho_s - \rho) \cdot g \cdot 0,02} = \frac{\rho \cdot g \cdot R \cdot i}{(\rho_s - \rho) \cdot g \cdot 0,02} = \frac{R \cdot i}{\Delta \cdot 0,02}$$

Bij $Q_{\max} = 100 \text{ m}^3/\text{s}$, direct achter de centrale, is:

$$R = 4 \text{ m} \quad h \approx 4 \text{ m} \quad B = 32 \text{ m} \quad (\text{er is inundatie})$$

$$\Delta = 1,65$$

$$i = 6,3 \cdot 10^{-4}$$

$$v = 100 / (4 \cdot 32) = 0,8 \text{ m/s}$$

$$D_{90} = \frac{4 \cdot 6,3 \cdot 10^{-4}}{1,65 \cdot 0,02} =$$

$$D_{90} = 7,59 \cdot 10^{-2} \text{ m} = 8 \text{ cm}$$

Met een veiligheidsfactor: $D_{90} = 15 \text{ cm}$.

De grootte van de betonblokkenbescherming.

Deze blokken dienen voldoende groot en zwaar te zijn ,
zodat de blokken niet wegspoelen of verschuiven onder
de watersnelheid direct na de overlaat, bv. $0,3 \times 0,3 \times 0,2 \text{ m}^3$.

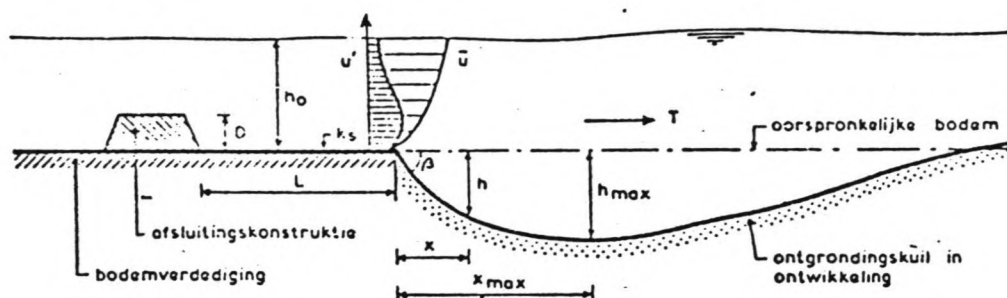
De bodembescherming voor de overlaat.

De eventuele bodembescherming voor de overlaat ^{dient} om uit-
schuring voor de overlaat te voorkomen. Deze bodembescher-
ming kan gelijk zijn aan de bodemverdediging na de overlaat.

Ontgrondingen na het stortbed.

De problematiek van de ontgrondingskuil is moeilijk, omdat de grootte van de ontgrondingskuil vaak via een modelonderzoek wordt bepaald. Uit deze modelonderzoeken zijn empirische formules gevonden. Met deze formules zal worden nagegaan of een grote ontgrondingskuil te verwachten is of niet.

Twee dimensionale berekening.



figuur 16

De empirische formules voor het ontgrondingsproces zijn:

$$t_1 = \frac{K \Delta^{1,7} h_0^2}{(\alpha u - u_{kr})^{4,3}}$$

$$\left(\frac{h_{\max}(t)}{h_0} \right) = \left(\frac{t}{t_1} \right)^{0,38}$$

$h_{\max}(t)$	= max. ontgrondingsdiepte op tijdstip t	in m
h_0	= oorspronkelijke waterdiepte	in m
t	= tijd	in uren
t_1	= tijd waarin $h_{\max} = h_0$ wordt	in uren
Δ	= relatieve dichtheid ontgrondingsmateriaal	-
u	= gemiddelde stroomsnelheid	in m/s
u_{kr}	= schuifspanningssnelheid uit Shields	in m/s
α	= coëfficiënt afhankelijk van geometrie	-
K	= 250 op tijdstip $t = t_1$	-

Voor de berekening van het ontgrondingsproces moeten enkele veronderstellingen gepleegd worden:

I De coëfficiënt α .

Deze wordt bepaald uit modelonderzoek; hier heeft geen modelonderzoek plaatsgevonden. De waarde voor α uit de modelonderzoeken bleek $1,5 \leq \alpha \leq 2$.

$$\text{Stel : } \alpha = 1,75$$

II C - waarde uit de vergelijking van Chézy blijft constant.

Berekening.

$$\begin{aligned} Q &= 30 \text{ m}^3/\text{s} & A &= 26,5 \text{ m}^2 \\ R &= 1,22 \text{ m} (= h) & v &= 30 / 26,5 = 1,1 \text{ m/s} \\ i &= 6,25 \cdot 10^{-4} \\ C &= 41 \text{ m}^{1/2}/\text{s} \\ K &= 250 \\ A &= 1,65 \\ \alpha &= 1,75 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} u &= C \sqrt{Ri} \\ &= 41 \sqrt{(1,22 \cdot 6,25 \cdot 10^{-4})} \\ u &= 1,13 \text{ m/s} \end{aligned}$$

$$u_{kr} = \sqrt{\frac{u^2 \cdot g}{C^2}} = \sqrt{\frac{1,13^2 \cdot 10}{41^2}} = 8,5 \cdot 10^{-2} \text{ m/s}$$

$$t_1 = \frac{K \cdot \alpha^{1,7} \cdot h^2}{(\alpha u - u_{kr})^{4,3}} = \frac{250 \cdot 1,65^{1,7} \cdot 1,22^2}{(1,75 \cdot 1,13 - 8,5 \cdot 10^{-2})^{4,3}}$$

$$t_1 = 56,8 \text{ uur}$$

Nu wordt bepaald wanneer $h_{\max} = 0,50 \text{ m}$.

Deze diepte van de ontgrondingskuil is gekozen om de snelheid van het ontgrondingsproces te kunnen schatten. Bij deze diepte van de ontgrondingskuil is er nog geen gevaar voor de constructie.

$$\frac{h_{\max}}{h_0} = \left(\frac{t}{t_1} \right)^{0,38}$$

$$\frac{0,50}{1,22} = \left(\frac{t}{56,8} \right)^{0,38}$$

$$t^{0,38} = \left(\frac{0,50}{1,22} \right) \times 56,8^{0,38}$$

$$t = \left(\frac{0,50}{1,22} \right)^{2,631} \cdot 56,8$$

$$t = 5 \text{ uur}$$

Nu berekend met:

$$Q = 20 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$R = 0,94 \text{ m}$$

$$C = 41 \text{ m}^{\frac{1}{2}}/\text{s}$$

$$A = 19,1 \text{ m}^2$$

$$v = 20 / 19,1 = 1,1 \text{ m/s}$$

$$u = 1 \text{ m/s}$$

$$u_{kr} = 7,6 \cdot 10^{-2} \text{ m/s}$$

$$t_1 = 59,1 \text{ h}$$

$$\text{Tijdstip wanneer } h_{\max} = 0,50 \text{ m}$$

$$t = 11,2 \text{ uur}$$

Berekening met:

$$Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$R = 4 \text{ m}$$

$$C = 41 \text{ m}^{\frac{1}{2}}/\text{s}$$

$$u = 2,04 \text{ m/s}$$

$$u_{kr} = 0,16 \text{ m/s}$$

$$t_1 = 43 \text{ uur}$$

$$\text{Tijdstip wanneer } h_{\max} = 0,50 \text{ m is:}$$

$$t = 0,18 \text{ uur}$$

Beschouwing over de ontgrondingsberekening.

Deze berekening is alleen geldig in het geval van zuivere twee-dimensionale stroming, dit is na de waterkrachtcentrale zeker niet het geval. Een goede drie-dimensionale berekeningsmethode ligt niet voorhanden. Het effect van deze foute berekening op de diepte van de ontgrondingskuil is niet te geven. Na in gebruikneming van de waterkrachtcentrale dient men de snelheid van het ontgrondingsproces en de diepte van de ontgrondingskuil nauwlettend te volgen. Indien er aanleiding voor is moet de ontgrondingskuil opgevuld worden met het aanwezige sediment uit het reservoir, of een uitgebreider bodembescherming

Een andere veronderstelling is, dat de ^{aankomende} stroom geen sediment meevoert. Wanneer de stroom wel sediment mee neemt, zal het ontgrondingsproces minder snel verlopen en de ontgrondingskuil minder diep worden. Deze veronderstelling geeft als resultaat, dat de werkelijkheid gunstiger zal zijn.

In de Roer vindt alleen maar drie-dimensionale stroming plaats, omdat de breedte van de rivier te smal is. De stroming ondervindt wrijving van de oevers en van de vele bochten (meanders).

ONTGRONDINGSPROCES

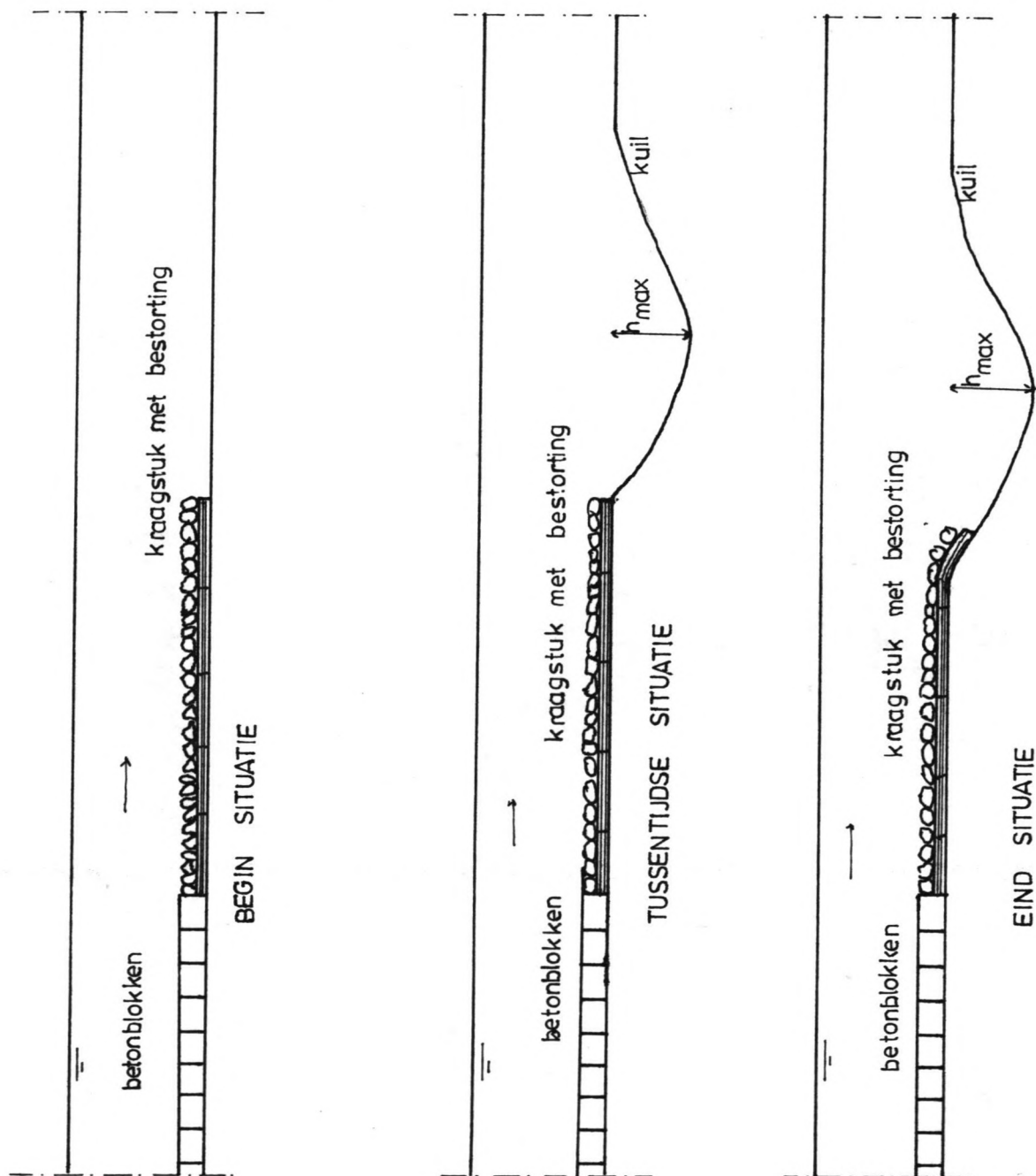
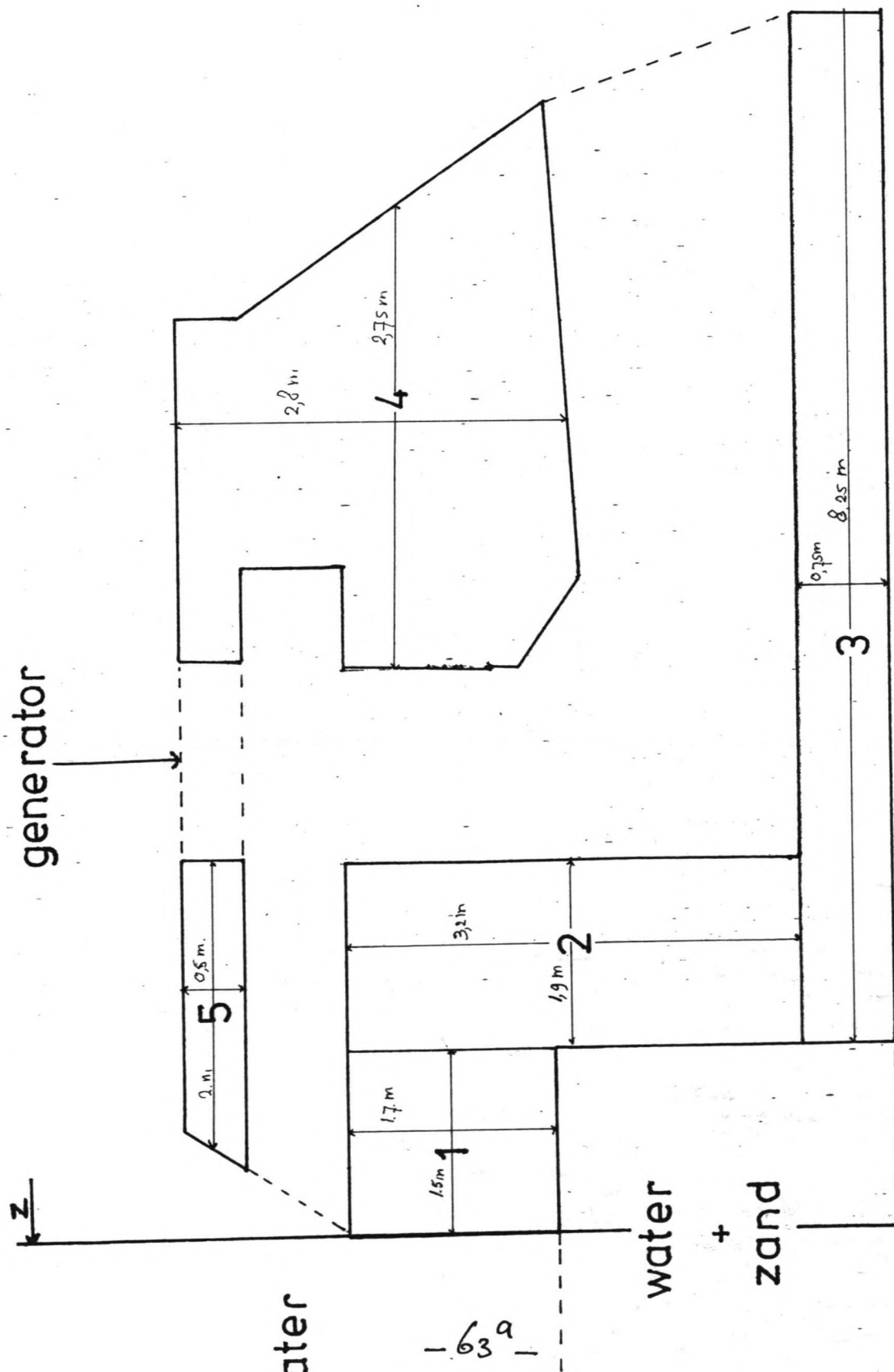


fig. 17

fig. 18^a



schematisatie voor de grondmechanische berekening

Voor de funderingsberekening wordt er vanuit gegaan, dat de constructie op staal gefundeerd is. Dit is reëel, omdat de ondergrond in de nabijheid van Vlodrop zandgrond is.

De constructie kan op vier manieren falen:

- a. Opdrijven.
- b. Kantelen.
- c. Afschuiven.
- d. Verzakken (te grote zettingen)

a. Het opdrijven.

Hiervoor dient het eigengewicht van de constructie bepaald te worden. ($\gamma_{\text{beton}} = 25 \text{ kN/m}^3$)

Bepaling eigengewicht. (zie figuur 18^a op blz. 63^a)

Deel	l	h	z	oppervlak	F in kN
1	1,5	1,7	0,75	2,55	63,8
2	1,9	3,2	2,1	6,08	152
3	8,25	0,75	5,6	6,19	154,7
4	2,75	2,8	6	7,7	192,5
5	2	0,5	1,9	1	25
generator	-	-	3,75	-	5

$$F_{\text{tot}} = 593 \text{ kN} \approx 600 \text{ kN/m'}$$

Deze gewichten zijn per 1 m breedte, en wel op de plaats waar de constructie het lichtst is. De gewichten zijn ook zonder opbouw e.d. en eventuele grondaanvulling.

l = lengte in m

h = hoogte in m

z = afstand van het zwaartepunt van het deel tot de linker-rand

Om het zwaartepunt van de gehele constructie te bepalen moet gelden:

$$\begin{aligned} F_1 \cdot z_1 + F_2 \cdot z_2 + F_3 \cdot z_3 + F_4 \cdot z_4 + F_5 \cdot z_5 + F_g \cdot z_g &= \\ &= F \cdot z \\ 63,8 \cdot 0,75 + 152 \cdot 2,1 + 154,7 \cdot 5,6 + 192,5 \cdot 6 + 25 \cdot 1,9 + \\ + 5 \cdot 3,75 &= 2454,62 = F \cdot z = 600 \cdot z \end{aligned}$$

$$z = \frac{2454,62}{600} = 4,1 \text{ m}$$

a. De oprijvende kracht.

De bovenstroomse waterstand is maximaal 6,75 m.

De benedenstroomse waterstand is maximaal 4,75 m. (zie fig. 18.).

Deze waterstanden zijn gemeten boven het funderingsniveau.

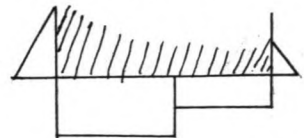
De oprijvende kracht wordt maximaal 5,75 m waterkolom.

$$\begin{aligned} F_{op} &= h_w \cdot b \cdot l \cdot \gamma_w \\ &= 5,75 \cdot 1 \cdot 10 \cdot 10 = 575 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$F_{eg} = 600 \text{ kN.}$$

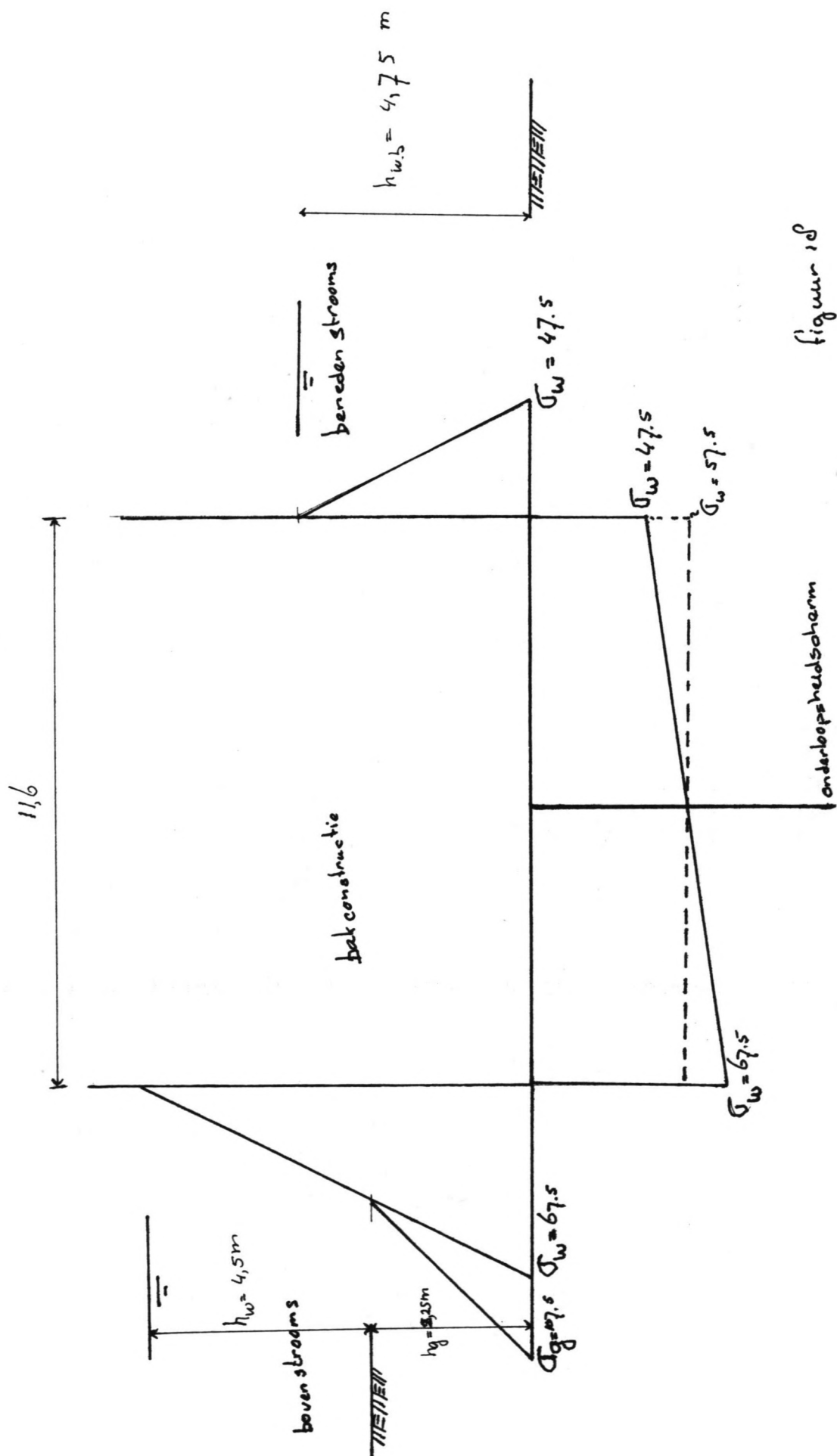
De oprijvende kracht is kleiner dan het eigengewicht, hierdoor vindt geen oprijving plaats. De veiligheids-
marge is zeer klein, maar de waterdruk tegen de bodem van de constructie is niet over de gehele lengte constant. De opbouw is verwaarloosd.
Het onderloopsheidscherm zorgt er voor dat de waterdruk vermindert.

tegen de constructie komt. Hierdoor wordt de oprijvende kracht kleiner dan de berekende.



b. Kantelen.

Zie figuur 19. De resultante van de horizontale en verticale krachten moet binnen het grondvlak van de constructie liggen om kantelen te voorkomen. Indien binnen de kern dan geen "trekspanningen" en tevens wordt dan aan het kantelcriterium voldaan.



figuur 18

Als horizontale krachten zijn aanwezig:

De waterdruk aan bovenstroomse zijde: H_w

De actieve gronddruk aan bovenstroomse zijde : H_g

De waterdruk aan benedenstroomse zijde is niet aanwezig, omdat er in een geval van calamiteit, er geen water door of langs de centrale vloeit. Er is ook geen passieve gronddruk aan de benedenstroomse zijde, dit grond pakket is door een watergolf weg geërodeerd. Indien deze beide krachten wel aanwezig zijn wordt de situatie alleen maar gunstiger.

Bepaling van de grootte van deze krachten: per 1 m breedte

De waterdruk:

$$H_w = h_w \cdot \gamma_w \cdot h_w \cdot \frac{1}{2} = 6,75 \cdot 10 \cdot 6,75 \cdot \frac{1}{2} =$$

$$H_w = 228 \text{ kN}$$

De actieve gronddruk:

De coëfficiënt $K_a = 1/3$.

$$H_g = h_g \cdot \gamma_g \cdot h_g \cdot \frac{1}{2} \cdot K_a = 2,75 \cdot (20 - 10) \cdot 2,75 \cdot \frac{1}{2} \cdot 1/3 =$$

$$H_g = 13 \text{ kN}$$

Aangrijpingspunt van de resulterende horizontale kracht:

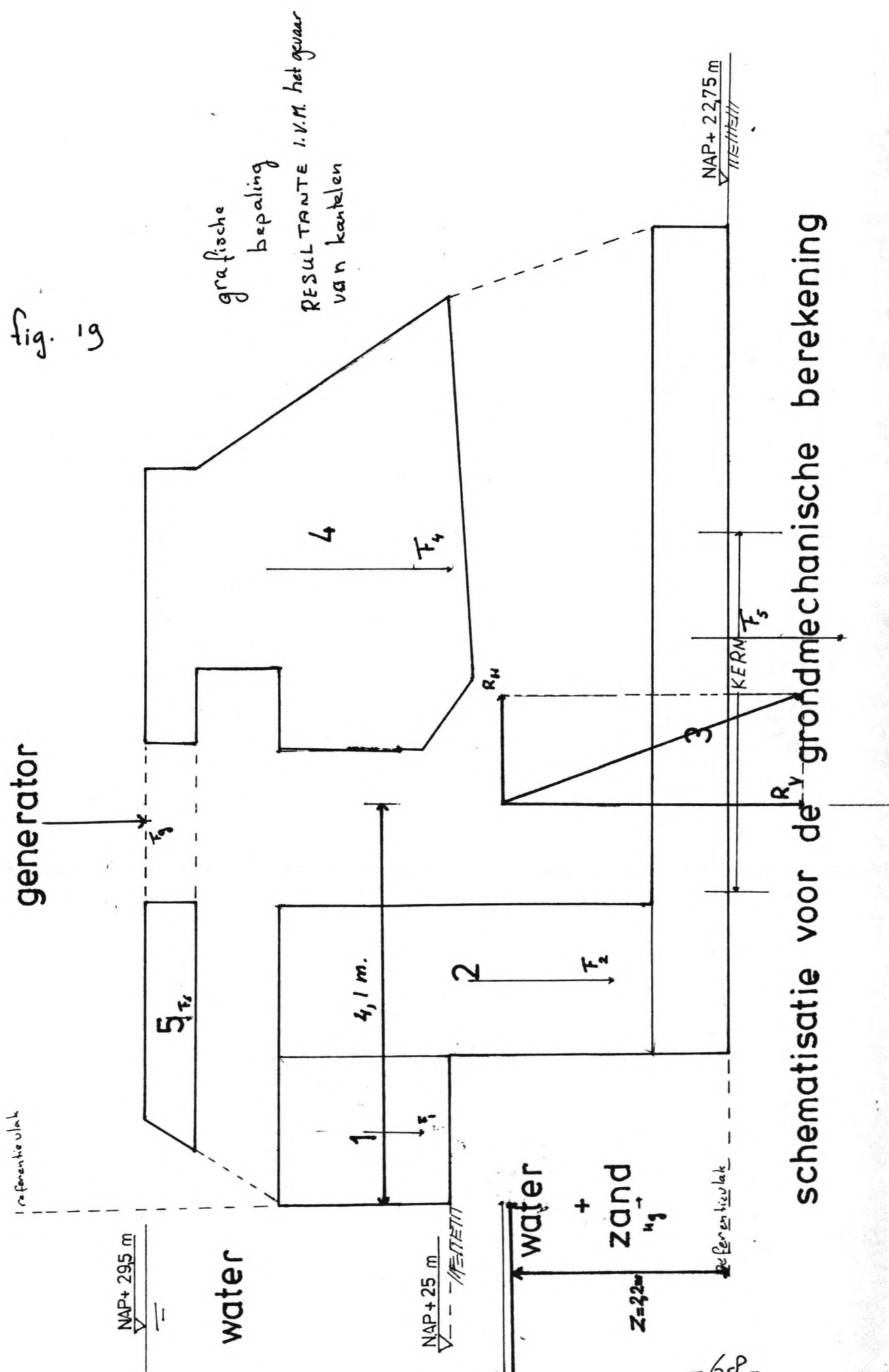
Als referentievlak is de funderingsdiepte genomen.

$$H_w \cdot z_w + H_g \cdot z_g = H_{\text{tot}} \cdot z$$

$$228 \cdot 6,75/3 + 13 \cdot 2,75/3 = 241 \cdot z$$

$$z = 2,2 \text{ m}$$

Na de grafische uitwerking blijkt de resultante van de horizontale en verticale krachten door de kern te lopen. Beter gezegd: De resultante ligt binnen de kern.



schematisatie voor de grondmechanische berekening

c. Afschuiven.

Hiervoor moet gelden dat de maximale horizontale kracht kleiner is dan de verticale kracht vermenigvuldigt met de hoek van inwendige wrijving van de grond (zand).

$$H < V \cdot \tan \varphi$$

$$H = 228 \text{ kN}$$

$$V = 600 \text{ kN}$$

$$\varphi = 30^\circ$$

$$g. H < V \cdot \tan \varphi$$

$$g. 228 < 600 \cdot \tan 30^\circ$$

$$= 600 \cdot 0,577$$

$$g. H = 346$$

$$g. = \frac{346}{228} = 1,5 \quad (\text{veiligheidsfactor})$$

De veiligheid tegen afschuiven is dus 1,5 (normaal is de veiligheid 1,2 à 1,5)

d. Verzakken.

het gewicht van de constructie bedraagt 600 kN per eenheid van breedte. De lengte van de constructie is 16,5 m.

$$\sigma_d = \frac{F}{L} = \frac{600}{16,5} = 36,4 \text{ kN/m}^2$$

De toelaatbare spanning op de grond is voor dit geval:

ongeroerde zandgrond 40 - 50 kN/m².

Bij deze berekening moet nog wel een kanttekening gemaakt worden, het gewicht van de constructie is aan de lage kant geschat omdat de opbouw e.d. niet meegerekend is.

De functies van de beweegbare afsluiting zijn:

1. ~~Het~~ afsluit~~en~~ moet snel kunnen geschieden.
2. Ingeval van een calamiteit zal het Roerwater weer via de oude loop worden afgevoerd. Dus de afsluiting moet verwijderd kunnen worden.

De oplossingen voor de beweegbare afsluiting, die aan bovenstaande criteria voldoen, zijn de volgende:

- a. Puntdeuren.
- b. Roldeur.
- c. Deuren met een verticale draaiingsas.

Andere oplossingen zoals hefdeuren, segmentschuif, de rolstuw worden verworpen op grond van het feit dat zij landschap ont-sierend zijn, vanwege hun heftorens. De schulpstuw wordt verworpen omdat deze in principe continu onder druk zal moeten staan.

a. Puntdeuren

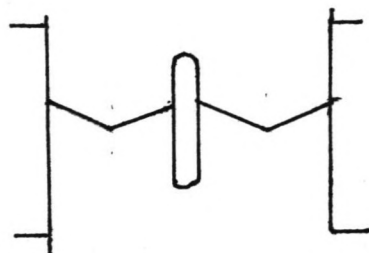
De puntdeuren hebben een te grote lengte - hoogte verhouding, waardoor zij gaan schrankten ($l : h = 10 : 5$). De puntdeuren oplossing met een tussenhoofd (4 puntdeuren) wordt verworpen, omdat dit tussenhoofd te breed wordt en een te groot obstakel in de stroming wordt (breedte ca 1,7 m).

b. Roldeur

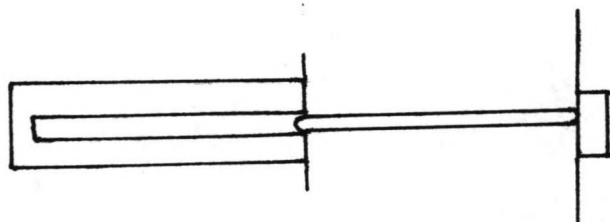
De roldeur wordt verworpen, omdat de rails, waarover de deur loopt, door sediment vervuild ^{kunnen} worden met als gevolg, dat de deur onbruikbaar wordt. De deur loopt uit de rails of blijft hangen.

c. Deur met verticale draaiingsas.

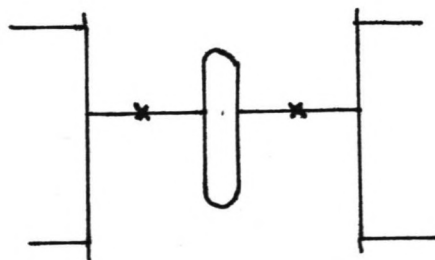
Deze oplossing blijft als enige over en wordt uitgewerkt.
Als uitvoering wordt gekozen voor de oplossing met twee
deuren, in verband met schranken. Het tussenhoofd zal
slank worden uitgevoerd met een breedte van 1 m.



Puntdeuren



Roldeur



Deuren met een
verticale draaiingsas

fig. 19^a

Bepaling van de afmetingen van de deur. (zie tek. no.: 5)

Doorstroomprofiel.

De dwarsdoorsnede van de rivierloop is trapeziumvormig (zie figuur 8 blz. 23) met de volgende eigenschappen:

$$\text{bij } Q = 20 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A = 19,1 \text{ m}^2$$

$$O = 17,99 \text{ m}$$

$$R = 0,94 \text{ m}$$

$$h = 1,55 \text{ m}$$

$$v = 1 \text{ m/s}$$

Het doorstroomprofiel tussen de landhoofden dient gelijk te zijn aan het doorstroomprofiel in de rivier, zodat de versnellings- en vertragingengebieden minimaal zijn. De stuwconstructie wordt als een bak uitgevoerd. De waterdiepte in de bak moet kleiner zijn dan de waterdiepte in de rivier, omdat de rivier in het midden een verdieping heeft (zie figuur 8).

$$\text{Stel } h_{\text{bak}} = 1,30 \text{ m}$$

$$O = 17,99 \text{ m}^2$$

$$B = 14 \text{ m}$$

Dit is 0,25m lager dan de mediane waterstand.

De bak is een rechthoek en de rivier een trapezium. (fig. 8)

Doordat ook oplegconstructies gecreeërd moeten worden voor de deuren in geopende stand, wordt gekozen voor twee deuren met een breedte van 10 m. In dit geval zullen bij extreme afvoeren de versnellingsgebieden niet te groot worden, waardoor bij deze afvoeren weinig of geen erosie zal optreden.

Voor de bepaling van de verdere afmetingen van de deur wordt gebruik gemaakt van vuistregels.

Kokers: 1 * 1 m * m

Regels/stijlen: H - profielen met een lijf van 50 cm.
De beplating wordt als flens gebruikt.

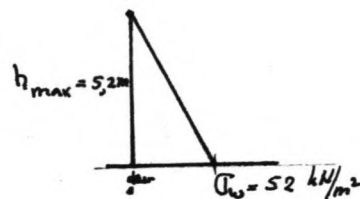
Berekening van de plaatdikte.

Er wordt gekozen voor een deur met de beplating alleen aan hoogwaterzijde. Dit is gedaan om de deur bij gesloten toestand gemakkelijker te kunnen inspecteren.

De beplating wordt alleen gedimensioneerd op de maximale waterstand van $h_{\max} = 5,2$ m. Dit is de maximale waterstand zonder inundatie.

Het behulp van figuur 19:

$$\left. \begin{array}{l} a = 0,5 \text{ m} \\ b = 1,5 \text{ m} \end{array} \right\} b/a = 1,5/0,5 = 3$$



$$q = h_{\max} \cdot \gamma_w \cdot \text{veiligheidscoëff} = 5,2 \cdot 10 \cdot 1,5 = 78 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{aan onderzijde deur})$$

De maximale momenten:

$$\begin{aligned} \text{Het veldmoment: } M_y &= \alpha \cdot q \cdot l^2 = 0,0417 \cdot 78 \cdot 0,5^2 = 0,81 \text{ kNm/m} \\ M_x &= \beta \cdot q \cdot l^2 = 0,0083 \cdot 78 \cdot 0,5^2 = 0,16 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

inklemmingsmoment:

$$\begin{aligned} M_y &= -\delta \cdot q \cdot l^2 = -0,0833 \cdot 78 \cdot 0,5^2 = -1,62 \text{ kNm/m} \\ M_x &= -\epsilon \cdot q \cdot l^2 = -0,0571 \cdot 78 \cdot 0,5^2 = -1,11 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

weerstandsmoment:

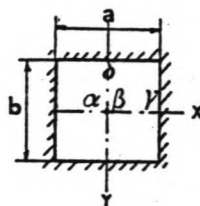
$$\begin{aligned} W_y &= 1/6 \cdot b \cdot d^2 = 1/6 \cdot 1,5 \cdot d^2 = 0,25 d^2 \text{ m}^3 \\ W_x &= 1/6 \cdot b \cdot d^2 = 1/6 \cdot 0,5 \cdot d^2 = 0,083 d^2 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Staal keuze: Fe 360 met $\sigma_e = 240 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2$

De rekenspanning voor buiging: $\sigma < 0,35 \sigma_e$

In principe dient er met de vergelijkspanning gerekend te worden, maar om een redelijke eerste schatting te verkrijgen, wordt de vloeispanning met 0,35 vermenigvuldigd.

DOORGAANDE RECHTHOEKIGE PLATEN.

fig. 19^b

BUIGENDE MOMENTEN VOOR GELIJKMATIG VERDEELDE BELASTINGEN.

b/a	Midden van de plaat		Midden van de ingeklemde rand		
	$M_y = \alpha q l^2$	$M_x = \beta q l^2$	$M_y = \gamma q l^2$	$M_x = \delta q l^2$	Faktor
	α	β	γ	δ	
0	0.0083	0.0417	-0.0571	-0.0833	$q b^2$
0.5	0.0118	0.0408	-0.0571	-0.0829	
0.6	0.0150	0.0381	-0.0571	-0.0793	
0.7	0.0178	0.0344	-0.0569	-0.0736	
0.8	0.0198	0.0299	-0.0550	-0.0664	
0.9	0.0209	0.0252	-0.0540	-0.0588	
1.0	0.0213	0.0213	-0.0513	-0.0513	$q a^2$
1.1	0.0248	0.0210	-0.0581	-0.0538	
1.2	0.0284	0.0203	-0.0639	-0.0554	
1.3	0.0313	0.0193	-0.0687	-0.0563	
1.4	0.0337	0.0181	-0.0726	-0.0568	
1.5	0.0358	0.0169	-0.0757	-0.0570	
1.6	0.0372	0.0157	-0.0780	-0.0571	
1.7	0.0385	0.0146	-0.0799	-0.0571	
1.8	0.0395	0.0136	-0.0812	-0.0571	
1.9	0.0402	0.0126	-0.0822	-0.0571	
2.0	0.0408	0.0118	-0.0820	-0.0571	
∞	0.0417	0.0083	-0.0833	-0.0571	

Nb: Voor "l" nemen we dus de kleinste van de maten a en b

$$\frac{M}{W} \leq 0,35 \sigma_e$$

$$W_x \geq M_x / 0,35 \sigma_e$$

$$0,083 d^2 = 1,11 / (0,35 \cdot 240 \cdot 10^3) = 1,32 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$d = 12,6 \text{ mm}$$

$$W_y \geq M_y / (0,35 \cdot \sigma_e)$$

$$0,25 \cdot d^2 = 1,62 / (0,35 \cdot 240 \cdot 10^3) = 1,929 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$d = 9 \text{ mm}$$

$$\text{Bij Fe 510 : } \sigma_e = 360 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2$$

$$0,083 d^2 = 1,11 / (0,35 \cdot 360 \cdot 10^3) = W_x$$

$$d = 10,5 \text{ mm}$$

$$W_y = 0,25 d^2 = 1,62 / (0,35 \cdot 360 \cdot 10^3)$$

$$d = 7 \text{ mm}$$

Als constructiemateriaal wordt gekozen voor Fe 360 en de dikte van de beplating wordt gesteld op 13 mm.

De berekening van de regels en stijlen wordt achterwege gelaten.

Bepaling afmetingen betondoorsnede van de bak. (zie tek. no.: 5)

De belastingen op de betonnen bak zijn de waterdruk,
de neutrale gronddruk en de taatsdruk. De funderingsdruk wordt
buiten beschouwing gelaten omdat aangenomen wordt, dat deze geïjkmatisch
verdeeld is.
Als grenstoestanden worden de volgende beschouwd:

a: De taatsdruk met het oog op doorponzen.

b: Hoogste waterstand tegen de deur m.h.o. op afschuiven.

c: Neutrale gronddruk tegen de wanden om de dikte van
deze te bepalen.

d: De controle tegen opdrijven bij lege en drooggezette
bak.

a. Taats druk

De massa van de deur wordt gesteld op 500 kg/m^2 deur-
oppervlak.

$$\begin{aligned} l &= 10 \text{ m} \\ b &= 5 \text{ m} \end{aligned} \quad (\text{zie blz. } 72)$$

$$\begin{aligned} F_t &= l \cdot b \cdot m \cdot g = \\ &= 10 \cdot 5 \cdot 500 \cdot 10 = 250 \cdot 10^3 \text{ N} = 250 \text{ kN} \quad (\text{Taatskracht}) \end{aligned}$$

Deze kracht wordt gespreid over een oppervlak van
1 m bij 1 m . (zie tek. no.: 5; kokerafmetingen)

Als criterium tegen het door ponsen van de taats moet
gelden:

$$F_t = c \cdot \sigma'_{bk} \cdot \left\{ 2 \cdot (a_1 + a_2) + \pi \cdot h \right\} \cdot h$$

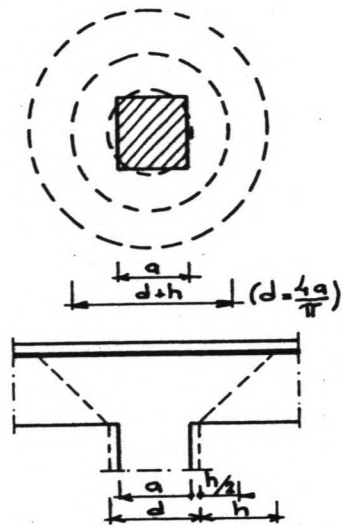
c = reductie coëfficiënt

σ'_{bk} = rekenwaarde voor beton treksterkte

$a_1 = a_2$ = rechthoekszijden

h = dikte (hoogte) van de vloer

fig 19^c



$$F_t = 250 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$c = \frac{1}{2}$$

$$\sigma'_{bk} = 1,1 \text{ N/mm}^2$$

art. E 504.2.1 (Voorschriften Beton)

$$a_1 = a_2 = 1 \text{ m}$$

$$F_t = c \cdot \sigma'_{bk} \cdot \left\{ 2 \cdot (a_1 + a_2) + \pi \cdot h \right\} \cdot h$$

$$250 \cdot 10^3 = \frac{1}{2} \cdot 1,1 \cdot \left\{ 2 \cdot (1000 + 1000) + \pi \cdot h \right\} \cdot h$$

$$= 0,55 \cdot (4 \cdot 10^3 + \pi \cdot h) \cdot h$$

$$250 \cdot 10^3 = 2,2 \cdot 10^3 \cdot h + 0,55 \cdot \pi \cdot h^2$$

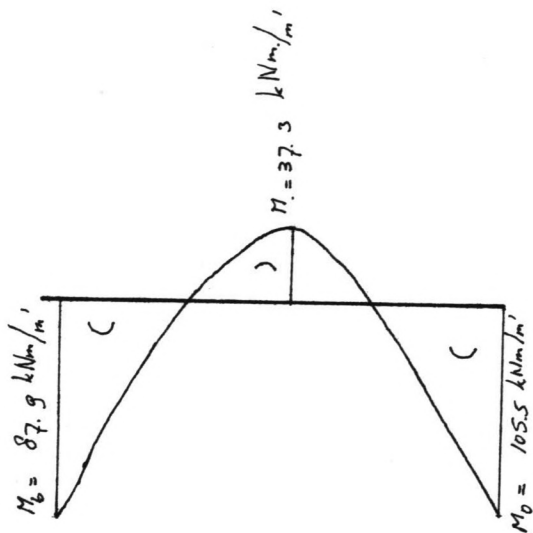
$$0,55 \cdot \pi \cdot h^2 + 2,2 \cdot 10^3 h - 250 \cdot 10^3 = 0$$

Deze vergelijking heeft twee oplossingen, nl :

$$h_1 = -1,4 \cdot 10^3 \text{ mm} \quad (\text{negatieve oplossing, geen reële waarde})$$

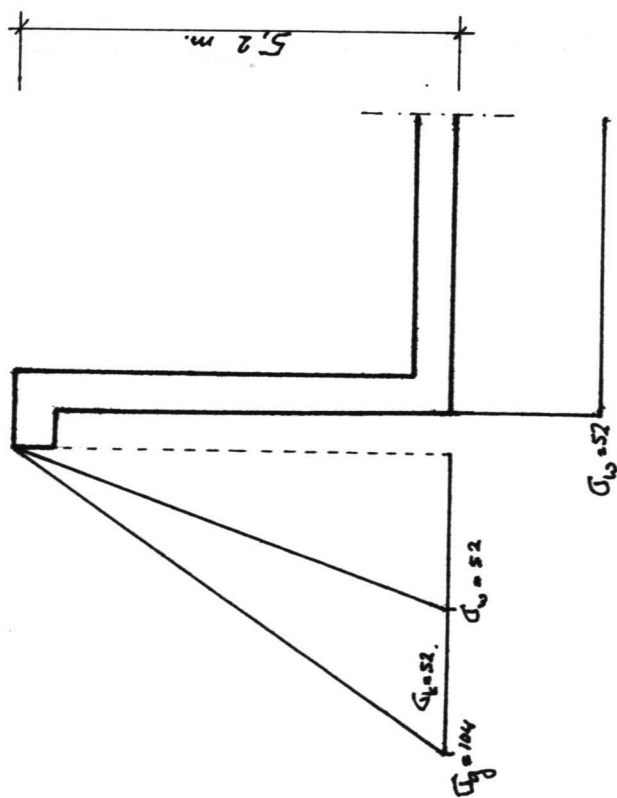
$$h_2 = 105 \text{ mm}$$

De dikte van de vloer wordt ook nog gerelateerd aan de dikte van de wanden.



momentenlijn

fig. 19 ddd



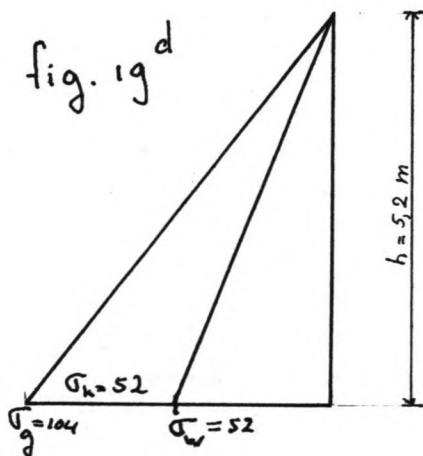
belastingsschema

fig. 19 ddd

Bepaling van de dikte van de wanden en de vloer.

Om de dikte van de vloer en de wand te bepalen, wordt als criterium gebruikt de belasting door de **neutrale** gronddruk. De actieve gronddruk kan alleen ontstaan, indien de wand een vervorming ondergaat. Het lijkt daarom beter om de neutrale gronddruk te gebruiken. De actieve gronddruk kan zich niet ontwikkelen, omdat beide wanden door middel van koppelbalken cq. inspectiebruggen met elkaar verbonden zijn. Tevens heeft de wand aan de bovenzijde nog een randbalk.

Verder wordt verondersteld dat ^{er}naast de **neutrale** gronddruk ($\lambda_n = \frac{1}{2}$) en de waterdruk geen verdere belastingen zijn. Er is dus geen bovenbelasting op de grond naast de constructie.



$$\sigma_w = 52 \text{ kN/m} = h_w \cdot \gamma_w = 5,2 \cdot 10$$

$$\sigma_k = 52 \text{ kN/m} = \sigma_g - \sigma_w = \gamma_g \cdot h_w - \sigma_w =$$

$$\lambda_n = \frac{1}{2}$$

De rekenkracht wordt:

$$q = \sigma_w + \lambda_n \cdot \sigma_k$$

$$= 52 + \frac{1}{2} \cdot 52 = 78 \text{ kN/m}$$

Boven langs de wand ligt een randbalk en de wand is onder "ingeklemd" in de vloer.

