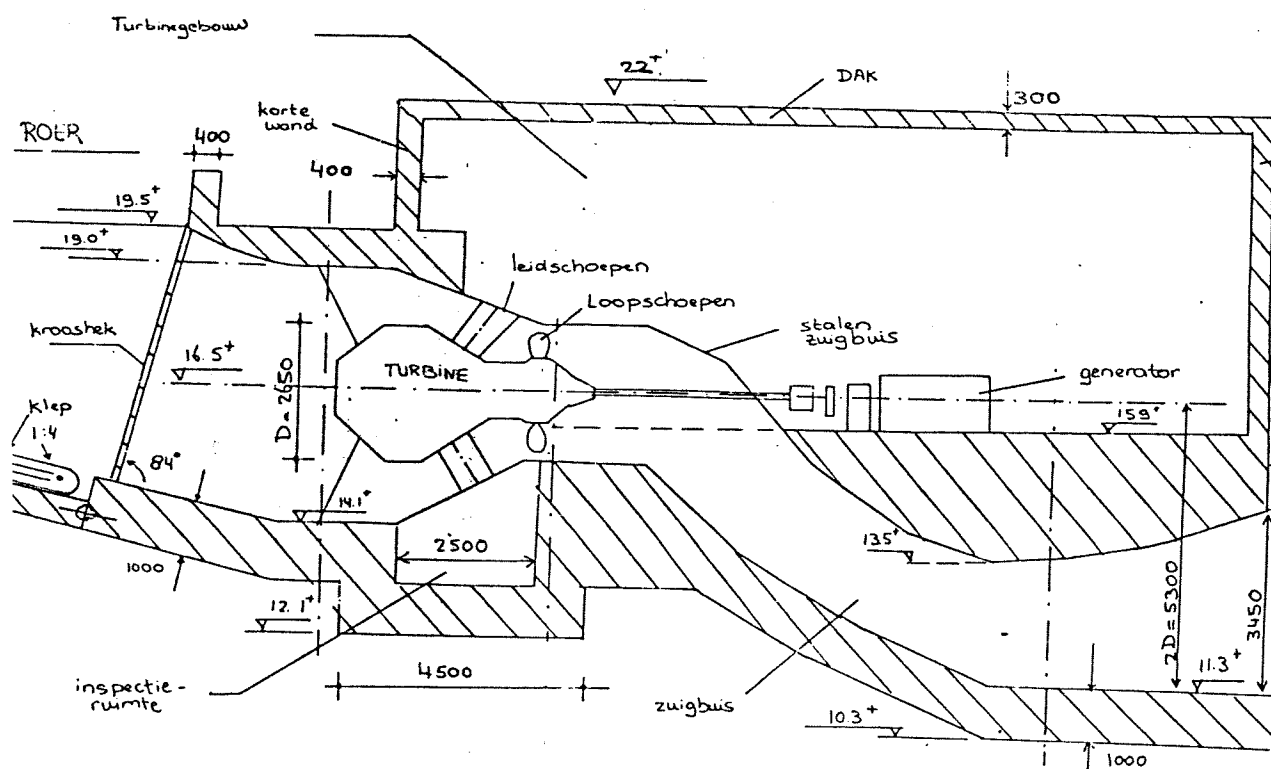


ONTWERP VOOR EEN WATERKRACHTCENTRALE TE ROERMOND



W.W.J. Oomen

R.M. Remeijer

ONTWERP VOOR EEN WATERKRACHTCENTRALE
TE ROERMOND

Deelonderzoek Constructieve Waterbouwkunde

Hoogleraar : prof. ir. A. Glerum

Begeleider : ing. K.G. Bezuyen

W.Oomen

R.Remeijer

januari 1985

INHOUDSOPGAVE

Inleiding

Samenvatting

Hoofdstuk I : Voorstudie

I.1 Locatiekeuze

I.2 Programma van eisen

I.3 Principeoplossingen

I.4 Turbine

I.4.1 Aantal turbines

I.4.2 Turbinetypen

I.4.3 Bepaling van de turbinegrootte

I.4.4 Werking van de gekozen turbine

I.5 Generator

I.6 Nadere studie m.b.t. de heveloplossing

I.6.1 Algemeen

I.6.2 Hydraulische verliezen

I.6.3 Bestaande heveloplossing

I.6.4 Conclusies

I.7 Keuze uit de principeoplossingen

I.8 Uitwerking van de randvoorwaarden

I.8.1 Afvoeren

I.8.2 Waterstanden

I.8.3 Bedrijfstijd van de centrale

I.8.4 Debiet door de stadsroer

I.8.5 Sedimenttransport

I.8.6 Oevers van de Hambeek

I.8.7 Bestemmingsplan

I.8.8 Bereikbaarheid van de centrale

Hoofdstuk 2 : Constructieve aspecten

2.1 Diepteligging van de turbine

2.2 Inlaat

2.3 Zuigbuis en uitlaat

2.4 Stabiliteit van de gehele constructie

2.5 Fundering

2.6 Hydraulische verliezen

2.7 Bouwmethoden

2.8 Preciese situering en verdere uitwerking

Hoofdstuk 3 : Dimensionering van de constructie

- 3.1 Algemeen
- 3.2 Dak van het gebouw
- 3.3 Wanden van het gebouw.
 - 3.3.1 Schematisatie van de wand
 - 3.3.2 Korte wanden
 - 3.3.3 Lange wanden
 - 3.3.4 Trussenwand
- 3.4 Uitlaat
 - 3.4.1 Algemeen
 - 3.4.2 Wanden
 - 3.4.3 Vloer
 - 3.4.4 Afsluitmiddel
 - 3.4.5 Controle opdrrijven
- 3.5 Inlaat
 - 3.5.1 Algemeen
 - 3.5.2 Afsluitmiddel
 - 3.5.3 Wanden
 - 3.5.4 Vloer
- 3.6 Onderbouw van de constructie
- 3.7 Controleberekening

Hoofdstuk 4 : Economische berekening

- 4.1 Doel en opzet van de berekening
- 4.2 Beschrijving van de bouwfases
- 4.3 Benodigde hoeveelheden materiaal
- 4.4 Kosten van de Civiele werken
 - 4.4.1 Algemeen
 - 4.4.2 Direkte kosten
- 4.5 Overige kosten
- 4.6 Rentabiliteit van het projekt

Hoofdstuk 5 : Conclusies en aanbevelingen