Verondersteld wordt:

$$M_{\text{boven}} = -1/12 \cdot q' \cdot l^2$$

$$M_{\text{onder}} = -1/10 \cdot q' \cdot l^2$$

q' = als de driehoeksbelasting als gelijkmatig verdeelde belasting op de wand komt.

$$q' = \frac{1}{2} \cdot q = \frac{1}{2} \cdot 78 = 39 \text{ kN/m}$$

$$M_b = - \frac{1}{12} \cdot 39 \cdot 5,2^2 = - 87,9 \text{ kNm}$$

$$M_o = - \frac{1}{10} \cdot 39 \cdot 5,2^2 = - 105,5 \text{ kNm}$$

De differentiaalvergelijking voor dit probleem is:

$$\frac{dM}{dx} = Q$$

$$\frac{dQ}{dx} = - q$$

$$q = 15 \cdot x \quad (\text{driehoeksbelasting})$$

$$Q = - q \cdot dx$$

$$Q = - 7,5 x^2 + A$$

$$M = (- 7,5 x^2 + A) \cdot dx$$

$$M = - 2,5 x^3 + A x + B$$

$$\text{Voor } x = 0 \text{ geldt: } M = - 87,9 \text{ kNm}$$

$$B = - 87,9$$

$$\text{Voor } x = 5,2 \text{ m geldt: } M = - 105,5 \text{ kNm}$$

$$- 105,5 = - 2,5 \cdot 5,2^3 + A \cdot 5,2 - 87,9$$

$$A = 64,2$$

M is maximaal voor $x = ?$

$$\frac{dM}{dx} = 0; \quad -7,5 x^2 + 64,2 = 0$$
$$x = 2,93 \text{ m}$$

(zie fig. 19^{ddd})

$$M_{\max} = - 2,5 \cdot 2,93^3 + 64,2 \cdot 2,93 - 87,9 =$$
$$= 37,3 \text{ kNm}$$

$$\text{Voor } x = 0; \quad Q = 64,2 \text{ kN}$$

$$\text{voor } x = 5,2 \text{ m} \quad Q = \frac{138,6 \text{ kN}}{202,8 \text{ kN}} +$$
$$= \frac{1}{2} \cdot q \cdot l$$

(de afgedragen kracht)

Het maximale wapeningspercentage voor de wand wordt gesteld op $\omega_0 = 0,3 \%$.

$$\frac{M_u}{bh^2} = 1130 \text{ kN/m}^2$$

$$M_u = -105,5 \text{ kNm}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$h^2 = \frac{M_u}{b \cdot 1130} = \frac{105,5}{1 \cdot 1130} = 0,09$$

$$h = 0,31 \text{ m}$$

Bij een wand dikte van $h = 0,5 \text{ m}$ hebben we over eventuele ^{cunke} ander wapeningsstaven en ook voldoende dekking. (b.v. ^{voor} dwarskrachtwapening)

Het maximale moment nabij de koppelbalken is :

$$M_k = M_b \cdot \frac{1}{2} L = 87,9 \cdot \frac{1}{2} \cdot 15 = 660 \text{ kNm}$$

Het maximale wapeningspercentage voor de koppelbalk wordt gesteld op $\omega_0 = 0,5 \%$.

$$\frac{M_u}{bh^2} = 1830$$

$$b = 2 \text{ m} \quad \text{breedte koppelbalk}$$

$$h^2 = \frac{M_u}{b \cdot 1830} = 0,18$$

$h = 0,42 \text{ m}$ De hoogte van de koppelbalken wordt op $h = 0,50 \text{ m}$ gesteld.

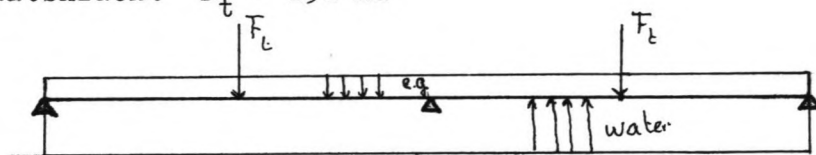
Bepaling van de vloerdikte.

De belasting op de vloer zijn:

het eigengewicht: $d_{vl} = 0,50 \text{ m}$ e.g. $= 0,5 \cdot \gamma_b = 0,5 \cdot 25 = 12,5 \text{ kN/m'}$

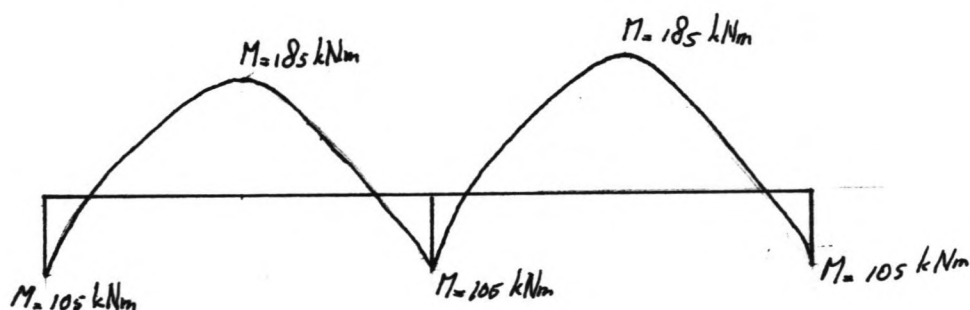
de waterdruk $h_w = 3 \text{ m}$ w.d. $= 3 \cdot \gamma_w = 3 \cdot 10 = 30 \text{ kN/m'}$

De taatskracht $F_t = 250 \text{ kN}$



De resulterende belasting is gelijk aan $17,5 \text{ kN/m'}$ tegen de onderkant van de bak.

Deze belasting geeft de volgende momentenlijn:



De dikte van de vloer bij deze belasting wordt:

$$\omega_0 = 0,3 \% \quad M_u / (b \cdot h^2) = 1130 \quad \begin{array}{l} M_u = 185 \text{ kNm} \\ b = 1 \text{ m} \\ h = 0,40 \text{ m} \end{array}$$

Het tengevolge van de taatskracht is $M_t = \frac{1}{4} \cdot F_t \cdot l$

$$F_t = 250 \text{ kN}$$

$$l = 11,5 \text{ m}$$

$$M_t = \frac{1}{4} \cdot 250 \cdot 11,5 = 720 \text{ kNm}$$

Dit moment vermindert het maximale veldmoment, maar is zo groot dat het beter is om onder de beide taatsen een balk aan te brengen, wa rin een hoger wapeningspercentage is toegelaten.

Bij een wapeningpercentage van $\omega_0 = 0,7\%$ wordt de balk, die een breedte van 1 m heeft,

$$M_u / (b \cdot h^2) = 2500$$

$$h^2 = M_u / (b \cdot 2500) = 0,29 \text{ m}^2$$

$$h = 0,55 \text{ m}$$

De opdrijvende kracht.

De bak zonder deuren mag in droog gezette stand niet op drijven.

Afmetingen: $B = 23 \text{ m}$ $L = 15 \text{ m}$
 $h_w = 5,2 \text{ m}$
 $d_t = 1 \text{ m}$ Zie tek. no.: 5
 $d_l = 0,5 \text{ m}$
 $d_{vl} = 0,5 \text{ m}$

steunhoofden $b \cdot l \cdot h = 1,3 \cdot 2 \cdot 5,2 \text{ m}^3$

$$\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$$

vloer:	$(23 + 0,5 + 0,5) \cdot 15 \cdot 0,5 \cdot 25$	=	4500 kN
2 * landhoofd:	$2 \cdot 15 \cdot 0,5 \cdot 5,2 \cdot 25$	=	1950 kN
2 * koppelbalk:	$2 \cdot 2 \cdot 23 \cdot 0,5 \cdot 25$	=	1150 kN
tussenhoofd:	$15 \cdot 1 \cdot 5,2 \cdot 25$	=	1950 kN
4 * steunhoofd:	$4 \cdot 1,3 \cdot 2 \cdot 5,2 \cdot 25$	=	<u>1350 kN</u> +
	totaalgewicht	=	10900 kN

Maximaal opdrijvend vermogen:

$h_w = 5,2 \text{ m}$ is de maximale waterstand in de Roer zonder dat er inudatie optreedt.

$$F_{\text{opd}} = 15 \cdot 23 \cdot 5,2 \cdot 10 = 17940 \text{ kN}$$

Bij deze waterstand mag de bak niet droog gezet worden.

Nu wordt bepaald de maximale waterstand waarbij de bak nog droog gezet mag worden.

$$F_{\text{opd}} = F_{\text{beton}}$$

$$h_w \cdot 23 \cdot 15 \cdot 10 = 10900$$

$$\underline{h_w = 3 \text{ m}}$$

Afschuiven van de betonnen bak.

Hiervoor moet gelden, dat de maximale horizontale kracht kleiner is dan de verticale kracht vermenigvuldigt met de hoek van inwendige wrijving van de grond (zand).

Het gewicht van de bak is:

beton: 10900 kN

deuren: 500 kN = 2 * 250 kN

water: $\frac{7800 \text{ kN}}{10} + = (\frac{1}{2}L \cdot (2 \cdot b) \cdot h_w \cdot \gamma_w = 15 \cdot (2 \cdot 10) \cdot 5,2 \cdot 10)$

totaal 19200 kN

De horizontale kracht tegen de constructie is gelijk aan:

$$H = \frac{1}{2} \cdot h_w \cdot (2 \cdot b + b_{\text{tus}}) \cdot h_w \cdot \gamma_w$$
$$= \frac{1}{2} \cdot 5,2 \cdot (2 \cdot 10 + 1) \cdot 5,2 \cdot 10$$

voor maten zie tek. no. 5

$$H = 2850 \text{ kN}$$

Er moet gelden:

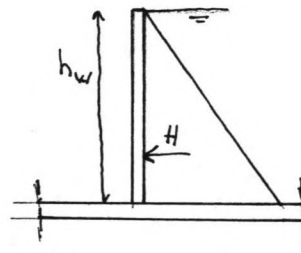
$$\gamma \cdot H < V \cdot \tan \varphi$$

$$\varphi = 30^\circ \quad (\text{zand})$$

$$\gamma \cdot H = V \cdot \tan 30^\circ$$

$$\gamma \cdot 2850 = 19200 \cdot 0,577$$

$$\gamma = 3,8 \quad (\text{veiligheidsfactor}) > 1,2 \text{ à } 1,5$$



Bepaling van de lengte van het onderloopsheidscherm.

De lengte van het onderloopsheidscherm wordt bepaald met behulp van de methode van Lane.

In deze methode wordt de snelheid van een waterdeeltje als maatgevend genomen. Het waterdeeltje mag niet te snel stromen, opdat het anders gronddeeltjes mee zou kunnen voeren met als gevolg ontgrondingen.

Methode van Lane:

$$v_{cr} = \alpha \cdot k \cdot H/L$$

v = werkelijke stroomsnelheid

k = doorlatendheid van de grond.

H = hoogte verschil tussen beide waterstanden

L = kwelweglengte

α = coëfficiënt met betrekking tot de breedte van de capillairen

$$L = \alpha \cdot k \cdot H / v_{cr} \quad \text{of} \quad L = c_w \cdot H$$

Waarden voor c_w per grondsoort:

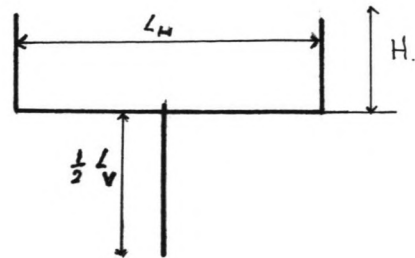
grondsoort	c_w
zeer fijn zand	8,5
fijn zand	7
middelfijn zand	6
grof zand	5
grind en steenstukken	4 - 2,5

In de kwelweglengte mag de horizontale lengte slechts voor $1/3$ deel meegenomen worden.

$$H = 5,2 \text{ m}$$

$$L_{\text{hor}} = 15 \text{ m}$$

$$L_v = 2 \times \text{lengte kwelscherm.}$$



$$c_w = 7. \text{ (fijn zand)}$$

$$L = L_v + 1/3 L_{\text{hor}} = c_w \cdot H$$

$$L_v + 1/3 \cdot 15 = 7 \cdot 5,2$$

$$L_v = 31,4 \text{ m}$$

$$\text{Kwelschermlengte} = 15,7 \text{ m}$$

$$c_w = 5: \text{ (grof zand)}$$

$$L_v = - 1/3 \cdot 15 + 5 \cdot 5,2$$

$$L_v = 21 \text{ m}$$

$$\text{kwelschermlengte} = 10,5 \text{ m}$$

We hebben hier te maken met een grondsoort, die te vergelijken is met grof zand. De doorlatendheid van deze grondsoort is $k = 0,21 \cdot 10^{-2} \text{ m/s}$.

Dus het onderloopsheidscherm moet minstens 10,5 m diep steken.

2.13 De definitieve plaats van het begin van het toevoerkanaal.

De beweegbare afsluitingsconstructie, die gemaakt moet worden om de oude loop af te sluiten, moet tijdens de bouwphase het rivierregime van de Roer niet hinderen.

Het beste zal zijn, indien de bakconstructie in een binnenbocht geplaatst kan worden (zie figuur 19^e en tek. no.: 5), zodat de nieuwe loop (via het stuwmeer) een goede hydraulische aansluiting kan krijgen met de oude loop.

Aan het einde van de bouwphase zal de dam aan het begin van het kanaal naar het stuwmeer doorgegraven worden en de verbinding naar de beweegbare afsluiting weg gehaald worden.

In de deur van de beweegbare afsluiting moet een voorziening komen om de oude rivier loop regelmatig van vers water te voorzien. Dit om stankoverlast (van stilstaand water) en eventueel uitdroging te voorkomen.

VLODROP

nieuwe loop
afsluitconstructie
aan te brengen dam
in oude rivierbed.
toevoerkanaal
naar stuwmeer



fig. 19^e

214 Kostprijsberekening.

Voor de berekening van de kostprijs (kWh - prijs) wordt gebruik gemaakt van de methode netto - contante - waarde (diktaat e 15).

De bouwtijd van het project wordt gesteld op één jaar.

De productietijd is gesteld op 30 jaar met een gemiddelde productie van 800 kW. De jaar productie is $800 \cdot 24$ (uur per dag) $\cdot 350$ (dagen in het jaar) = $6,72 \cdot 10^6$ kWh.

Het te investeren bedrag wordt gesteld op f 5000,-- per kW (all - in) geïnstalleerd vermogen, in tweede instantie wordt dit bedrag verhoogd tot f 10000,-- per kW geïnstalleerd vermogen. Het geïnstalleerde vermogen is 1000 kW ($2 \cdot 500$ kW). Deze bedragen zijn gebaseerd op de gegevens uit de volgende artikelen " Standard design for six mini hydro sites in Indonesia" en "The economic limits of small and low-head hydro". (zie bijlagen.)

Het investeringsbedrag is f 5 miljoen of f 10 miljoen.

Personeelskosten worden gesteld op 3 of 4 man met elk een brutosalaris van f 60000,-- per jaar.

Als beslissingscriterium wordt gekozen dat de netto - contante - waarde gelijk aan nul is (NCW = 0).

NCW = 0.

$$\text{kWhprijs} \cdot \text{ann}_{30} \cdot \text{disc}_1 = \text{invest} \cdot \text{ann}_1 + \text{perso} \cdot \text{ann}_{30} \cdot \text{disc}_1$$

$$\underline{\text{a.}} \text{ invest} = 5 \cdot 10^6 \text{ gld.}$$

$$\underline{\text{b.}} \text{ invest} = 10 \cdot 10^6 \text{ gld.}$$

Beide investeringen met drie of vier personeelsleden en alle bij verschillende discontovoeten, nl 6 %, 7 % en 8 %. Indien er minder personeel nodig blijkt te zijn, kan men de personeelskosten gelijk stellen met de onderhouds- en vervangingskosten.

Drie man personeel - onderhoud = $0,2 \cdot 10^6$ gld per jaar.
 Vier man personeel - onderhoud = $0,3 \cdot 10^6$ gld per jaar.

Discontovoet	ann_{30}	$disc_1$	ann_1
6%	13,764831	0,943396	0,943396
7%	12,409041	0,934576	0,934576
8%	11,257783	0,926026	0,926026

Drie personeelsleden.

kWh - prijs	6%	7%	8%
invest 5 milj.	f 0,084	f 0,09	f 0,096
invest 10 milj	f 0,35	f 0,15	f 0,16

Vier personeelsleden.

kWh - prijs	6%	7%	8%
invest 5 milj.	f 0,10	f 0,105	f 0,11
invest 10 milj.	f 0,365	f 0,165	f 0,177

Enkele opmerkingen

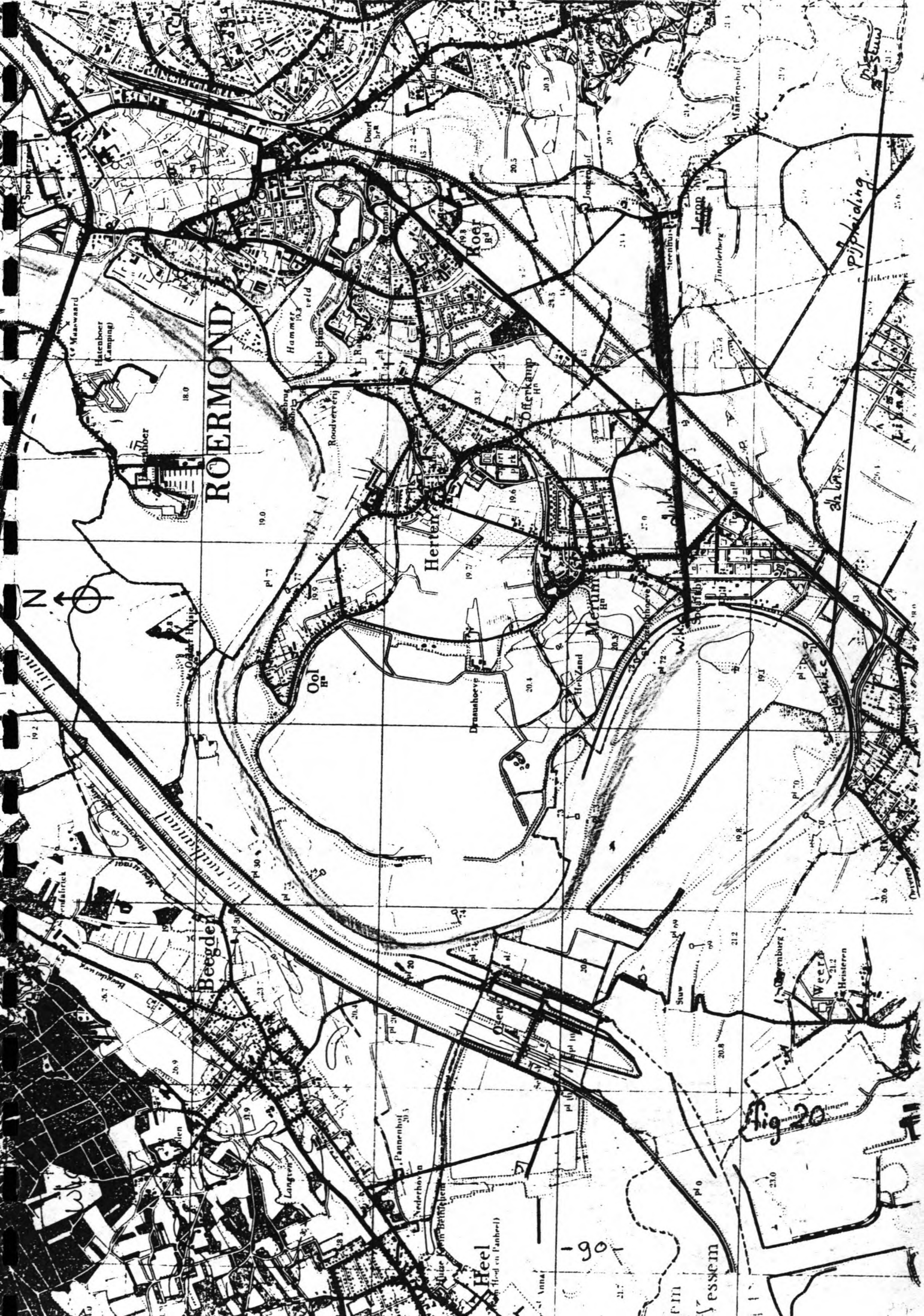
De waterkrachtcentrale bij Vlodrop is haalbaar mits de politieke problemen opgelost kunnen worden (Nederland - Duitsland).

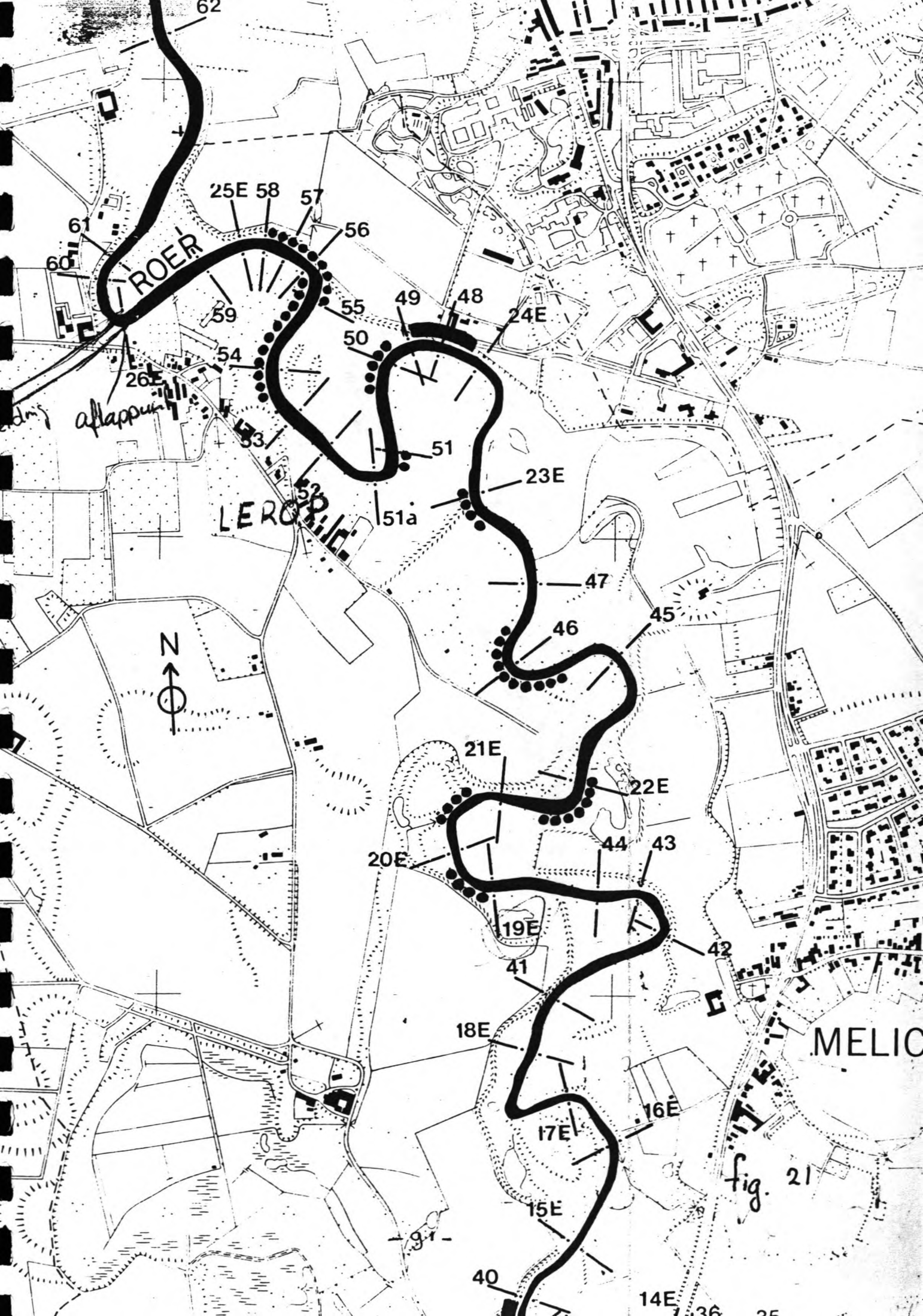
De kWh - prijs van deze centrale is redelijk mits de rentetarieven niet te hoog worden. De kWh - prijs van conventionele centrales (thermische) is afhankelijk van aardolie prijs en deze fluctueert nogal.

Bij veronderstelling van de prijs per geïnstalleerd vermogen is gesteld, dat er geen grote bijkomende werken uitgevoerd moeten worden.

De personeelskosten kunnen misschien verminderd worden door te automatiseren. Hierdoor ^{zullen} de onderhoudskosten stijgen en verandert er niets aan de NCW, omdat onderhoud en personeel op de zelfde wijze verrekend worden.

3. CONSTRUCTIEF ONTWERP VOOR HET AFTAPPUNT LEROP EN DE
CENTRALE NABIJ DE MAAS





3.1 Inleiding.

Bij deze waterkrachtcentrale dient een stuw met aftappunt ontworpen te worden, gevolgd door een leiding van het aftappunt naar de Maas. Het uiteindelijke waterkrachtwerk is gesitueerd nabij de Maas. Het verval wordt hierdoor groter. Het maximale debiet is gesteld op $Q = 30 \text{ m}^3/\text{s}$. Dit is gebeurd op dezelfde criteria als bij de Vlodropse centrale. Een probleem bij deze locatie is, dat er geen of nauwelijks berging van het water bovenstrooms van het stuw-aftappunt kan plaatsvinden zonder grote ingrepen in de natuur. Dit heeft tot gevolg, dat het maximale debiet minder frequent zal optreden dan in Vlodrop. Daar is nl. de mogelijkheid van berging van een hoogwatergolf. Het verval bij deze locatie is groter dan in Vlodrop. De kosten voor de transportleiding naar de Maas dienen wel meegenomen te worden.

3.2 Stuw keuze: vast of regelbaar.

Bij een vaste stuw is het debiet naar de waterkrachtcentrale niet regelbaar, dit kan bezwaarlijk zijn i.v.m. een stillegging. Een beweegbare stuw is veel duurder, maar kan te allen tijde gestreken worden. Het Roerwater stroomt dan naar Roermond. Bij een vaste stuw moet er voor gezorgd worden, dat het water benedenstrooms van de stuw altijd ververst kan worden. Dit is mogelijk via de natuurlijke hoogwaters of via een extra voorziening. Bij Roermond moet nog een stuw aanwezig zijn, b.v. de huidige stuw in het Groot Hellegat. Dit is noodzakelijk om uitdroging van de oude loop te verhinderen.

	vaste stuw	regelbare stuw
verversing	hoogwaters	altijd mogelijk
afvoer naar wkc	altijd afvoer	regelbaar
sediment	probleem	wegspoelen via hoogwaters
hoogwater Maas	terug stuwing	stuw strijking

Transportleiding.

De transportleiding kan een open of een gesloten leiding zijn. Een open leiding kan gegraven worden in het landschap met het karakter van een sloot. Terwijl de gesloten leiding ondergronds of bovengronds als pijp gelegd moet worden. Indien het terrein te golvend is, moeten er kunstwerken in de leiding aangelegd worden om een gelijkmatig verval over de leiding te creëren. De open leiding dient een gesloten bodem te hebben i.v.m. lekverlies door de bodem.

Sedimenttransport.

Zie Vlodrop, hoofdstuk 2.

Conclusie.

Het aftappunt Lerop

De regelbare stuw is onontkombaar i.v.m. de hoogwatergolven op de Maas en op de Roer. Deze hoogwatergolven treden niet te gelijker tijd op.

De keuze van de transportleiding kan in een later stadium gemaakt worden.

3.3 De grootte van de waterkrachtcentrale.

Het debiet.

Het debiet, dat gebruikt kan worden voor energie omzetting, is gelijk aan dat van Vlodrop.

$$Q_{\max} = 30 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\min} = 9 \text{ m}^3/\text{s}$$

Het verval.

Het stuwpeil van de stuw bij Linne in de Maas is N.A.P. + 20.40 m. Het stuwpeil van de stuw bij Roermond in de Maas is N.A.P. + 16.75 m. Juist benedenstrooms van de stuw bij Linne zal het waterpeil in de Maas bij normale afvoer N.A.P. + 17.00 m zijn. Het stuwpeil in de Roer bij het aftappunt kan na een kleine ingreep N.A.P. + 22.00 m zijn. Het verval wat beschikbaar komt voor energie omzetting is gelijk aan het maximale verval van de Vlodropse centrale, ergo $h = 4 \text{ m}$.

Turbinekeuze.

De Kaplan-turbine is ook hier de meest geschikte turbine i.v.m. het lage verval. De as-richting van de turbine wordt nog open gelaten.

Maximale capaciteit.

Het nuttige vermogen voor deze waterkrachtcentrale wordt:

$$N = 8 \times Q \times \Delta h$$

$$Q_{\max} = 30 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\Delta h = 4 \text{ m}$$

$$N = 8 \times 30 \times 4 = 960 \text{ kW}$$

Deze capaciteit is 60 dagen per jaar beschikbaar.

Bij grotere afvoeren dan $Q = 30 \text{ m}^3/\text{s}$ wordt de extra hoeveelheid water afgevoerd via de oude rivierloop naar Roermond. Het waterkrachtwerk ondervindt geen last van de hoogwaters op de Roer.

Minimale capaciteit.

De minimale afvoer is gelijk aan die van Vlodrop $Q = 9 \text{ m}^3/\text{s}$

$$N = 8 \times 9 \times 4 = 288 \text{ kW}$$

De stilleggingen van de ^{van} centrale zijn talrijker dan die in Vlodrop, omdat er geen opstuwing in de Roer mogelijk is.

Bij deze centrale kan ook een ander hoogwater een stillegging veroorzaken. Als er een hoogwater op de Maas is dan kan de valhoogte over de centrale te gering zijn, waardoor de centrale ook stilgelegd moet worden. (zie hoogwaterproblematiek).

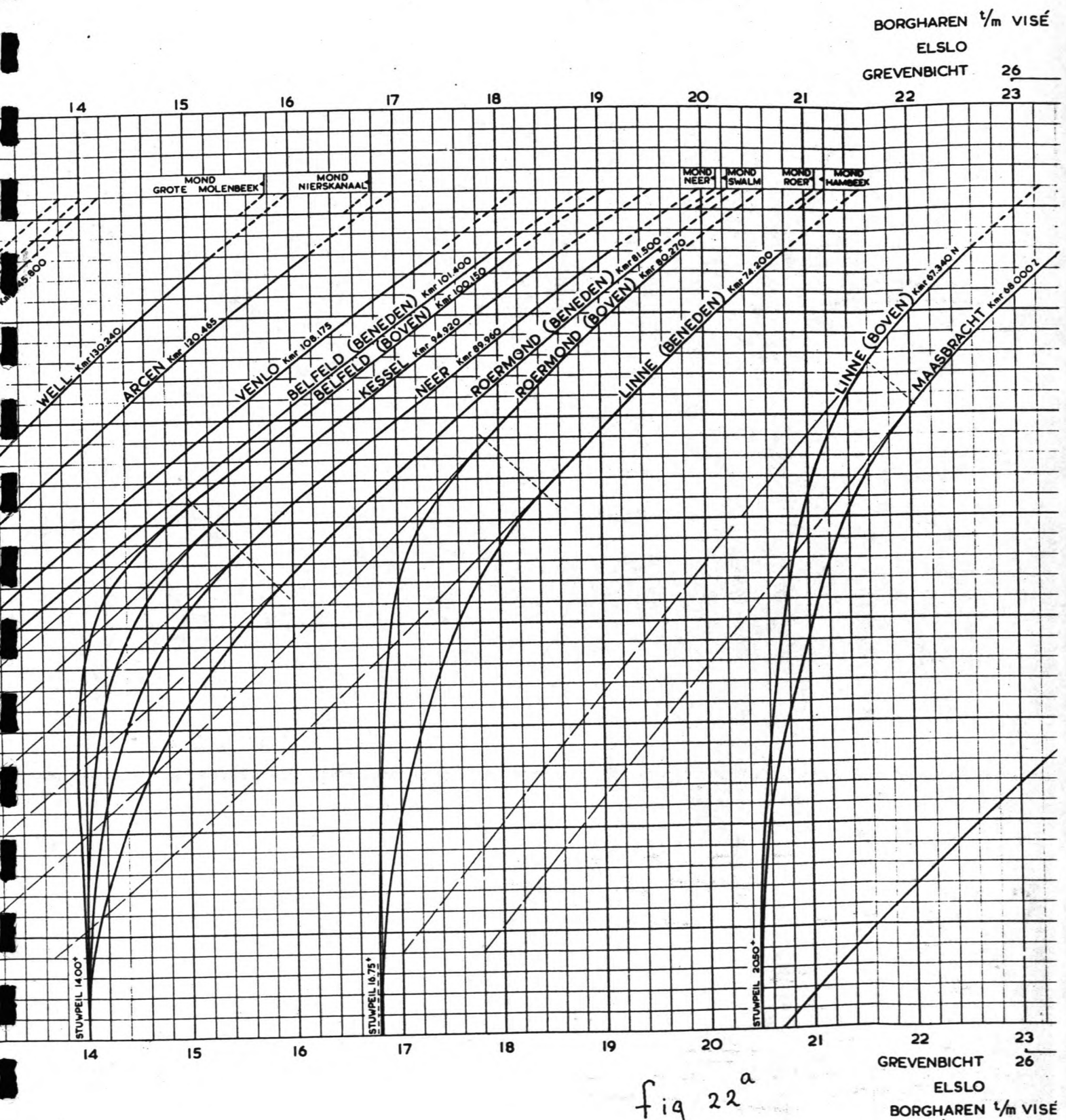
3.4 Hoogwaterproblematiek.

De hoogwaters, $Q > 30 \text{ m}^3/\text{s}$, op de Roer geven voor deze centrale geen probleem, omdat de extra afvoer afgevoerd kan worden via de oude bedding van de Roer. Dit water dient ook om het water in de oude loop te verversen. Het water in de oude loop is na de ingreep stilstaand water geworden, alleen dient een klein debiet door de oude rivierloop te stromen om stank en uitdroging te voorkomen. De hoogwaters op de Roer dienen ook om het aangevoerde sediment naar de Maas af te voeren.

Het grootste probleem met hoogwatergolven op deze locatie is de hoogwatergolf op de Maas, waardoor de valhoogte over de turbine te klein wordt, zodat de waterkrachtcentrale stilgelegd dient te worden. De Nederlandse Maas is gekanaliseerd m.b.v. stuwen. Indien een hoogwater op de Maas plaatsvindt, worden de stuwen gestreken om het debiet te vergroten. Hierdoor hoeft de waterstand in de Maas niet extreem op te lopen. Uit de betrekkingen van de Maas blijkt, dat een waterstand hoger dan N.A.P. + 18 m maar 10 dagen per jaar wordt overschreden. (zie fig. 22^a) De waterstand van N.A.P. + 18 m is gekozen, omdat dan de valhoogte $h = 4 \text{ m}$ is. Gevolg van deze keuze is, dat de waterkrachtcentrale 10 dagen per jaar stilgelegd moet worden wegens een hoogwater op de Maas.

BETREKKINGSLIJNEN VOOR DE MAAS TEN OPZICH

TOESTAND 1961.0



M

GEN. AANTAL DAGEN PER
JAAR AFVOER LAGER
IN m³/sec
AFVOER TE BORCHAREN
HOOGTE TOV NAAP TE
BORCHAREN

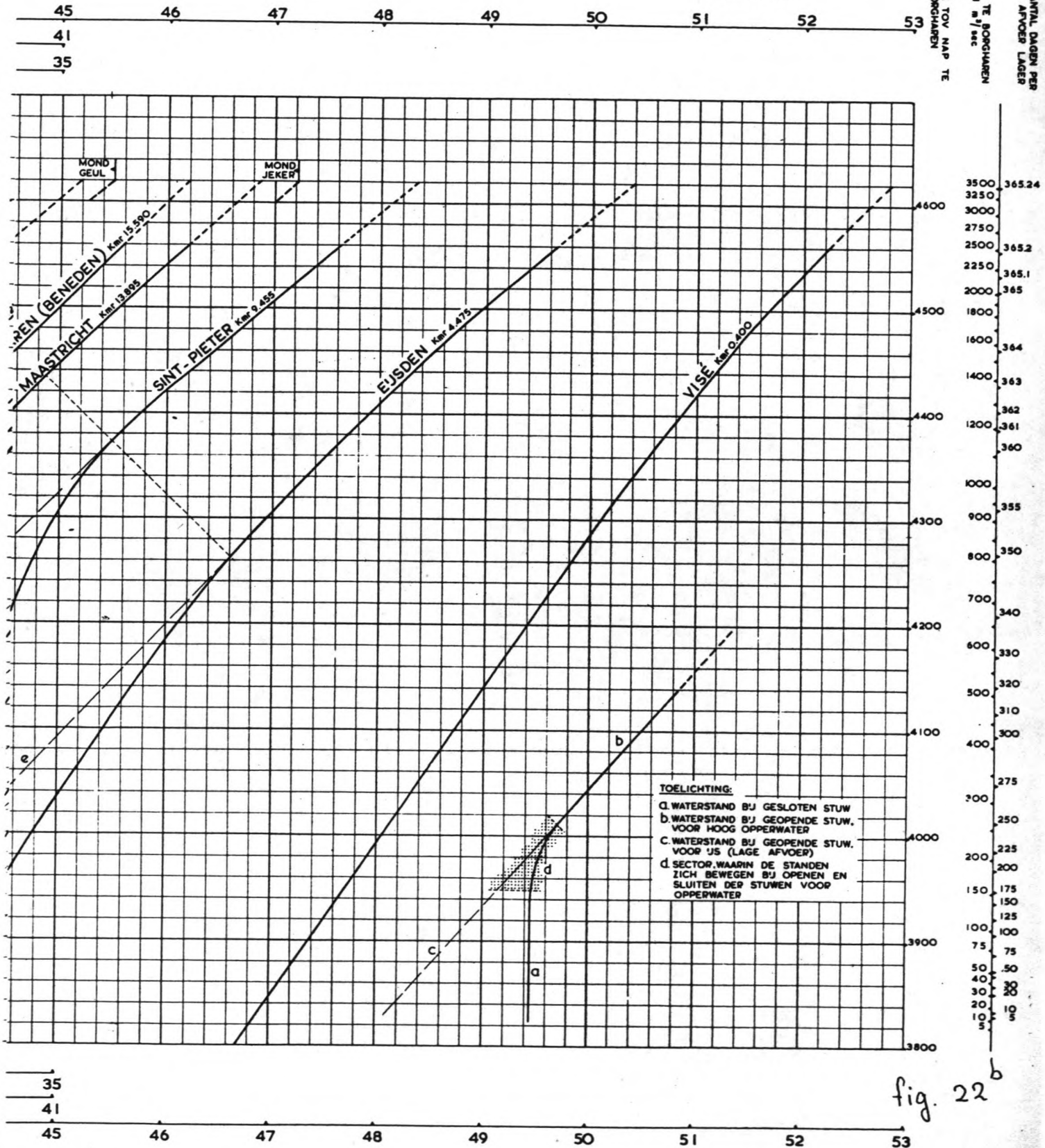


fig. 22

3.5 Ontwerp van het toevoerkanaal.

De ontwerpeis voor het kanaal is minimaal verlies aan energiehogte over de kanaallengte. Bovendien moet het kanaal geschikt zijn voor ieder debiet tussen $9 \text{ m}^3/\text{s}$ en $30 \text{ m}^3/\text{s}$.

Trapeziumvormig kanaal. (zie fig 24 en 24^a of tek. no.: 6)

Het maximale verval over de lengte van het kanaal mag maximaal 0,50 m bedragen. Hier uit volgt dat het verhang $i = 2 \cdot 10^{-4}$ is. De kanaallengte bedraagt, $L = 2,5 \text{ km}$.

$$i = 2 \cdot 10^{-4}$$

$$B = 10 \text{ m} \quad \text{taludhelling } 1 : 2 \text{ (bekleed talud)}$$

$$h_{\text{max}} = 2 \text{ m}$$

$$k_n = 6 \cdot 10^{-3} \text{ m} \quad (\text{aangestreken beton})$$

$$A = \frac{10 + 18}{2} \cdot 2 = 28 \text{ m}^2 \quad (\text{zie figuur 24})$$

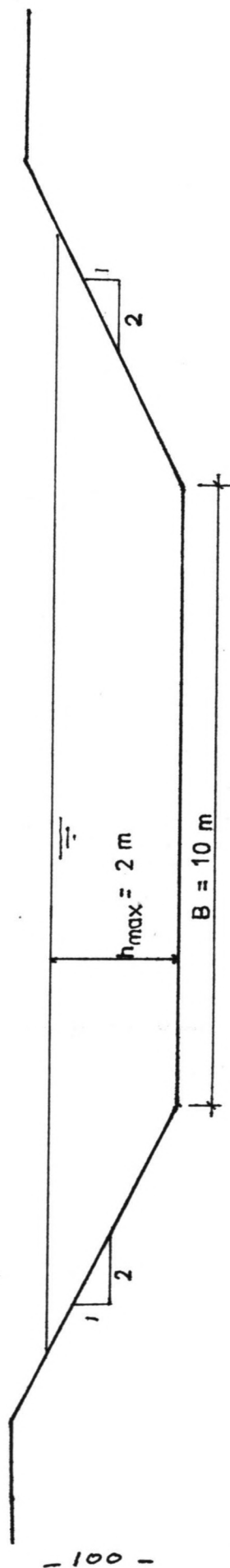
$$R = \frac{\frac{2h^2}{B + 2h} + \frac{h \cdot B}{5}}{5} = \frac{2 \cdot 4 + 2 \cdot 10}{10 + 2 \cdot 2} \cdot \frac{1}{5} = 1,47 \text{ m}$$

$$C = 18 \log \frac{12 R}{k_n} = 18 \log \frac{12 \cdot 1,47}{6 \cdot 10^{-3}} \cdot \frac{1}{3} = 62 \text{ m}^{\frac{1}{2}}/\text{s}$$

$$Q = C A R i = 62 \cdot 28 \cdot 1,47 \cdot 2 \cdot 10^{-4}$$

$$Q = 30 \text{ m}^3/\text{s} = Q_{\text{max}} \quad v_m = \frac{30}{28} = 1,1 \text{ m/s}$$

Het maximale verval over het kanaal is gesteld op $h = 0,5 \text{ m}$ om een zo groot mogelijk verval over de centrale te verkrijgen. Indien een groter verval over het toevoerkanaal geaccepteerd wordt, wordt het rendement van de centrale bij de Maas kleiner.



dwarsprofiel toevorkanaal Maascentrale

fig. 24

Het lengteprofiel van het toevoerkanaal van de Maascentrale.

Het lengteprofiel van dit kanaal heeft de volgende randvoorwaarden:

- a. het verhang bedraagt $i = 2 \cdot 10^{-4}$
- b. de maximale waterdiepte in het kanaal is gesteld op $h = 2,5$ m, de 0,5 m extra hoogte is nodig indien er een hoogwater op de Roer is.

Het terrein tussen de Roer en de Maas is redelijk vlak (zie figuur 24^a), alleen nabij de Maas vindt een daling van het terrein plaats. Deze daling gaat snel van NAP + 25 m naar NAP + 20 m.

Alleen op de laatste honderden meters zal in ophoging gewerkt moeten worden. Over de rest van het traject zal hoofdzakelijk graafwerk verricht dienen te worden.

Bij dit tracée van het kanaal komen nog twee moeilijke punten voor, nl. de kruisingen met de provinciale weg Roermond - Sittard en de spoorlijn. Hiervoor dienen twee oplossingen gezocht te worden. Mogelijke oplossingen zijn een duiker of via een sifon, afhankelijk van de hoogteligging van de twee wegen. Beide kruisingen moeten ook zo *uitgevoerd* worden, dat het verkeer over de wegen geen of zo min mogelijk overlast ondervindt van het werk.

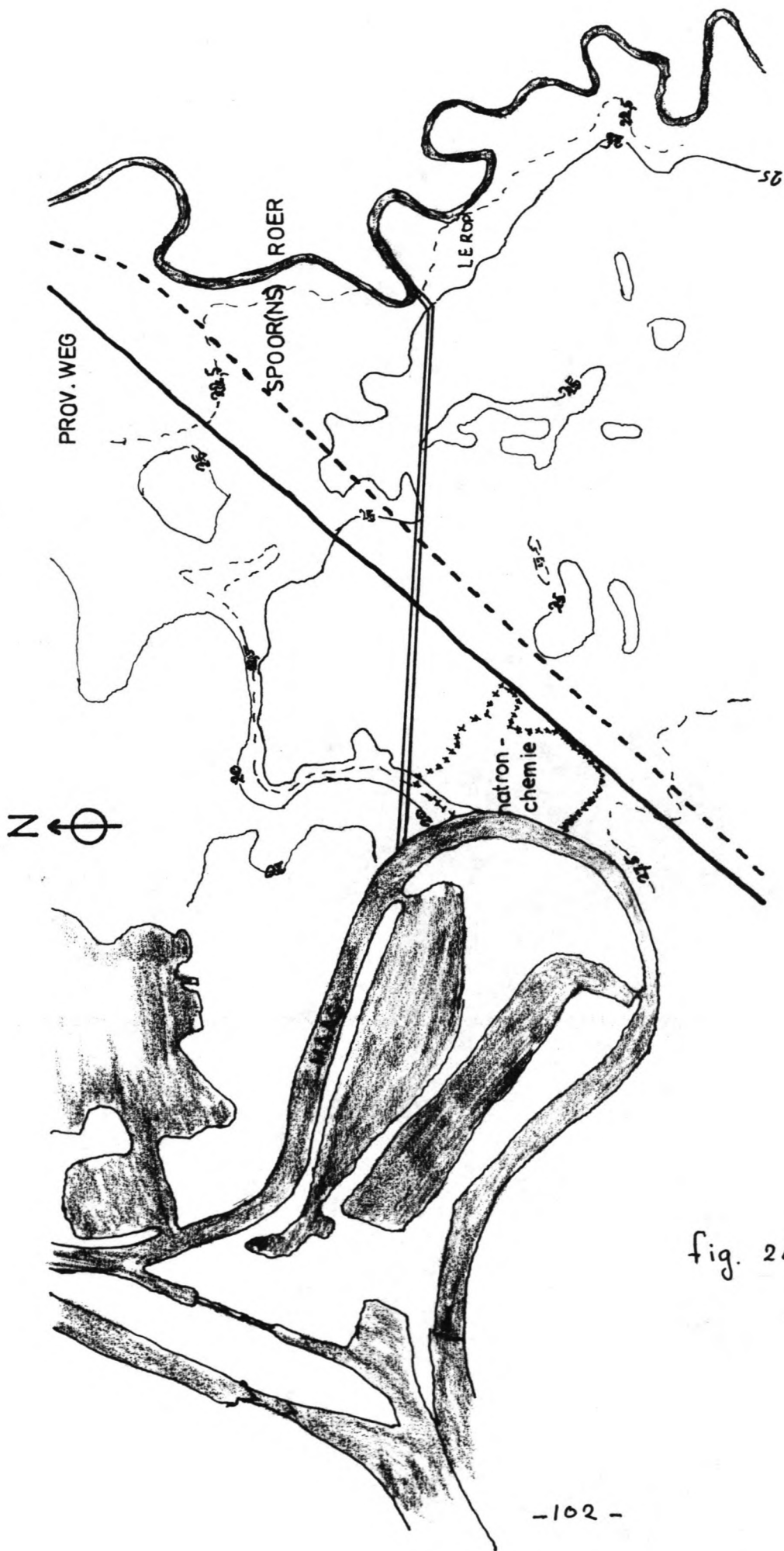


fig. 24^a

Het aftappunt Lerop. (zie tek. no.: 6 en figuur 30 blz. 116)

Er is gekozen voor de oplossing van een vaste overlaat aan het begin van het toevoerkanaal. Deze overlaat is juist daar gesitueerd om tijdens de bouw van de overlaat de huidige rivierloop op minimale wijze te verstoren.

Bepaling van de waterdiepte boven de kruin van de korte overlaat geschiedt via de formule voor de overlaat op blz. 38.

$$Q = \text{coef} \cdot B \cdot 1,7 \cdot H^{1,5}$$

$$\text{coef} = 1$$

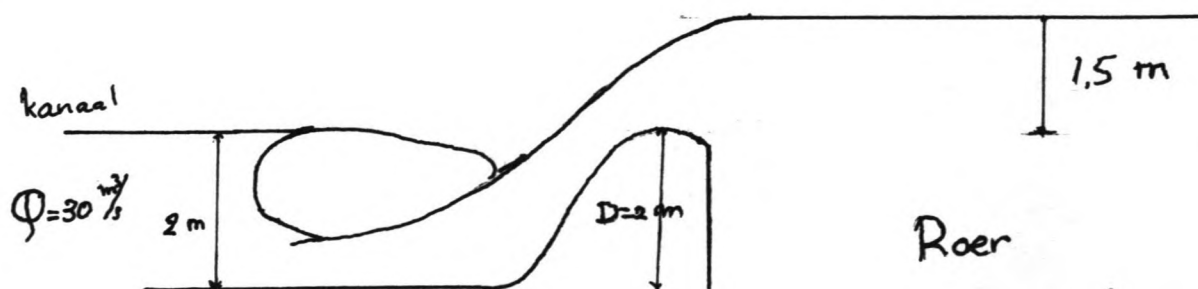
$$B = 10 \text{ m} \quad (\text{dit is gelijk aan de breedte van de kanaalbodem})$$

$$Q = 30 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H^{1,5} = \frac{Q}{m \cdot B \cdot 1,7} = \frac{3}{1,7}$$

$$H = \left(\frac{3}{1,7} \right)^{2/3} = 1,46 \text{ m} \quad (\text{dit is de waterdiepte benodigd in de Roer boven de kruin})$$

Om risico te vermijden mag de waterstand in het kanaal niet boven de kruin van de vaste overlaat komen. De overlaat is dan altijd volkomen. Het gevolg is nu dat de kanaalbodem bij een waterstand van $h_{\text{kanaal}} = 2 \text{ m}$, op $2 + 1,46 \approx 3,5 \text{ m}$ onder de waterstand op de Roer komt te liggen.



figuur 25

Problemen rond het aftappunt.

De problemen van het aftappunt zijn:

a: extreme hoogwatergolf op de Roer

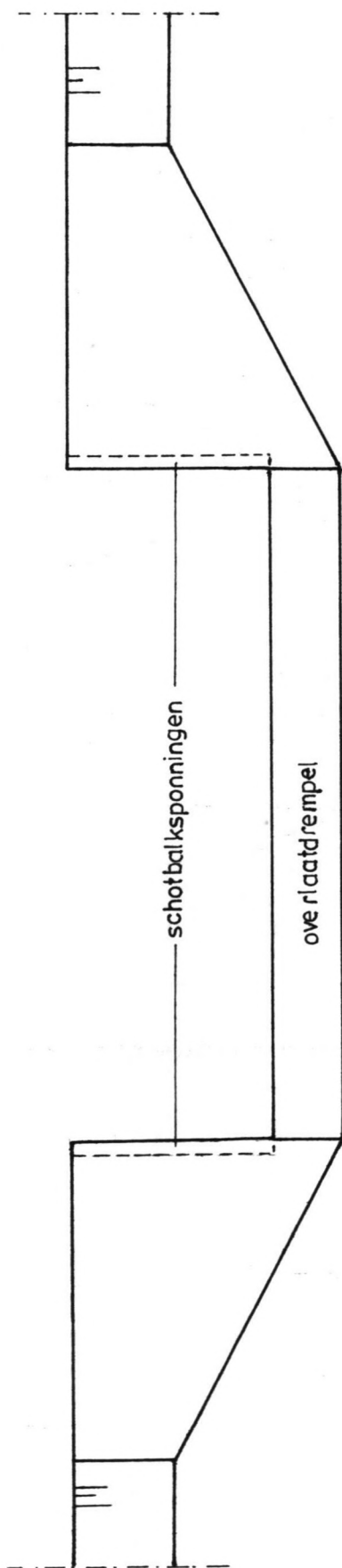
b: afsluiten van het toevoerkanaal

a: Extreme hoogwatergolf op de Roer.

De extreme hoogwatergolf wordt gekarakteriseerd door een waterstand in de Roer, die hoger is dan het stuwpeil $H_{\text{stuwpeil}} = 1,5$ m boven de drempel naar het toevoerkanaal. De constructie van een overlaat met vaste drempel voldoet dan niet meer, omdat er een te groot debiet over de drempel naar de waterkrachtcentrale stroomt. De oplossing voor dit probleem is om de drempel tijdelijk te verhogen door middel van schotbalken, waardoor het debiet over de drempel verminderd kan worden. De schotbalken moeten wel in stromend water aangebracht worden. De schotbalken dienen voldoende zwaar te zijn om het beoogde effect te bewerkstelligen. Een tweede oplossing voor dit probleem is een vaste overlaat bij de centrale.

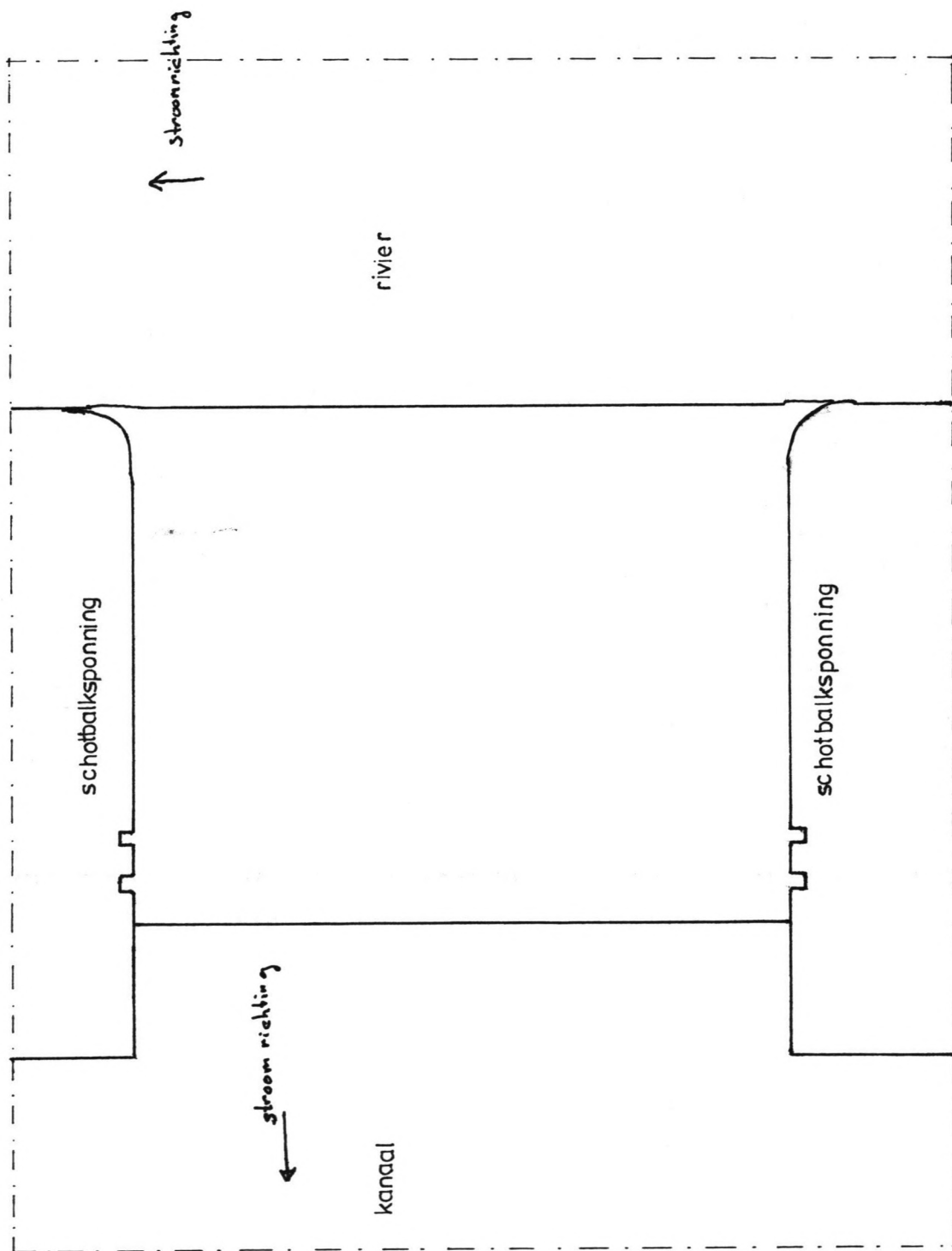
b: Het afsluiten van het toevoerkanaal.

Dit tweede probleem speelt als de toevoer van Roerwater naar de waterkrachtcentrale bij de Maas stop gezet moet worden. De afvoer van de Roer moet dan via de oude loop naar Roermond stromen. De hoogte van de drempel moet nu ook aangepast worden, er mag geen water naar de centrale vloeien. Meest gebruikelijke oplossing om deze afsluiting te verwezenlijken is een klep of schuifconstructie en daarmee het kanaal af te sluiten. Met deze oplossing moeten bij het aftappunt twee stuwconstructies komen (kostbaar).



DSN. OVERLAAT van het AFTAPPUNT

fig. 26



BOVENAANZICHT AFTAPPUNT

fig. 27

Keuze van het stuwmiddel, bij het aftappunt Lerop, in de Roer.

Deze stuwconstructie moet in principe het debiet regelen.
De beste debietregelaar is een constructie met onderafvoer.

De oplossingen kunnen zijn:

- a. Hefdeuren (met wel of niet gedeelde deuren)
- b. Rolstuw
- c. Schulpstuw

Voor- en nadelen van genoemde constructies.

a. Hefdeuren.

Deze constructie heeft als groot nadeel, dat de deuren een geringe hoogte hebben en toch een grote breedte hebben. Hierdoor is het noodzakelijk om een tussenhoofd in de rivierbedding te creëren. De hoogte van de heftorens kan vanuit landschappelijk oogpunt een nadeel zijn. De hoogte van de torens kan verminderd worden, indien gekozen wordt voor gedeelde hefdeuren. Deze gedeelde hefdeuren hebben een geringe^{te} hoogte, terwijl de breedte gelijk blijft.

b. Rolstuw.

Bij deze constructie is geen tussenhoofd nodig, omdat de rol torsiestijf is. Een tweede voordeel van deze constructie is, dat er maar één aandrijfmechanisme nodig is. Deze constructie kan lager, qua heftorens, worden uitgevoerd dan de constructie met ongedeelde hefdeuren, omdat de landhoofden niet met een koppelbalk verbonden behoeven te worden.

c. Schulpstuw.

Dit is een stuw, die bestaat uit een platte doos op de rivierbodem, waarin zich een kunststof vlies bevindt. Dit kunststof vlies wordt gevuld met water. Hierdoor ontstaat een met watergevulde dam. Het gevolg is een vaste overlaat. Het grote voordeel van deze schulpstuw is, dat er geen grote en hoge landhoofden nodig zijn. Een ander voordeel van deze schulpstuw is een gunstige belastingafdracht naar de ondergrond, nl. een lijnbelasting. Het enige nadeel, dat overblijft is het sedimenttransport. Het sediment kan alleen worden afgevoerd, wanneer de schulpstuw gestreken is.

Om de oude loop van vers water te voorzien, om de loop door te spoelen, kan bij de schulpstuw water over de dam stromen.

Voor de tekeningen van deze stuwmiddelen wordt verwezen naar de bijlagen, met name de tekening no's: 6, 7 en 8.

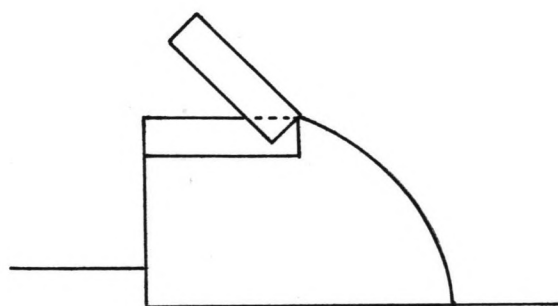
Vormgeving van het toevoerkanaal bij Lerop. (zie tek. no.: 6)

De drempel. (het aftappunt)

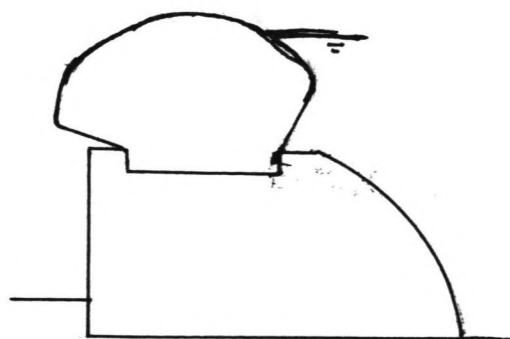
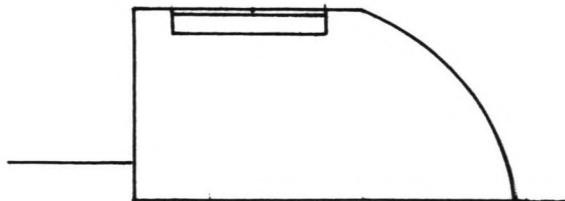
Dit wordt een vaste drempel, met een drempelpeil
van NAP + 22,5 m. Als afsluitconstructie voor het
kanaal komen twee constructies in aanmerking:

1. een stalen klep in de drempel
2. een schulpstuw

De reden voor de keuze van deze twee constructies is,
dat de uitvoering simpel moet zijn en eenvoudig te be-
dienen afsluitlemiddel.



klep



schulpstuw

fig. 27^a

Het kanaal naar de waterkrachtcentrale aan de Maas moet afgesloten kunnen worden om de waterkrachtcentrale stil te leggen. Als er dan toch water naar de centrale stroomt, moet dit water op de Maas geloosd worden. Dit zou kunnen via een vaste overlaat indien de centrale niet stilgelegd is vanwege een hoogwater op de Maas. Als dit het geval is, moet het water via de oude loop van de Roer naar Roermond stromen.

3.6 Ontwerp van de centrale aan de Maas. (zie tek. no.: 9 en 10)

De centrale aan de Maas bestaat uit twee turbinehuizen, die identiek zijn aan de turbinehuizen van de centrale bij Vlodrop. De keuze van twee turbinehuizen is gebaseerd op hydraulische gronden en uit rendementsoverwegingen (zie centrale Vlodrop). Alleen wordt de overlaat met onderafvoer tussen de turbinehuizen weggelaten, omdat het debiet al bij het aftappunt Lerop geregeld wordt. Hiervoor in de plaats komen twee overlaten met een vaste drempel aan weerszijde van de centrale om indien er overtollig water is, dit af te voeren, bv. bij stillegging van een turbine. Deze overlaten hebben hun drempelniveau op 2 m boven de kanaalbodem ($h_{\text{drempel}} = \text{NAP} + 22 \text{ m}$) . Voor het maximale debiet $Q_{\text{max}} = 30 \text{ m}^3/\text{s}$ is voor de gekozen kanaaldoorsnede een waterdiepte van 2 m noodzakelijk.

Het afvoerkanaal van de centrale wordt zo gesitueerd, dat de waterstroom niet loodrecht op de Maasstroom staat, maar een kleine hoek met deze stroom maakt. Hierdoor zal de erosie van de rivierbedding beperkt blijven. De hinder voor het scheepvaartverkeer op de Maas (toerisme!) blijft nu beperkt. Het afvoerkanaal moet gesloten worden voor de pleziervaart, om deze mensen tegen zichzelf te beschermen.

Afvoerkanaal naar de Maas. (zie tek. no.: 9 en 10)

Het afvoerkanaal naar de Maas heeft een bodembreedte van $B = 22,5$ m. Deze bodembreedte is gelijk aan de breedte van de centrale met overlaten. De verdedigde taludhelling ligt op $1 : 2$. De kanaalbodem ligt op een peil van $NAP + 16,25$ m. Over een lengte van 50 m wordt het peil van de kanaalbodem op $NAP + 15,5$ m gebracht. Dit geschiedt door het kanaal over deze lengte een verhang van $i = 0,015$ te geven. De taludhelling van de oevers blijft op $1 : 2$ gehandhaafd. Het gevolg hiervan is, dat na deze 50 m de bodembreedte verminderd is tot 17,5 m. Dit wordt gedaan om de stroomsnelheden te verminderen en de kanaalbodem op de Maas bodem te laten aansluiten. Er worden stroomgeleidingsschermen aangebracht over een lengte van 25 m met een helling van $1 : 8$.

Berekening van de stroomsnelheden in het afvoerkanaal. (zie tek. no.: 10)

De waterdiepte na de centrale wordt gesteld op $h = 1,75$ m.
Dit houdt in dat de waterdiepte achter de centrale de norm waterstand van de Maas heeft, nl $h_{\text{Maas}} = \text{NAP} + 18$ m.
De waterstand achter de centrale is afhankelijk van de waterstand in de Maas en onafhankelijk van het debiet door de centrale. Na de verdieping is de waterstand in het kanaal dus $h = 2,5$ m.

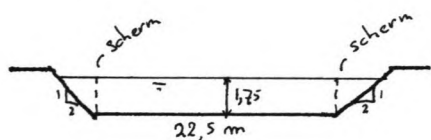


fig. 27^b

De breedte achter de centrale is alleen de breedte tussen de schermen omdat langs de taludhellingen nog geen afvoer plaatsvindt. $B = 22,5$ m.

$$A = B \cdot h = 22,5 \cdot 1,75 = 39,4 \text{ m}^2$$

$$Q = 30 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{30}{39,4} = 0,76 \text{ m/s}$$

Als de waterstroom verder naar de Maas stroomt, wordt het kanaal verdiept en gaat er ook afvoer langs de oevers plaatsvinden. Hierdoor vermindert de stroomsnelheid

tot:

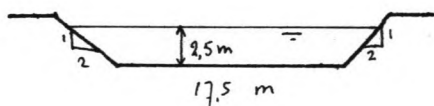


fig. 27^c

$$A = (17,5 + 2,5 \cdot 2) \cdot 2,5 = 56,25 \text{ m}^2$$

$$Q = 30 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{30}{56,25} = 0,53 \text{ m/s}$$

Deze stroomsnelheden zijn zodanig, dat de bodemverdediging niet in de Maas behoeft te worden voortgezet.

De overlaat bij de Maascentrale. (zie tek. no.: 10)

Deze overlaat is een noodoverlaat en treedt alleen in werking als de centrale uitvalt of bij een hoogwatergolf op de Roer. Bij het inwerking zijn van de overlaat treedt direct na de kruin schietend water op. Dit schietende water zal bij lage waterstand in de Maas ontgrondingen direct benedenstrooms van de centrale veroorzaken. Om deze ontgrondingen tegen te gaan moet de overlaatconstructie gevolgd worden door een woelbak. In de woelbak wordt het schietende water door middel van een **watersprong** (verdronken) omgezet in stromend water. Nu zullen geen grote ontgrondingen optreden.

De overlaat wordt zo geconstrueerd, dat als er water over de overlaat stroomt, de waterstroom over de achterwand stroomt. De stroom laat niet los. Het schietende water ondervindt nu ook wrijving van de achterwand, waardoor de woelbak kleiner kan zijn.

Bescherming tegen hoogwaters op de Maas.

Het hoogwater op de Maas bereikt ter hoogte van de centrale een peil van NAP + 21,5 m . Dit hoogwater komt eens in de 100 jaar voor (zie figuren 22^a en 22^b).

De bodem van het afvoerkanaal achter de centrale ligt op een peil van NAP + 16,25 m. De fundering van de centrale ligt op een peil van NAP + 15,5 m.

Bij de hoge Maasafvoer staat de centrale rondom in het Maaswater, dus alle vitale (elektrische) delen moeten boven het peil van NAP + 21,5 m geplaatst worden, of waterdicht opgeborgen worden.
Het gebouw zelf moet ook tegen opdrijven beschermd worden.

Het gewicht van de constructie wordt geschat op 600 kN/m' (zie Vlodrop, blz . 64).

$h_{\max} = 6 \text{ m}$. De opdrijven kracht is bij deze waterstand gelijk aan $F_{\text{opd}} = \gamma_w \cdot h_w \cdot l_{\text{centrale}} = 10 \cdot 6 \cdot 12 = 720 \text{ kN}$

De centrale dient dus verzwaard te worden met 120 kN.
Dit zou kunnen geschieden door ^{een} extra zware fundering te maken.

3.7 De definitieve situering van het aftappunt Lerop.

Bij het aftappunt Lerop ontstaan problemen tijdens de bouwfase, indien de bouwput in de loop van de rivier moet komen. De plaats van de drempel in het kanaal is het probleem niet, deze kan direct naast de rivier gesitueerd worden. Het kanaal moet toch ook gegraven worden, waardoor de drempel en de kanaalafsluitconstructie ook buiten de rivierloop gehouden kunnen worden.

Bij de stuwconstructie doen om deze goed te situeren zich problemen voor. Het beste zal zijn, indien deze direct naast of vlakbij de drempel gesitueerd wordt. Hierdoor ontstaat het minste verlies aan stuwhoogte. Maar, omdat de Roer bij het aftappunt een scherpe bocht maakt, is de bouw van het stuwmiddel niet mogelijk zonder de stroom van de Roer te storen.

Als oplossing doet zich de mogelijkheid voor om deze scherpe bocht af te snijden en het stuwmiddel stroomopwaarts te plaatsen (zie fig. 30^a). Het nadeel van deze oplossing is, dat op het tussenstuk tussen stuw en drempel sedimentatie zal optreden, ^{dat} zo dit stuk kanaal voortdurend onderhoud zal behoeven.

Om de stuwconstructie toch naast de drempel te krijgen is het mogelijk tijdens de bouwfase de loop van de Roer om te leggen via een bochtafsnijding. (zie fig. 30^b)

Deze laatste mogelijkheid heeft de voorkeur, omdat de stuw - drempel constructie dan als één geheel gebouwd kan worden.

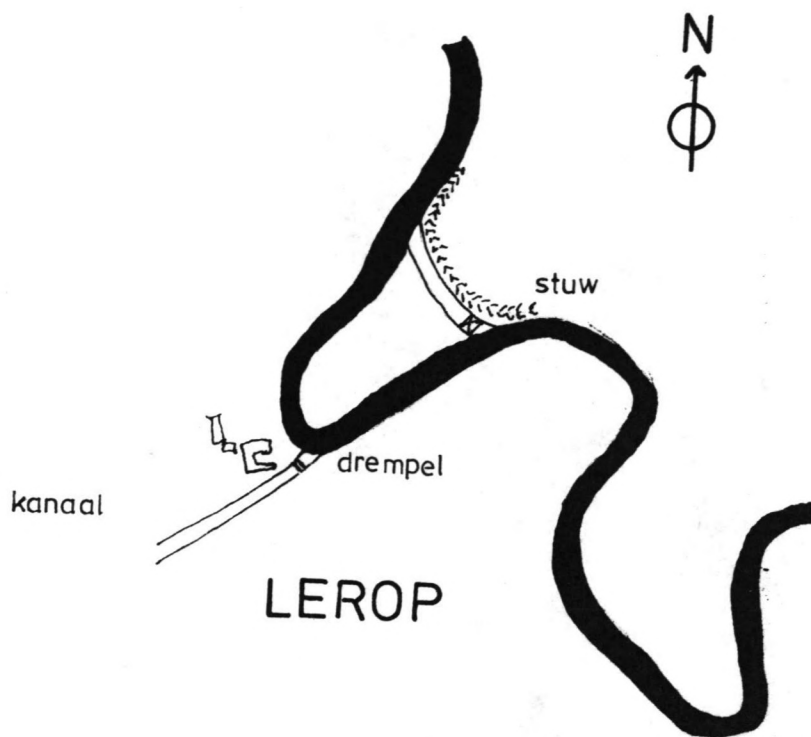


fig. 30^a

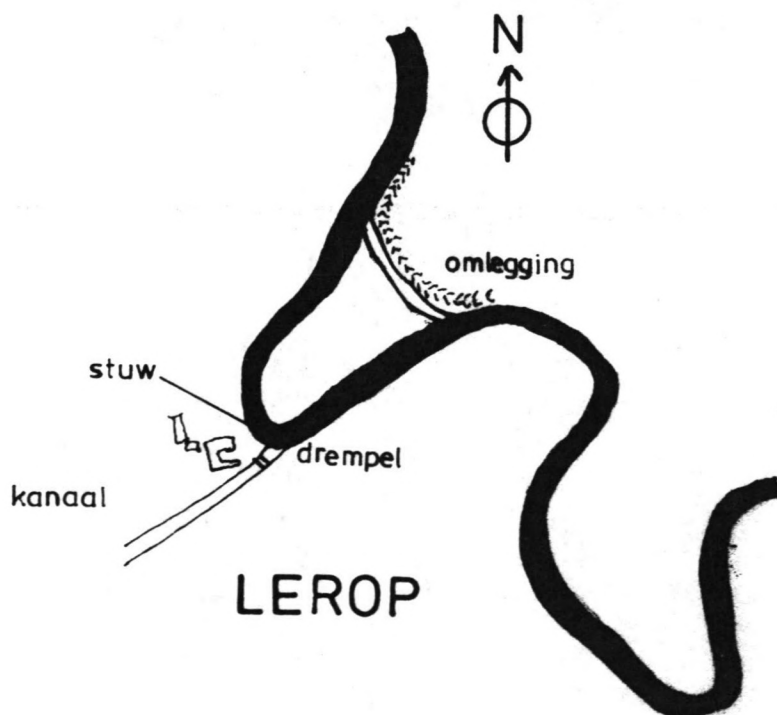


fig. 30^b

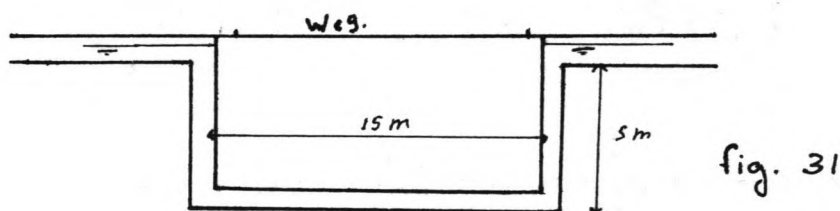
3.8 Kruising van het toevoerkanaal met de provinciale weg en de spoorlijn.

De kruisingen, die het tovoerkanaal naar de Maas maakt, kunnen extra verlies aan valhoogte veroorzaken, omdat er extra wrijvingsverliezen optreden.

De passage van de spoorbaan geeft geen probleem, omdat de spoorbaan op een dijk ligt, die op ca 2,5 m boven het maaiveld ligt en het maaiveld ligt op NAP + 25 m (zie fig 24^a op blz 102 en fig 20 op blz 90). Als soort constructie wordt gekozen voor een viaduct. Het dwarsprofiel van het kanaal blijft bij dit type gehandhaafd.

Bij de provinciale weg is het anders, deze ligt op het maaiveld. De passage van het kanaal kan geschieden door middel van een syfon. Hierbij ondervindt het wegverkeer tijdens de bouwphase weinig hinder van de bouwwerken.

Het verlies aan valhoogte over de syfon moet worden berekend, omdat dit verlies de valhoogte over de centrale nabij de Maas vermindert.



Welke verliezen kunnen optreden:

Intreeverliezen

Bochtverliezen

Wrijvingsverliezen

Uittreeverliezen

Intreeverliezen kunnen geminimaliseerd worden, indien de vormgeving van de entree afgerond wordt.

Bochtverliezen zijn gelijk aan $H_b = 0,1 \cdot v^2/2g$

Wrijvingsverliezen zijn gelijk aan: $H_w = \lambda \cdot l/D \cdot v^2/2g$
 $\lambda = 8g/c^2$

Uittreeverliezen zijn gelijk aan: $H_u = (A_2/A_1 - 1)^2 \cdot v^2/2g$

Kenmerken van de passage:

Er wordt gekozen voor 4 stalen buizen met een diameter van elk 2,5 m. Voor deze buizen geldt $\lambda = 1 \cdot 10^{-2}$

$$l = 25 \text{ m}$$

$$A = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot 2,5^2 \cdot \pi$$

$$A = 4,9 \text{ m}^2$$

$$v = Q/A = 30 / (4,9 \cdot 4)$$

$$v = 1,53 \text{ m}$$

De verliezen zijn:

$$H_w = \lambda \cdot l/D \cdot v^2/2g = 1 \cdot 10^{-2} \cdot 25/2,5 \cdot 1,53^2/20 = 1,2 \cdot 10^{-2} \text{ m}$$

$$H_u = (A_2/A_1 - 1)^2 \cdot v^2/2g$$

$$A_2 = 28 \text{ m}^2$$

$$A_1 = 4 \cdot 4,9 = 19,6 \text{ m}^2$$

$$H_u = (28/19,6 - 1)^2 \cdot 1,53^2/20 = 2,2 \cdot 10^{-2} \text{ m}$$

$$H_b = \text{aantal} \cdot 0,1 \cdot v^2/2g = 4 \cdot 0,1 \cdot 1,53^2/20 = 4,7 \cdot 10^{-2} \text{ m}$$

(dit zijn bochten met een hoek van 90°)

Totaal verlies over de syfon:

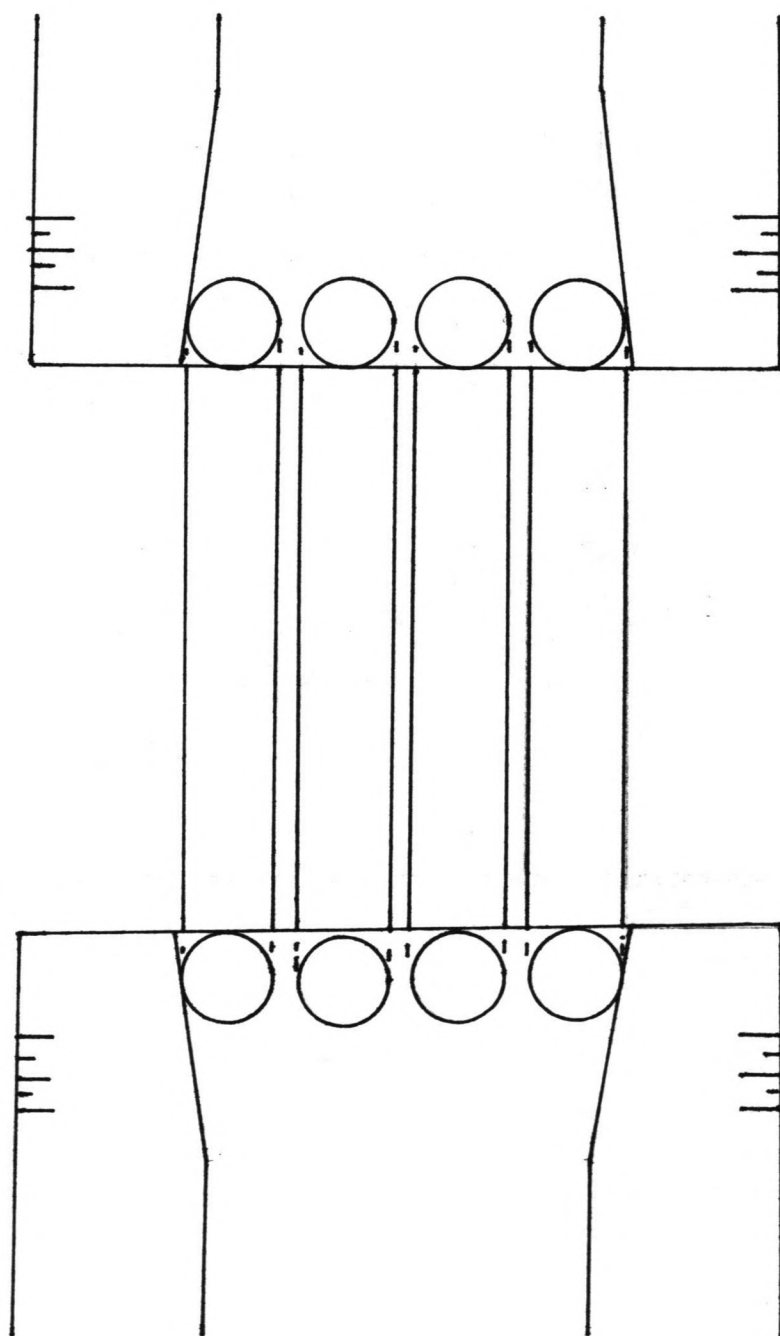
$$\text{uittreeverlies} \quad H_u = 2,2 \cdot 10^{-2} \text{ m}$$

$$\text{bochtverlies (4 buizen)} \quad H_b = 18,8 \cdot 10^{-2} \text{ m}$$

$$\text{wrijving (4 buizen)} \quad H_w = 4,8 \cdot 10^{-2} \text{ m}$$

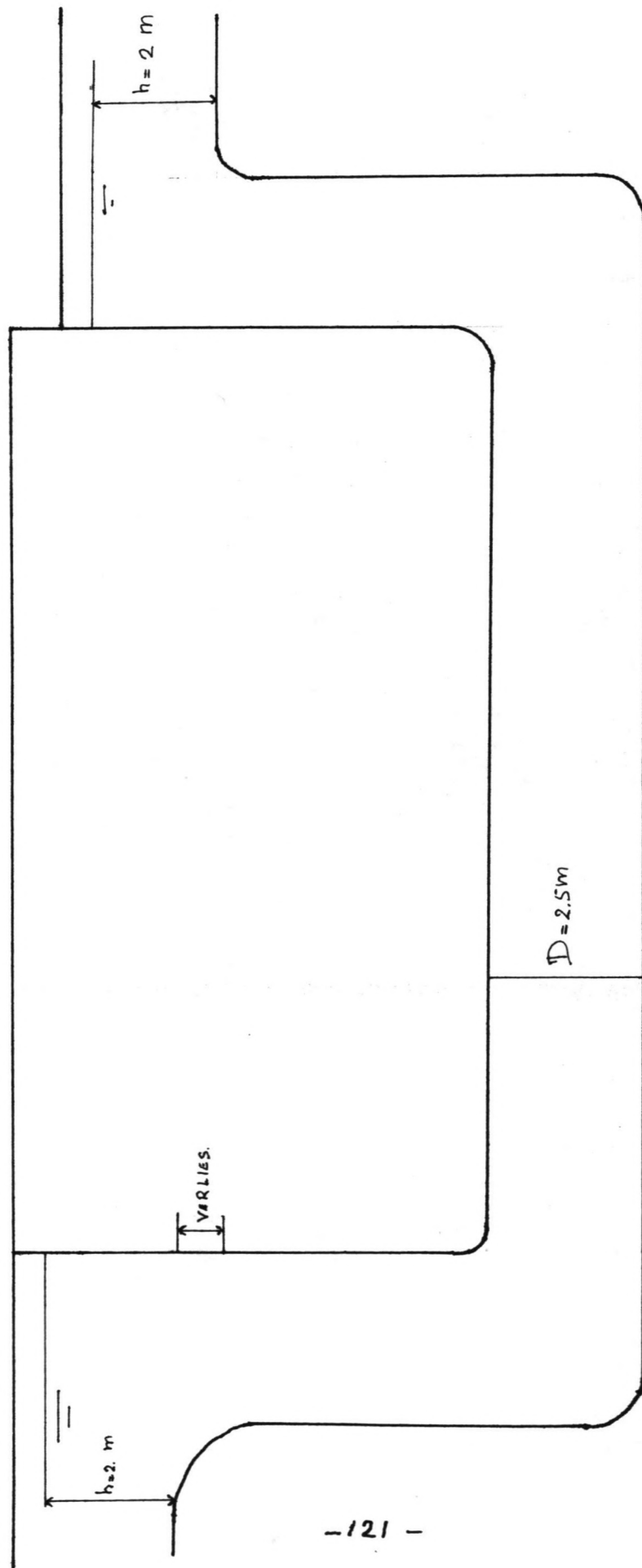
$$\text{Het totaal verlies is } H_t = 26 \cdot 10^{-2} \text{ m} \approx 0,3 \text{ m}$$

Naast deze wrijvingsverliezen moet er over de syfon een verval om de syfon te laten werken. Dit verval zal ongeveer 20 à 40 cm bedragen. De valhoogte bij de centrale wordt dus met ca. 70 cm verlaagd. In het kanaal ter hoogte van de syfon komt een sprong ~~het kanaal~~.



BOVENAANZICHT SYFON

fig. 32



VERT DSN SYFON

fig. 33

3.9 Conclusies.

De conclusies, die uit dit onderzoek getrokken kunnen worden, zijn dat kleinschalige waterkracht in Nederland op de Roer mogelijk is.

De landschappelijk beste locatie, Vlodrop, brengt een politiek probleem met zich mee. Het stuwmeer ligt op Duits grondgebied.

De waterkrachtcentrale met het aftappunt bij Lerop heeft als groot nadeel het graven van 2,5 km lang kanaal met twee moeilijke passages, nl. de spoorbaan en de provinciale weg Roermond - Sittard.

Het voordeel van de centrale bij de Maas is dat een mogelijke afnemer van de energie zich in de nabijheid van de waterkrachtcentrale bevindt.

De kostprijs voor één kWh voor de Vlodropse centrale is bij een lage discontovoet en bij een investering van 5 à 10 miljoen gulden (voor deze prijzen zie de bijlagen) aanvaardbaar.

Literatuurlijst.

Quantz/Meerwarth Press	Wasserkraftmaschinen	Springer	1963
	Stauanlagen und Wasserkraftwerke		
	Teil II Wehre		1959
	Teil III Wasserkraftwerke		1967
TH Delft Civiele Techn.	dictaat b 72 Vloeistofmechanica		1979
	dictaat f 8/f 10 Rivierwaterbouwk		1978
	dictaat f 20B Energiewaterbouwk		1983
	dictaat f 13A Flex. waterb. constr.		1984

Tijdschriften:

Vele jaargangen van de volgende tijdschriften:

La Houille Blanche

Water Power and Dam Construction

BIJLAGEN.

Les minigroupes hydroélectriques (100 à 1 000 kW)

Mini hydroelectric sets (100 to 1,000 kW)

J. Étienne

Société Dumont, Pont de St Uze

P. Chadenson

Neyrpic, Grenoble

L'évolution dans les facteurs qui orientent les choix techniques

Dans la gamme des petites puissances, d'une centaine à un millier de kilowatts, les installations réalisées avant 1940 étaient pratiquement toujours de conception analogue aux groupes de plus grande taille.

Certes, les vannes étaient généralement à commande manuelle et il y avait peu d'appareils de nettoyage des grilles sur ces installations. Mais il était habituel de rencontrer dans ces petites usines, des turbines Kaplan verticales à double réglage hydraulique par régulateur de vitesse, des installations à groupes multiples dans le cas des turbines Francis sous bêche spirale. Les grilles étaient largement dimensionnées, la vitesse était lente dans les canaux d'amenée et de fuite, les angles étaient chanfreinés ou arrondis, les bétons étaient lissés et surabondants.

Par ailleurs, on disposait du personnel nécessaire pour assurer la manœuvre de vannes de décharge, lors des arrêts de la centrale ou pendant les crues. De même les graisseurs du type compte goutte à ballon de verre étaient remplis matin et soir, ce qui donnait l'occasion à un personnel stable de voir et d'entendre les symptômes de problèmes possibles et de prévenir les incidents.

Les machines électriques des groupes de basse chute étaient souvent à vitesse lente attaquées directement par l'arbre turbine dès que la puissance dépassait 300 ou 500 kW.

Était-ce la conséquence des faibles coûts de main d'œuvre, d'une foi en l'avenir qu'on prévoyait stable et sur lequel on tablait pour amortir, sur une longue période, des installations très complètes et soignées, ce n'est pas tout à fait notre propos de le préciser mais il nous faut constater que les perspectives des investisseurs paraissent aujourd'hui très différentes.

Il est vrai que certains changements sautent aux yeux, le coût de la main d'œuvre bien sûr mais aussi l'avenir plus incertain au-delà d'une dizaine d'années (les contrats d'achat d'énergie par EDF aux producteurs autonomes en France ne sont-ils pas très souvent limités au départ à 12 ou 15 ans, leur renouvellement dépendant de la conjoncture future). Le coût élevé de l'argent emprunté limite aussi l'enveloppe des dépenses, terme de langage qui devient courant dans ce domaine des petites réalisations.

Une place différente pour la technique hydraulique

Est-ce donc la fin de la prédominance de l'hydraulique pure? Oui si l'on entend que l'époque est bien passée où l'on avait le souci du rendement des machines même pour les faibles débits d'été. Oui si l'on pense à la véritable soumission aveugle aux exigences des hydrauliciens qui faisaient que même à une époque relativement récente les limites de vitesse dans les canaux ou les conduites forcées, les grilles, dans les entrées d'eau et les sorties d'aspirateurs étaient considérées comme sacrées au point que la discussion de ces valeurs n'était même pas envisagée par les investisseurs. Mieux, on trouvait sur certaines rivières des ouvrages reproduits identiquement ou en similitude dans lesquels les choix personnels du conseiller local en hydraulique se retrouvaient fidèlement, au même titre, pour ces détails ou ces manies, que s'il s'était agi de choix fondamentaux.

Mais l'hydraulique, si elle ne fait plus la loi, est peut-être bien plus présente qu'autrefois.

En effet, au lieu de notions simples, de valeurs présentées comme limites, mais qui en fait ne pouvaient avoir valeur universelle que par une large coefficient de

sécurité, voilà qu'il faut maintenant réduire les dimensions pour comprimer les dépenses, ne lisser les parois que si c'est rentable, savoir sacrifier dans certain cas quelques points de rendement, tenir compte de la qualification réelle des exploitants. Voilà, en résumé, que chaque cas devient un cas spécifique à traiter au plus près de la limite.

Cela implique donc une connaissance plus approfondie de l'hydraulique, des matériaux et matériels, la capacité de distinguer les différences entre deux projet apparemment identiques.

Voilà qu'il faut calculer plus serré mais ce n'est pas la plus grande difficulté, voilà surtout qu'il faut choisir des solutions techniques en fonction d'impératifs financiers. C'était plus facile quand l'hydraulique commandait. C'est peut être plus intéressant quand la rentabilité prime.

Des solutions qui peuvent surprendre

La réflexion ci-dessus avait pour but de mettre en lumière la raison profonde des dispositions choisies dans les exemples qui vont être exposés maintenant. En résumé, il ne faut pas voir dans ces groupes de construction récente le fruit d'une sorte de délire technique ou de l'ignorance des règles de l'art. Ce sont, avec leurs qualités et leurs défauts, les résultats de mutations dues à l'économie de notre époque.

Les basses chutes, les premières influencées

Cette influence explique pourquoi les exemples qui vous seront présentés maintenant sont essentiellement des installations de basse chute. En effet, dans le cas de hautes chutes le coût de la turbine et de son génie civil propre représente une part bien plus faible du prix d'installation que dans les basses chutes. Dans ces dernières, les machines sont relativement grosses et les travaux de Génie Civil importants et plus délicats car en plus grande partie au-dessous du niveau de l'eau.

Certains facteurs ajoutent parfois leur influence, dans le même sens. Par exemple, lorsqu'on rééquipe une ancienne centrale il peut être intéressant de réutiliser une partie des constructions existantes, tout en installant des machines capables d'un débit supérieur aux anciennes. Dans le cas où l'installation d'origine était très ancienne et comportait des turbines Fontaine par exemple, les chambres étaient grandes par rapport au débit équipé et permettront un suréquipement mais la sortie d'eau sous la turbine manquera de profondeur et il faudra travailler en sous œuvre. S'il s'agissait d'une centrale avec des turbines verticales à distributeur radial moins anciennes, le fond sera plus bas sous la turbine mais la chambre d'eau initialement mieux proportionnée n'admettra qu'un faible suréquipement dans la même disposition. D'où la tendance à changer de type de machine et à utiliser des turbines à alimentation axiale qui permettent, entre deux murs donnés, d'amener plus d'eau sur une roue plus grande, de façon tout à fait correcte. On pourra aussi souvent conserver le radier ancien dans le bâtiment, pour ne pas prendre de risque et

gagner artificiellement de la hauteur à l'entrée de l'eau par une pneumatization partielle de la chambre d'entrée, en construisant une forme d'entonnement simple étalée en largeur à l'amont immédiat de l'ancien bâtiment. Un autre exemple tout à fait opposé, est celui d'un pays en développement installant une petite centrale dans une région isolée. Le Génie Civil bien que neuf devra être aussi, simplifié au maximum. Tout compte fait, dans bien des cas, cela conduira aussi à une turbine à alimentation axiale.

Exemples de réalisations

Groupe Kaplan Incliné chambre d'eau et aspirateur béton (Fig. 1).

Ce groupe est un ancêtre parmi les groupes présentés, bien qu'il n'ait été installé qu'en 1964. C'est pourquoi nous nous attarderons un peu sur les raisons qui ont influencé sa conception. Hauteur de chute 4 m débit 15,5 m³/s.

Il comporte un distributeur axial monobloc en fonte formant support de palier inférieur. Moyeu de roue en fonte, pales en cupro-aluminium, palier antifriction à circulation d'huile par rainure hélicoïdale, alimenté par une gaine étanche entourant l'arbre. Il faut en effet compenser les fuites d'huile par le presse étoupe inférieur, dont le serrage a besoin d'être fait périodiquement (1 à 3 mois). Manteau de roue en fonte.

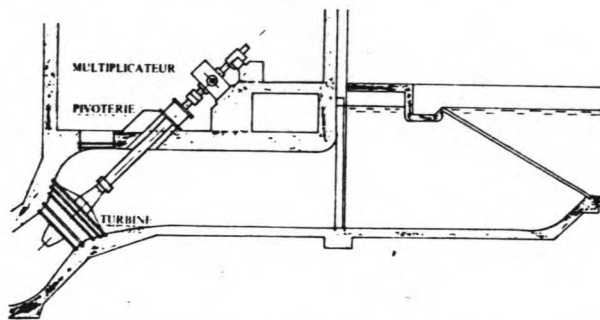


Figure 1 - Groupe Kaplan incliné chambre d'eau et aspirateur béton.

Au passage du plafond de la chambre d'eau on trouve le palier de butée avec butée à rouleaux à bain d'huile. Etanchéité par cheminée, raccordée à la gaine du palier inférieur. L'arbre entraîne le multiplicateur de vitesse par manchon d'accouplement élastique. La génératrice asynchrone est elle-même entraînée par manchon élastique.

La commande des pales, asservie au niveau amont est assurée par moto-réducteur électrique entraînant une boîte coulissante qui entraîne la tige de commande des pales par une double butée.

L'arrêt et le démarrage du groupe s'effectuent par la vanne wagon amont à commande hydraulique, les pales revenant à leur position de démarrage préalable à l'ouverture de la vanne.

Le choix du distributeur axial simplifie la chambre d'eau qui, de spirale dans une turbine verticale clas-

sique, devient rectangulaire suivie d'un raccordement au cône du distributeur.

L'aspirateur incliné réduit un peu le creusage.

Le choix : distributeur fixe, pales réglables, permet de conserver un assez bon rendement aux faibles débits. Il entraîne néanmoins le sacrifice des très faibles débits, mais ceux-ci ne produisent pas assez d'énergie pour amortir le coût d'un distributeur conique réglable.

Le multiplicateur de vitesse, bien qu'incliné, reste dans les fabrications standards de réducteurs à axe horizontal. Il permet d'éviter la génératrice lente qu'il aurait fallu dans un bulbe et qui ne peut plus être construite compétitivement en petites dimensions.

Ce type de groupe, économique en installations neuves permet de faire passer plus d'eau dans une chambre d'eau existante dans laquelle était installée une turbine verticale, cela à cause de l'entrée d'eau axiale : on n'a pas besoin d'espace pour contourner le distributeur comme dans le cas d'un distributeur radial. Grâce à l'inclinaison, l'aspirateur peut se situer en dehors du bâtiment ancien et éviter ainsi les travaux en sous-œuvre toujours aléatoires. La vanne wagon peut occuper l'emplacement des anciennes vannes manuelles après agrandissement des rainures.

Groupe Kaplan Incliné, chambre d'eau et aspirateur en tôle (Fig. 2)

La disposition et les éléments constitutifs de ce groupe rappellent de très près le précédent. Il a été installé en 1969. Hauteur de chute 10 m, débit 4 m³/s. Son implantation sur une conduite de vidange de barrage et ses faibles dimensions ont conduit à une réalisation en acier soudé.

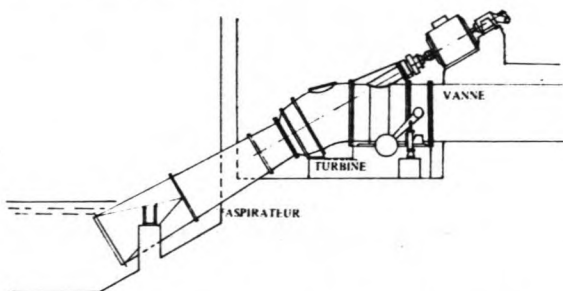


Figure 2 – Groupe Kaplan incliné, chambre d'eau et aspirateur en tôle.

Une différence encore avec le précédent : vu la hauteur de chute élevée et le débit faible, la génératrice est attaquée directement à 600 t/min.

La vanne de tête est une vanne papillon classique à fermeture par contrepoids.

Le manteau de roue est en fonte avec blindage en acier à 13 % de chrome.

L'asservissement des pales au niveau amont est réalisé ici très simplement en quatre paliers (1/4, 1/2, 3/4, 4/4) correspondants à 4 niveaux séparés d'un centimètre environ. Le plan d'eau important permet ce système sans qu'il s'ensuive des manœuvres fréquentes des pales.

Le palier inférieur est graissé à la graisse par pompe électrique.

Groupe incliné de construction récente, chambre d'eau en béton, aspirateur en béton (Fig. 3)

Le palier de butée séparé n'existe plus. La butée est intégrée au multiplicateur de vitesse, l'accouplement étant alors rigide entre turbine et multiplicateur.

La boîte coulissante de commande des pales est remplacée par un vérin hydraulique tournant porté par l'arbre primaire du multiplicateur à sa partie supérieure.

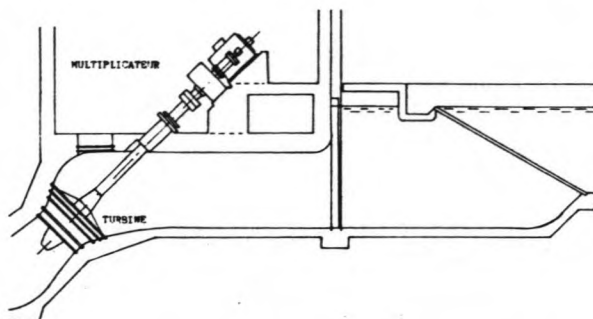


Figure 3 – Groupe incliné de construction récente, chambre d'eau en béton, aspirateur en béton.

Par un accumulateur hydraulique ou une pompe attelée on peut disposer de pression d'huile en l'absence du réseau général ce qui permet de ramener le groupe au dessous de la vitesse de synchronisme en cas de déclenchement.

Avec une légère surfermeture des pales on peut arrêter le groupe sur anti-dévireur. On ne peut pas en effet trouver de position d'arrêt stable uniquement par la manœuvre des pales si le distributeur est constamment ouvert.

La vanne automatique n'est plus indispensable.

Variante de ce groupe avec démarrage et arrêt par pneumatisation (Fig. 4)

Lorsqu'on a plusieurs groupes, il devient nécessaire d'empêcher l'eau de passer dans les groupes arrêtés.

On peut bien sûr, automatiser les vannes d'entrée. Mais cela ajoute des contraintes techniques, prend du temps au démarrage, peut entraîner un fonctionnement fréquent des vannes en période de débits intermédiaires, si l'automatisme n'est pas très sophistiqué.

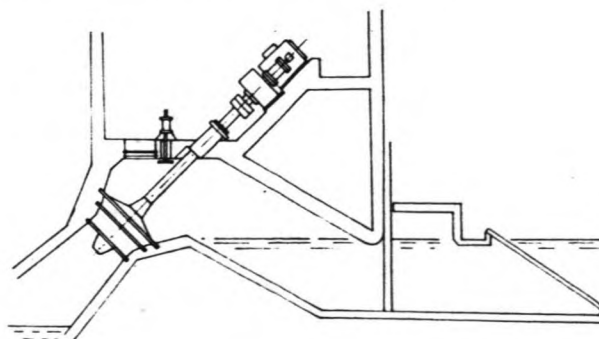


Figure 4 – Variante de ce groupe avec démarrage et arrêt par pneumatisation.