Referenties

Bijlagen :

- I Situatie van de Roer in Nederland
- 2 Situatie van de Roer te Roermond
- 3 Afvoerduurlijn te Vlodrop
- 4 Duurlijn van de waterstand van de Maas te Roermond
- 5 Waterstanden en debieten te Roermond bij w.k.c. Hoge Bat
- 6 Toepassingsgebieden van enige turbines
- 7 Rendementen van enige turbines
- 8 Prijzen van generatoren
- 9 Standaardspecificaties van enige generatoren
- IO Sondering
- II Berekening benodigde damwandprofiel
- I2 Bepaling bekistingsoppervlak
- I3 Hoeveelheid af te graven grond
- I4 Lengtedoorsnede waterkrachtcentrale
- I5 Horizontale doorsnede w.k.c.
- I6 Dwarsdoorsneden w.k.c.
- I7 Kosten kabelaanleg (GEB-Roermond)

Tekeningen (A1-formaat) : Bladnummers I en 2

Errata

- blz 43 : Bij het ontwerpen van de verschillende onderdelen van de constructie en dus ook bij de beschouwing over de voorziening t.b.v. de stabiliteit is uitgegaan van een bouwmethode m.b.v. een bouwkuip. Bij de economische berekening bleek dat waarschijnlijk de bouwmethode met een onderwaterbetonvloer met trekpalen toch goedkoper is, hierbij is de uitkraging niet nodig.
- blz 46 : De totale lengte van de constructie is 39 m geworden, dus aan het criterium betreffende onder- en achterloopsheid wordt voldaan.
- blz 65 : Ten behoeve van de duurzaamheid zou het beter zijn om uit te gaan van betonkwaliteit B22,5, dit lovert maar geringe meerkosten op.
- blz 66 : Ten behoeve van de duurzaamheid zou een dekking van b.v. 50 mm beter zijn.
- blz IO2: Meestal wordt een grotere afstand tussen de staven aangehouden i.v.m. het storten van het beton, dus i.p.v. $\phi 20 - 80$ zou $\phi 25 - 125$ beter toegepast kunnen worden.
- blz IO4: Bij de berekening van de dwarsliggers is het maatgevend moment kleiner dan $I/8 ql^2$, omdat het een doorgaande ligger is. $I/10$ à $I/12 ql^2$ zou een betere waarde zijn.
Bij de plaat is het maatgevend moment ook kleiner dan $I/8 ql^2$, omdat het een overspanning is in twee richtingen. Om corrosiebeschadiging te voorkomen zal de plaat echter niet veel dunner kunnen zijn.
- blz IIO: zie blz IO4.