La solution du groupe pneumatisé permet de se passer de vannes automatiques. A condition de caler le seuil d'entrée dans le distributeur à la cote de la crête du barrage il n'y aura pas d'eau perdue. Cela entraîne un coude à l'entrée de l'eau, avant le distributeur et le Génie Civil monte un peu plus haut. Dans les rivières à fortes crues il faut de toute façon caler assez haut le matériel électromécanique sensible à l'eau, si bien que dans ce cas la disposition avec pneumatisation raccourcit un peu l'arbre de la turbine.

La commande des pales n'a plus besoin de fonctionner lors des déclenchements, l'ouverture d'une soupape d'entrée d'air arrêtant très efficacement le groupe et avec un très faible emballlement.

Malgré la forme un peu tourmentée de l'écoulement hydraulique, une entrée de ce type, essayée et perfectionnée sur modèle réduit ne conduit pas à sacrifier le rendement. Et le groupe est entièrement visitable en fermant seulement la vanne manuelle amont.

Cette disposition s'adapte particulièrement bien à des usines anciennes où existent des chambres d'eau rectangulaires.

Variante des deux groupes précédents avec aspirateur conique en tôle (Fig. 5)

L'intérêt de cette variante est d'une part de réduire les travaux sous le niveau d'eau aval, d'autre part, et en conséquence de ce premier point de réduire l'incertitude sur le prix global de l'installation. Une pièce chaudronnée peut en effet être chiffrée avec une bonne précision, même rendue et montée et divers fournisseurs peuvent être facilement consultés. De plus le Génie Civil restant est plus simple et mieux à la portée d'une petite entreprise locale ce qui peut en réduire le coût.

Bien entendu, si l'aspirateur en tôle n'avait pas une forme simple et résistant bien au vide par elle même cet avantage disparaîtrait.

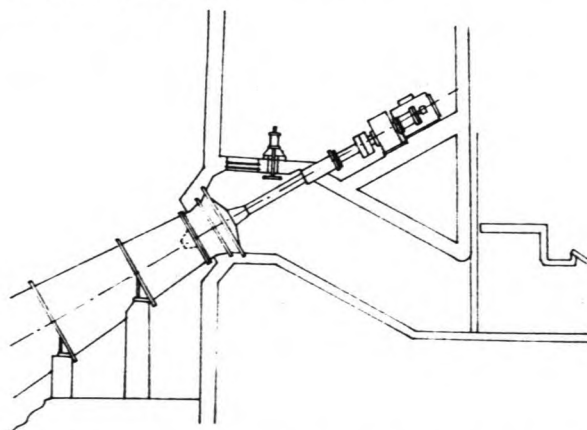


Figure 5 - Variante des deux groupes précédents avec aspirateur conique en tôle.

Groupe Kaplan en S avec arbre horizontal traversant le coude aval (Fig. 6)

Avec ce groupe, nous revenons à l'utilisation de l'acier soudé. Cette disposition est intéressante pour des chutes plus élevées : 5 à 15 m environ.

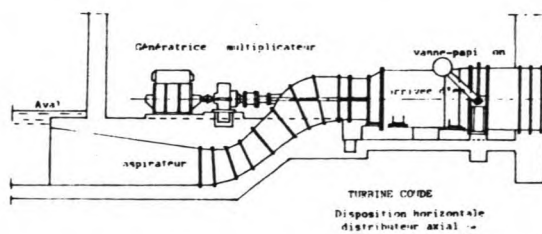


Figure 6 - Groupe Kaplan en S avec arbre horizontal traversant le coude aval.

Les choix faits dans ce groupe sont en faveur de l'économie de place et de la facilité d'exploitation. D'une part la vanne amont pour mettre le groupe hors pression en un temps très court, d'où une sécurité importante en cas de défaillance de joints, et aussi pour permettre, dans le bas de gamme des chutes, une visite rapide du palier et de la roue. D'autre part, l'arbre traversant le coude et l'aspirateur passant au sous-sol, permettant d'installer dans le "sillage" de la turbine, le multiplicateur de vitesse et la génératrice, facilitant ainsi l'installation de groupe côte à côte. Par contre, la présence de l'arbre dans le coude aval est légèrement défavorable au rendement, cet inconvénient pouvant être réduit par un coude approprié.

Noter que dans ces groupes comme sont tous ceux qui ont un palier immergé, on peut installer des détecteurs d'usure.

Dans le cas d'eau peu chargée, le palier immergé peut être à coussinet plastique lubrifié par l'eau de la chute.

Groupe Kaplan en coude horizontal avec arbre traversant le coude amont (Fig. 7)

Cette variante sacrifie, elle, l'encombrement au profit de l'orthodoxie hydraulique. Elle rend l'aspirateur plus facile à réaliser et réduit le creusage quand la hauteur de chute et la vitesse spécifique de la roue imposent de placer celle-ci au dessous du niveau aval.

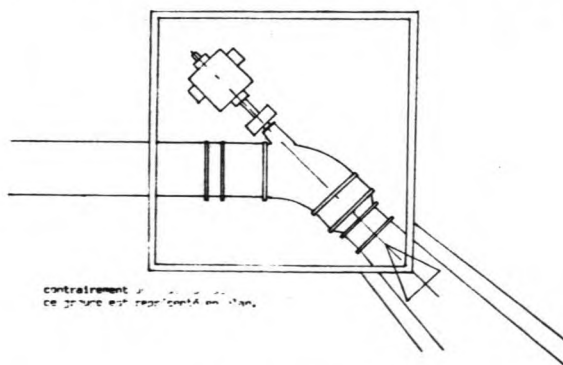


Figure 7 - Groupe Kaplan en coude horizontal avec arbre traversant le coude amont.

Groupe Kaplan en S à axe vertical, arbre sortant par le coude amont (Fig. 8)

Un groupe très ramassé est réalisé avec un coude à 90° à ailettes, l'aspirateur servant de support mécanique à la partie inférieure de la turbine. Quand on a

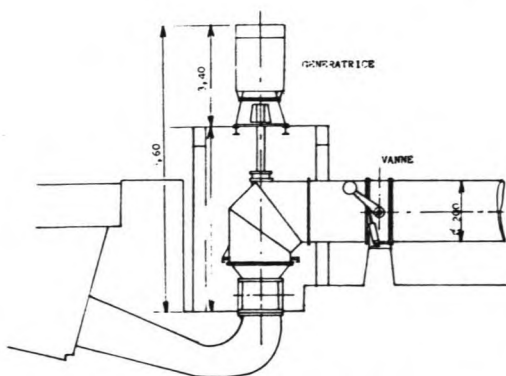


Figure 8 — Groupe Kaplan en S à axe vertical, arbre sortant par le coude amont.

la place nécessaire on préférera un coude classique, si possible inférieur à 90° , suivi d'un convergent.

L'arbre vertical met facilement hors crues le matériel sensible : palier de butée, génératrice. Cela rend possible une conception de groupes sans usine. Avec un portique de démontage et des génératrices étanches à la pluie, plus besoin de toit ni de murs.

La coupure peut s'effectuer par vanne amont ou vanne aval. La vanne aval conserve un écoulement normal dans la machine pendant la coupure. Mais, dans son calcul, il faut tenir compte de l'effet de pompe dû à l'inertie de la turbine et de la génératrice. La vanne amont, elle, permet un accès rapide à l'intérieur de la machine.

Groupe "siphon" ou groupe à double coude (Fig. 9)

Là il s'agit de machines de plus petites puissances.

Le but recherché est de réduire autant que possible le génie civil. L'idéal visé c'est de n'avoir qu'à réaliser un canal fermé par un mur et de supporter la machine par des fers préparés pour être scellés dans les murs du canal et le mur du fond.

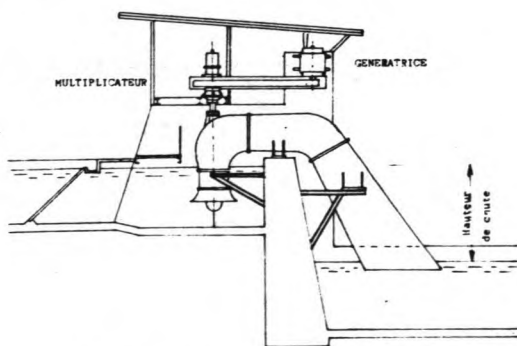


Figure 9 — Groupe "siphon" ou groupe à double coude.

Inutile de dire qu'on demande à l'eau beaucoup de bonne volonté, surtout dans la version avec 2 coudes à 90° . Inutile de dire non plus que n'importe quel coude ne convient pas quand la roue est dans la branche amont et qu'il y a deux coudes avant le diffuseur. Et même dans une configuration bien étudiée quant à l'hydraulique le rendement est plus bas que dans un groupe classique, de l'ordre de 2 à 3 points.

Dans la réalisation qui est montrée, le palier inférieur est lubrifié par l'eau turbinée, ce qui est possible si la rivière ne charrie pas trop de sable ou corps abrasifs, comme déjà indiqué. Certains éléments du conduit d'eau : distributeur axial porte palier, coudes et branche horizontale, sont en polyester armé. La transmission par courroie (ici courroie poly V) permet une multiplication de vitesse économique peu bruyante, rapide à dépanner.

Dans le cas de groupe asynchrone, l'arrêt est obtenu par admission d'air et le démarrage par pompe à vide électrique.

Dans le cas de groupes autonomes, le démarrage peut s'effectuer sans énergie électrique, au moyen d'un hydroéjecteur actionné par la chute elle-même. Une régulation simplifiée à $\pm 3\%$ ou $\pm 5\%$ peut être réalisée économiquement par admission d'air, judicieusement répartie derrière la roue. Pour plus de précision on utilisera une régulation par absorption d'énergie.

Groupe Francis à axe horizontal pour réseau autonome en pays lointain (Fig. 10)

Hauteur de chute 60 m, puissance 550 kW.

Ici l'incidence des conditions économiques est moins nette. Ce groupe est à peu près classique. Néanmoins la difficulté d'obtenir un Génie Civil de qualité dans un pays lointain sans y importer de la main d'œuvre coûteuse, le prix élevé des travaux de montage par les spécialistes du constructeur, conduisent à prévoir une installation compacte et dont la plupart des éléments sont positionnés en usines sur un châssis usiné. Dans l'exemple choisi, l'arbre traverse le coude de sortie d'eau et ce coude supporte le palier de butée. La butée, à rotule sur rouleaux est placée en bout d'arbre et peut se démonter rapidement. La dalle d'appui du châssis est simple et le remontage se fait très rationnellement.

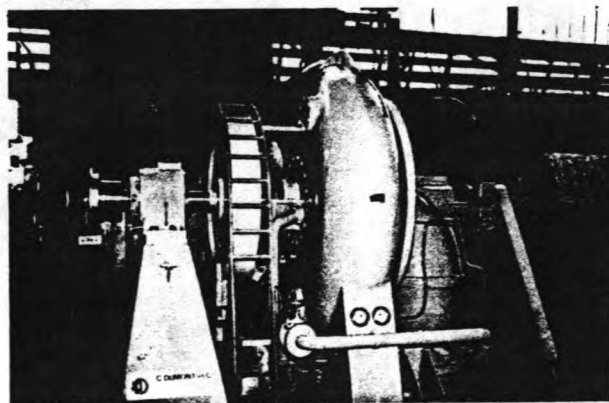


Figure 10 — Groupe Francis à axe horizontal pour réseau autonome en pays lointain.

Groupe Pelton à axe horizontal pour réseau autonome (Fig. 11)

Hauteur de chute 100 m, puissance 100 kW.

Dans cet exemple, la recherche du moindre coût a porté sur les dispositifs de régulation de vitesse et d'adaptation au débit disponible.

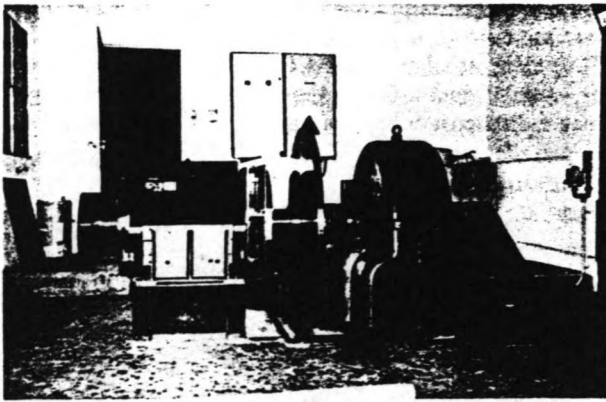
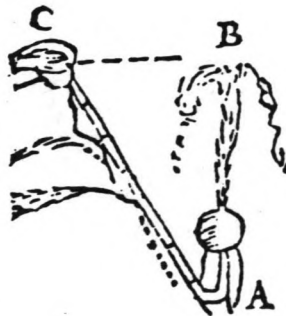


Figure 11 — Groupe Pelton à axe horizontal pour réseau autonome.

Le régulateur hydraulique est très simplifié puisqu'il n'est pas isochrone mais fonctionne avec un statisme permanent de l'ordre de 6 %. De plus il n'agit que sur le déflecteur, l'injecteur étant ouvert en fonction du débit disponible par un petit motoréducteur télécommandé depuis l'amont.

L'énergie de régulation est fournie par une pompe entraînée en bout d'arbre turbine par courroies trapézoïdales et le démarrage s'effectue en tournant le volant d'inertie à la main après avoir mis la commande du régulateur sur la position manuelle. Cette commande revient automatiquement à sa position de marche normale dès que le régulateur agit pour accélérer le groupe. Un contrepoids assure la fermeture en cas de défaillance hydraulique et un levier manuel permet d'agir directement sur le tiroir de distribution d'huile en cas de nécessité.



Les groupes pour petites centrales de production de (1 000 à 8 000 kW)

Sets for small hydroelectric plants (1,000 to 8,000 kW)

J. Rabaud

EDF, Paris

G. Picollier

Neyrpic, Grenoble

Le marché

Comme on a pu le constater, le marché des petites turbines subit un regain d'animation ces dernières années. Les demandes sont nombreuses sans pour autant déboucher, dans l'immédiat, sur de véritables appels d'offres. Les consultations proviennent aussi bien de clients nationaux qu'internationaux, de pays développés que de pays peu équipés sur le plan de l'énergie électrique. Rappelons que les conditions d'équipement en France sont soumises à des règles administratives différentes selon que la puissance totale brute installée est inférieure ou supérieure à 4 500 kW. En outre, la loi de nationalisation limite à 8 000 kVA la puissance des installations pouvant être réalisées en dehors d'EDF. Dans le premier cas, l'autorisation est accordée par arrêté préfectoral et la durée de l'instruction du dossier est de l'ordre d'un an, sauf complication lors de l'étude d'impact. Dans le deuxième cas, si la puissance est supérieure à 4 500 kW, la concession est accordée par décret en Conseil d'Etat et la durée de l'instruction est de l'ordre de trois ans. Cette différence dans les délais permet, en particulier au constructeur, de situer les projets dans le temps et de choisir ceux qu'il juge les plus sérieux dans l'immédiat. Au-delà de 8 000 kVA seule EDF peut équiper.

A l'étranger, cette distinction ne joue plus, les conditions d'équipement, spécifiques à chaque pays, sont plus difficiles à apprécier. La limite de 8 MVA n'est d'ailleurs pas nécessairement applicable pour la définition des petites centrales.

Le marché peut aussi se diviser, qu'il soit français ou étranger, en fonction de la clientèle. Le secteur public est, bien entendu, le plus structuré et le plus exigeant sur le plan de la qualité. Les clients privés, généralement des sociétés créées dans le but de tirer profit de leur installation, sont en général plus axés sur l'aspect coût de l'investissement. C'est principalement pour elles

que les constructeurs devront concevoir des solutions nouvelles qui n'ont pas encore forcément "fait leurs preuves" mais qui leur permettront de mieux se placer sur le marché de la concurrence internationale. Du point de vue site, les turbines d'une puissance de quelques MW se placent rarement en remplacement de machines, type vieux moulins, elles sont fréquemment prévues pour compléter l'équipement d'une retenue déjà existante.

Exigences du client

Etude de la rentabilité

Envisager d'installer une unité de 1 à 8 MW implique que le client a dépassé le statut de simple auto-producteur voulant satisfaire ses besoins domestiques ou artisanaux pour atteindre celui de producteur autonome agissant en investisseur. Il est donc nécessaire qu'il ait une bonne idée de la rentabilité de l'argent engagé dans l'opération.

Cette rentabilité dépend de deux éléments fondamentaux : le coût de l'installation et l'énergie produite, en quantité et en qualité.

Le prix de l'installation doit être estimé avec précision ; il dépend essentiellement des conditions géographiques et géologiques du site qu'il faut apprécier sans erreur. La valeur de l'énergie produite dépend, bien évidemment, des paramètres du site : hauteur de chute et débit équipables. Or, contrairement à ce que beaucoup pensent, le débit des rivières n'est en général pas bien connu et il convient de l'approcher avec une durée d'observation statistiquement suffisante, tant en ce qui concerne ses valeurs moyennes que ses évolutions dans l'année.

Dans le cas particulier d'EDF, considérée ici en

tant que producteur, les études de rentabilité sont souvent influencées, soit par le fait que l'on envisage l'aménagement d'une série de chutes, soit par le fait que l'équipement d'un nouveau site rentabilise une chute existante ou est rentabilisé par celle-ci.

Assurance de la garantie de production

Aucune garantie totale n'existe en ce domaine ; les espérances du producteur doivent être surtout basées sur la confiance qu'il a dans les constructeurs. Peut-être est-il intéressant d'indiquer ici les idées directrices qui guident à ce sujet le Service de la Production Hydrauliques d'EDF :

La première est que, contrairement à ce qui se passe pour les grosses unités de production (où les cahiers des charges précisent de nombreux points particuliers, techniques ou technologiques), les machines de petites tailles sont commandées avec des clauses techniques réduites, qui indiquent plus des performances globales à respecter que des moyens préconisés pour les obtenir.

Mais, il faut insister sur deux autres idées directrices importantes :

— en se basant sur une expérience portant sur 1 500 groupes de toutes puissances, ce Service attache beaucoup plus de prix aux solutions sûres et éprouvées qu'aux recherches de solutions nouvelles — aussi séduisantes soient-elles — pour résoudre des problèmes dont une bonne solution existe déjà.

— les consultations ne sont lancées — et a fortiori les commandes ne sont passées — qu'après de constructeurs jugés techniquement aptes à répondre correctement dans la gamme de puissance considérée.

Automaticité — Entretien — Surveillance — Disponibilité

Le raccordement au réseau EDF implique un certain nombre de protections et d'automatismes sur lesquels il n'y a pas lieu d'insister ici.

D'autre part, il convient de garder en mémoire le fait que le tarif d'achat de l'énergie par EDF est d'autant plus intéressant que l'énergie est produite en périodes de forte consommation et que la puissance garantie est élevée. Ce tarif est également plus intéressant pour le producteur si l'implantation de l'usine de production et sa puissance lui permettent de livrer directement son énergie sur le réseau de distribution.

De cela découlent des contraintes d'entretien et de surveillance qui dépendent trop de circonstances particulières pour que l'on puisse les généraliser.

Le producteur EDF a automatisé toutes les usines de la plage de puissance que nous décrivons. La surveillance couvre des groupements de plusieurs usines et l'entretien est préventif et préparé.

Remarques

Qu'il soit enfin permis d'insister encore sur les erreurs souvent faites à cause d'une mauvaise connaissance des débits. Une possibilité de crue sous-estimée peut entraîner la destruction rapide de tout ou partie de l'installation. Un débit moyen surestimé conduit à une mauvaise rentabilisation des immobilisations.

Tâches du constructeur

Face à la diversité de la clientèle, le constructeur devra réagir en s'adaptant cas par cas, à moins qu'il ne limite ses ambitions à une gamme de produits standardisés.

En règle générale, les délais de réponse aux consultations sont extrêmement courts. Les prix d'ordre sont souvent donnés dans la journée ou les jours qui suivent la demande.

La tâche à accomplir dépend des exigences du client ou de son ingénieur-conseil. Le non-spécialiste se contentera du prix de la machine en retour des données élémentaires, comme la chute et le débit moyen. Le client organisé exigera une réponse aux spécifications financières et techniques dont le volume peut être comparable à celui d'une installation de plusieurs dizaines de MW, principalement à l'exportation.

Etant donné l'importance relativement modeste de ces petites centrales la fourniture demandée ne se limitera pas seulement à la turbine, mais inclura éventuellement les organes de garde, la conduite forcée, la génératrice, le matériel électrique, etc.

Le constructeur du matériel hydromécanique pourra donc, à l'occasion, jouer le rôle d'ensemblier. Notons que le Génie Civil est toujours exclu de la fourniture.

Quelles sont les qualités et moyens du fournisseur pour répondre à ce marché de petites ou moyennes turbines ?

Tout d'abord, réagir vite et s'adapter à la demande, ce qui nécessite pour la grosse entreprise de sortir des circuits relativement lourds des constructions traditionnelles.

L'informatique aidera le projeteur et le Service Devis pour définir rapidement les dimensions principales, le poids et le prix de la machine.

Les analogies, l'expérience et le savoir-faire du constructeur devront plus que jamais être mis à contribution.

Sur le plan réalisation, les lignes directrices peuvent être les suivantes :

- répartir les études sur plusieurs affaires semblables ou voisines, utiliser des analogies ;
- revoir et simplifier la conception : tracés hydrauliques, mécanique matériaux, montage, contrôle ;
- utiliser des composants du commerce ;
- faire appel à la sous-traitance pour les fabrications classiques et conserver la réalisation des parties nobles.

Nous allons détailler ces différents aspects dans les chapitres suivants.

Choix des machines en fonction de la chute (Fig. 1)

Dans ce chapitre, nous allons examiner les différentes possibilités qui s'offrent au maître d'œuvre pour réaliser un projet d'installation hydraulique tout en recherchant les aspects économiques du Génie Civil et de l'électro-mécanique.

Il semble que l'on puisse classer la complexité des installations par ordre décroissant en fonction de la chute, les Pelton étant les plus rustiques, et les basses chutes offrant une très grande diversité de solutions.

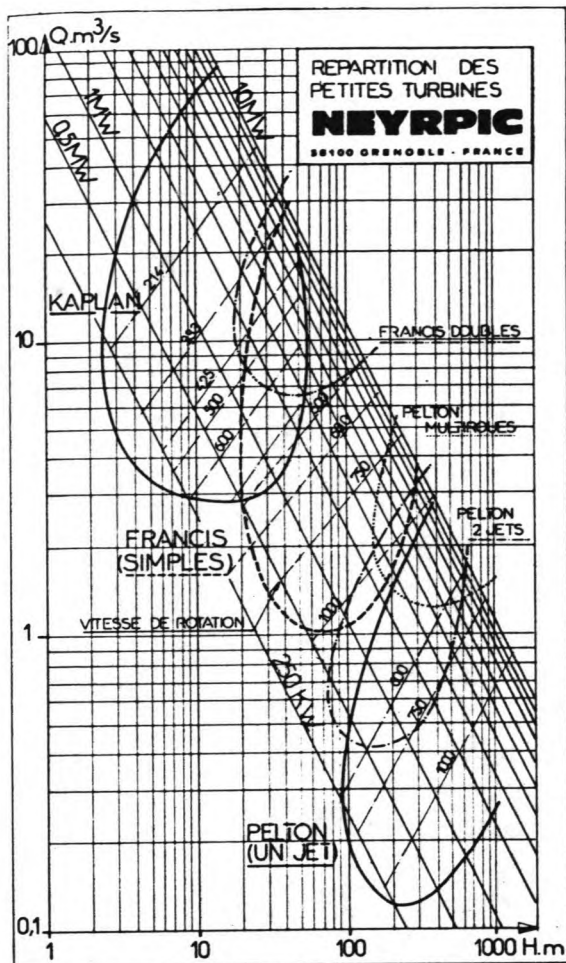


Figure 1 – Abaque du choix des machines.

Nous commencerons donc par les très hautes chutes pour dire qu'il y a peu d'espoir et peu de besoin de bouleverser la conception et la réalisation du Génie Civil des installations équipées de turbines Pelton. Le coût global est surtout fonction de l'importance de la conduite forcée.

Il faut distinguer les basses chutes des chutes moyennes et hautes. Nous verrons plus loin que cette distinction joue énormément sur la possibilité de normalisation des machines, donc sur leur coût. La limite supérieure des basses chutes peut être fixée à 20 m.

Les machines concernées dans le présent exposé ont, pour les hautes chutes, des puissances suffisamment importantes pour que chaque installation soit étudiée de façon spécifique pour être adaptée au site.

La transition entre haute et moyenne chute pose le dilemme Francis-Pelton.

La décision sera conditionnée, tout d'abord, par les variations de débit envisagées pour la turbine. L'analyse de la courbe de débits classés et le calcul de productibilité indiqueront s'il est intéressant de prévoir ou non un rapport important entre le débit maximum et le débit minimum de fonctionnement. Lorsqu'on dépasse 2 et, à moins de prévoir deux groupes dont l'un peut être arrêté en période d'étiage, il est préférable de s'orienter vers une solution Pelton. Ces machines sont, en général, équipées de deux jets, ce qui peut permettre

des variations de débit de 1 à 10, tout en conservant de bons rendements et un fonctionnement mécanique correct de la machine.

Le choix du débit d'équipement étant fait, tout au moins provisoirement, la turbine à réaction peut être envisagée si, comme nous l'avons dit, les variations de débit demandées ne sont pas trop importantes. L'avantage de la turbine à réaction apparaît alors avec un encombrement plus réduit et surtout une vitesse de rotation plus élevée que pour la Pelton. On gagne, ainsi, sur le coût de la turbine et sur celui de l'alternateur.

Si nous restons, maintenant, dans le domaine propre aux turbines Francis, le choix peut encore être fait entre la Francis simple et la Francis double. La Francis double permettra de gagner un rapport $\sqrt{2}$ sur les vitesses, mais le léger gain sur la génératrice ne compense pas obligatoirement la plus grande complexité de la machine et un génie civil plus important, principalement à cause des deux aspirateurs ou des deux aménées et de la plus grande longueur d'arbre. La vitesse spécifique et la gamme de tracés du constructeur conditionneront le choix de la Francis double qui sera une machine difficile à normaliser. Noter toutefois une sous-estimation quasi-systématique au niveau des projets, des performances des Francis doubles.

Le problème se complique quant au choix lorsqu'on atteint le domaine des basses chutes avec les turbines Kaplan ou les groupes axiaux. Sans entrer dans le détail des types de machines, nous citerons l'éventail des dispositions et conceptions possibles :

- vertical, horizontal, incliné,
- alimentation en chambre ouverte, chambre d'eau,
- bêche spirale.

Le distributeur peut être mobile, mais pour des raisons de prix s'oriente de plus en plus vers le distributeur fixe qui permet de très bonnes performances.

Les pales peuvent être, elles aussi, fixes ou mobiles ; on peut prévoir des pales orientables à l'arrêt.

Souvent, ces groupes de vitesse spécifique élevée sont couplés aux génératrices par l'intermédiaire d'un multiplicateur, dont les axes primaires et secondaires peuvent être parallèles ou perpendiculaires intégrés à la turbine ou extérieurs.

Un nouveau choix devra être fait entre la Kaplan classique, le groupe bulbe, le coude amont ou aval.

Parmi les solutions qui vont dans le sens de la simplification, il convient de citer les groupes du type Harza, à roues polaires, c'est-à-dire dont le rotor du générateur est porté par la ceinture de la roue. Ces groupes sont destinés à des basses ou très basses chutes. Plusieurs, à pales fixes, sont exploités en Allemagne et en Belgique. Le premier groupe à pales mobiles du type Straflo est en cours de construction.

Dans le domaine peu étendu des chutes de 4 m à 20 m, il a été possible de concevoir un type de machine normalisée permettant d'adapter le site aux turbines et non les turbines au site.

Citons comme exemple les micro-bulbes à renvoi d'angle avec génératrice extérieure dont les diamètres de roues normalisées conditionnent les dimensions et le prix de la machine (Fig. 2).

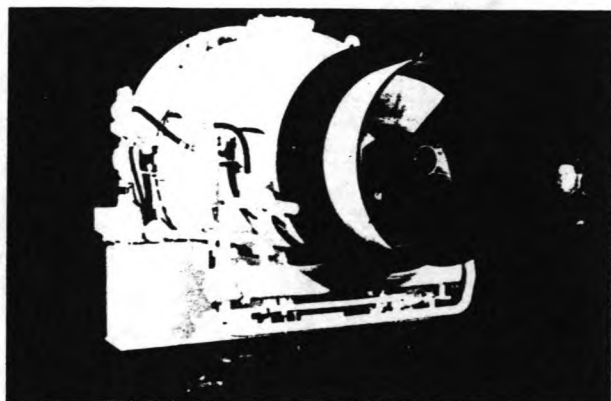


Figure 2 — Micro-bulbes à renvoi d'angle Neyrpic.

Simplifications

Technologie

Le type de machine choisi, examinons les voies et les moyens à la disposition du constructeur pour concevoir et réaliser un groupe turbo-générateur au meilleur coût.

On peut supposer le problème résolu pour les groupes normalisés dont la conception a été arrêtée après une analyse de la valeur des différentes composantes et confirmation par l'expérience des fabrications.

La normalisation et l'effet de série sont plus difficiles à obtenir pour les installations de moyennes et hautes chutes où la turbine devra s'adapter aux caractéristiques du site à équiper.

L'histoire des projets montre qu'il est assez rare de pouvoir proposer des machines homothétiques et encore moins identiques dans un intervalle de quelques années. Il est, par contre, possible de considérer la turbine comme un assemblage de sous-ensembles fonctionnels, chacun d'eux pouvant être étudié et conçu dans une optique de standardisation.

Nous ne citerons que quelques idées, l'éventail des solutions étant largement ouvert à l'imagination du projeteur.

La première démarche consiste à analyser ce qui différencie les machines de petites puissances des grosses unités. Tout d'abord les dimensions et le poids permettront très souvent de réaliser un montage total ou partiel en atelier. La maintenance pourra être assurée en démontant tout ou partie de la machine, d'où une conception particulière possible des fixations au béton.

Une autre idée générale à retenir est liée à la possibilité de laisser partir ces groupes à l'emballage, la résistance mécanique des génératrices le permettant, malgré les vitesses élevées. Cette possibilité simplifie les problèmes relatifs à la suppression et aura, donc, des conséquences avantageuses sur l'installation générale et la régulation. Il conviendra, néanmoins, de s'assurer du niveau de la suppression, dite naturelle des roues coupant leur débit à l'emballage.

En ce qui concerne la ligne d'arbre, les solutions doivent être étudiées en accord avec l'électricien. Un groupe horizontal peut être conçu avec, au total, 2,

3 ou 4 paliers, l'un d'eux faisant butée. Il semble, a priori, que la suppression d'un ou de deux paliers conduise à une solution économique. C'est en général le cas, mais encore faut-il s'assurer que la suppression ou la modification d'un palier de la génératrice et l'allongement de son arbre ne fassent pas augmenter le prix d'une fourniture qui ne serait plus sur catalogue.

Le choix du type de palier est, bien entendu, fonction des charges, du diamètre de l'arbre et de la vitesse de rotation. L'emploi du roulement est, sans aucun doute, la solution la plus économique mais, pour ces petites machines, on trouve dans le commerce des paliers standards répondant aux exigences de qualité et de fiabilité imposées.

Une remise en cause des matériaux traditionnels montre qu'il existe des solutions économiques tout aussi fiables permettant d'utiliser les matières plastiques, le caoutchouc, le bronze et la fonte.

Sans nuire à la qualité, le contrôle, lui-même, devra être allégé et n'utiliser que des procédés simples, par exemple, un ressuage sur la pièce terminée d'usinage. Il est parfois préférable de recouler une pièce moulée plutôt que de la réparer, la réparation et les contrôles coûtant plus cher que la pièce finie.

Eviter les redondances chez le fournisseur, le constructeur et le client. Réduire le nombre de documents, fiches et procès verbaux et leurs circuits administratifs complexes.

Il faudra retrouver, s'il n'existe déjà, l'esprit petite entreprise dans les ateliers et adapter les machines-outils aux fabrications. La responsabilité d'une réalisation peut être laissée en totalité à une même équipe et, ainsi, donner plus d'intérêt au travail.

Rendements

Il existe de nombreuses façons de gaspiller l'énergie disponible d'un site : dans l'amenée, la turbine elle-même et son évacuation, la répartition des pertes étant différente suivant la chute équipée ; conduite forcée prépondérante pour les hautes chutes, aspirateur pour les basses chutes. Mais, la performance de l'installation doit être appréciée globalement par la production annuelle capable de rentabiliser l'investissement.

On demandera principalement à la turbine de fournir la puissance prévue, seul élément de rapport, avec d'autant moins d'inquiétude pour le rendement que la puissance est faible. Nous voyons plusieurs raisons à cela. Le choix du débit d'équipement conditionne la puissance disponible, les dimensions de la machine, donc son prix. Le cas limite est représenté par la machine sans organe de réglage dans laquelle la puissance excédentaire est consommée dans des résistances ou un frein à courants Foucault. Cette solution n'est évidemment employée que pour les faibles puissances.

On peut donc avoir intérêt à perdre un peu sur l'hydraulique pour gagner en rusticité.

Régulation

La part du poste régulation est en proportion d'autant plus importante que la puissance de l'installation est faible.

En effet, pour un type de réglage donné, cette part est presque une constante. On a donc intérêt à simplifier la régulation et à ne conserver que les fonctions strictement indispensables, telles que le démarrage, l'arrêt, les sécurités. Le type de réglage est fonction du réseau. En général, les groupes, dont nous parlons, sont connectés à un réseau important et le réglage de fréquence n'est pas nécessaire. Si l'on dispose d'une retenue il peut être intéressant de moduler la production et d'installer une régulation de niveau. La génératrice est, en général, asynchrone. Lorsque le groupe comporte un organe de réglage, distributeur ou pales, la solution la plus utilisée est l'asservissement de l'ouverture de cet organe au débit, c'est-à-dire généralement au niveau du plan d'eau amont. Les ordres peuvent alors être donnés sous forme d'impulsions et le réglage est discontinu.

Quelques exemples

Pour illustrer ces quelques réflexions sur la réalisation d'installations de petite puissance, nous présentons trois types de machines récentes, en fonctionnement, en étude ou en projet :

En Pelton

Figure 3 — La turbine de Lapes installée par Neyrpic pour la SNCF dans la Centrale de Tramezaygues dans les Pyrénées. Il s'agit d'une Pelton à axe horizontal, une roue a deux jets de 3 400 kW sous 248 m, tournant à la vitesse de 500 t/min. La roue est montée en porte à faux à l'une des extrémités de l'arbre de l'alternateur et les deux paliers du groupe ont été fournis par le constructeur de l'alternateur. L'organe de garde de la turbine est un robinet sphérique à simple étanchéité.

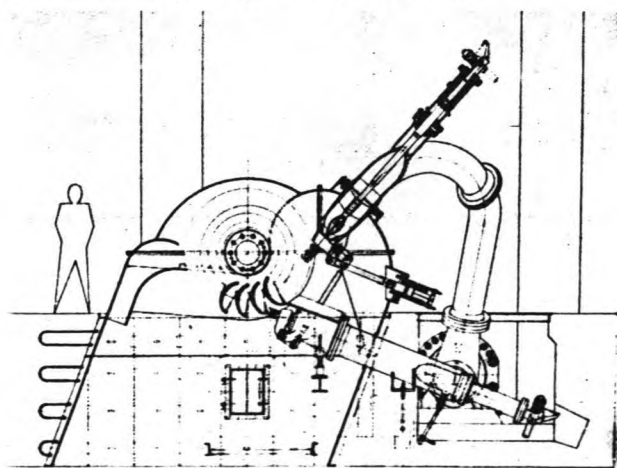


Figure 3 — Turbine de Lapes — Centrales de Tramezaygues-Pyrénées.

Les aiguilles et les déflecteurs sont munis de servomoteurs à huile simple effet à l'ouverture. Les fermetures sont assurées par des ressorts, aidés dans le cas des aiguilles par la tendance hydraulique.

Un système copiant électronique permet de commander l'une des aiguilles à partir de l'autre choisie comme aiguille pilote. Les mouvements de l'aiguille pilote sont asservis au niveau du plan d'eau existant

dans la chambre de mise en charge. La commande est réalisée par un électro-distributeur à 3 positions fonctionnant par impulsions.

La roue pèse 1600 kg et est réalisée en acier inoxydable 17/4. Précisons que pour ces machines, la roue représente environ le 1/3 du prix de la turbine. Le bâti est en tôle soudée.

Figure 4 — Une Pelton horizontale de 1,5 MW sous 380 m, 750 t/min, réalisée par la Société Boussant pour un producteur autonome.

En Francis

Figure 5 — Exemple de centrale ancienne appartenant à un producteur autonome et équipée de turbines Francis Neyrpic de 4,5 MW sous 144 m en fonctionnement depuis 1917. La rénovation de l'installation est actuellement à l'étude.

Figure 6 — Deux turbines Francis horizontales de 1,42 MW sous 46 m réalisées par la Société Bouvier pour la Centrale de Bionnay (EDF).

Figure 7 — Une Francis horizontale de 2,2 MW sous 114 m de la Société Dumont pour la Centrale du Baous (EDF).

Figure 8 — Projet de Montrigon sur l'Isère pour EDF dont les études sont en cours chez Neyrpic. Les caractéristiques sont les suivantes :

- puissance nominale 4,3 MW
- chute nette nominale 20 m (19 m à 24 m)
- vitesse de rotation 187,5 t/min.

La galerie d'amenée est constituée par deux conduites en béton enterrées d'une longueur de 750 m.

L'ouvrage ne comporte pas de cheminée d'équilibre.

La retenue a un volume utile de 600 000 m³.

Les groupes sont équipés d'alternateurs et transformateurs de 5,75 MVA chacun. L'énergie est évacuée vers le poste en 63 kV.

La roue est prévue en acier inoxydable avec démontage par dessous.

Le palier est à cuve tournante avec coussinets "anti-frictionnés".

Le joint d'arbre est du type joint à fuite.

Le pivot est situé sur le croisillon supérieur de l'alternateur. Bien que la conception de ces groupes soit relativement classique, les conditions de régulation les rapprochent des petites unités. En effet, les turbines étant alimentées par deux longues conduites et l'aménagement ne comportant pas de cheminée d'équilibre, le temps de fermeture du distributeur est établi pour respecter des conditions de pression maximale, c'est-à-dire 5 bars soit 115 % de la hauteur de chute brute maximale. Les turbines partiront donc systématiquement (380 t/min.) à chaque déclenchement. Le démarrage et l'arrêt se font par des opérations enchaînées automatiques.

Figure 9 — Projet de Francis à axe horizontal réalisé par Neyrpic pour un producteur autonome. La puissance est de 2 MW et la chute maximum de 43,5 m.

La turbine est accouplée directement à une génératrice asynchrone tournant à 600 t/min.

Le groupe est alimenté par une conduite forcée de 60 m de longueur.

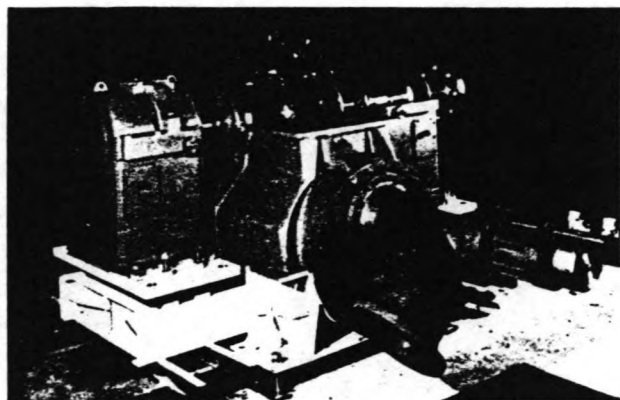


Figure 4 – Pelton horizontale réalisée par Boussant.

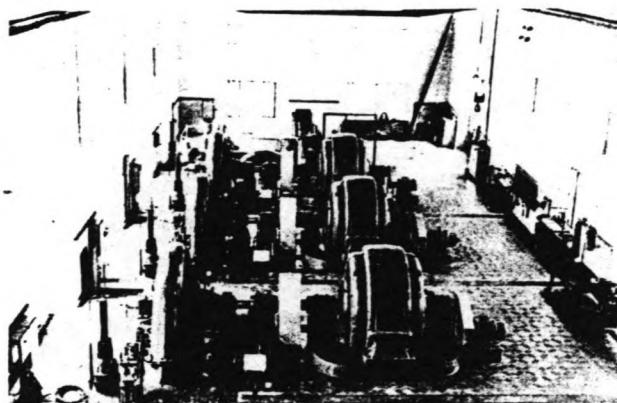


Figure 5 – Turbine Francis Neyrpic – en fonction depuis 1917.

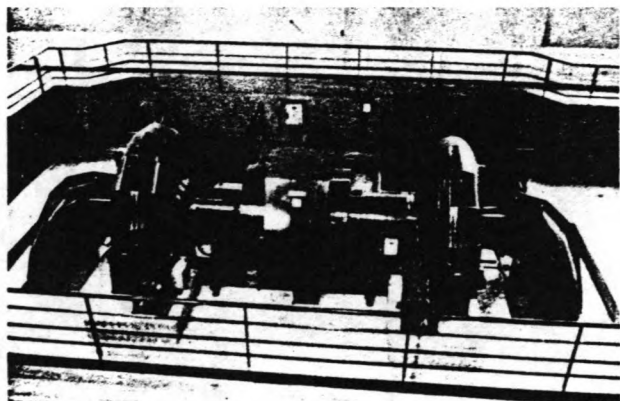


Figure 6 – 2 Francis horizontales Bouvier – Centrale de Bionnay.

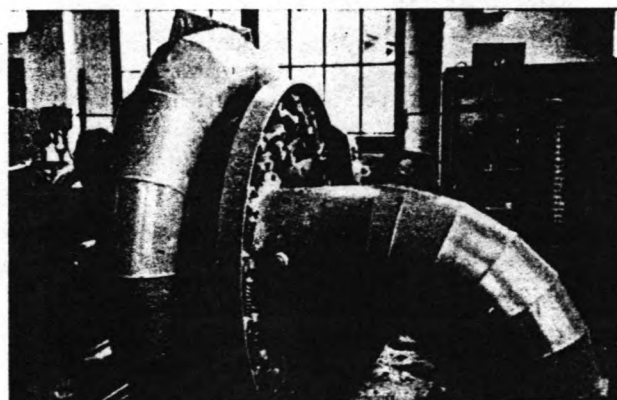


Figure 7 – Francis horizontale Dumont – Centrale du Baous.

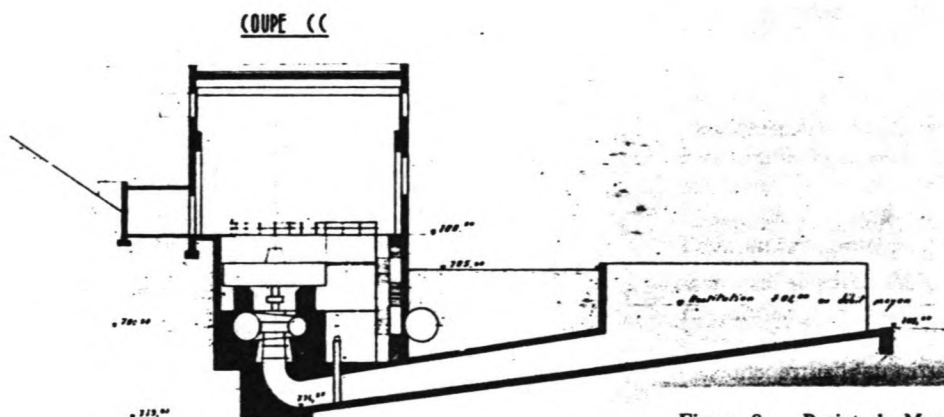


Figure 8 – Projet de Montrigon sur l'Isère – Etude Neyrpic.

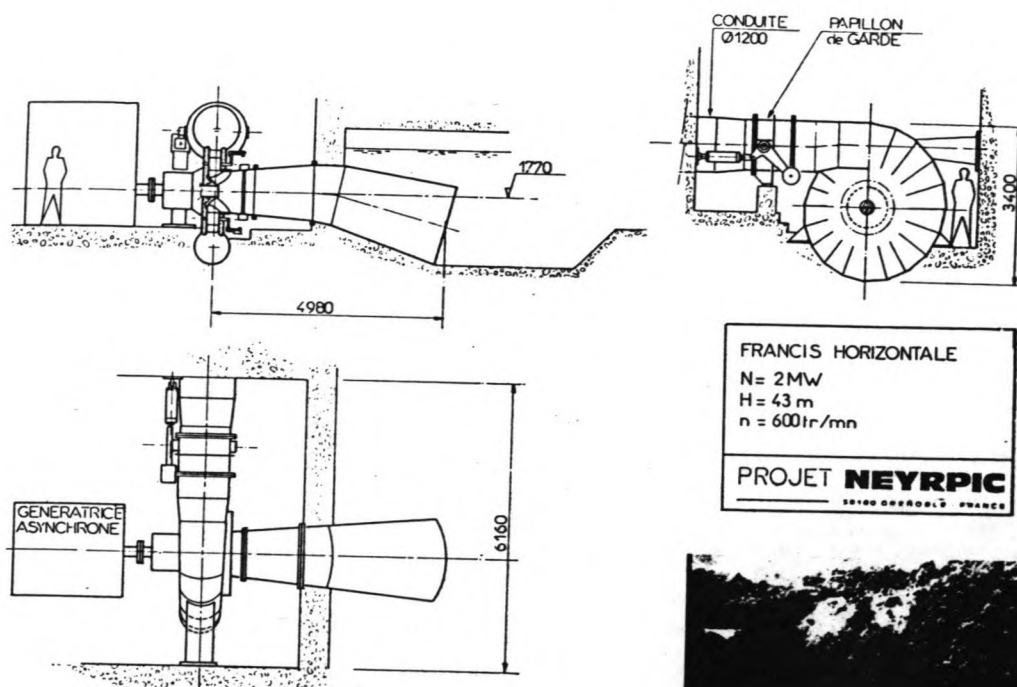


Figure 9 – Francis horizontale réalisée par Neyrpic.

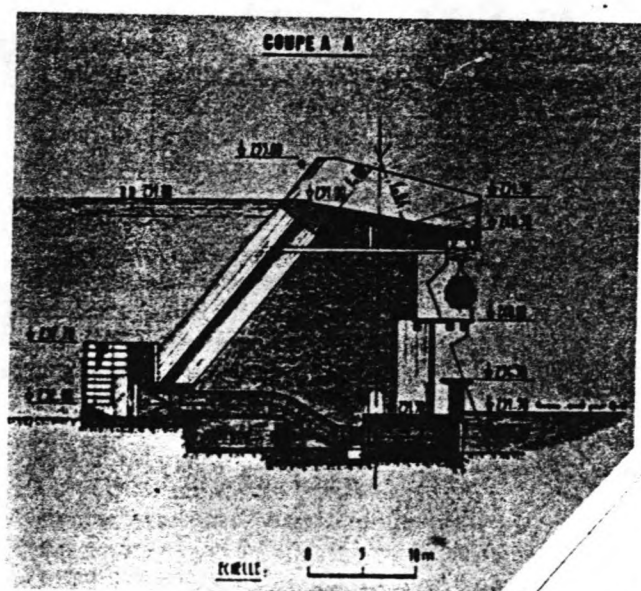
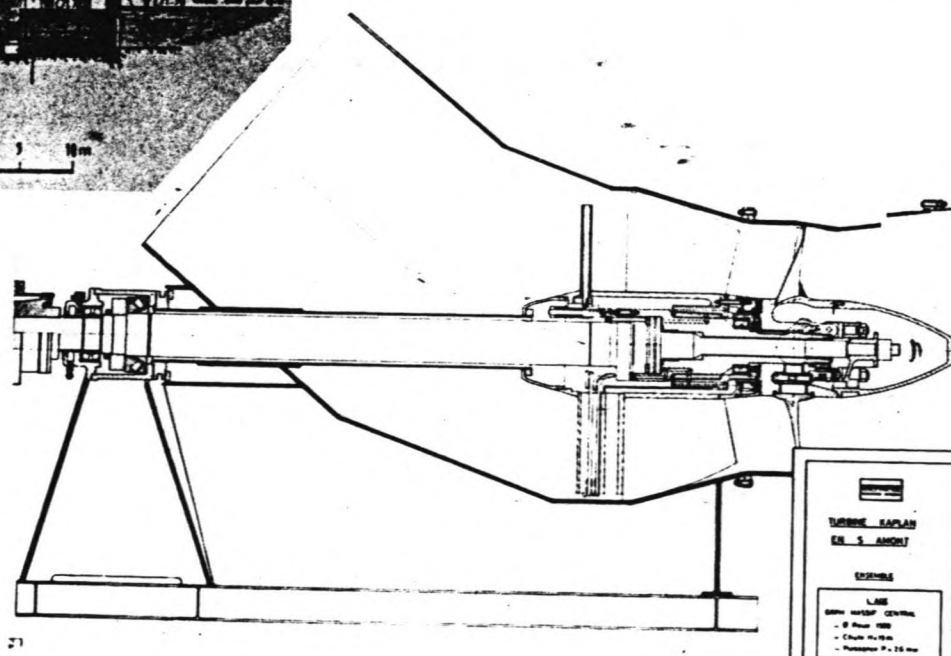


Figure 10 - La Roche Bat l'Aigue - 4 Kaplan horizontales Dumont.

Figure 11 et 12 – Les trois groupes de l'Age – Construction Neypic.



En Kaplan

Figure 10 — Site de la Roche Bat L'Aigue : équipement réalisé pour EDF, par la Société Dumont, composé de 4 Kaplan horizontales de 2 MW sous 11 m avec multiplicateur.