Inleiding

In het eerste deelonderzoek van het afstudeerwerk is een inventarisatie gemaakt van de mogelijkheden voor kleinschalige waterkracht in Nederland. (ref. I1) Waar aanleiding van deze studie is besloten om de rivier de Roer uitgebreid te onderzoeken. In het tweede deel is een numeriek model ontwikkeld voor de Roer. (ref. I2) Dit numerieke model, waarmee het verloop van de waterstanden en afvoeren kan worden berekend alsmede de debietverdeling, bleek nodig om voor verschillende locaties in de Roer het op te wekken vermogen te bepalen. De kWh-prijzen bij de diverse locaties liggen volgens de berekeningen in dit rapport op ca. 10 cent.

Dit rapport beoogt een mogelijke constructieve uitwerking te presenteren van een kleine waterkrachtcentrale te Roermond.

In het tweede deelonderzoek zijn aannamen voor de kosten van de civiele werken gedaan. Het is nu mogelijk voor één locatie een betere schatting van deze kosten te maken, zodat de rentabiliteit van het project nauwkeuriger bepaald kan worden.

Samenvatting

In dit rapport wordt een mogelijke oplossing gepresenteerd voor een waterkrachtcentrale nabij de overlaat de Hoge Bat. Het betreft het ontwerp van een kleinschalig waterkrachtwerk in de gemeente Roermond. Het gemiddeld op te wekken vermogen is ongeveer 350 kW.

Hoofdstuk I bevat een voorstudie. Allereerst is een keuze gemaakt uit de diverse locaties voor een waterkrachtcentrale te Roermond. Bij de gekozen locatie is voor het ontwerp een programma van eisen opgesteld. Een aantal principeoplossingen zijn met elkaar vergeleken. Naast de conventionele oplossingen is ook een zgn. heveloplossing beschouwd. Er wordt verder aandacht besteed aan de keuze van het type turbine en generator. Tot slot wordt in dit hoofdstuk een keuze gedaan uit de diverse principeoplossingen, waarna tevens de randvoorwaarden verder worden uitgewerkt. De keuze is gevallen op een conventioneel waterkrachtwerk naast de overlaat de Hoge Bat. (aan de kant van de Andersonweg) Een zogenaamde Kaplan-turbine met horizontale as en S-vormige zuigbuis wordt toegepast. In hoofdstuk 2 wordt aandacht besteed aan de constructieve aspecten bij het ontwerp van de waterkrachtcentrale. Allereerst wordt de diepteligging van de turbine bepaald. Achtereenvolgens worden de afmetingen van de inlaat, zuigbuis en uitlaat vastgelegd. Na de bestudering van de maatgevende belastinggevallen wordt een stabiliteitsberekening uitgevoerd. Vooral de inspectiefase blijkt een maatgevend belastinggeval te zijn, wanneer een hoge Maaswaterstand wordt bereikt. Het gevaar voor het opdrijven van de constructie is dan aanwezig. Maatregelen t.b.v. de stabiliteit zijn dan ook vereist. De constructie wordt vormgegeven en de definitieve plaats vastgelegd. De uiteindelijke afmetingen van de waterkrachtcentrale bedragen ongeveer 8 x 40 m. De verschillende mogelijke bouwmethoden zijn onderzocht, de keuze is gevallen op een bouwput met stalen damwandkuip en een onderwaterbetonvloer met trekpalen.

Hoofdstuk 3 behandelt de dimensionering van de constructie.

Achtereenvolgens zijn de afmetingen en de benodigde wapening van dak, wanden, uitlaat, inlaat en de vloer van de constructie bepaald. Tot slot is een controleberekening gemaakt waaruit blijkt dat de eerder gedane schatting voor het eigen gewicht van de constructie redelijk overeenstemt met de eerder gedane schatting.

Hoofdstuk 4 bevat een economische berekening. Na de beschrijving van de achtereenvolgende bouwfasen worden de benodigde hoeveelheden materiaal bepaald. Getracht is om de totale kosten voor de civiele werken zo goed mogelijk te schatten, zodat tesamen met de overige kosten de uiteindelijke haalbaarheid van het project kan worden geanalyseerd. De aannamen t.b.v. de economische berekeningen kunnen nu gecontroleerd worden.