Figures 11 et 12 — Les trois groupes de l'Age (Neyrpic pour EDF) en fin de construction en usine, sont des groupes axiaux, distributeur fixe et pales mobiles dans un conduit en S, dit coude amont, la génératrice étant située à l'amont de la roue.

La puissance unitaire est de 2,8 MW sous 19,5 m avec un diamètre de roue de 1 500 mm.

Le conduit en S peut avoir son plan vertical, horizontal ou incliné comme dans le cas présent.

Conclusion

La conception, la fabrication et la vente de turbines hydrauliques de petites et moyennes puissances exigent des responsables une maîtrise de l'ensemble des pro-

blèmes d'hydraulique générale des conduits, d'hydraulique des turbo-machines, de l'électromécanique, de la régulation et des aspects économiques.

Les firmes ayant un potentiel technique élevé peuvent faire bénéficier les équipes de constructeurs plus modestes et les clients de leurs connaissances, mais il n'en reste pas moins que la réalisation de ces petits équipements est un vrai métier de spécialiste.

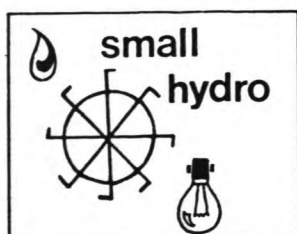
En effet, petites ou grosses, les turbines doivent rester très fiables et conserver les qualités fondamentales de la machine hydraulique :

- la souplesse d'exploitation ;
- le coût d'entretien réduit ;
- la longue durée de vie.

Actuellement, les constructeurs s'attaquent à l'amélioration de la rentabilité de ces machines en étudiant une technologie spécifique, en essayant d'en standardiser certains types et en utilisant des composants fabriqués par des firmes spécialisées.

Ces recherches devraient permettre d'améliorer la rentabilité des installations même pour des puissances modestes et des chutes relativement faibles.





Small hydro stations in Sweden

By T. Persson
Chief Engineer*

After the energy crisis of 1974, the Swedish Power Association launched a programme for developing and standardizing small hydro plants, in cooperation with the country's turbine manufacturing companies. So far about 80 small plants have begun operating, but there are plans for up to 1300 mini hydro stations which could contribute 2100 GWh/year to the national grid.

AFTER THE energy crisis of 1974, work started in Sweden on the development of small hydropower stations (100-1500 kW).

The lower limit of the range is determined by the fact the specific capacity cost (Skr**/kW) of smaller units is too high to make the units economically attractive. The upper limit is determined by the fact that larger units require special attention concerning local conditions, and also because large units are less suitable for the automatization assumed to be used; this may mean that a turbine generator unit within the range, if cut off from the main system, could rotate at maximum speed for relatively long periods without damage.

Four aspects of small hydropower stations are of current interest:

- restoration;
- renovation;
- extension; and,
- rebuilding.

During development and standardization work on mini power stations in Sweden under the auspices of VAST (The Swedish Power Association Foundation for Technical Development Work) it has been found advisable to concentrate work on one type of turbine. This is the propeller type with fixed or movable blades, and with fixed guide vanes. An asynchronous generator is directly connected to the existing distribution network (normally 0.4/10 kV). Between the turbine and the generator there is a geared drive, which is adjusted to the maximum turbine capacity.

It is recommended that tenderers should be given an opportunity to suggest proposals for other types of

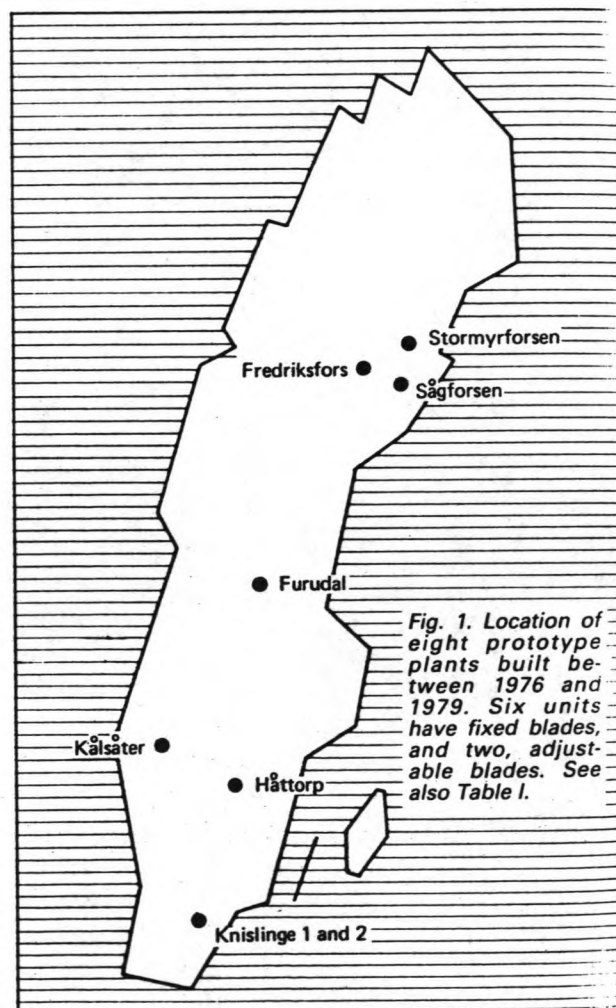


Fig. 1. Location of eight prototype plants built between 1976 and 1979. Six units have fixed blades, and two, adjustable blades. See also Table I.

* Swedish Power Association, Foundation for Technical Development Work, Box 1704, S-111 45 Stockholm, Sweden.

** Skr 5.5=\$1, and Skr 9.9=£1

Table I—Prototype mini hydro plants developed by VAST

	Phase 1 (Fixed blades)					Phase 2 (Adjustable blades)		
Power station	Stormyrforsen	Fredriksfors	Furudal	Kålsäter	Håttorp	Knislinge 1	Knislinge 2	Sägforsen
Client	Skellefteå Kraftverk	AB Modocell	Marma AB	Billrud AB	Kraft AB	Motala Ström	Knislinge Kraft AB	Skellefteå Kraftverk
Consultant	VBB	VBB	VBB	VBB	VBB	VBB	VBB	VBB
Turbine supplier	KMW	KMW	KMW	Bofors-Nohab	Bofors-Nohab	Bofors-Nohab	Bofors-Nohab	KMW
Supplier electr. equipment	ASEA	ASEA	ASEA	ASEA	ASEA	ASEA	ASEA	ASEA
Effective head (m)	6.3	6.0	18.5	6.8	23.0	4.0	4.0	4.6
Capacity (kW)	400 (200)	470	1800	500	750	310	315	285
Normal annual production (GWh)	2.0	1.8	9.3	2.3	1.8	2.4	0.9	1.9
Utilized flow (m³/s)	8	10	12	9	3.9	10	10	13
Runner diameter (m)	1.5	1.5	1.5	1.4	0.9	1.4	1.4	1.85
Turbine speed (rev/min)	273	273	425	306	765	273	237	191
Generator speed (rev/min)	765	765	765	765	765	765	765	765
Arrangement	Horizontal	Horizontal	Horizontal	Horizontal	Vertical	Horizontal	Horizontal	Vertical
Type of closure	Throttle	Throttle	Throttle	Gate	Throttle	Gate	Gate	Gate

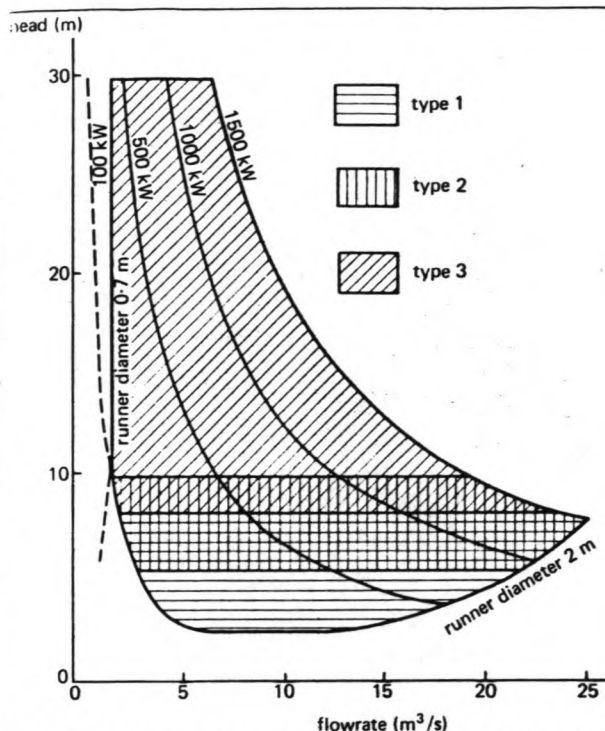


Fig. 2. Application diagram of the three types of small turbines assessed. Types I and II are essentially vertical and Type III is horizontal. In all cases the generator is mounted outside the water flow.

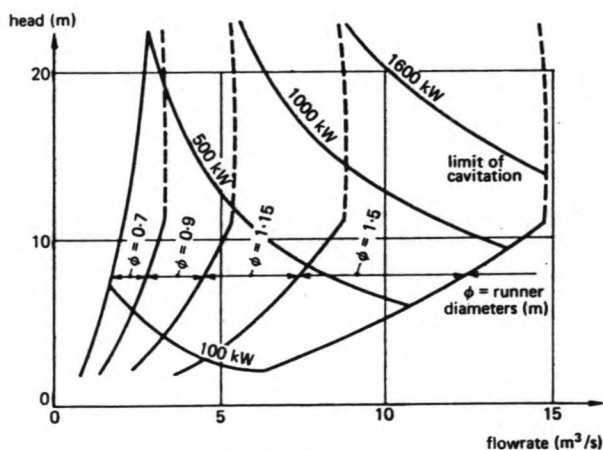


Fig. 3. Diameter of the runner as a function of head and flow.

turbines with an adequate technical and economical basis for the evaluation of the tenders. When tenders are worked out for the different types of turbines, it is the cost, efficiency guarantees, capacity guarantee, general delivery guarantees and the delivery time which are the determining factors for the selection of the contractor for the complete unit.

To make it easier to devise a tender, VAST has published a manual for small hydropower stations (December 1980). It is concerned only with the mechanical and electrical equipment and not with the civil engineering work, which is not suitable for standardization.

Prototypes

To obtain experience during the development work, eight prototype plants were built in the years 1976-79 with propeller turbines. Six units have fixed runner blades and two have adjustable blades (see Table 1 and Fig. 1).

The Swedish Industrial Board (SIND) gave economic support in the form of grants covering 50 per cent of the cost for the mechanical and electrical equipment.

The result of the prototype development work was a recommendation for three types of construction for heads of between 3 and 30 m (see Fig. 2).

From the point of view of standardization, the following series of runner diameters is recommended: 0.7-0.9-1.15-1.5-2.0 m.

The choice of a suitable runner diameter in a particular case depends on a number of factors such as utilized flow, available head and the elevation of the unit in relation to the downstream water level. An effort to use one of the recommended sizes if possible can result in standardization, which may be of value to both the owner and the supplier.

Fig. 3 shows the diameter of the runner as a function of head and flow.

Fig. 4 shows the relationship between head, runner diameter and turbine speed. It is important that the gearing chosen is suitable for the speed of the generator and the most favourable turbine speed.

A suggestion of the efficiency which the supplier should be able to guarantee is shown in Fig. 5.

The turbine is closed by a gate at the dam intake or by a throttle valve in a headrace channel. The gate and valve are fitted with hydraulic servomotors for opening. Closing is automatic, by opening a valve in the hydraulic system and the gate (or throttle valve) is closed by its own weight (or counter-weight).

The unit starts by the slow opening of the intake gate or the throttle valve, which adjusts the speed during the connecting procedure. After the unit has been connected,

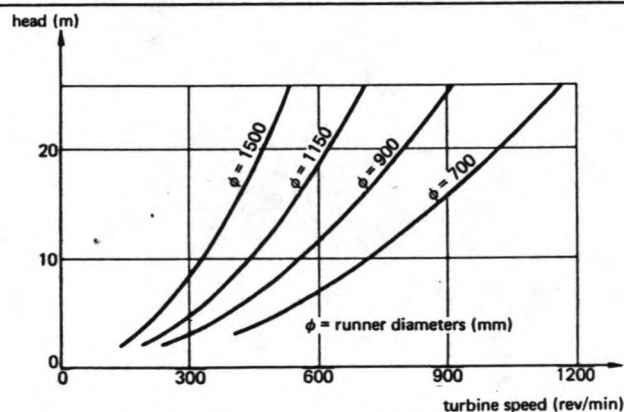


Fig. 4. Diameter of the runner as a function of turbine speed and head.

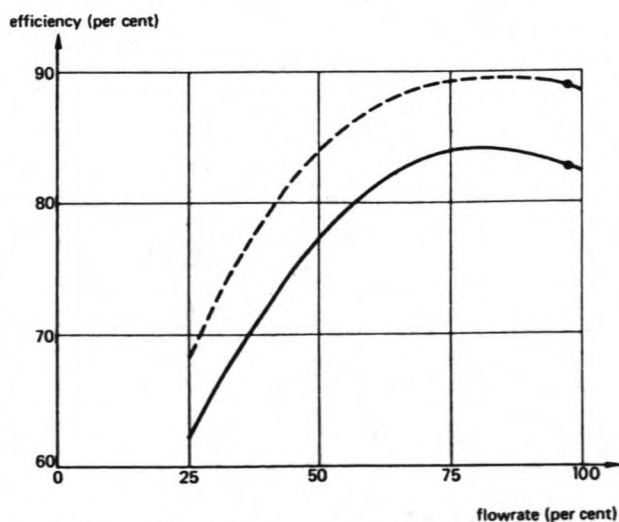


Fig. 5. Guaranteed efficiency for a turbine with adjustable blades (broken lines). The solid lines indicate efficiency, including the gearing and the generating. The crossed points are for units with fixed blades.

which takes place automatically, the speed is controlled by the grid. Starting and stopping the unit are automatic, and are guided by a level transmitter in the upstream storage when use is made of units with fixed blades. If a turbine with adjustable blades is installed, automatic operation can be adapted to both water level regulation with level control, and also to a device to ensure a certain minimum discharge.

If the grid is disconnected, the gate or throttle closes automatically. During the closing sequence the unit reaches runaway speed, for which it should be designed. To ensure the quickest possible closure, the unit is normally fitted with two runaway speed relays—an electrical one controlling a magnetic valve, and a mechanical hydraulic valve acting directly on the servo system.

If conditions permit the running of the unit intermittently with full load and the use of an upstream storage reservoir for regulation, a unit with fixed runner blades is chosen. The unit runs at maximum efficiency when fully loaded and provides the maximum possible output. When the dam water level has reached the lower storage limit the unit stops and starts again when the upper limit has been reached.

When this kind of regulation cannot be used because of conditions in the river, the unit is equipped with automatic runner regulation. It can then be operated with a constant upstream water level, which means it can use the available flow or be regulated within the limits permitted by the circumstances using automatic regulation and with the prescribed minimum discharge in the river. The average efficiency during operating time is somewhat lower with units which have runner regulation than with units without such regulation. On the other hand, intermittent running with the use of upstream storage implies a certain loss of head for the powerplant.

Installed capacity

The decisive factors for determining installed capacity are the available and exploitable head, the river flow, and the degree to which it can be regulated, which means the possibilities of annual and short-term regulation, in addition to the marginal costs and the marginal value of the capacity.

For those areas of Sweden in which mini power stations could be of interest, the specific runoff amounts to between 8 and 25 l/s/km². For a standard value, we can assume a specific runoff of 10 l/s/km². When determining the rate of flow, the possibilities of regulation are borne in mind. Let us assume 15 l/s/km² as the approximate value. Finally, the degree of the development is also determined by the cost of the installed capacity and the value of the energy obtained. A final determination of the extent of development may be based on the study of tenders for all the possible degrees of development.

It should be noted that short-term regulation can involve difficulties with ice, especially in headrace channels with large variations in water level. This can lead

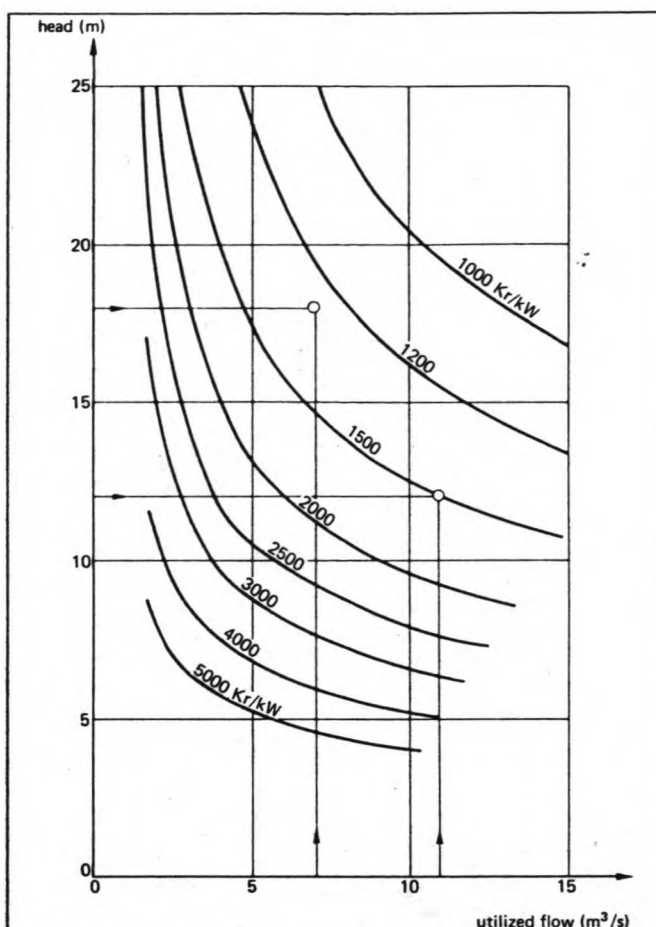


Fig. 6. Specific capacity cost (Skr/kW) for units with fixed runner blades including mechanical and electrical equipment. See also Table III.

to a relatively low degree of development in such stations; the short-term regulation should also be restricted.

Submissions to the water court

When old power stations in Sweden are renovated, and they have not made use of permission previously granted by a district or water court, or when plants still in operation are to be uprated, a new water court decision is required.

A brief technical description of the project containing details of the degree of proposed extension, the value of the energy to be produced, and the annual and capital costs, have to be attached to the application to the water court. Interests involved are stated in a list of parties to the case. The application has to indicate the relationship between the net value of the yield, with the value of the detrimental effects of the project in accordance with the Water Act. For restoring or extending old power stations, the economic advantage is generally undeniable. For new power stations, however, a test of the economic aspect

Table II—Average cost per power station (January 1979 prices)

	Capacity, (kW)	Energy (GWh/year)	Equipment* (10 ⁶ Skr)	(Skr)†	Other costs (10 ⁶ Skr)	(Skr)†	Total costs (10 ⁶ Skr)	Cost/kWh (Skr)†	(öre)
Mean figure for six projects with fixed runner blades in operation since 1977	700	3.3	1.50	2150	2.50	3550	4.00	5700	12.0
Mean figure for five projects with adjust runner blad. Constr 1979	530	2.8	1.75	3300	2.35	4400	4.10	7700	14.5
Mean figure for 11 units	620	3.0	1.6	2600	2.4	3900	4.05	6600	13.5

*Mechanical and electrical per kW

Table III—Small hydro plants investigated

	No. of units	Capacity (kW)	Annual production (GWh/year)
Restoration of shut-down power stations	620	250 000	1000
Renovation of power stations in operation	570	180 000	750
Upgrading of existing power stations	110	110 000	300
New stations	50	10 000	50
Total	1350	550 000	2100

Table IV—Stations in VAST's reference pamphlet

Plant*	Turbines	Capacity (kW)	Production (GWh/year)
1. Arkhyttan	(Ossberger unit)	250	1
2. Gimmån	(Ossberger unit)	300	1
3. Vådån	(Francis unit)	1500	2.5
4. Rots övre	(Propeller unit-R-VAST)	780	3.3
5. Rots nedre	(Propeller unit-R-VAST)	400	2
6. Våmån	(Propeller unit-R-VAST)	770	2.8
7. Furudal 2	(Propeller unit-F-VAST)	1800	9.3
8. Furudal 3	(Propeller unit F-VAST)	800	4.3
9. Ensån	(Kaplan unit) (micro)	20	0.1
10. Dalstuga	(Kaplan unit) (under construction)	850	3.7
Total		7470	30

*Numbers refer to map, Fig. 7.

will have a bearing on the decision as to whether to go ahead with the scheme. For such stations the fishing aspect can be a counter-interest of considerable importance.

Financial aspects

The specific capacity cost (Skr/kW) of all the mechanical and electrical equipment for units with fixed runner blades is shown in Fig. 6. See Table II for full explanation of costs.

Construction costs for these 11 power stations amount on average to 60 per cent of the total costs. This may be assumed to be fairly normal.

The costs refer to the price level of January 1979 and vary between 9 and 21 öre*/kWh. The average value is 13.5 öre/kWh. The State grant has not been taken into account. The production cost in öre/kWh has been estimated at 10 per cent of the specific power station cost.

Energy value

The evaluation of energy has mainly been based on the Swedish Association of Electricity Supply Undertakings recommendations with respect to "economic conditions for joint operation of small production stations of up to 1500 kW". The availability of energy during the high peak period (November-March, Monday-Friday, 6 am-10 pm) varies. For prototype units the value is estimated, in accordance with the recommendations at the time of commissioning, to have been 10-12 öre/kWh. The recommendations were dated October 1980.

Project investigations

For the developments initiated by VAST, preliminary studies were undertaken as a basis for the standardization

* 100 öre = 1 Skr

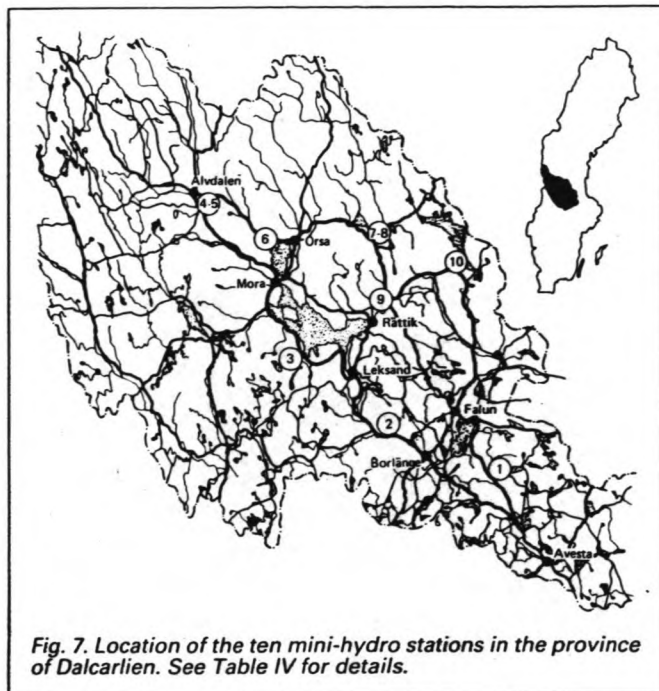


Fig. 7. Location of the ten mini-hydro stations in the province of Dalcarlien. See Table IV for details.

work (see Table III).

The investigation covered both small stations which had been closed down, and others which were still operating but could be expected to close down because of wear and high operating costs.

This investigation did not claim to be completely comprehensive and a proposal was made to SIND that a review should be made of the optimum extension of mini power stations in all rivers in which such power stations could be of interest. In this way it would be possible to ensure that the degree of development could be determined on a uniform basis of the hydrotechnical conditions.

When the development work on the eight prototype plants was finished, the State gave grants amounting to a maximum of 35 per cent of the total costs between 1 July 1978 and 1 July 1981. During this time grants were given to about 80 mini hydro stations with a total capacity of 40 000 kW and a production of about 180 GWh/year. On average each power station had a capacity of about 500 kW and an output of 2.25 GWh/year.

After 1 July 1981 a new form of State aid was introduced. The State now gives a subsidy in amortization and interests for 50 per cent of the costs.

To provide coordinated information on the construction of different kinds of small stations VAST have produced a pamphlet which describes ten mini hydro stations, all of which are located in the Dalcarlien province in central Sweden. They are of different sizes and with different types of turbines (see Table IV).

Total hydro in Sweden

In Sweden the total water power stations in operation, under construction, or planned for the near future have capacities and production rates as shown in Table V and Fig. 7. □

Table V—Large and small hydro in Sweden

Size	Capacity (MW)	Production (GWh/year)
Larger than 10 MW	14 850	59 900
1.5-10 MW	500	2100
0.1-1.5 MW (mini hydro stations)	550	2100
Total	15 900	64 100

The economic limits of small and low-head hydro

By J. L. Gordon and R. C. R. Noel

Vice President, Hydraulic Resources Division*
and Manager, Management Sciences Department*

A simple engineering methodology is presented for estimating the likely minimum cost of a small hydropower development at a new site, based on an analysis of cost data from 141 sites, along with a methodology for estimating whether these sites are likely to be sufficiently attractive to warrant detailed investigation.

IN A PREVIOUS article¹, cost formulae for medium and large hydro sites were developed, which defined the cost in terms of head, installed capacity and plant load factor. The article did not cover small hydro because of the lack of data. Since then, a large amount of information has become available on small hydro, and many articles have been published, particularly in the proceedings of the two conferences organized by *Water Power & Dam Construction* in Monte Carlo and Singapore (1982 and 1984).

This paper presents a simple method that can be used to make a preliminary assessment about whether a prospective new hydro site is worth investigating in any detail. The method is not intended for use at sites where some of the structures have already been built, such as dams. A basic premise of the methodology is that the project must display benefits that, over its economic life, exceed its costs. First a simple methodology is derived for estimating the minimum cost of constructing and operating a hydro plant at a specific site. Next an estimate of the maximum benefits that can be expected from the site is developed. It is suggested that, under these conditions, if the costs exceed the benefits, the site is clearly uneconomic and should be rejected from further consideration. On the other hand, a site with apparent benefits exceeding its costs should not be considered economic, but rather as a site with potential that could be worth investigating in more detail.

Estimate of minimum capital cost

In general, it has been found that the smaller the stream or river, and the lower the head, the higher the cost per installed kilowatt. From a review of costs¹ it is apparent that the development of a hydro site requires a certain minimum sum of money, and that this minimum cost can be related to a function of head and capacity. The equation which has been developed from an analysis of large project cost data, where all developments were assumed to have a load factor of 60 per cent, has the following form:

$$C_h = k \cdot kW^{0.82} h^{-0.246} \quad \dots (1)$$

The cost factor, k , for small projects was estimated to have a minimum value of 22 200, based on very meagre information; it was therefore regarded as tentative. New data on small hydro costs are now available. A survey of low-head hydro costs has been published by Burec², and the cost data for 86 sites is summarised in Table I. Other surveys by Newfoundland and Labrador Hydro, and Crippen Consultants, have been published by Energy, Mines and Resources, Canada^{3,4}. Cost data on 28 Newfoundland sites and on eight British Columbia sites are also summarised in Table I. All cost data have been plotted on Fig. 1 as a function of $kWh^{0.3}$, along with the actual construction cost data for seven small hydro sites.

An examination of Fig. 1 indicates that the relationship between costs and the function $kWh^{0.3}$ established from large hydro costs can indeed be applied to small hydro. The likely minimum and average cost for a small or low-head hydro

project can be estimated with the cost factor, k , having values of 22 000 (minimum) and 37 000 (average) in Eq. (1).

This formula can be used with developed heads down to about 3 m. Below this head, data are lacking. All costs, unless stated otherwise, are expressed in US dollars at mid-1982 price levels. To facilitate use of this equation with hand calculators, it can be re-written as:

$$C_h = k (kWh^{0.3})^{0.82} \quad \dots (2)$$

Site location factor. One factor which Eq. (1) does not take into account is the location of the site relative to construction facilities. Nor does it allow for differing local labour costs. The US Army Corps of Engineers has published data on relative construction costs of civil works in the United States⁵. Similar data for other countries is lacking. Accordingly, Eq. (1) can be expanded to include a site location factor L as follows:

$$C_h = k \cdot L \cdot kW^{0.82} \cdot h^{-0.246} \quad \dots (3)$$

This factor is intended to take into account the perceived difference in conditions between an average site in North America and the site under consideration. Obviously, the more experienced engineer will be able to assess this factor with relative ease. As a guide in helping to estimate the value of L , the following procedures can be used.

The cost of a small hydro site can be divided into three components: site costs; equipment costs; and, engineering administration. Usually these vary in the following range, as a percentage of the total project cost:

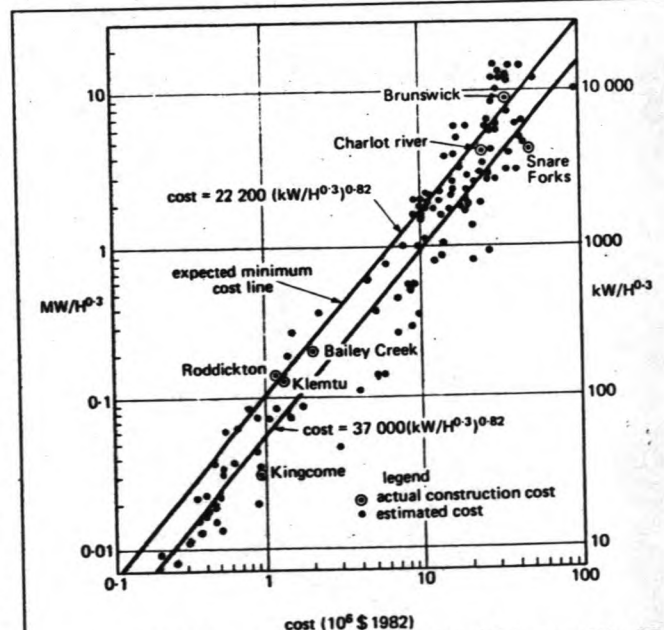


Fig. 1. Relationship between cost and $kWh^{0.3}$ for small hydro projects.

*Monenco Consultants Limited, P.O. Box 6088, Station 'A' Montreal, Canada H3C 3Z8.

Table I — Summary of small and low-head hydro project data				
Project	Capacity (kW)	Head (m)	kW (h ^{0.3})	Cost (10 ⁶ \$)
Western US sites				
Auger Falls (1)	10 000	20.12	12190	30.02
Ulm	2200	2.13	1750	15.51
Dead Horse	10 000	10.67	14750	37.45
Mount Harris (2)	150	2.74	110	3.99
Canadian sites				
Coquihalla (3)	2190	60	641	4.33
Grandois (4)	16	12	8	0.25
Munro Creek	263	800	35	0.92
Croque	17	4	11	0.31

(1) Also maximum head
(2) Also minimum capacity
(3) Also site with max. kW h^{0.3}
(4) Also site with min. kW h^{0.3}
Note: sites selected based on maxima and minima of parameters as indicated in Comments column. For the Western US sites, seven had a maximum capacity of 30 MW, and 26 had maximum head of 20.12 m. For the Canadian sites, five had minimum head of 4 m.

Site costs	50 to 70	average 60 per cent
Equipment	50 to 40	average 30 per cent
Engineering	5 to 15	average 10 per cent

The variation in site costs, as compared with North American costs, can be obtained from published cost indices, one of which is 'World Material Prices'. For example, an approximation of site costs compared with USA costs can be obtained by comparing the cost of materials used in reinforced concrete. As shown in Table II, the cost of concrete in Thailand should be about 60 per cent of the cost of concrete in the USA. Using this approach, an approximation of the civil work site costs in this area is estimated to be about 60 per cent of USA costs.

For the second component of hydro costs, equipment, it can be assumed that there is no cost variation, since the equipment is usually purchased by competitive tenders from recognised international manufacturers.

For the third component of cost, engineering and administration, an idea of the difference in cost can be obtained by comparing engineering salaries and practices. In many areas of the world local engineering salaries are less than one half of the salaries paid to US and Canadian engineers; on the other hand, the engineering man-hours spent by local engineering firms on the design and administration of a project may vary from those used on similar projects in North America.

Based on the foregoing, a value for the local site cost L can be approximated as follows:

Item	Weight	Factor	L
Civil Work	0.6	×	0.6
Equipment	0.3	×	1
Engineering	0.1	×	0.4
Total	1		0.7

Similar adjustments can be made, either explicitly or implicitly, to the derived site factor to account for different proportions of the cost components, location of the site relative to available construction facilities and the complexity of the job.

Example: South East Asia. Two papers^{7,8} were published in the proceedings of the First International Conference on Small Hydro held in Singapore (1984), which give cost data for six sites. This data is given in Table III and plotted in Fig. 2.

The cost of an average hydro site in this area, calculated using Eq. (3), and giving the site factor L a value of 0.7 would be:

$$\text{Cost (av.)} = 26\,000 (\text{kW/h}^{0.3})^{0.82} (\text{US\$})$$

Similarly, the minimum cost will be:

$$\text{Cost (min.)} = 15\,600 (\text{kW/h}^{0.3})^{0.82} (\text{US\$})$$

The minimum and average cost lines are plotted on Fig. 2, where it will be noted that all sites have costs which exceed the minimum, and two sites which exceed the average cost are

those which include the extra cost of transmission or provision for a second unit.

Example: Canadian Sub-Arctic. A small hydro development is currently being built in Wemindji, on the eastern shore of James Bay, which is located at the southern extremity of Hudson Bay. Data on this site has been published⁹, and the total cost, with about 80 per cent of the work completed, is expected to be Can\$6.6 million or US\$5.12 million¹⁰. The new development comprises a small concrete overflow dam to provide 10 m head, and the installation of one 1150 kW horizontal axis tube turbine generating unit.

Experience has indicated that civil works in this area will be about 40 per cent higher, and engineering costs about equal to that for comparable sites in central North America. A site factor can then be determined as follows:

Item	Weight	Factor	L
Civil Work	0.6	×	1.4
Equipment	0.3	×	1
Engineering	0.1	×	1
Total	1		1.24

The minimum cost of the Wemindji projects can thus be estimated at:

$$\begin{aligned} \text{Cost (min.)} &= 22\,200 \times 1.24 (1150/10^{0.3})^{0.82} \\ &= 5.05 \times 10^6 (\text{US\$}) \end{aligned}$$

which is equal to the estimated cost of the project. This indicates that the site is relatively attractive, as would be anticipated, since it is within 1 km of a village, close to air and barge transport, and is being built on a competent rock foundation.

Micro hydro

One question which could be asked is whether the formulae developed in this article are applicable to micro hydro, where the unit capacity is less than about 100 kW. Although there is a great deal of interest in micro hydro, few new sites are developed because of the high cost; hence there is a paucity of data on which to base an analysis. However, it is the authors' opinion that the equations can be applied to micro hydro, if the micro plant is designed to the high standards necessary for the generation of reliable power. If, on the other hand, the micro hydro plant is regarded as supplying only auxiliary or secondary energy, then lower design standards can be used and costs can be cut, perhaps by a factor of two or more, if most of the site work is undertaken by the owner. The value of k in Eq. (2) would then be about 11 000 for such micro plants.

An illustration of the cost associated with micro hydro can be obtained from the four small plants on which data has been published. One is located at Hasty Creek in British Columbia,

Table II — Estimate of relative cost of concrete			
Item	Quantity	Cost in US\$	
		Thailand	USA
Cement	500 kg	34.56	37.50
Sand	1 m ³	6.52	10.00
Gravel	1.5 m ³	9.78	15.00
Re-bar	120 kg	50.66	105.50
Total		101.52	168.00

Ratio of costs: 101.52/168.00 = 0.60

Table III — Small hydro costs in Sabah and the Philippines				
Project	Head (m)	Capacity (kW)	kW (h ^{0.3})	Cost (10 ⁶ US\$)
Carabau	197	2000	410	3.5
Sayap	195	1000	206	2.9 (1)
Henabian	82	810	215	2.04
Balactasan	69	270	76	1.33 (2)
Agua Grande	191	4550	941	6.67
Ton-ok	95	1080	275	1.95

(1) Includes 25 km of transmission
(2) Includes civil works for second unit

Notations

C_h	= total capital cost, expressed in mid-1982 US dollars, of the hydro development excluding interest during construction, access roads and transmission lines
E_h	= minimum unit cost of energy from the proposed hydro plant (US mills/kWh)
F_h	= capital recovery factor using the estimated real cost of capital and the economic life of a hydro plant expressed as a decimal
h	= developed head (m)
K'	= cost factor subject to escalation
kW	= installed capacity in kilowatts
L	= site location factor
O_h	= annual operation, maintenance and interim replacement costs of a hydro plant (US\$)
P_f	= plant load factor expressed as a decimal

Table IV — Micro hydro cost data

Project	Capacity (kW)	Head (m)	kW ($h^{0.3}$)	Cost (10^3 \$)	Factor $k^{(3)}$
Hasty Creek	28	61	10.3	48.6	8700
Livingston	5	30	1.8	22.8	14 000
Mom & Pop	300	180	63.2	150 ⁽¹⁾	5000 ⁽¹⁾
Ranger-1	27.5	9	14.2	112 ⁽²⁾	7900
Ranger-2	12.5	9	6.5	77 ⁽²⁾	11 900

(1) Does not include value of work undertaken by owner.

(2) Remote site, access by air only. Lump sum bid price.

(3) Assuming site factor $L = 1$.

one in Nova Scotia, and another is owned by the Mom and Pop power company in eastern California, where a family has harnessed the energy in a creek flowing through their ranch¹¹. Much of the work was carried out by the family, and the power is fed into the local grid. Although this plant is larger than normally associated with micro hydro, the equipment is small because of the high head. The last plant is at a remote ranger station in western Ontario, where a contractor bid a lump sum price for construction of an intake at an existing dam, a penstock and a small powerplant. Pertinent statistics included in Table IV indicated that the approach remains valid, but that more judgment is required in the selection of the value of k and the site location factor L .

Minimum unit cost of power

The methodology, as developed above, can be used either to provide an estimate of the capital cost of a small hydro development or to check one made by other approaches. This section illustrates how this approach can be extended to provide a preliminary ranking of a series of hydroelectric sites using unit costs as the means of comparison. Such an analysis requires:

- the conversion of the capital cost into equivalent annual costs using a capital recovery factor;
- the inclusion of annual operating costs; and,
- an estimate of the average annual energy output of each proposed development.

The capital recovery factor (F_h) is dependent on the cost of capital and the economic life of the development. Current estimates of the real cost of capital range from about 4 per cent to more than 15 per cent depending on the location of the project, its owner and the perceived scarcity of capital. A narrower range of 8 to 12 per cent is considered reasonable for the cost of capital for projects in remote areas of North America and in many of the less developed countries. For simplicity only one value, 8 per cent, is used in the examples shown in this article.

Hydro developments are considered to have very long economic lives, ranging from 50 years to 100 years. Although this range is wide, the effect on the capital recovery factor is minor and thus the importance of selecting an appropriate lifetime is diminished. The example in this article is based on an economic life of 50 years for the hydro developments.

According to a Burec report² the following empirical equation can be used to estimate the annual operation, maintenance and replacement costs for hydro plants in excess of 2500 kW:

$$O_h = 479 (kW)^{0.543} \text{ (US\$)}$$

It is the authors' opinion that this relationship can be used for even smaller plant sizes; accordingly it is used here without restrictions on the size of plant to which it is applied. These costs will also vary with location; the authors have therefore added the location factor to these formulae for use in this article.

The minimum unit cost of power can then be represented by the formula:

$$E_h = \frac{L}{8760P_f} \left[\frac{22\ 200 F_h}{kW^{0.18} h^{0.246}} + \frac{479}{kW^{0.457}} \right] \dots (4)$$

In the identification and ranking of hydro sites in a specific region, estimates of energy available from each site may be very rough or non-existent. However, in such cases the key requirement is not the absolute level of energy output but the level relative to all sites being ranked. When the analysis involves the comparison of several prospective hydro sites within the same general area, the same economic parameters can be used. Under these conditions, the location factor and the capital recovery factor will be common to all options, and can be readily estimated.

Economic attractiveness of sites

The previous sections provide an indication of the minimum capital cost of a potential site, and a means of ranking each site in a preliminary manner, but does not indicate whether any of them are worth investigating in more detail. One way to assess the attractiveness of any site is to compare its costs with those of the most attractive alternative source of power, that is, the costs that would be avoided by the installation of such a plant. Four circumstances in which small hydro plants would be considered can easily be envisaged:

- a utility may consider the addition of small hydro as part of the normal expansion of its system;
- an existing utility customer may consider installing a hydro plant so as to reduce its dependence on the utility and its overall electric bills;
- a utility or government agency may consider small hydro as part of its rural electrification program;
- an entity located in an area remote from the existing system may create a new demand or additional demand for electricity.

The first three circumstances involve an electric utility which implies that the analytical procedure for comparing prospective

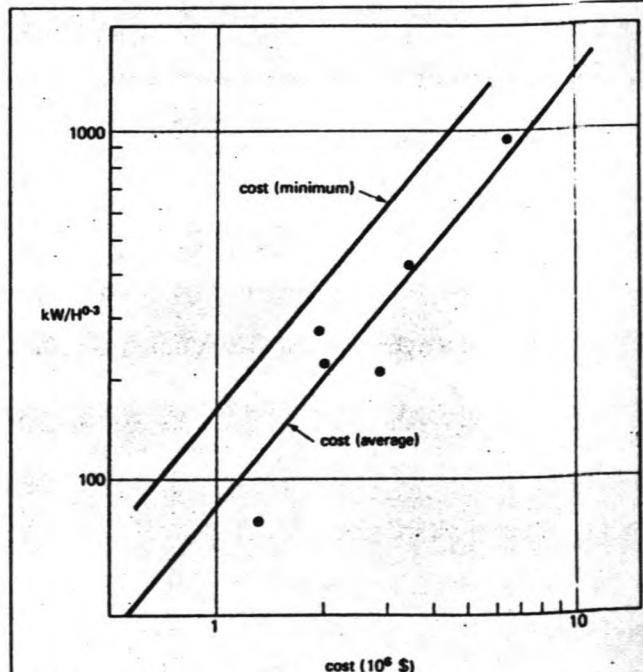


Fig. 2. Small hydro costs for South-East Asia.

hydro developments will usually be clearly defined. This article will therefore concentrate on the fourth. A small community or a commercial or industrial enterprise such as a mine, a pulp mill, a fish processing plant or a ranch located in remote areas will generally fall into two classifications: it is either at present generating electricity using small engine-driven generators and is considering the installation of a hydro plant to reduce its fuel consumption; or, it is not yet electrified, and hydro is being considered as one possible option. The former is the more common circumstance and is dealt with here. In this case, it is assumed that the entity is now using medium-speed or small high-speed diesel units and that these units would be retained on standby in case of emergency. It is further assumed that the hydro system would be operated on base load, and therefore the benefits would be the saving of fuel costs.

There is an extremely wide variation in the cost of fuel delivered to remote communities. At some locations in the Canadian high arctic, fuel costs can approach US\$500/barrel; however a more general figure for remote areas would be \$60/barrel. Using typical plant heat rates, these figures are equivalent to unit fuel costs of 100 mills/kWh.

For the hydro site to be considered attractive, its lifetime costs must be less than the anticipated savings in these fuel costs. Assuming that small hydro costs are 30 per cent higher than average in a remote area and using Eq. (4) and the above fuel costs, then for hydro to be attractive, the following relationship must hold:

$$\frac{1.30}{8760P_f} \left[\frac{22,200 F_h}{kW^{0.18} h^{0.246}} + \frac{479}{kW^{0.457}} \right] \leq 0.100$$

Using a plant factor of 60 per cent and a capital recovery factor based on a 50 year life and a discount rate of 8 per cent, this implies that a site which has only 3.5 m of head would need a flow of water to support an installation of at least 1000 kW. For a 300 kW development, the developed head would have to exceed 10 m.

Conclusions

This quick estimating methodology can be used to discard those sites where a combination of head and flow indicates the minimum cost to be higher than either the affordable cost, or the cost of alternative energy.

Cost data are based on articles published over a two-year period in 1982-84. However, there has been remarkably little hydro cost inflation during this period, because of the current world-wide slowdown in hydro construction. Accordingly, no change need be made to the k factor in formula 1; it still has the same value as determined in 1982.

Finally, it should be stressed that this approach should not be used blindly. The analysis requires a high degree of informed judgment, since the relationships are based on generalized conditions and cannot take account of specific and unusual circumstances. In addition, these relationships do not take into account the specific physical, economic or business environment of the sites being considered. Once the initial screening of projects has been accomplished, a more detailed analysis would be required of those projects found to be worthy of further investigation. At this later stage, such considerations as accurate topography, geological conditions, specific alternative sources of power, inter-relationships of the existing and proposed generating units, financial and tax aspects would all have to be considered. □

References

1. GORDON, J. L. "Hydropower Cost Estimates". *Water Power and Dam Construction*; November 1983.
2. "Report on Assessment of Low-Head Hydroelectric Sites in the Western States" (Methodology and Summary) United States Bureau of Reclamation. Report No. PB 82260720; March 1982.
3. "Micro Hydro — Volume I. A Survey of Potential Micro Hydro Developments for Use by Remote Communities in British Columbia." Energy Mines and Resources, Canada, Report ER 80-9E.
4. "Roddickton Mini-Hydro Development — a Guide for Design and Construction". Energy Mines and Resources, Minister of Supply and Services, Cat. No. M27-52/1983 ISBN-0-662-52409-8, Canada; 1983.
5. "Reconnaissance Evaluation of small, low head hydroelectric installations". Tudor Engineering, United States Department of the Interior (USBR); July 1980.
6. *Engineering News Record*; 16 December 1982.
7. GERODETTI, M., CHONG, T. N. F. AND LUI, S. Y. "Design Features for Civil Works for a Small Scheme in Sabah". *Pre-prints*, First International Conference on Small Hydro, Singapore 1984.
8. TURNBULL, V. R. AND PIAMONTE, E. R. "Package Mini Hydro Contract in the Philippines". *Pre-prints*, First International Conference on Small Hydro, Singapore 1984.
9. GUILLAUD, C. "Optimum Use of Potential Energy at the Wemindji Project". *Pre-prints*, First International Conference on Small Hydro, Singapore 1984.
10. Energy Mines and Resources Canada (Communiqué); 12 December 1984.
11. *Progressive*, Vol. 47 No. 1, January 1983; and, Canadian Press data base.

Standard design for six mini hydro sites in Indonesia

By P. S. Crighton, G. L. Barker and J. M. Magyari

Principal of Hydro Division*, Chief Mechanical Engineer and Chief Electrical Engineer — Hydro*

A rational approach is presented for the development of potential mini hydro sites using one design for multiple sites. In this way development costs are reduced significantly, with only a small sacrifice in efficiency. The cost savings are a particularly important benefit to developing countries. This technique has been successfully applied to a project to develop six mini hydro sites in North Sumatera, Indonesia.

HYDRO POWER developments are usually one-off designs. Head and generation flow conditions are optimised for each site, and turbine and generator outputs are selected accordingly. Topography and foundation materials vary from site to site, requiring different designs of the civil engineering components. Designs are therefore site specific, a factor which adds to the relatively high development costs associated with hydro schemes. In developing countries, it is often feasible to sacrifice efficiency and the optimum development of mini and micro hydro sites, in the interests of saving on development costs.

Hence standard designs for mini hydro schemes can be used to produce electrical energy in remote areas economically. This concept has been applied to the development of six sites in North Sumatera.

Resource survey

In November and December 1981 Beca Worley International (BWI) carried out a Mini Hydro Electric Power Resource Study of western North Sumatera for the Indonesian Government through the state electricity authority, Perusahaan Umum Listrik Negara (PLN). Eighty sites were identified and a development plan was formulated to enable the optimum development of the

*Beca Worley International, Engineering Consultants, P.O. Box 4241, Auckland, New Zealand.

first phase of this mini hydro potential. Features of the plan were:

- **Standardization.** It was shown that 80 sites could be arranged in nine standard groups, having approximately the same runoff and head. This enabled identical generating sets to be used at all sites within each group.

- **Interconnection.** The mini hydro stations were to be connected to the existing and planned 20 kV distribution networks linking demand centres having a higher electrical load than the potential mini hydro output. As a result, turbine capacity would not be restricted by the local electrical demand, but would be selected on the basis of a cost/benefit study of the mini hydro development.

- **Run-of-river type.** The mini hydro developments were to be of the run-of-river type, to minimise the capital cost.

The project

In 1982 PLN commissioned BWI in association with a local consultant, PT Yodya Karya Architects and Engineers of Jakarta, to carry out the first phase of the mini hydro development plan for North Sumatera. This phase of the project was jointly funded by the Government of the Republic of Indonesia and the World Bank.

The Scope of Works included in the project were to:

- carry out a feasibility study of 10 sites suitable for either one or two standard generating sets rated to produce 750 kW at 15 m net head;
- carry out site investigations and prepare detailed designs and tender documents for the six most favourable schemes; and,
- train local engineers and technicians in investigation and design of mini hydro schemes.

The key physical characteristics of the six sites selected for construction are given in Table I.

Site/river name	Mean flow (m ³ /s)	Net head (m)	Installed capacity (kW)
Silang	6.2	18	1 × 750
Raisan 1	6.5	14.5	1 × 750
Raisan 2	6.6	15.5	1 × 750
Sibundong	7.7	15	1 × 750
Kombih 1	9.5	18.5	2 × 750
Kombih 2	14.4	15	2 × 750

At two sites (Kombih 1 and 2) the flow was sufficient to justify the installation of two generating sets. With the one-design concept, the provision of two generating sets at each of these sites simply involves duplication of the standard design for the penstock and intake. The powerhouse machine hall length was also increased in standard modules, as will be described later.

Draft tender documents were completed by December 1982 and approval to call tenders was received in June 1983.

Tenders were advertised for seven contract lots as follows:

- Lot A1 — supply, install and commission eight standard generating sets at six sites; and,
- Lots B1 to B6 — construct civil engineering works at each site.

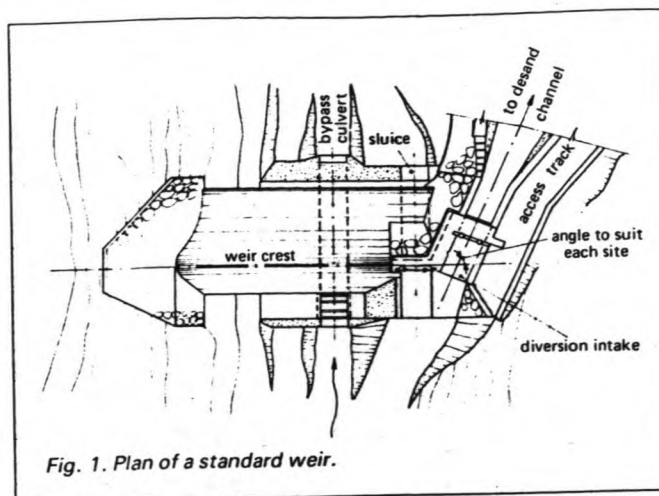
Contracts were signed for Lots B1 to B6 in March 1984 and for Lot A1 in November 1984.

Implementation of the one-design concept

One of the objectives of the pilot project was to investigate the possibility of developing standard designs for scheme components, and to use these on all six sites.

The feasibility study showed that the same scheme components could be used at all sites within a group if they had approximately the same hydro potential. Furthermore, many of these components could be used at sites where the hydro potential was twice the standard, by duplicating the components.

The potential head and runoff conditions at each site were



studied, and an optimum output and head was selected to be used for designs of the generating set and hydraulic structures. Site topography and foundation materials were surveyed, investigated and compared for all sites.

It was considered that using these standard designs would give cost savings in the following:

- engineering design and documentation;
- generating set design, manufacture, installation, commissioning operating and maintenance;
- spare parts; and,
- operator training.

The geology of the sites is dominated by rocks resulting from the volcanic eruption which formed Lake Toba, the largest lake in Indonesia. The predominant rock is Toba Tuff, the result of a quaternary ignimbritic eruption of immense proportions. Deposition was predominantly by ash flow, although a thin upper airfall unit occurs. The material is variably welded and is pumiceous in parts.

Standard designs were prepared for the following components and fitted to each site plan:

- weir and river bypass culvert;
- diversion intake;
- de-sand channel;
- canal;
- penstock intake and penstock;
- powerhouse;
- generating equipment;
- switchgear, protection and control; and,
- gates.

Stone masonry was selected as the main construction medium, because suitable materials were available locally, local contractors were experienced in this method of construction, and standard design could be easily adapted to suit site conditions. In most cases only minor additional works were required to fit the standard component to the specific site conditions.

Standardization as applied to the more significant components mentioned above will be discussed next.

Weir and river bypass culvert. Inspection of the weir sites showed that all were in similar-shaped river valleys incised in welded Toba Tuff of approximately the same strength. A mass concrete overflow weir was designed to suit all sites, with only minor variations required to adapt the standard design to suit site specific topography (Figs. 1, 2 and 3). The body of the weir was designed to have two parts: the base block and overflow section. Both parts are constructed using cyclopean concrete comprising 70 per cent concrete and 30 per cent large boulders.

The base block is used to fill in the irregular river bed and form a platform on which the overflow section is constructed. The weir crest length was selected for each site so that the maximum flood rise was approximately the same at all sites. The river

completed within nine months from mobilization. To keep to this programme it was necessary to minimize the time taken to carry out the investigation and prepare designs and tender documents for a mini hydro scheme. This had to be achieved without lowering the standard of the final designs and documentation.

A major problem was the scale of works involved. The term "mini" hydro implies mini rivers, mini flows, mini structures, mini aqueducts and mini generating sets. However a 15 m net head 1500 kW scheme requires relatively large generation flows, in the order of 12 to 13 m³/s, necessitating the development of rivers supported by catchments up to 250 km² in area. Rivers, flood flows, diversion structures, aqueducts, and generating sets are all larger than normally experienced with mini hydro developments. As a result considerable investigation and design input is required.

A high degree of standardization of designs and documentation was necessary to enable the project to be completed on time and within the budget.

The one-design concept for the electro-mechanical equipment meant only one set of tender documents was necessary. Tender documents for the six contract lots B1 to B6 comprised one civil works specification for all six sites, and separate schedules of quantities and construction drawings for each site.

The scope of works required the engineer to prepare detailed drawings of the works, including temporary river bypass during construction and the access road.

Typically 50 to 80 drawings are required for a small hydro scheme, making a total of 300 to 480 for six schemes. Standardization of designs allowed this figure to be reduced considerably. Standard drawings of structures and miscellaneous details were produced which could be used for all sites. Site specific details, such as topography, orientation of structures, river bypass works, length of weir and aqueducts, foundation dimensions, access roads and land acquisition drawings, were given on site-specific drawings. Drawings for each site typically comprised 20 site-specific and 40 standard. A total of 175 drawings were produced for the seven contract lots: 50 standard and 125 site specific.

Generating equipment. Hafslund Hydropower, the Contractor for the supply and installation of all of the generating equipment (turbine, generator, controls and protection, switchgear and communications), advise that the price per set is about 80 per cent of that which would apply to an order for a single set. Their cost savings were achieved in the following areas (expressed as a percentage of the cost of a complete generating set):

Design: 1.5 per cent
Purchased materials and subcontracts: 6 per cent
Production cost (turbine): 1 per cent
Erection and commissioning: 6 per cent
Training: 6 per cent

Spare parts. In this project it has been possible to obtain a substantial range of spare parts, including a spare runner and a spare governor for a total price of 4 per cent of the contract value. The benefits of reduced downtime by having such a large range of spares are particularly significant in a developing country. Also having a spare runner and governor will enable servicing of these items on an exchange basis, which will further reduce downtime.

Civil engineering works. The six civil engineering works contracts were awarded to two local contractors. Standardization of designs meant that they could set up one steel fabrication workshop producing identical items for the different sites. This produced savings in cost for establishment and fabrication because of the reduced requirements for templates and different steel sections. In addition, as each contractor has more than one similar scheme to construct in the same area, they could schedule plant, equipment and manpower more efficiently to keep costs low.

Training. As the cost of training is spread over the cost of eight generating sets, it was possible to specify comprehensive training programmes. It was possible to include training in Europe for PLN engineers as well as a three-month on site course for maintenance and operating personnel. The increased training that can be supported by making a large purchase of generating sets is of considerable value to a developing country.

Savings in total project costs. Final project costs are expected to be considerably less than the pre-tender cost estimate, which was based on costings for construction of similar schemes in Indonesia. Pre-tender cost estimates for the project are given in Table III.

Scheme name	Kombih	Kombih	Silang	Sibundong	Raisan	Raisan
Description	1	2			1	2
Civil works	2128	1933	1186	1715	1412	1443
Generating equipment and sub-transmission	2310	2361	1642	1711	1565	1539
Total (\$ × 10 ³)	4438	4294	2828	3426	2977	2982
Cost per kW installed	2959	2863	3771	4568	3970	3976

The estimated final development costs for each mini hydro scheme are shown in Table IV. These are compiled from the contract prices for the civil and electro-mechanical works, and include an allowance for contingencies and engineering and management fees. The total development cost for the six sites is US\$12.66 million, and the average cost per kilowatt is US\$2110. In comparison with major hydro development projects, taking into account the shorter implementation time and the limited environmental impact, the mini hydro developments look extremely attractive.

The savings in costs arise from the following factors:

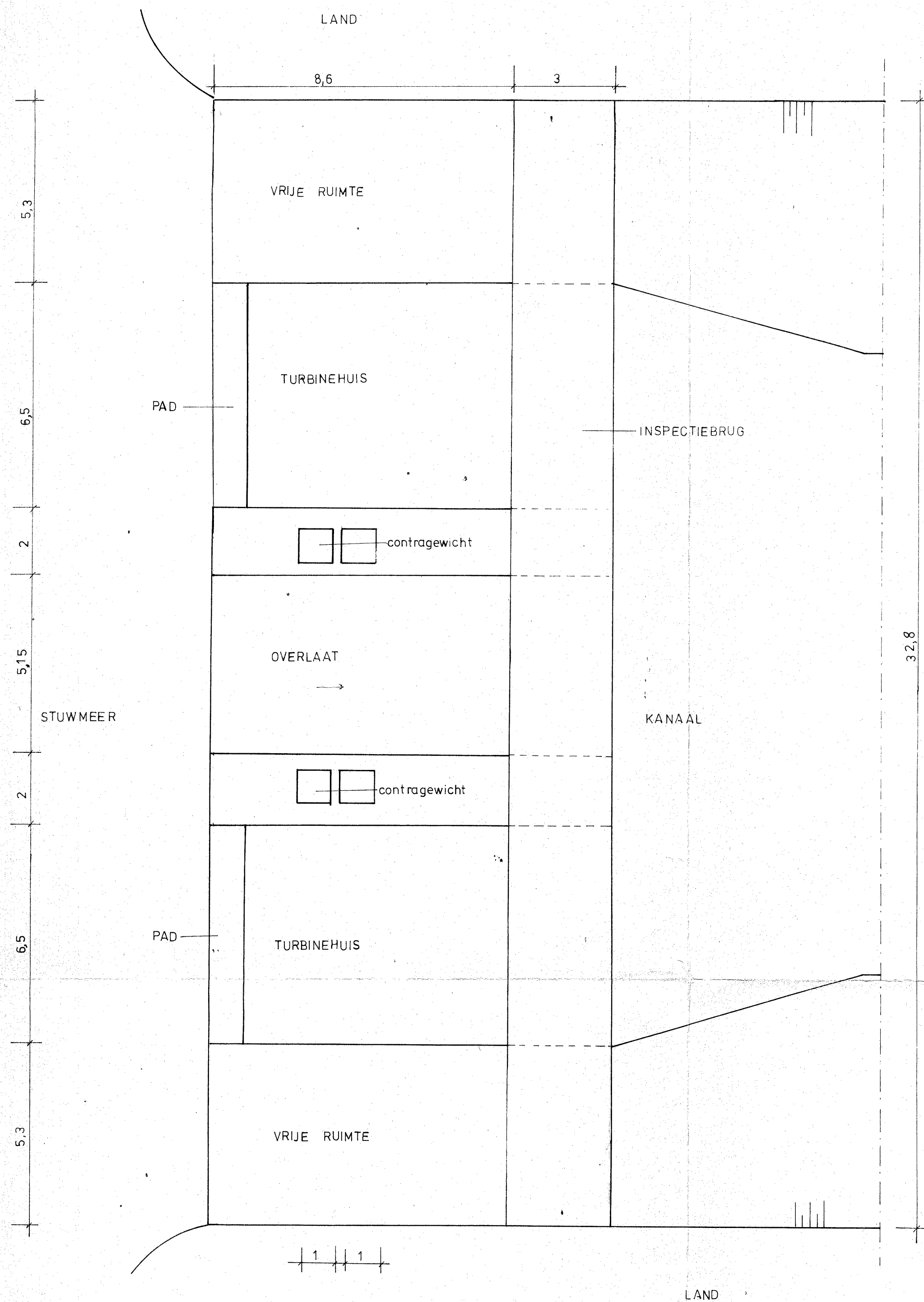
- standardization of generating equipment leading to economies in design, manufacture and installation due to the repetition of components;
- extremely competitive bidding for both the generating equipment and civil works contracts;
- a reduction in the quantities of spare parts for generating equipment; and,
- standardization of civil engineering works.

Scheme name	Kombih	Kombih	Silang	Sibundong	Raisan	Raisan
Description	1	2			1	2
Civil works	1420	1341	907	1322	1031	1067
Generating equipment and sub-transmission	1218	1265	794	861	721	713
Grand total (\$ × 10 ³)	2638	2606	1701	2183	1752	1780
Cost kW	1759	1737	2268	2911	2336	2373

The one-design approach adopted for this project has achieved significant savings in cost and a surplus to the original development budget. This money is now being used to develop an additional two stations fully and carry out feasibility studies for two more.

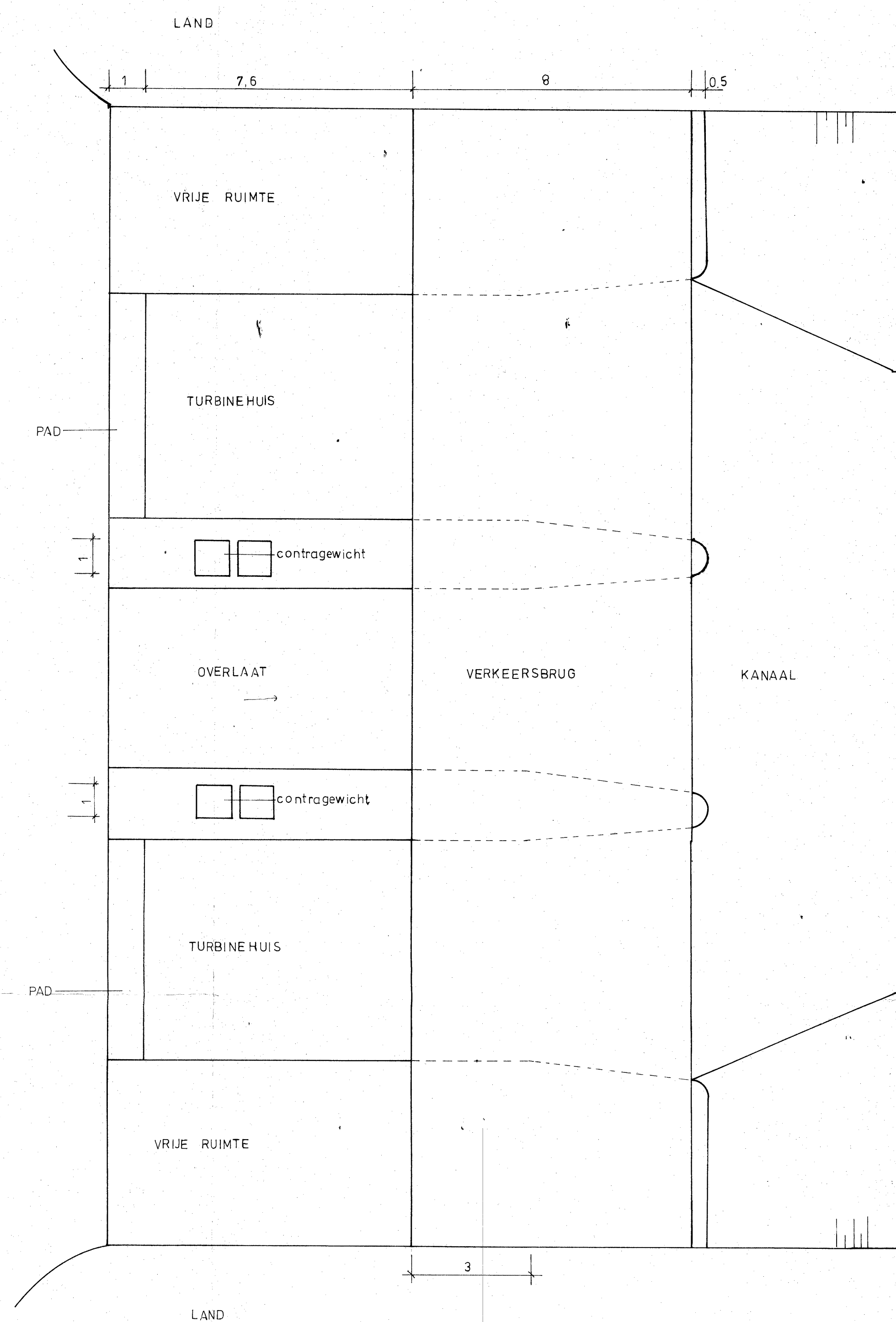
Acknowledgement

The authors acknowledge the assistance given by management and staff of Perusahaan Umum Listrik Negara and Beca Worley International in preparing this paper.



PLATTEGROND WATERKRACHTCENTRALE

schaal 1 : 100

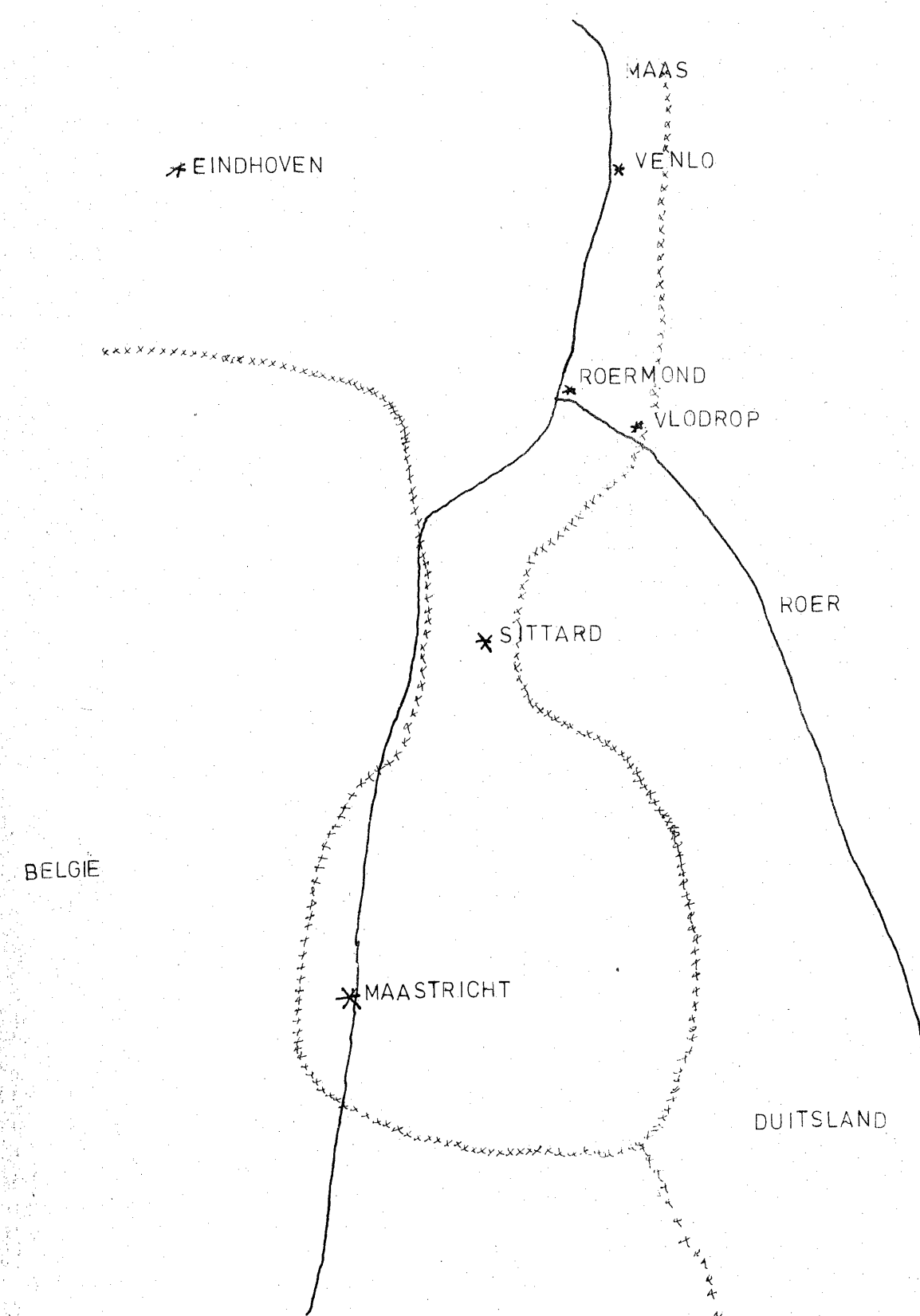


PLATTEGROND, WATERKRACHTCENTRALE

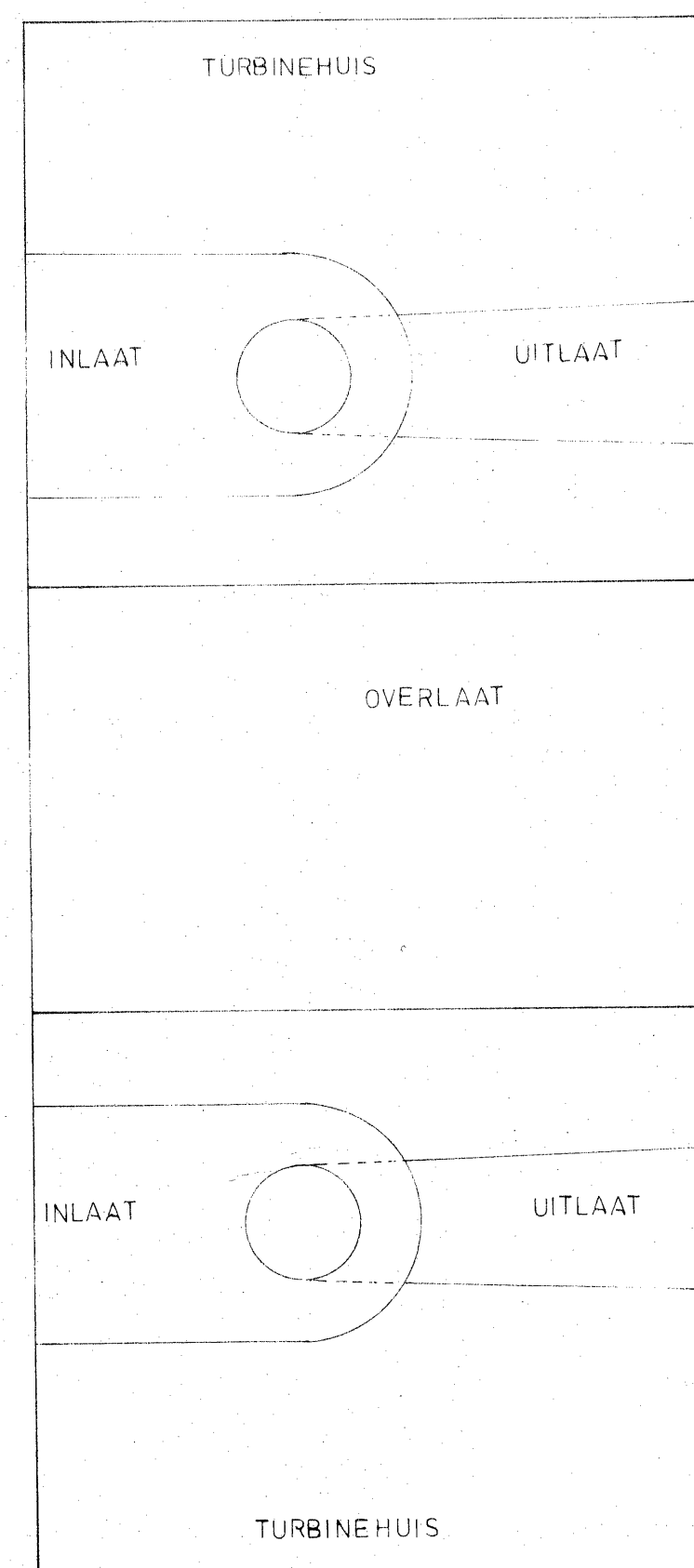
ALTERNATIEF met VERKEERSBRUG

schaal 1 : 100

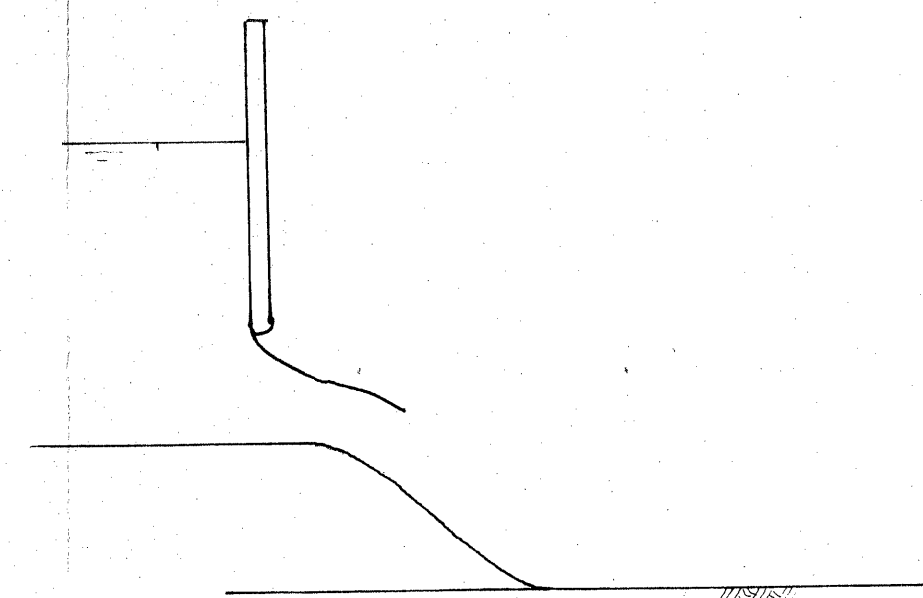
PLATTEGRONDEN	
W. K. C. "DE ROER" VLODROP	
I A CLARISSE	
ass. ir. G. P. BOURGUIGNON	
maten in . m	tek. no: 2



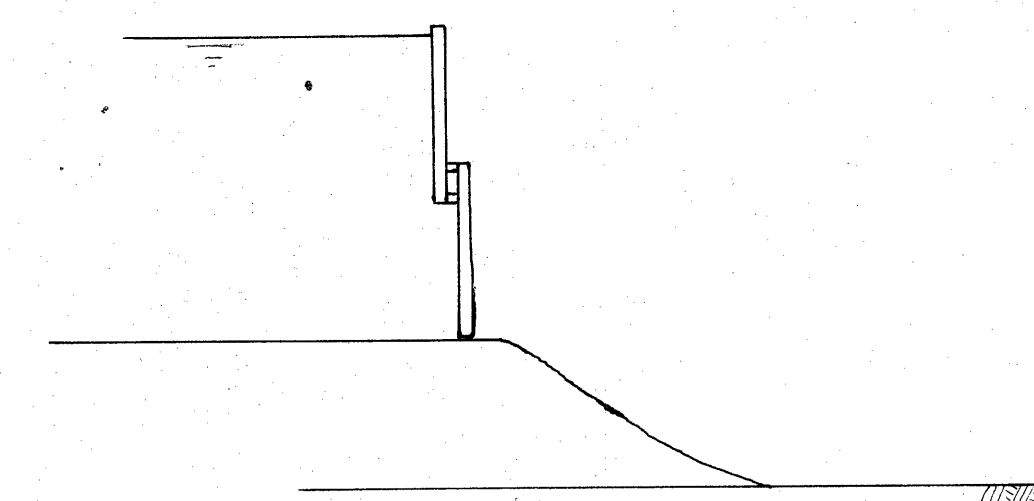
situatieschets



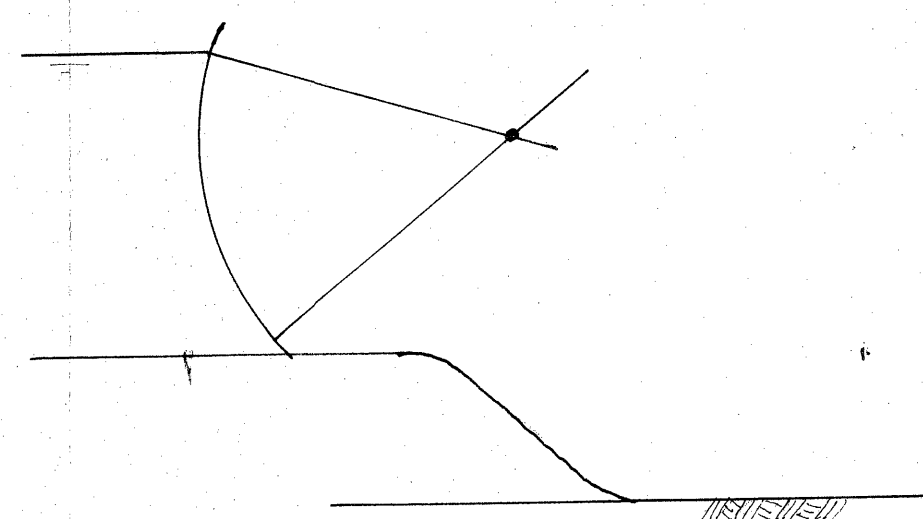
schematische plattegrond



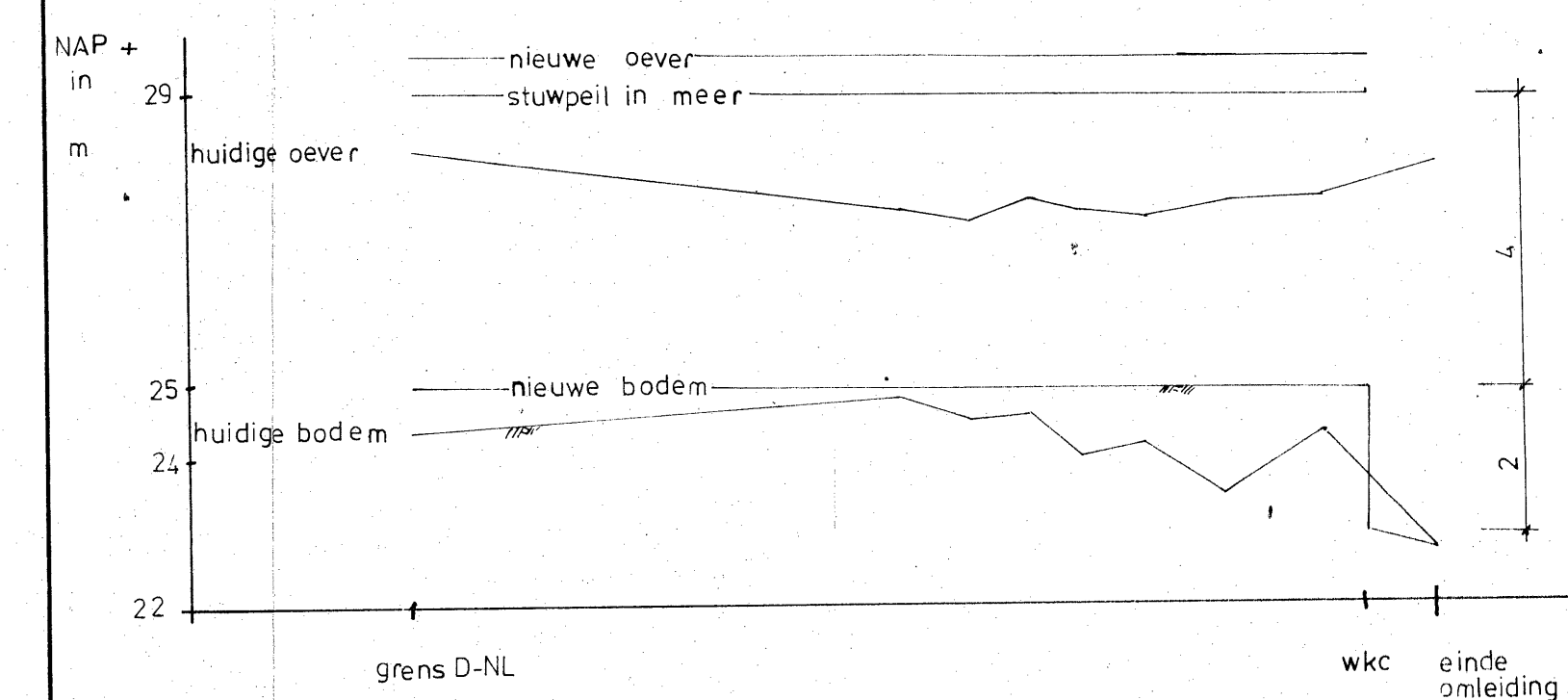
hefdeur



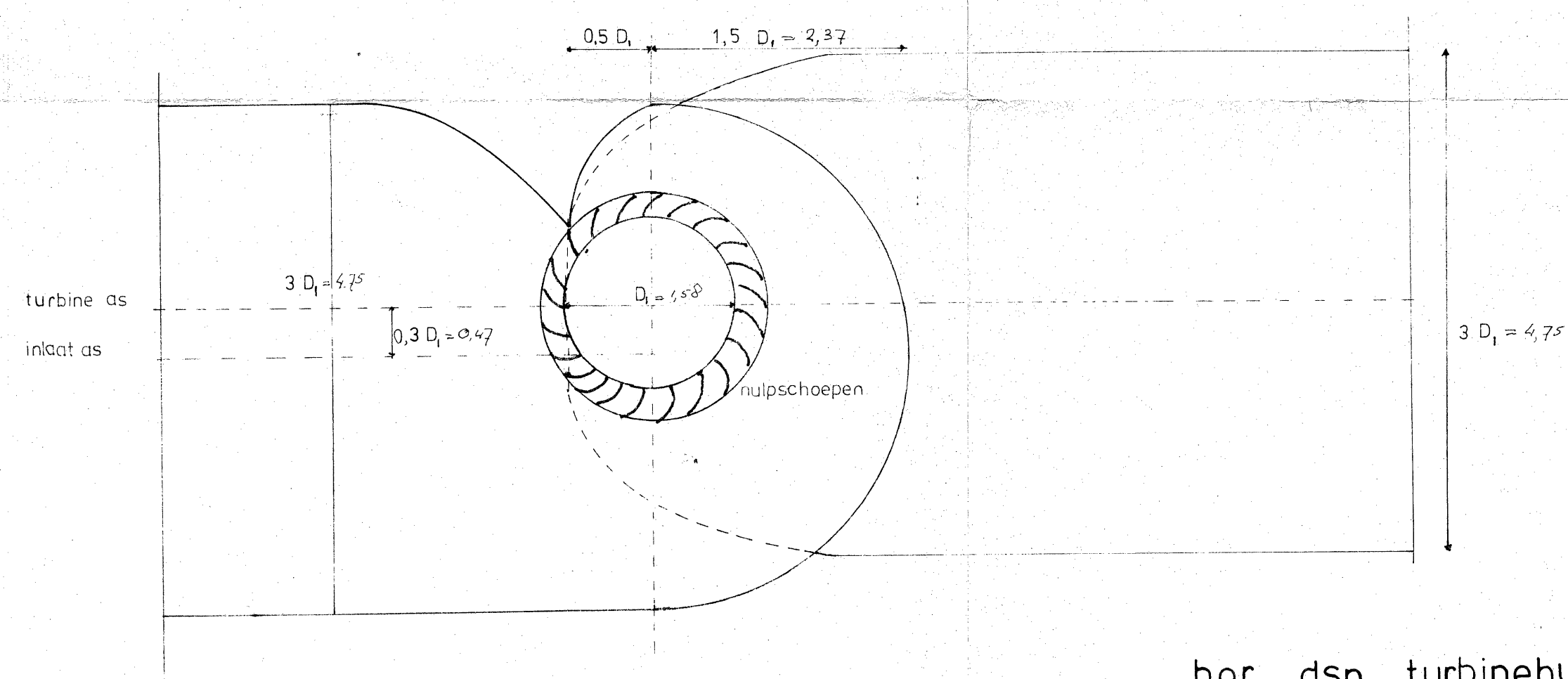
dubbele hefdeur



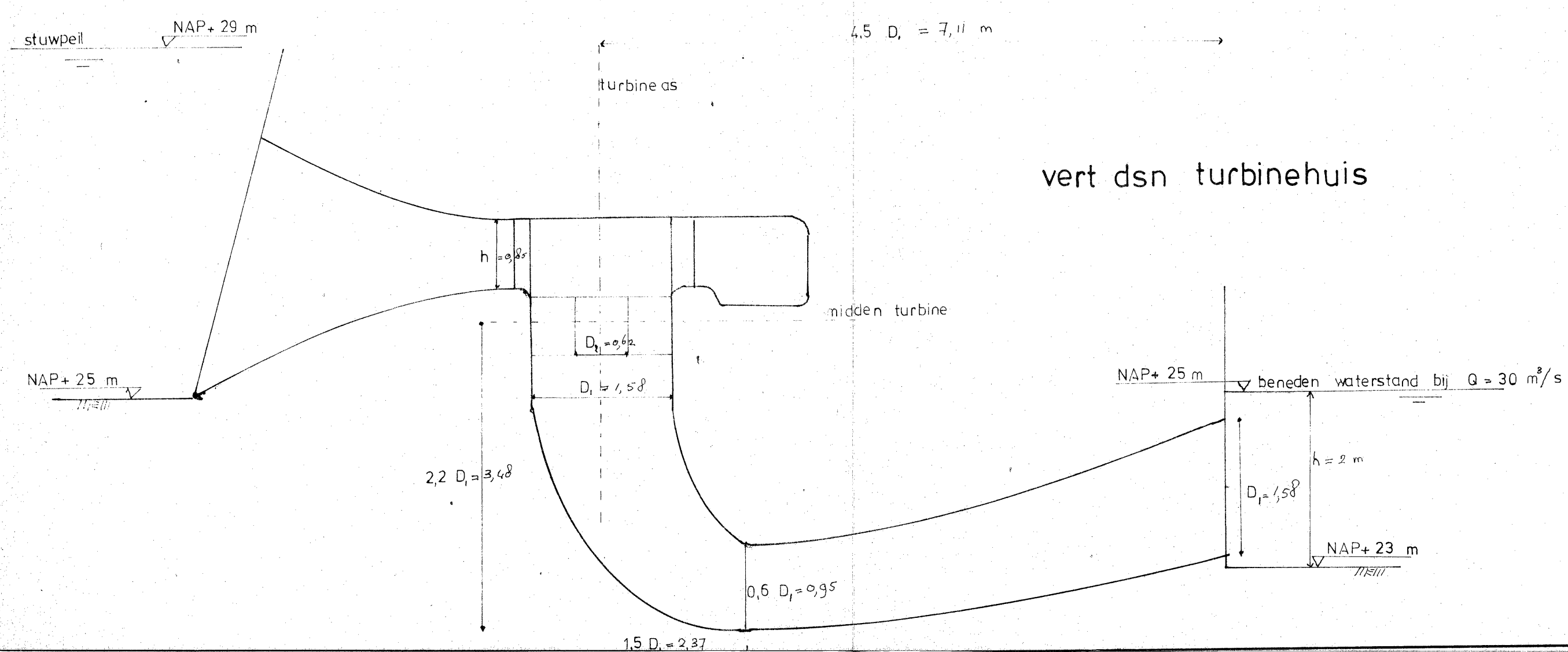
segment schuif



lengteprofiel

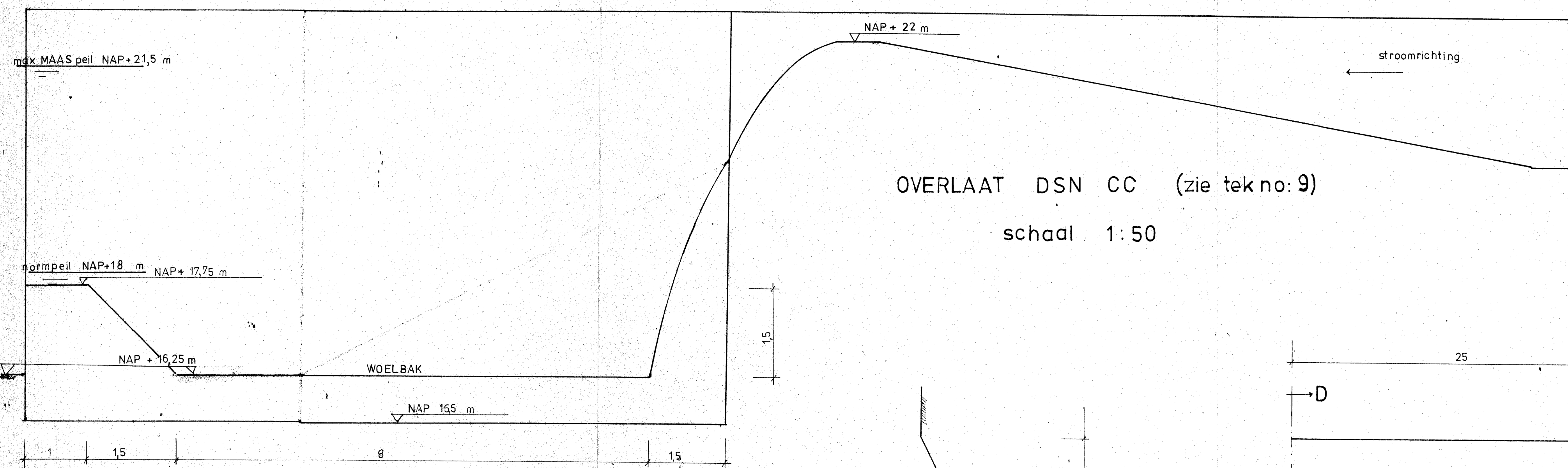


hor. dsn turbinehuis

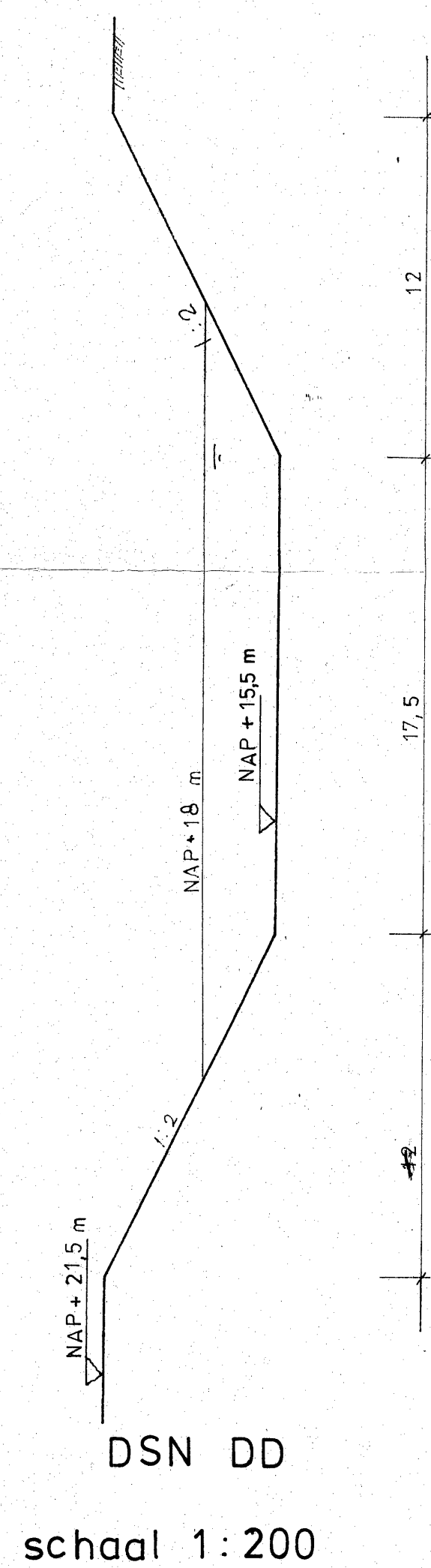


vert dsn turbinehuis

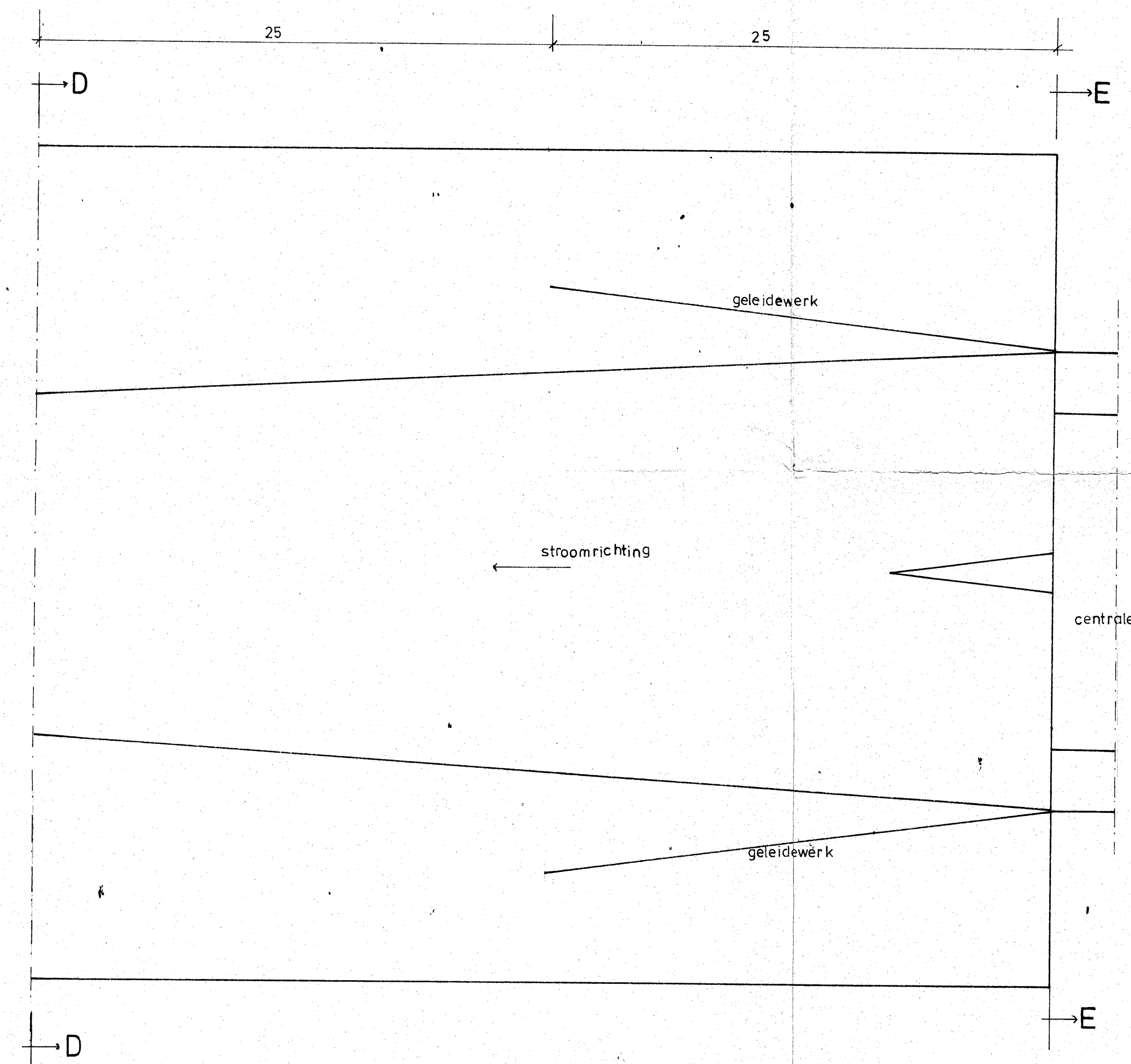
turbinehuis lengteprofiel	
W.K.C. "DE ROER" VLODROP	
I A CLARISSE	
ass: ir G P BOURGUIGNON	
maten in m	tek. no.: 1



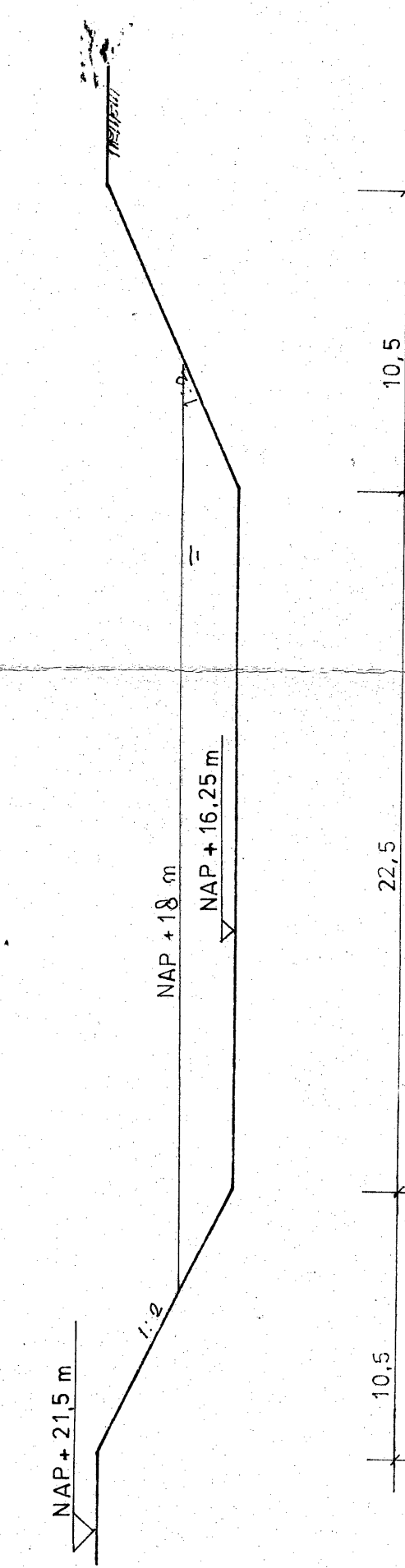
OVERLAAT DSN CC (zie tek no: 9)
 schaal 1:50



DSN DD
 schaal 1:200

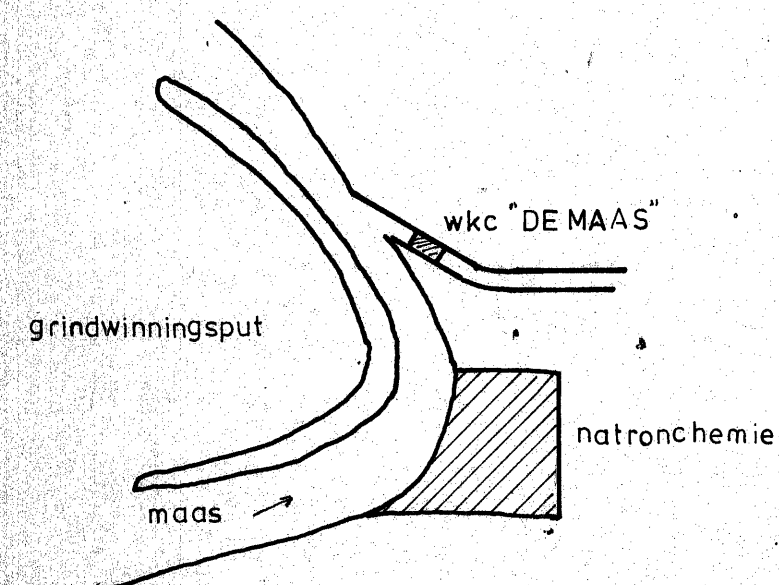


AFVOERKANAAL NAAR DE MAAS
 schaal 1:200

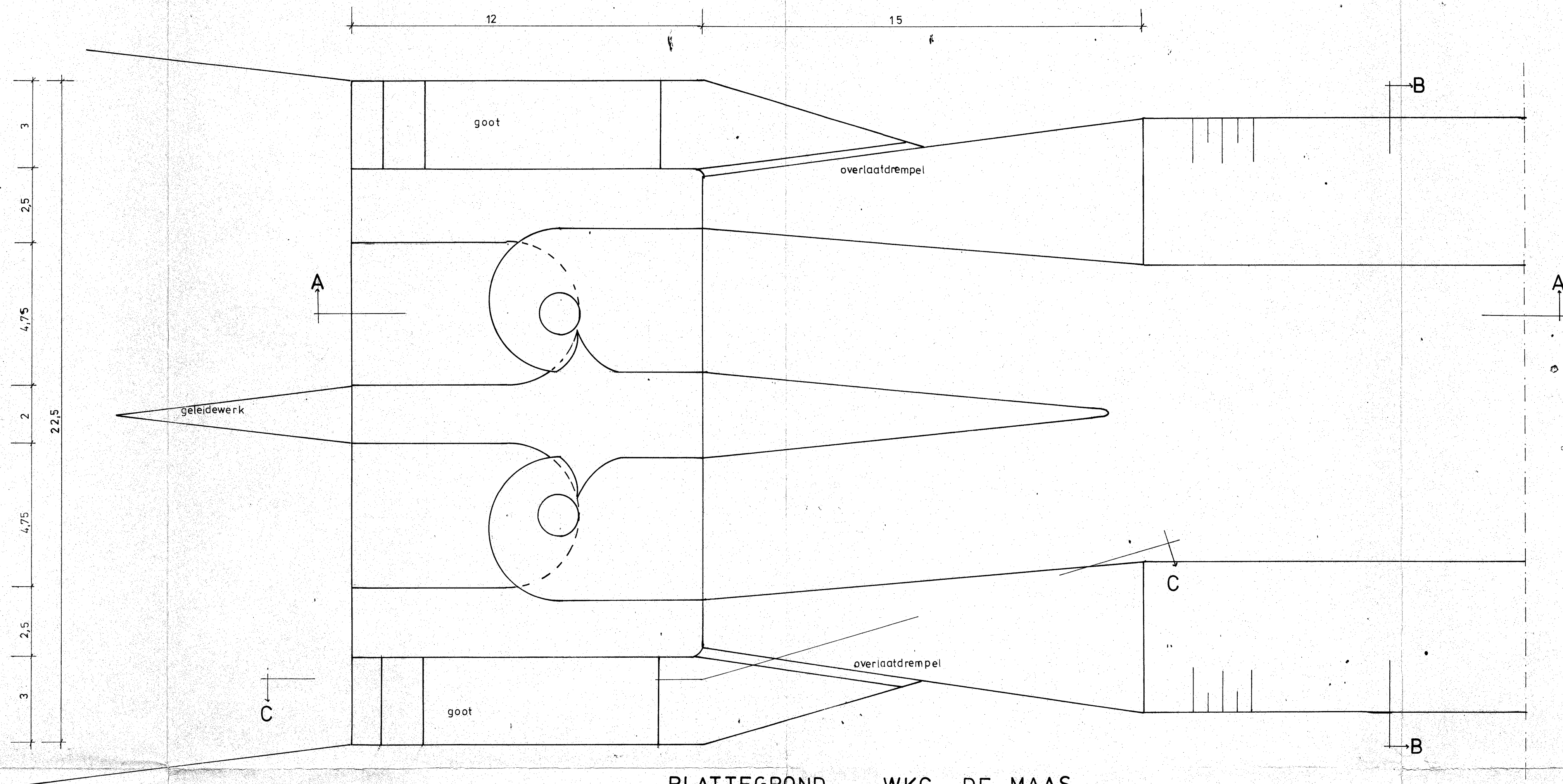


DSN EE
 schaal 1:200

OVERLAAT AFVOERKANAAL	
W K C "DE MAAS" LEROP	
I A CLARISSE	
ass.: ir G.P. BOURGUIGNON	
maten in m	tek. no.: 10

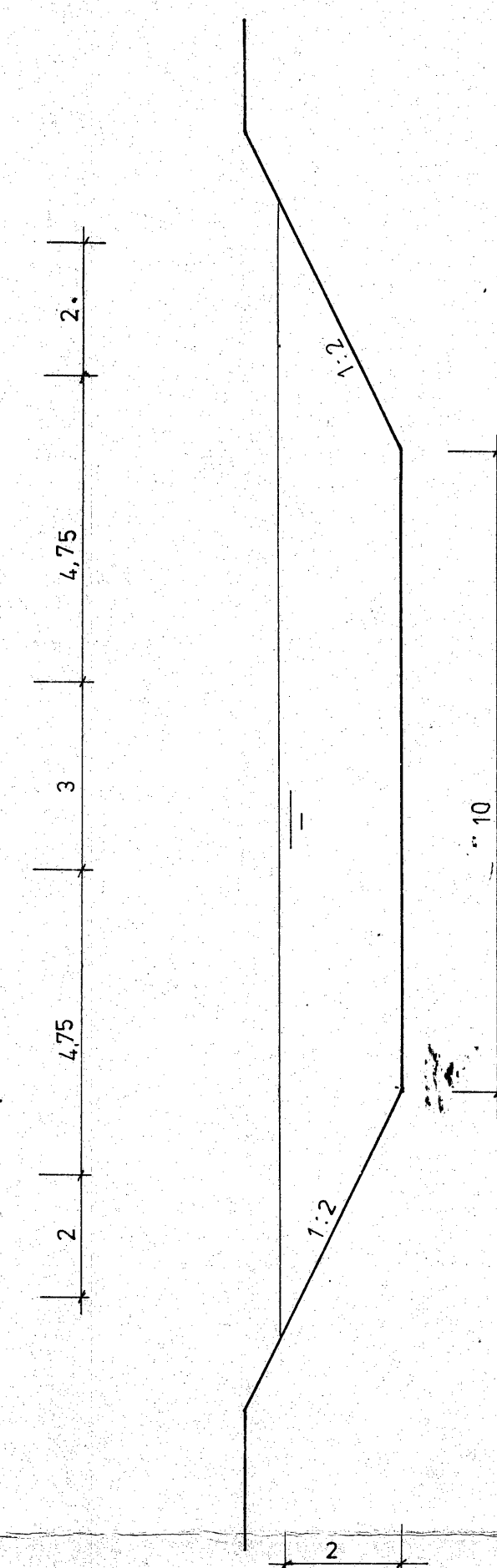


SITUATIESCHETS



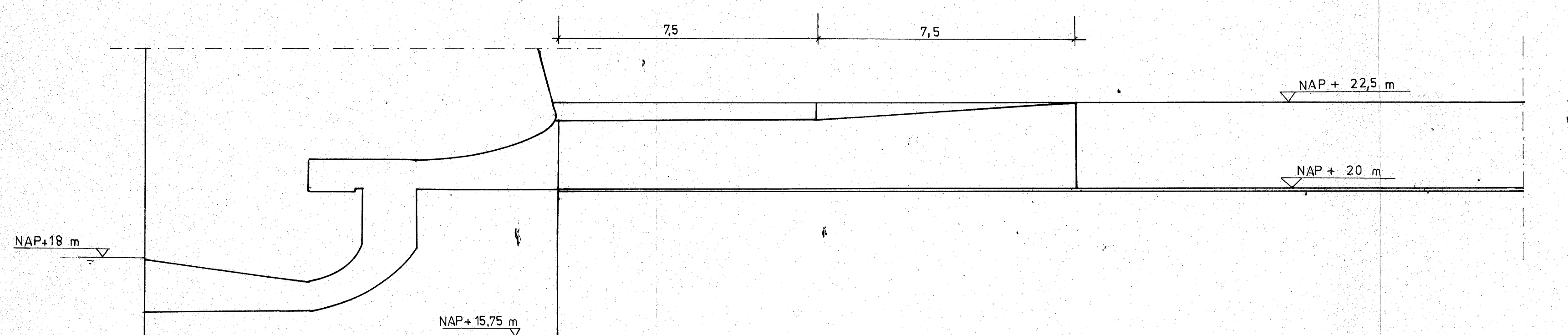
PLATTEGROND WKC DE MAAS

schaal 1:100



DSN BB

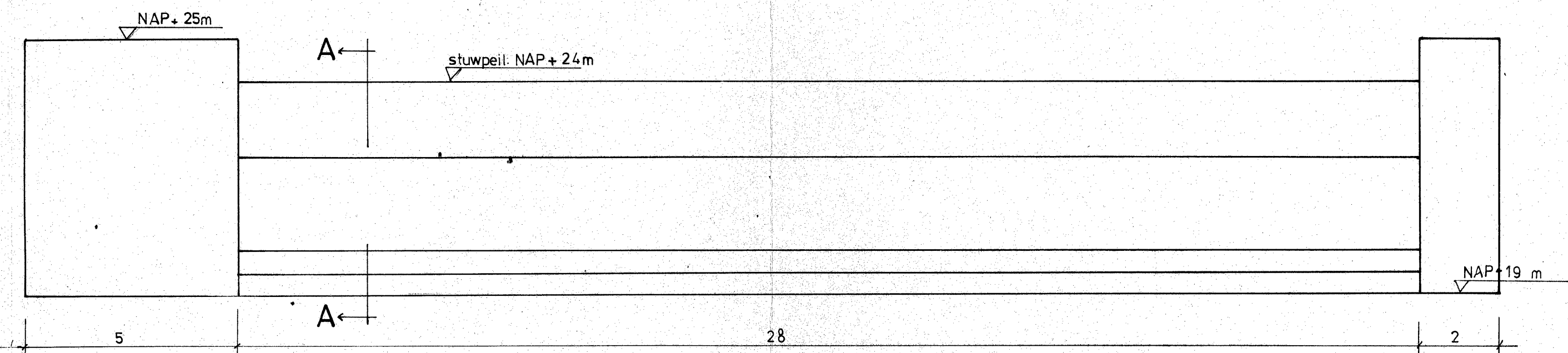
schaal 1:100



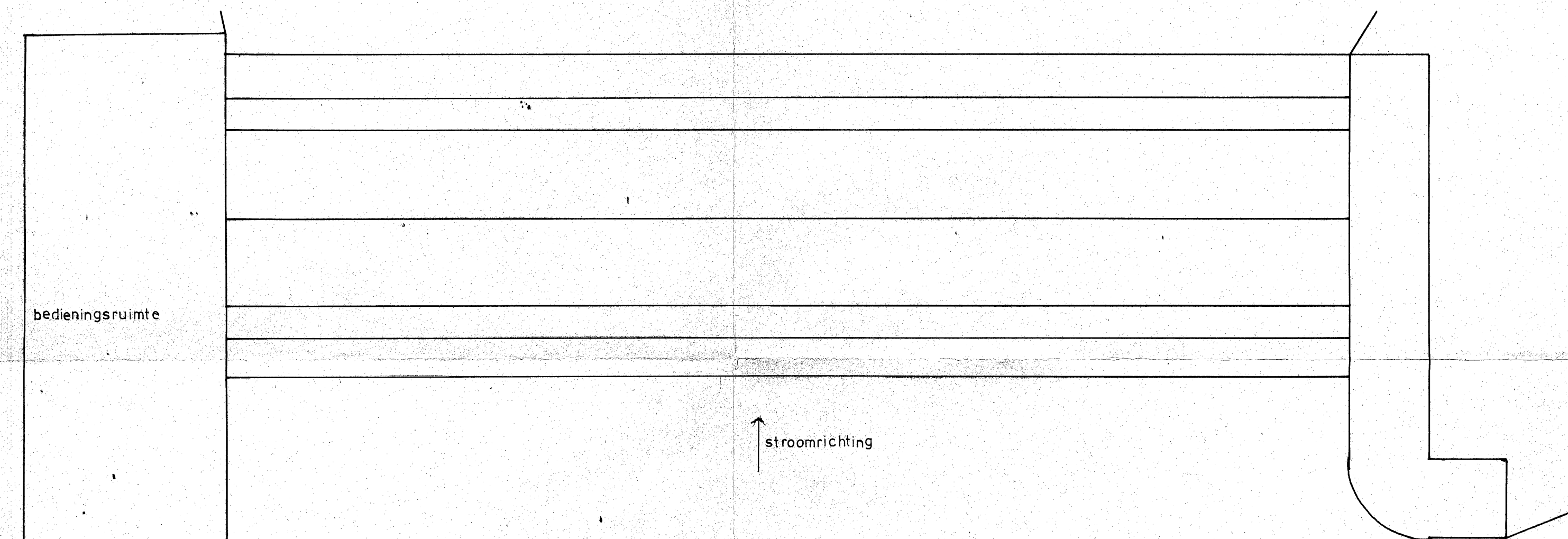
DOORSNEDE AA

schaal 1:100

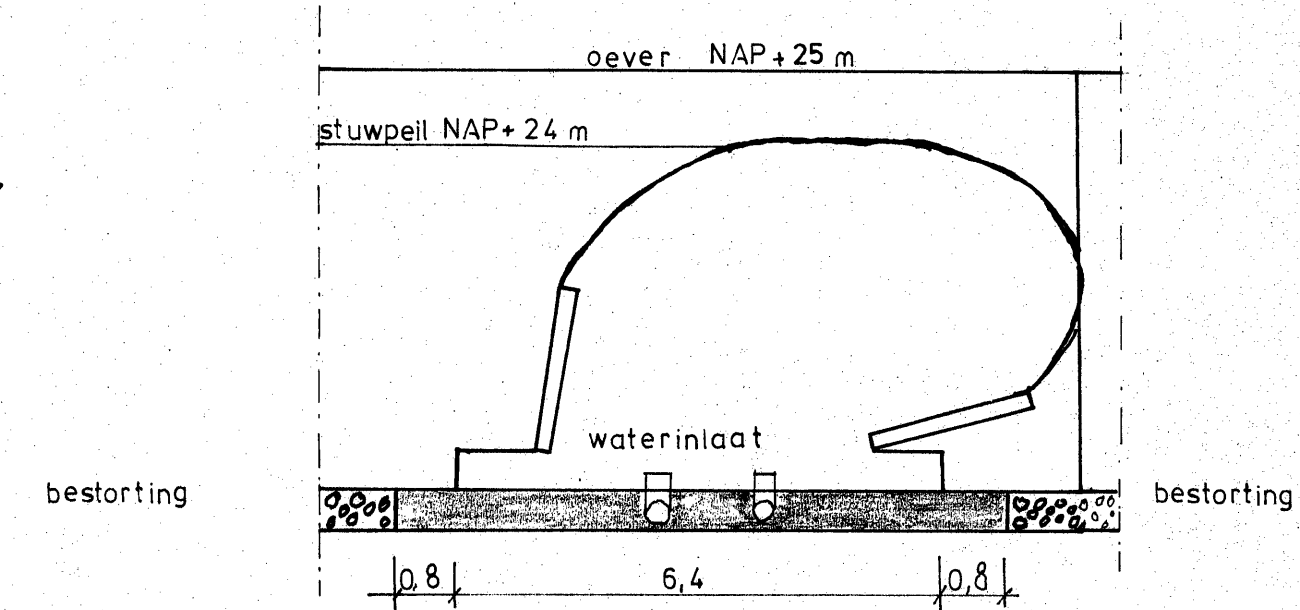
PLATTEGROND	
W K C	"DE MAAS" LEROP
I A CLARISSE	
ass.: ir G.P. BOURGUIGNON	
maten in m	tek. nq.: 9



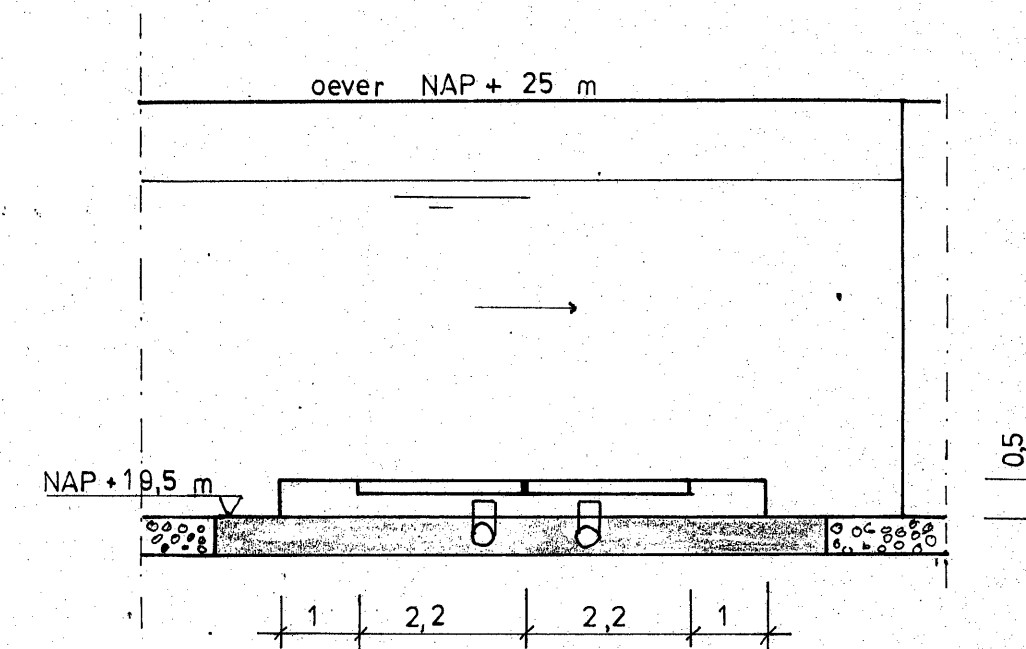
AANZICHT SCHULPSTUW in gesloten toestand
 schaal 1 : 100



BOVENAANZICHT SCHULPSTUW in gestreken toestand
 schaal 1 : 100

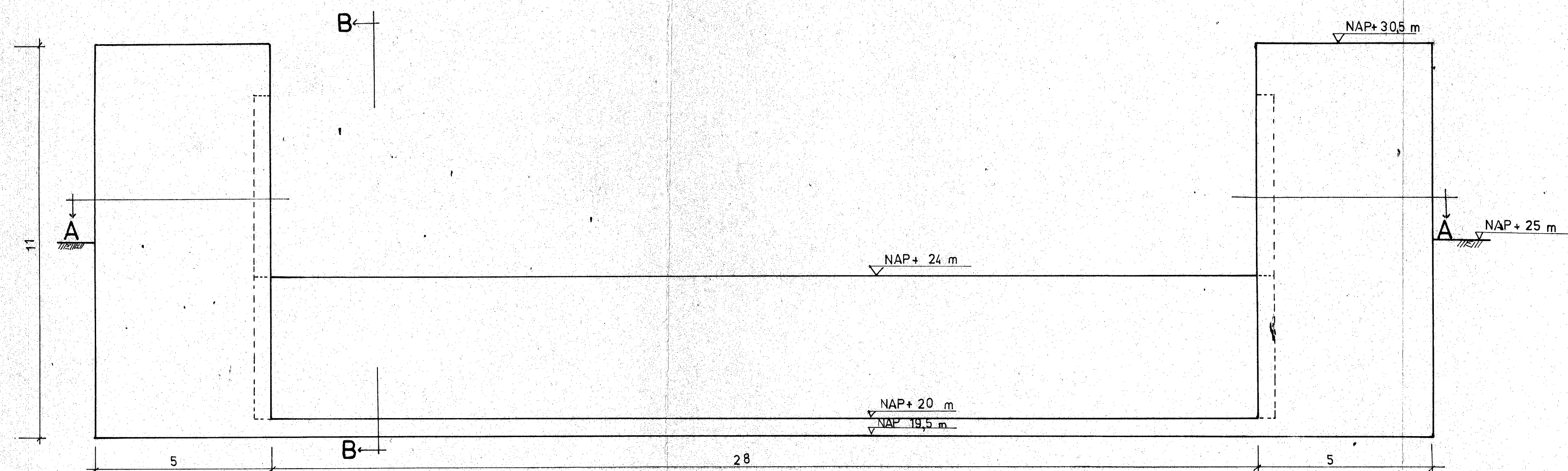


DSN AA gesloten
 schaal 1:100

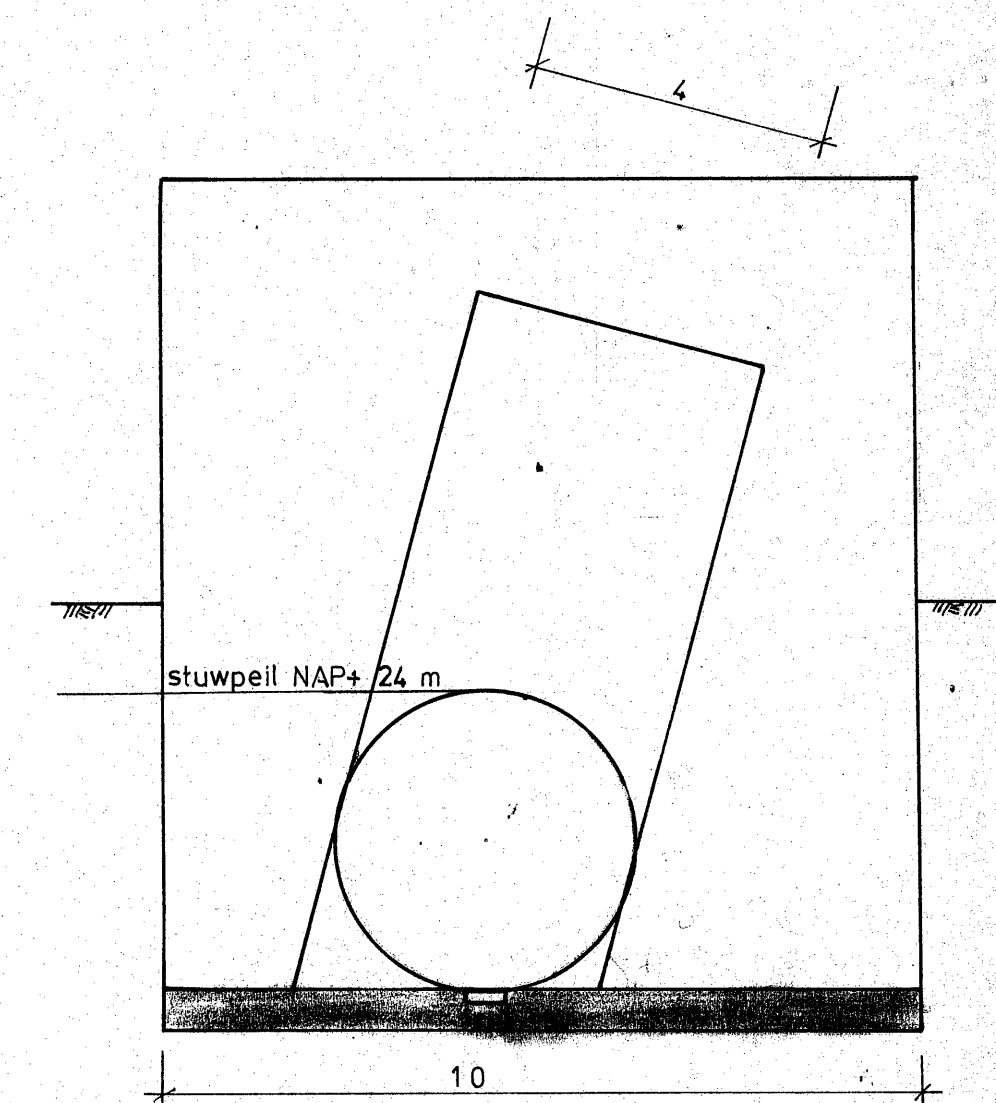


DSN AA gestreken
 schaal 1:100

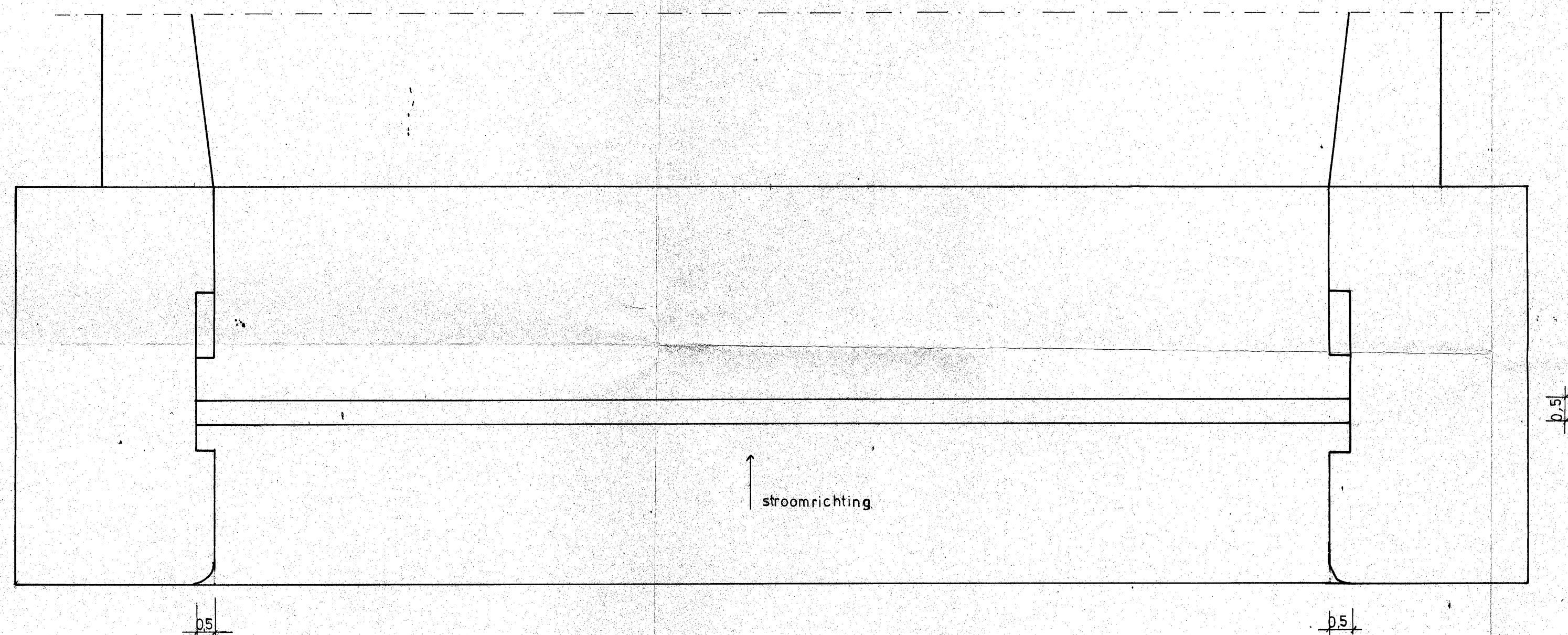
SCHULPSTUW		
W K C	"DE MAAS"	LEROP
I. A. CLARISSE		
ass: ir G. P. BOURGUIGNON		
maten in m	tek. no: 8	



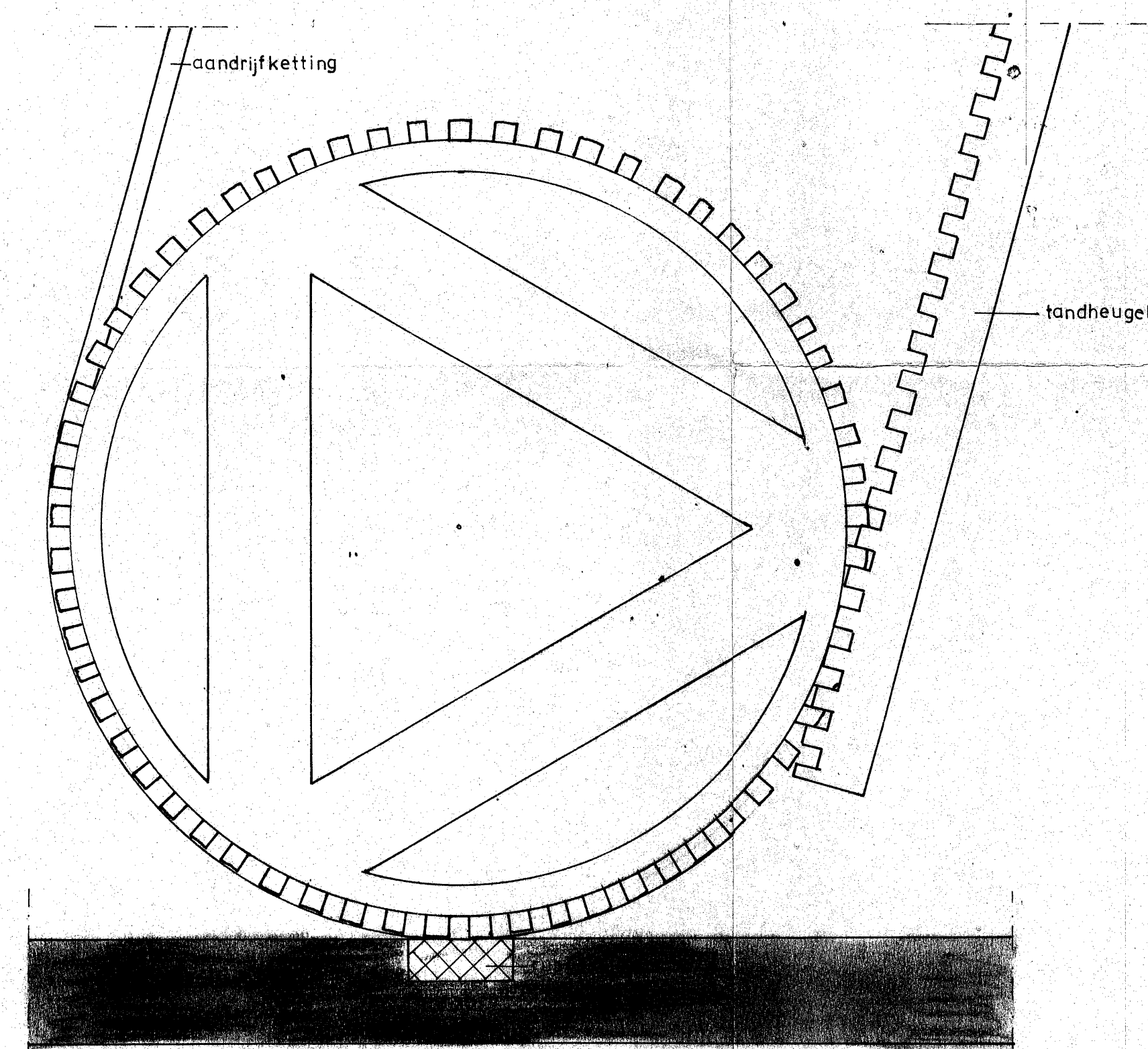
ALTERNATIEF: DE ROLSTUW (aanzicht)
 schaal 1:100



DSN BB
 schaal 1:100

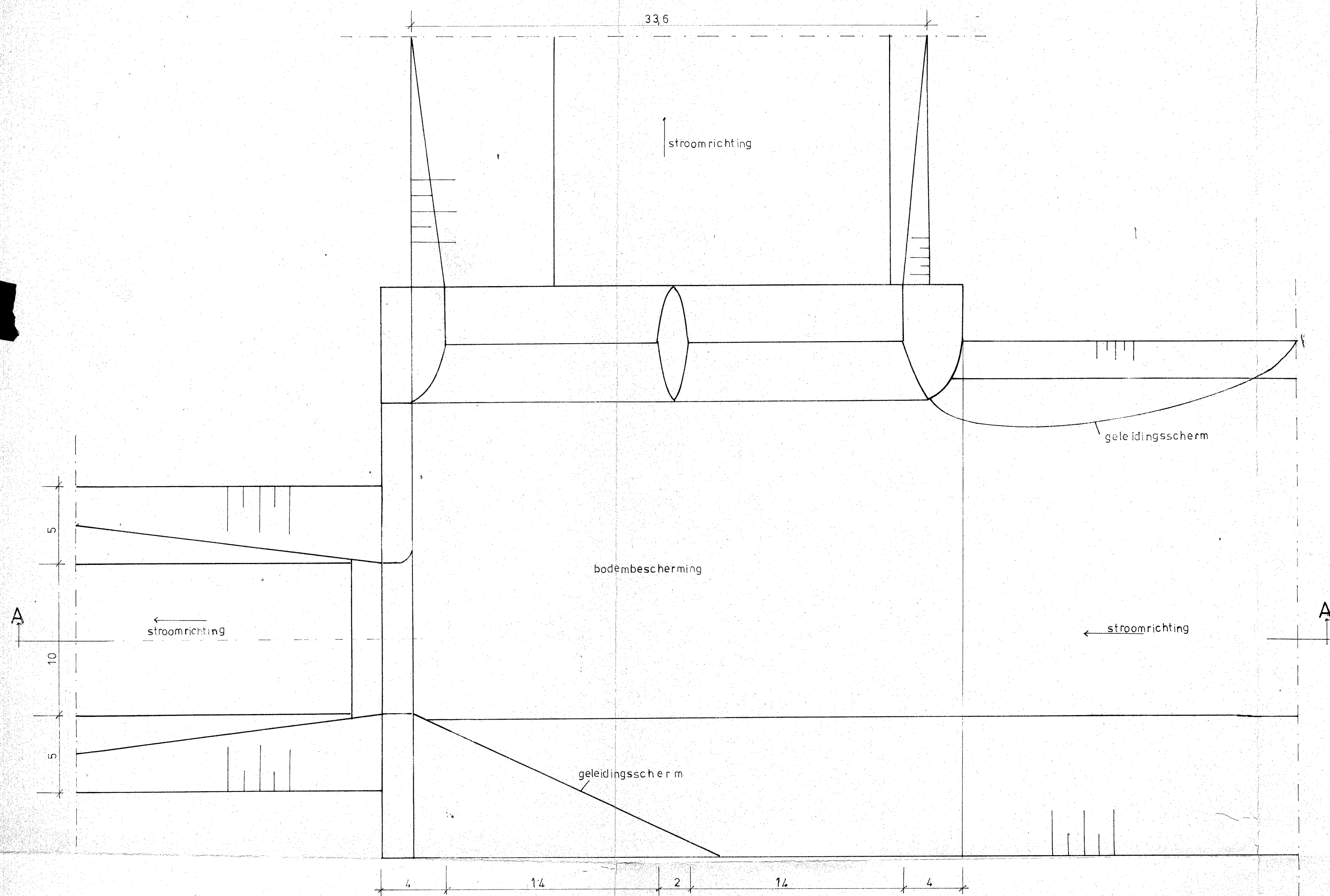


DSN AA zonder rol
 schaal 1:100

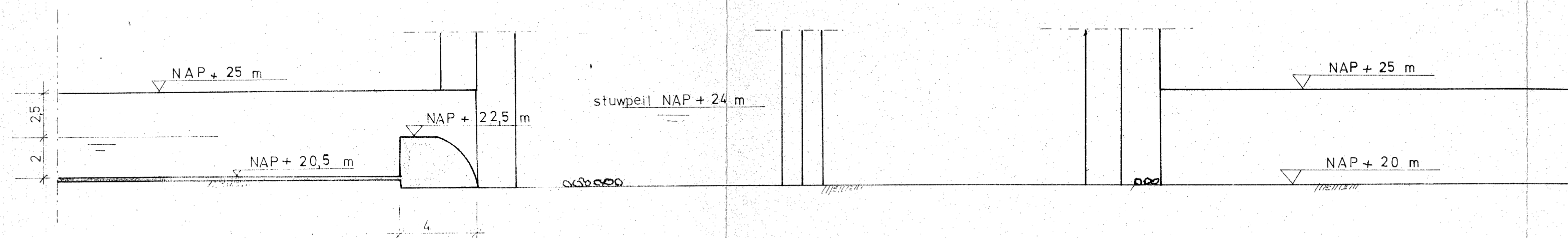


DETAIL BEWEGINGSMECHANISME
 schaal 1:25

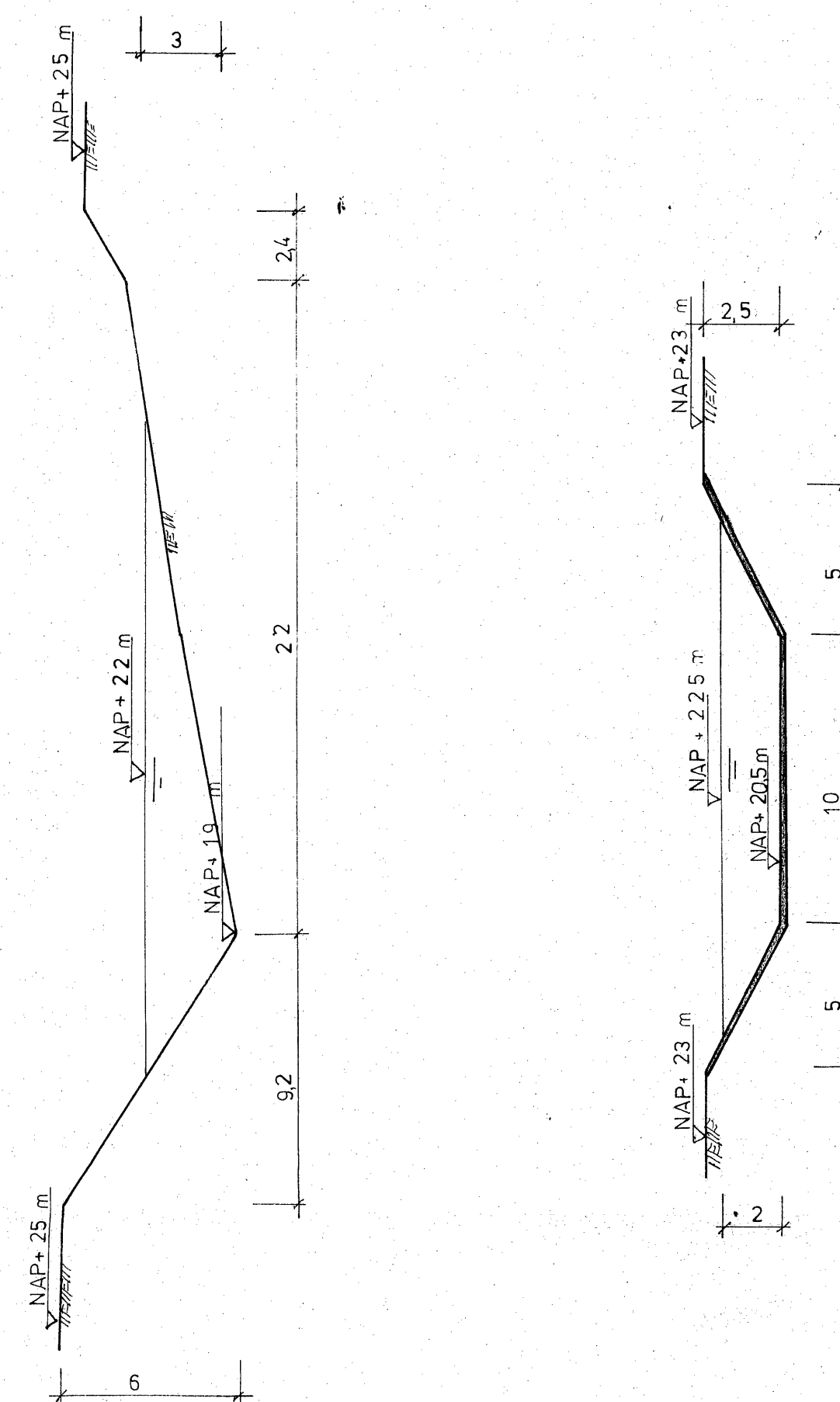
ROLSTUW	
W K C	"DE MAAS" LEROP
I A CLARISSE	
ass.: ir G. P. BOURGUIGNON	
maten in m	tek. no: 7



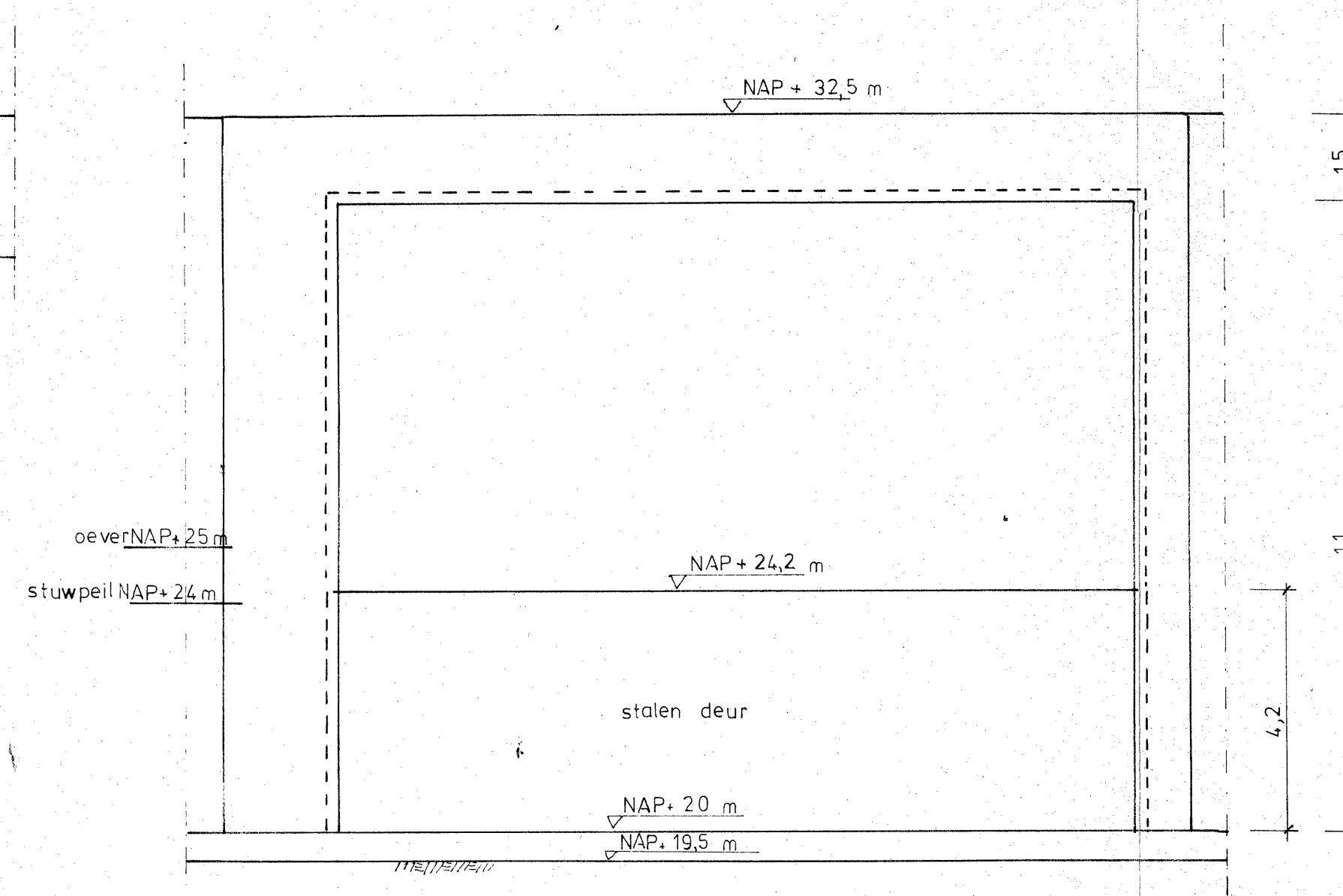
PLATTEGROND v/h AFTAPPUNT (stuwmiddel: hefdeur)
 schaal 1: 200



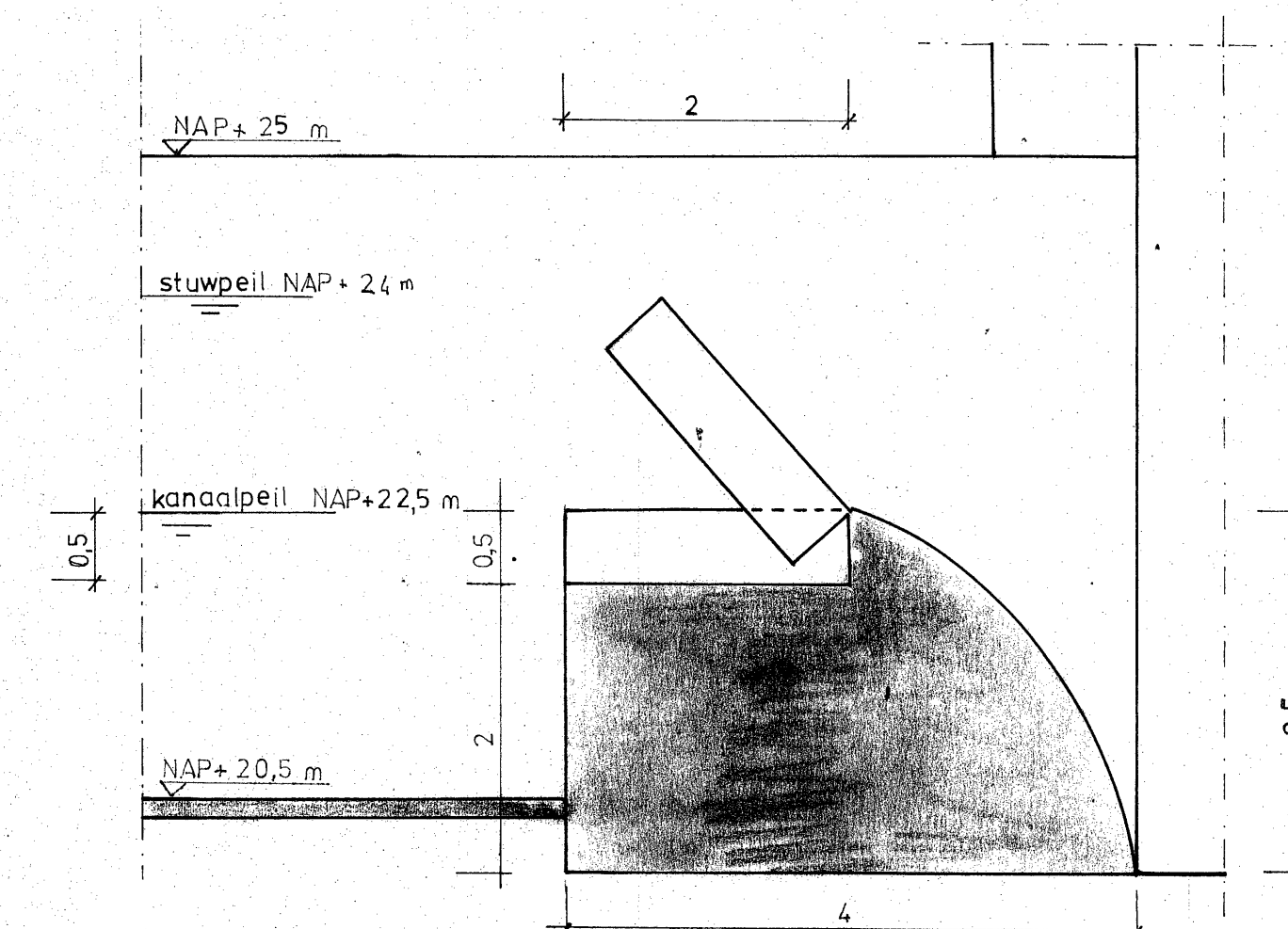
DSN AFTAPPUNT over toevoerkanaal-as (AA)
 schaal 1: 200



DWARSPROFIEL
 RIVIER (bij $Q = 30 \text{ m}^3/\text{s}$) KANAAL
 schaal 1: 200

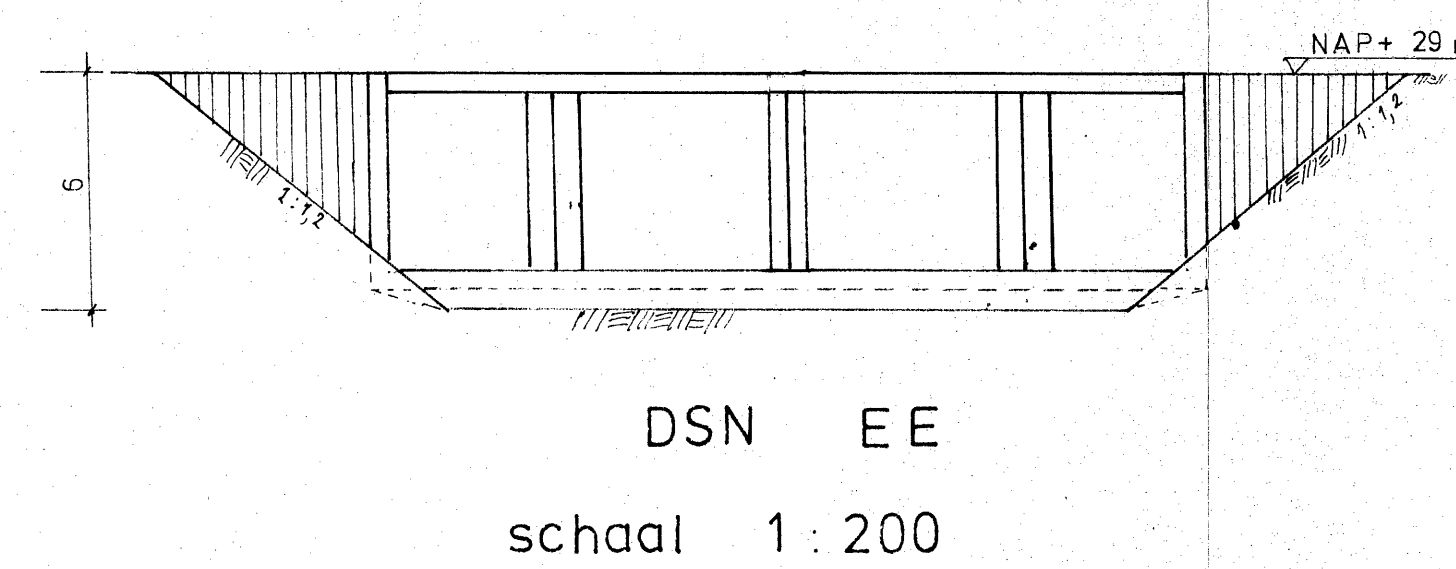
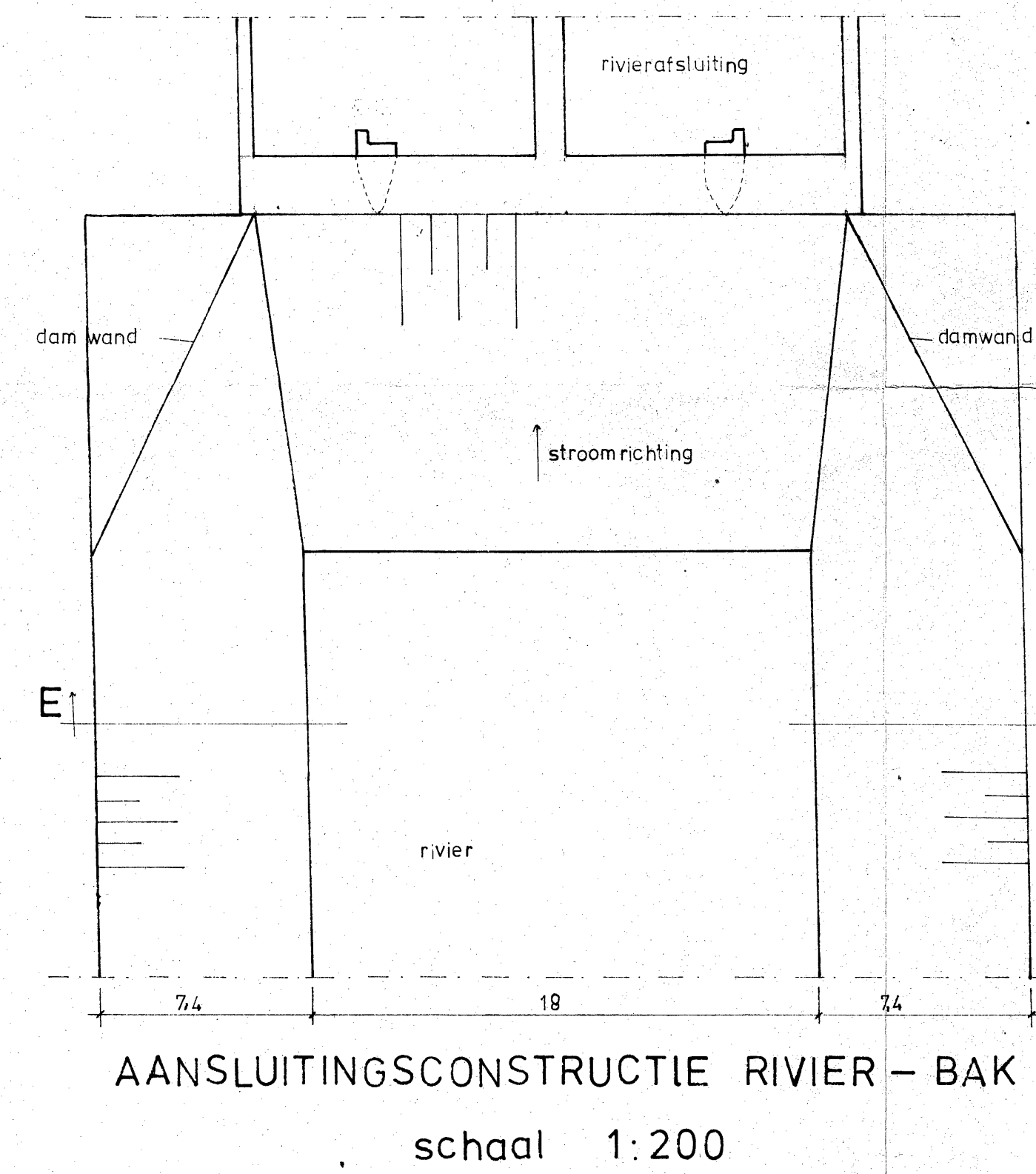
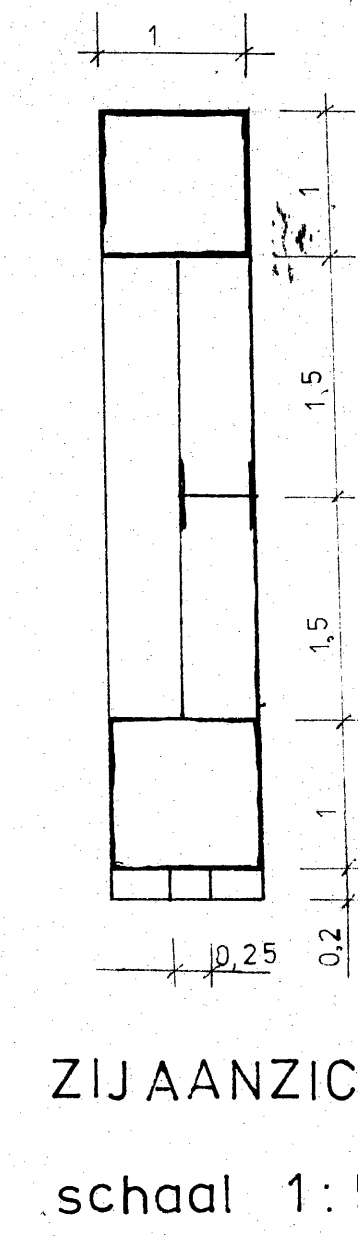
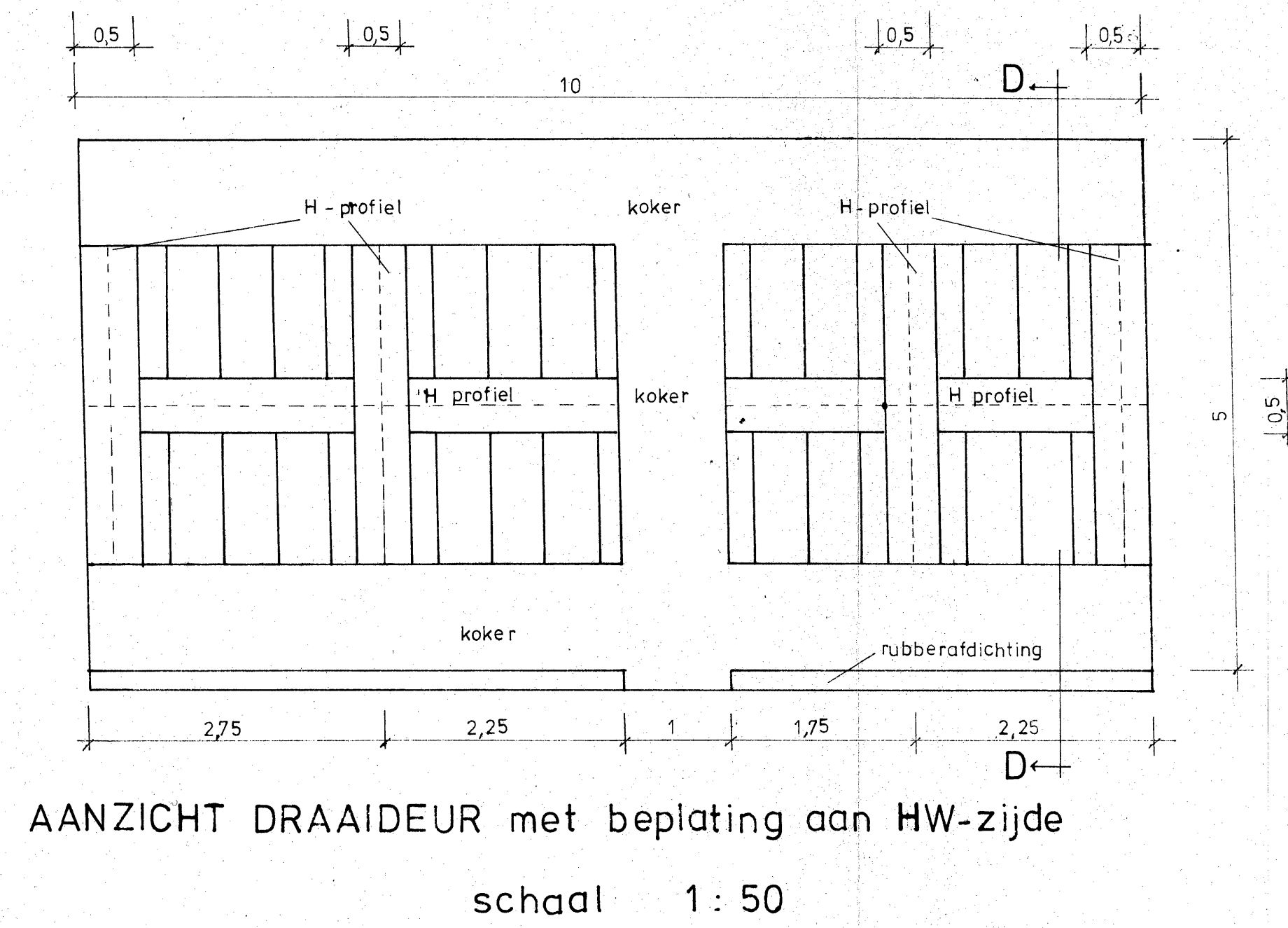
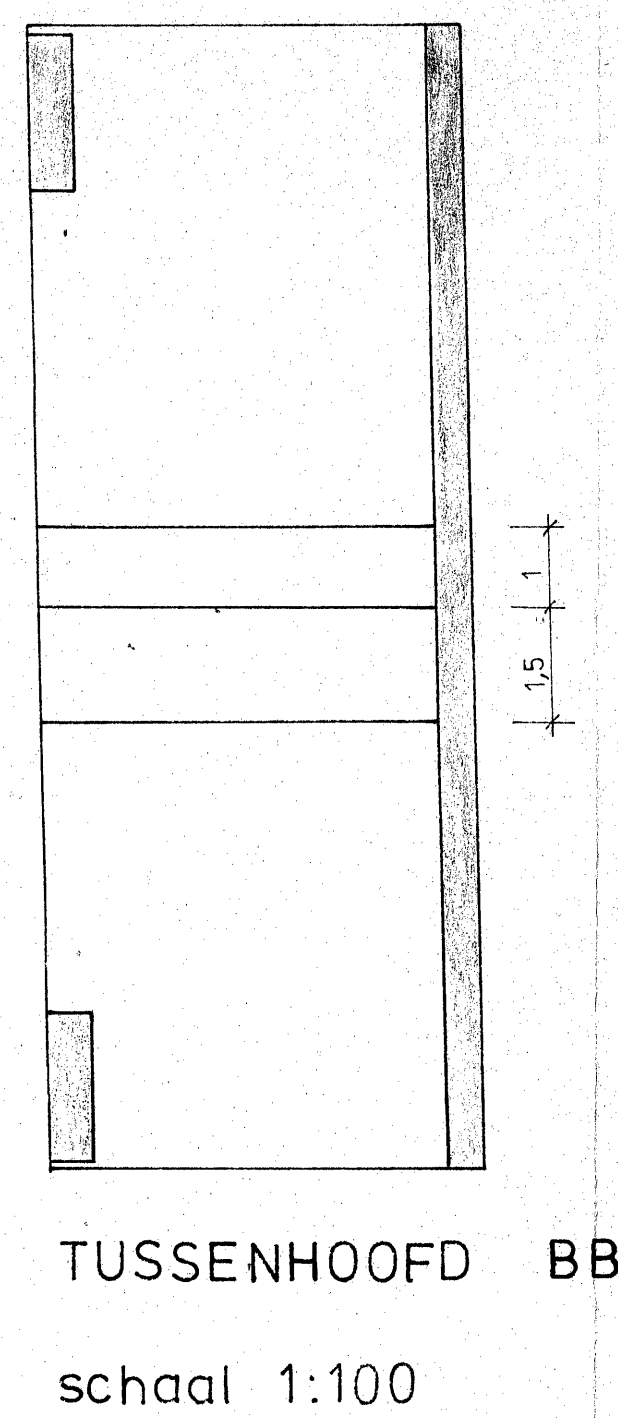
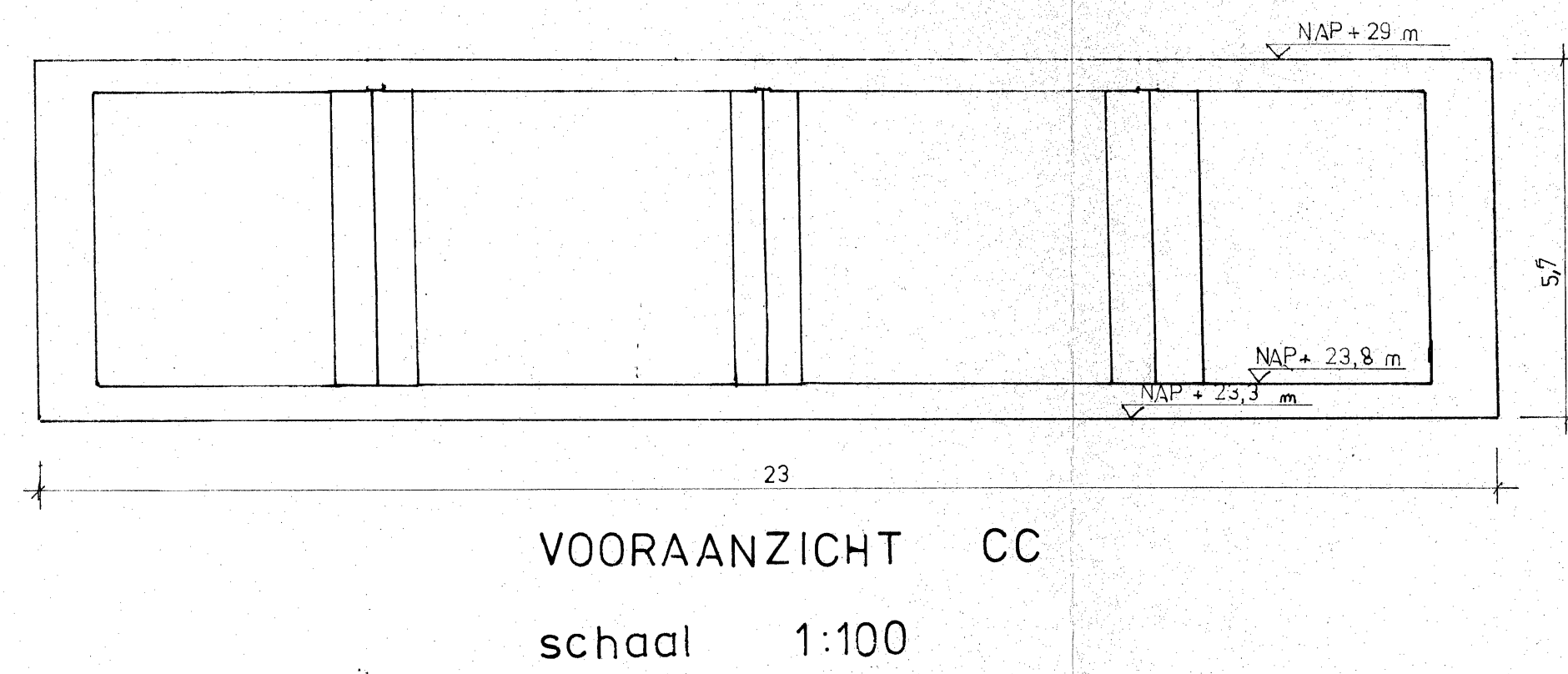
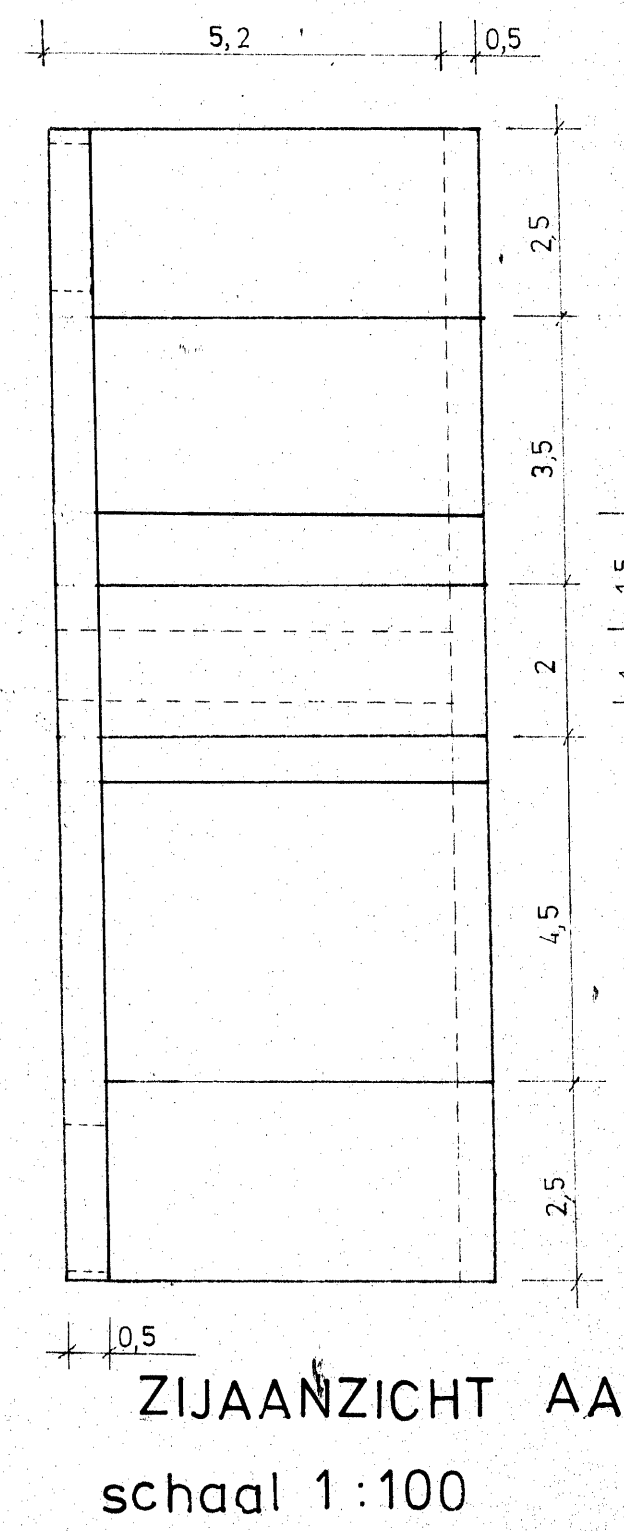
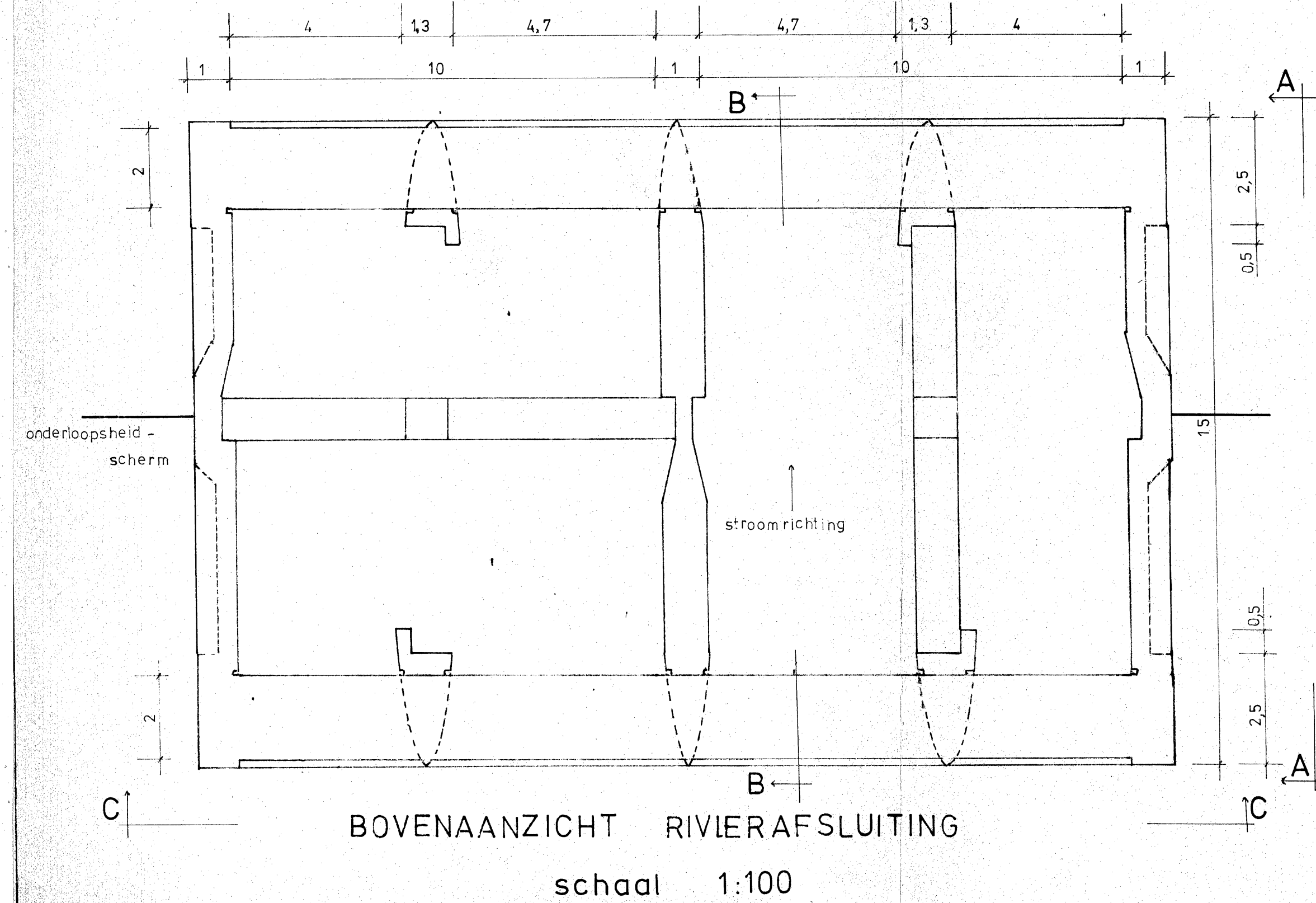


AANZICHT HEFDEUR (links)
 schaal 1: 100

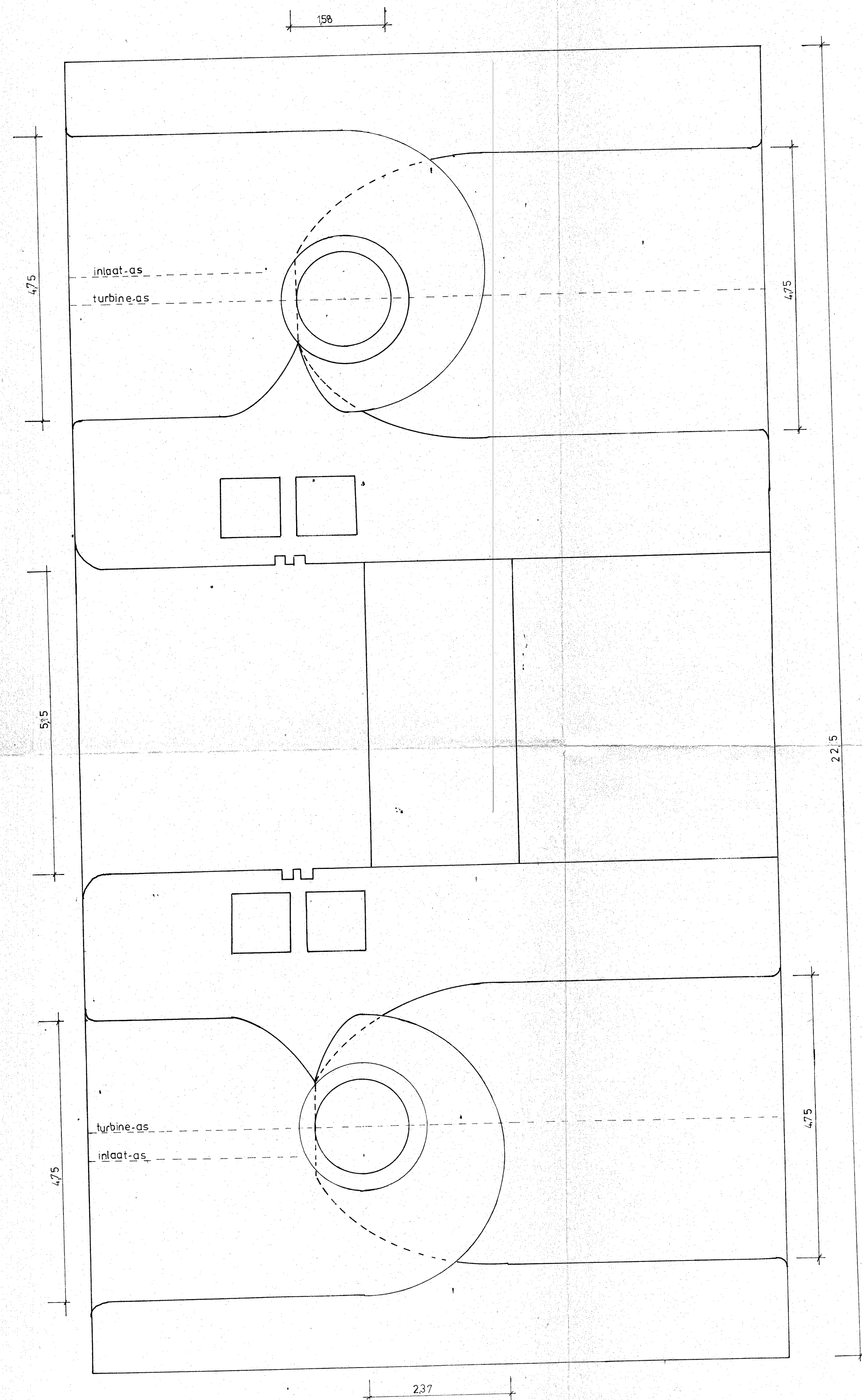


DETAIL OVERLAATDREMPEL
 schaal 1: 50

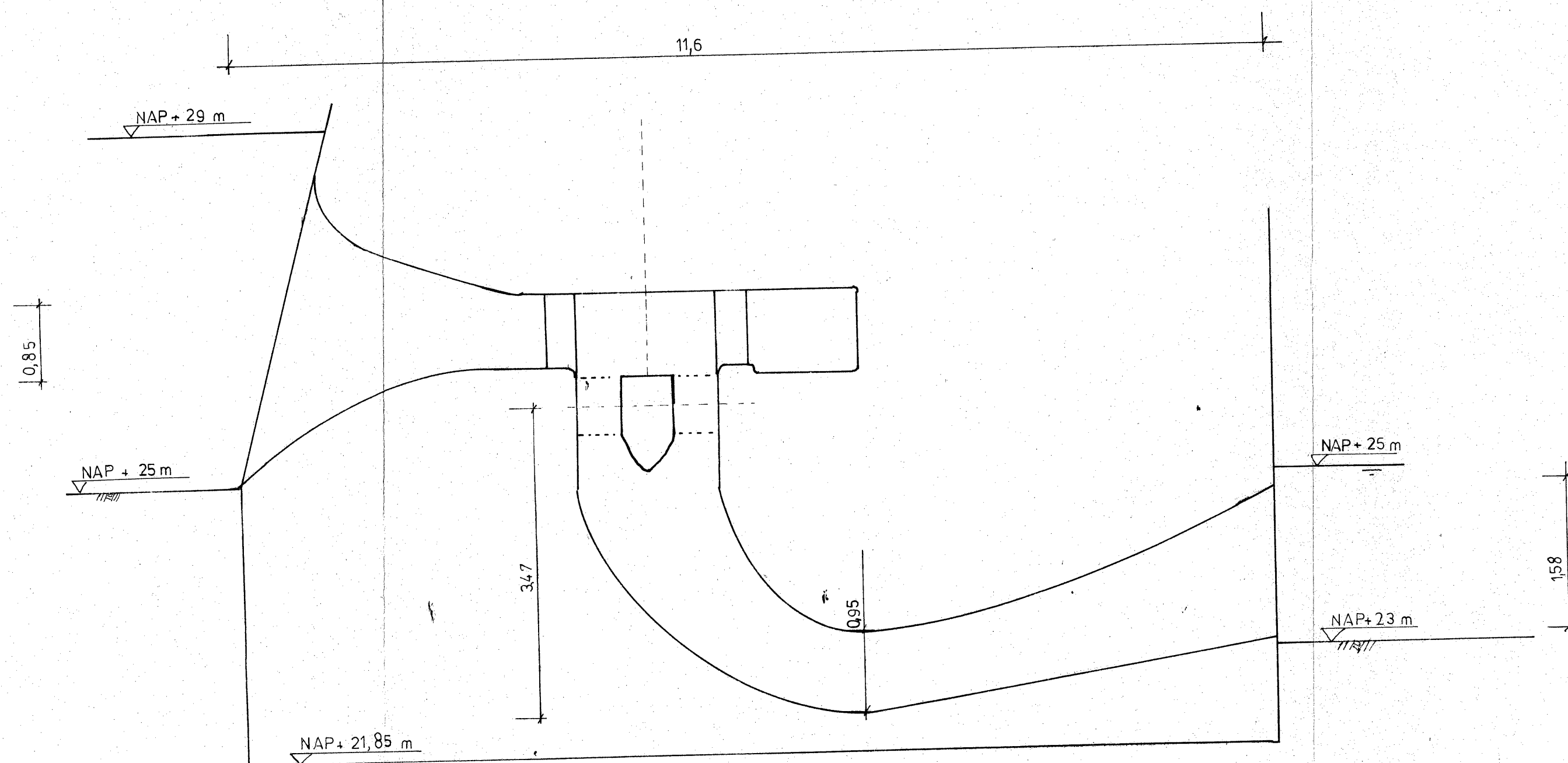
AFTAPPUNT met HEFDEUR	
WK C "DE MAAS" LEROP	
I A CLARISSE	
ass.: ir G P BOURGUIGNON	
maten in m	tek. no.: 6



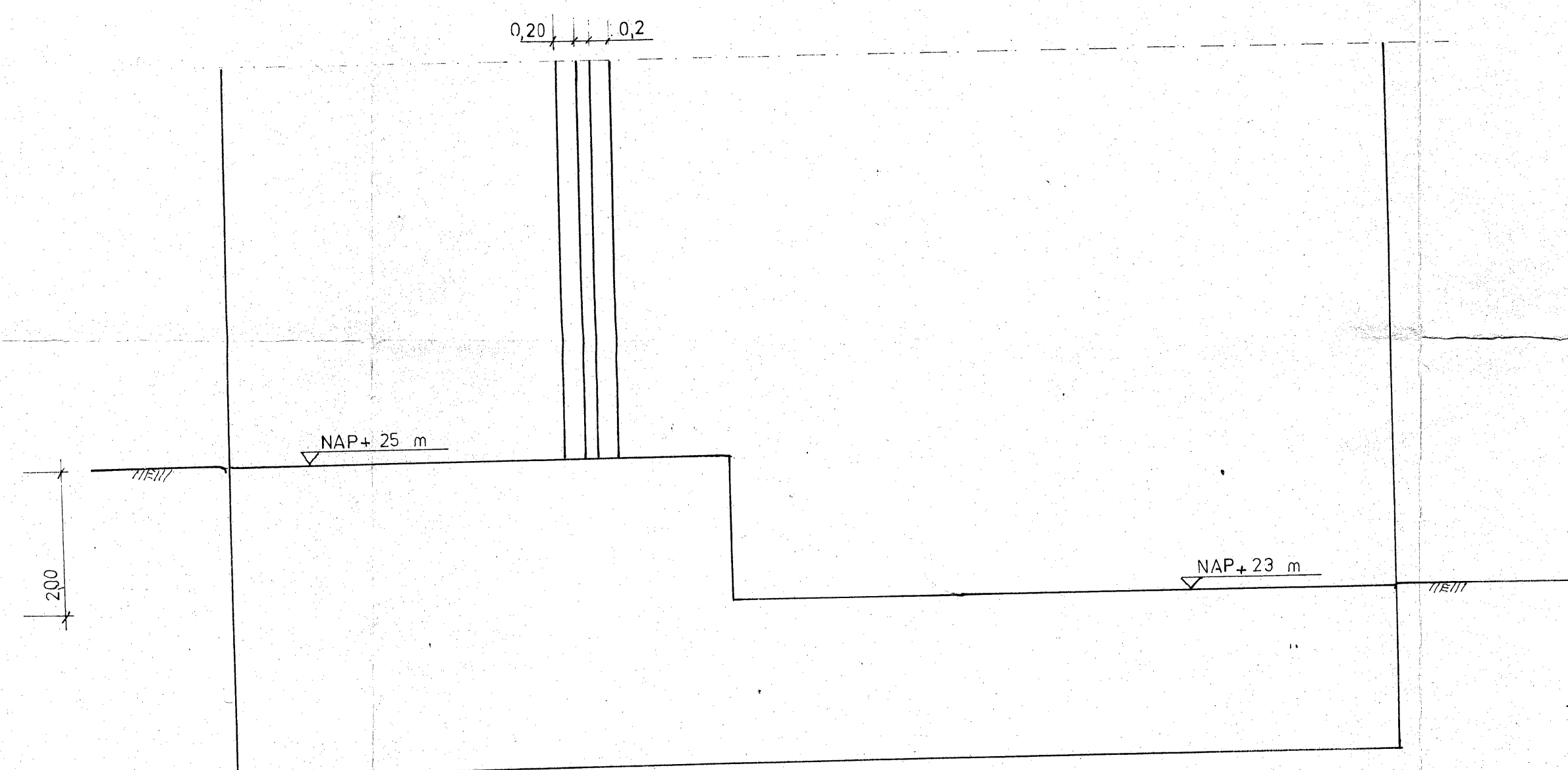
RIVIERAFSLUITING	
W.K.C.	"DE ROER" VLODROP
I. A. CLARISSE	
ass.: ir. G.P. BOURGUIGNON	
maten in m	tek. no.: 5



horizontale dsn. over turbinehuis

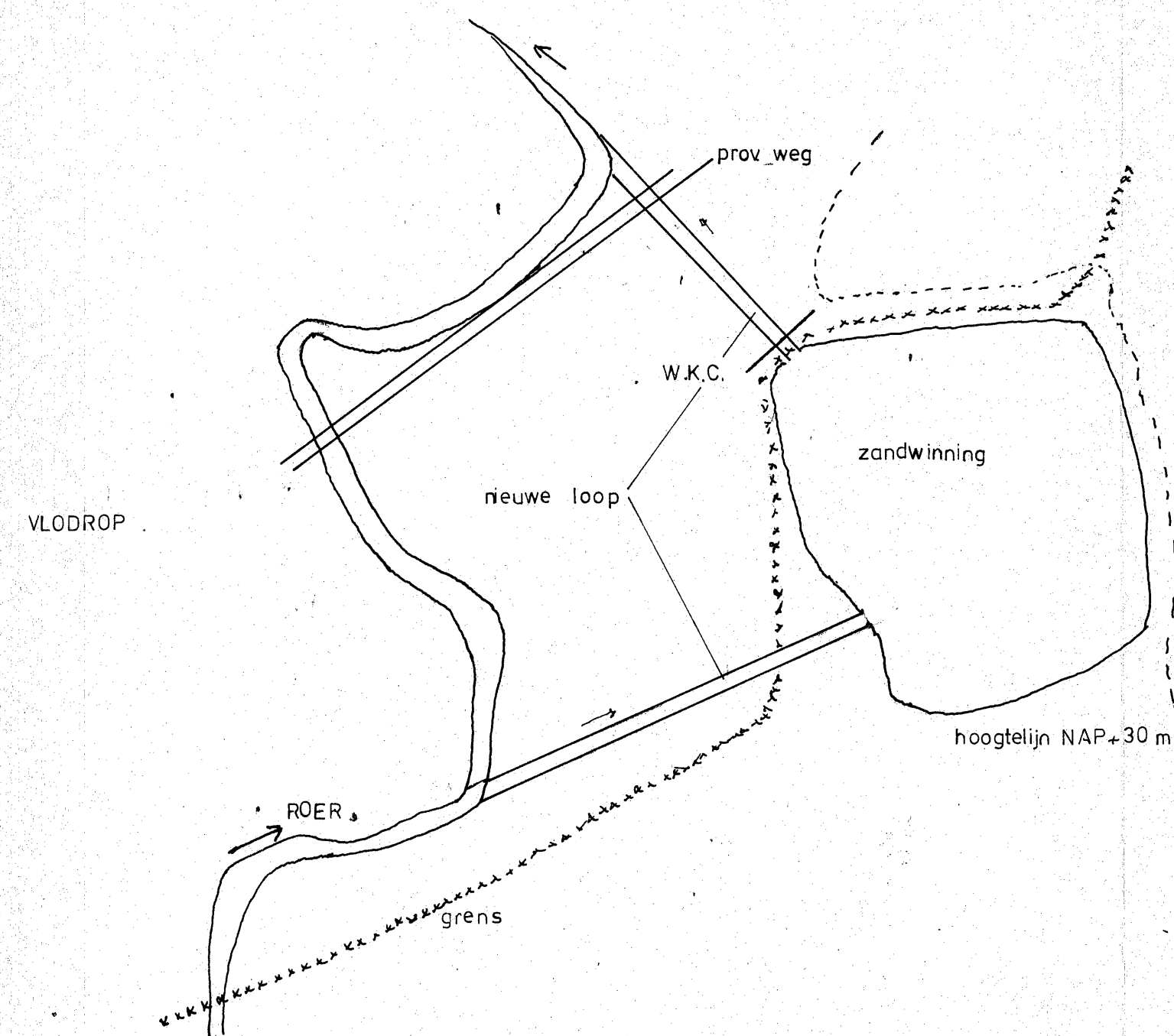


verticale dsn over turbinehuis

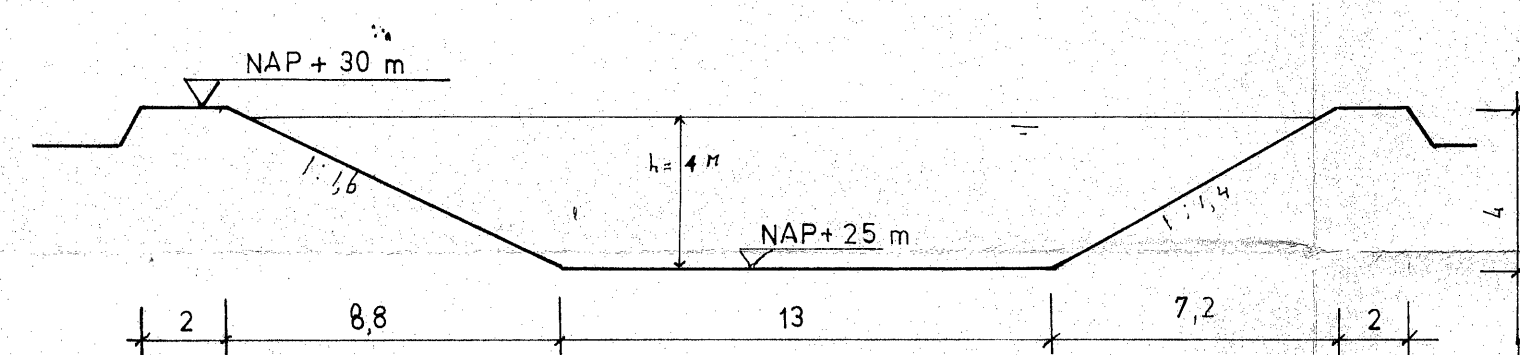


verticale dsn overlaat

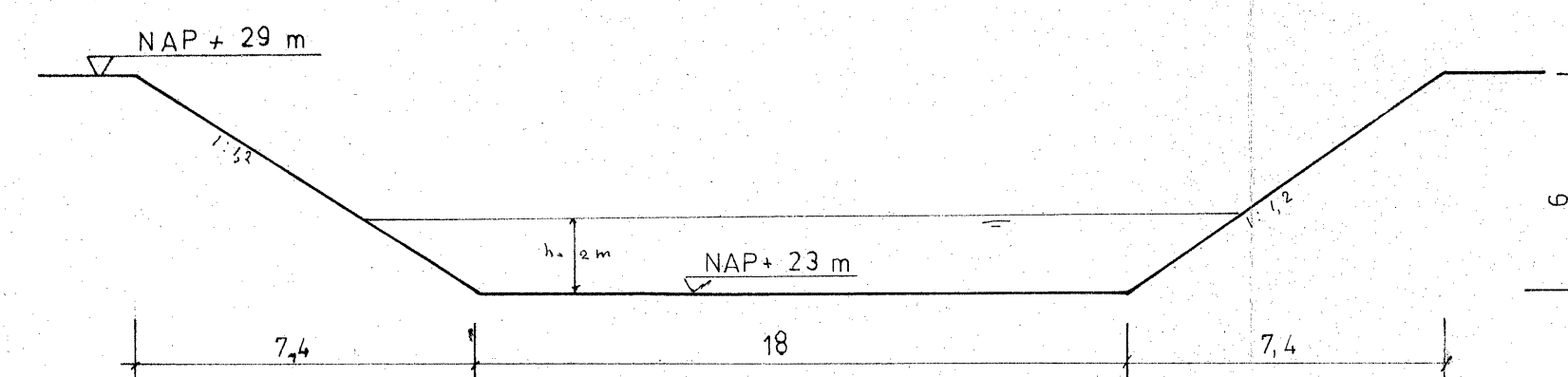
TURBINEHUIS	OVERLAAT
W. K. C.	"DE ROER" VLODROP
IA CLARISSE	
ass. ir. G P BOURGUIGNON	
schaal 1 : 50	maten in m
	tek. no. 3



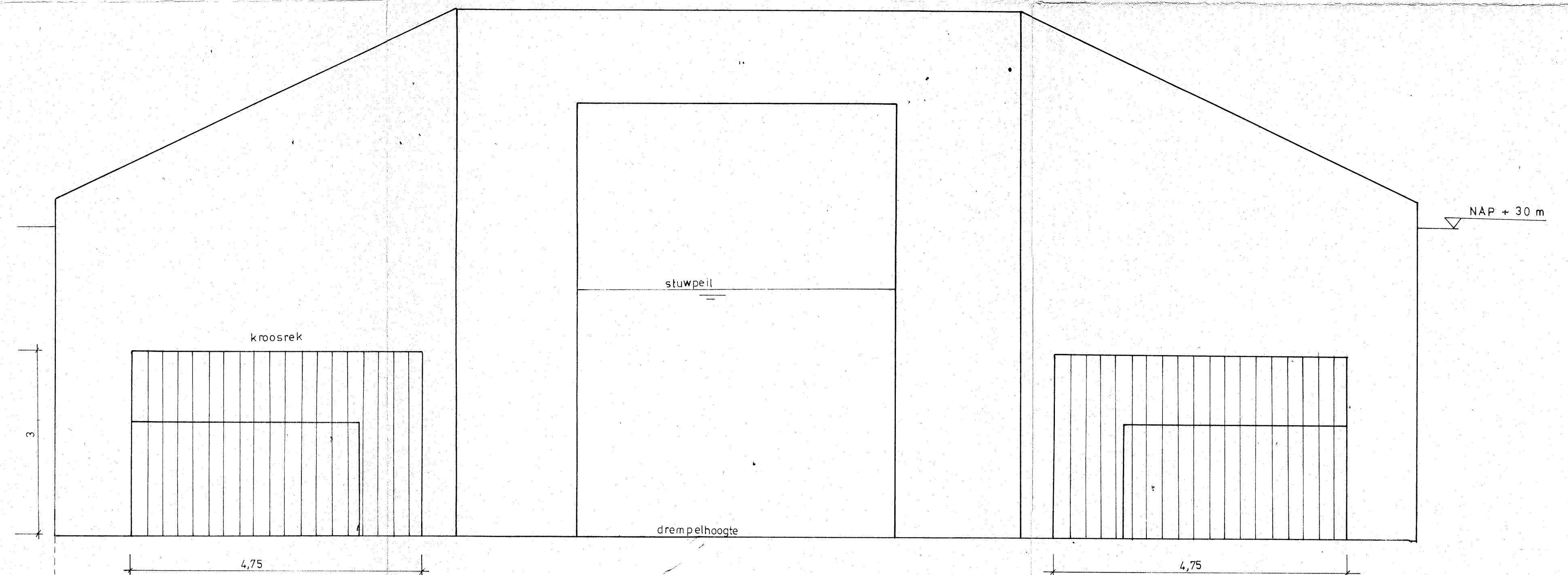
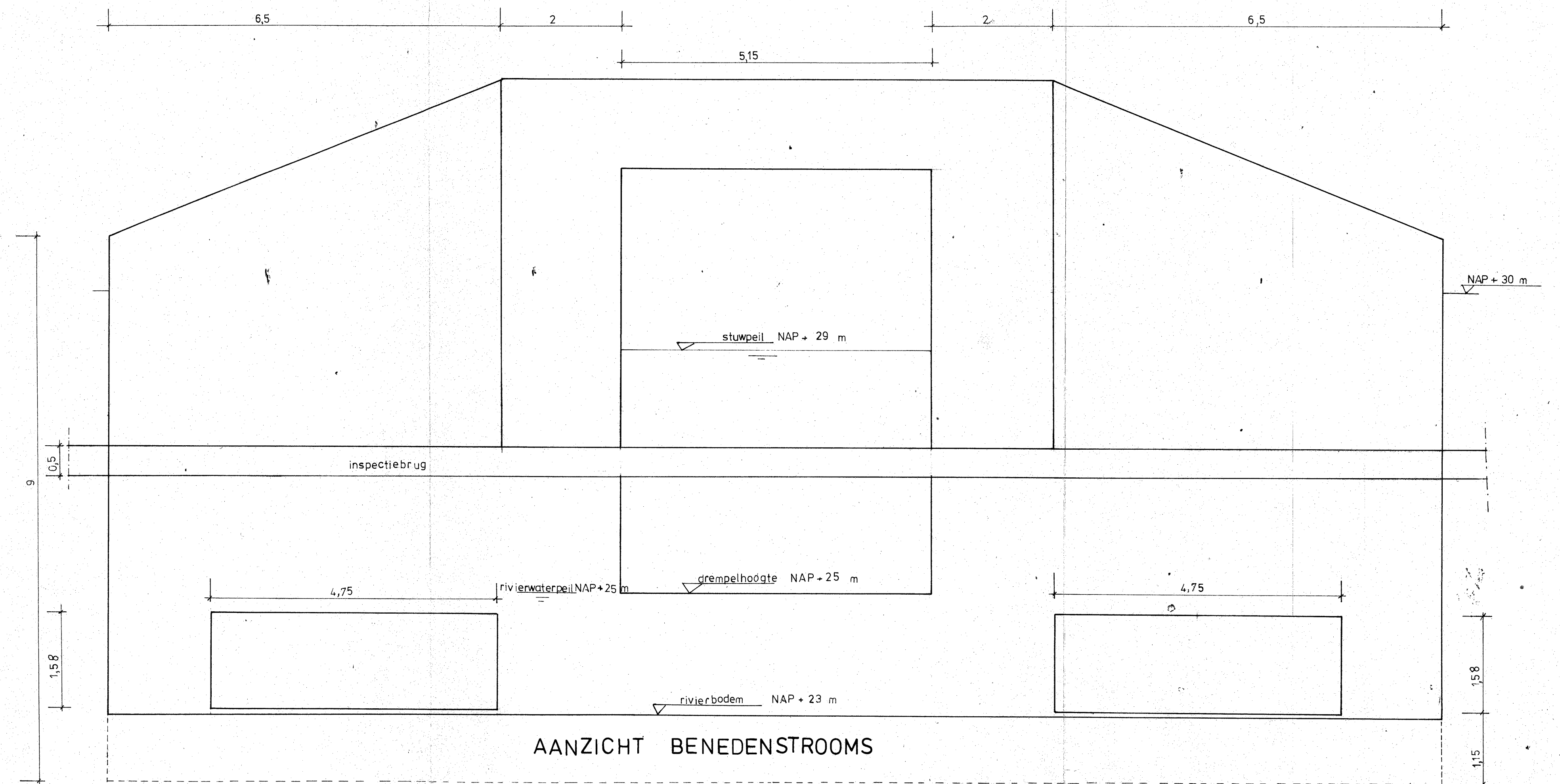
SITUERING NIEUWE ROERLOOP



dwarsprofiel toevoerkanaal
schaal 1:200



dwarsprofiel afvoerkanaal
schaal 1:200



AANZICHTEN

W.K.C. "DE ROER" VLODROP

I. A. CLARISSE

ass. ir G. P. BOURGUIGNON

schaal 1:50

maten in m

tek. no. 4