I.1 Locatiekeuze

In het vorige deelonderzoek 'Numeriek model van de Roer t.b.v. waterkracht' (ref. I2) zijn de volgende locaties onderzocht:

Te Roermond: - E.C.I.-stuw
 - Stuw Groot-Hellegat
 - Overlaat Hoge Bat

Bovenstrooms van

Roermond : - Waterkrachtcentrale in korte bochtafsnijding
 - Waterkrachtcentrale in lange bochtafsnijding

T.a.v. de locaties bovenstrooms valt op te merken dat, voordat men kan overgaan tot de constructieve uitwerking van een w.k.c. er nog uitgebreid onderzoek noodzakelijk is, dat niet in nog beschikbare tijd door ons uitgevoerd kan worden.

De keuze dient gedaan te worden uit de drie locaties te Roermond(bijlage 2).De constructieve uitwerking van een w.k.c. bij de E.C.I-stuw zal voornamelijk op het gebied van renovatie liggen, omdat er op die plaats een w.k.c. staat, die tot tien jaar geleden gedraaid heeft, maar nu in vervallen toestand verkeert. Dit wordt door ons minder interessant gevonden voor constructieve uitwerking, hoewel deze locatie waarschijnlijk het meest interessant is.

Uit het eerder genoemde deelonderzoek blijkt dat de rentabiliteit van een w.k.c. bij de overlaat Hoge Bat beter is dan bij de stuw Groot-Hellegat.

De keuze valt dan ook op een locatie bij de overlaat.

I.2 Programma van eisen

Het programma van eisen bestaat uit de volgende onderdelen:

- functionele eisen
- randvoorwaarden
- uitgangspunten

functionele eisen:

- De afvoer van de Roer moet grotendeels door de centrale stromen, d.m.v een waterturbine kan er energie uit het stromende water gehaald worden.
- De turbine en de generator moeten bereikbaar zijn voor inspectie en onderhoud, dus het droogzetten van de ruimten waarin deze zich bevinden, moet mogelijk zijn.
- Met behulp van een generator moet de bewegingsenergie omgezet worden in electriciteit. De opgewekte electriciteit moet afgedragen worden aan het openbare net.
- Er is regelapparatuur nodig voor het functioneren van de centrale, zodat deze automatisch kan werken.
- Een inlaatconstructie, voor water dat naar de turbine stroomt, is noodzakelijk voor een goede aanstroming om een goed hydraulisch rendement te verkrijgen.
- Een rooster om het grove vuil te weren moet voor de turbine geplaatst worden en er moet een voorzienig gerealiseerd worden, zodat dit vuil verwijderd wordt.
- Een uitlaatconstructie, voor water dat de turbine verlaat, is nodig om een goed hydraulisch rendement te bewerkstelligen en om te grote bodemuitschuringen benedenstrooms van de centrale te voorkomen.

randvoorwaarden:

- De rentabiliteit van het project moet geoptimaliseerd worden.
- Er moet gekozen worden uit gestandaardiseerde turbines, generatoren en regelapparatuur.
- Het aangevoerde sediment moet afgevoerd worden.
- De Stadsroer mag niet dichtslibben en geen stankoverlast veroorzaken.
- Erosie van de oevers van de Hambeek moet binnen aanvaardbare grenzen blijven.
- Er moet rekening gehouden worden met het bestemmingsplan.

uitgangspunten:

- Het stuwpeil, gemeten bij de Andersonsweg, wordt vastgesteld op 19,50 m⁺ N.A.P.
- De vistrap wordt zodanig aangepast dat buiten de paaityd van de vissen een debiet van ca 1,5 m³/s afgevoerd wordt.
- We gaan ervan uit dat, bij normale afvoeren en waterstanden van de Roer en van de Maas, het debiet van de Roer via de w.k.c. gaat, behalve het bovengenoemde debiet van de vistrap.
- Door middel van een elektronisch systeem worden de vissen naar de vistrap geleid.
- We gaan uit van de afvoeren en waterstanden uit het vorige deelonderzoek (ref. 12), dit levert de volgende uitgangspunten m.b.t. waterstanden en debieten bij de w.k.c. bij de Hoge Bat:
- Het stuwpeil kan gehandhaafd worden tot een debiet van de Roer van ca 60 m³/s (aangenomen dat de centrale in bedrijf is).
- Bij afvoeren tot ca 60 m³/s wordt dit, behalve het door de w.k.c. maximaal te benutten debiet, via de Stadsroer afgevoerd. Boven 60 m³/s kan het stuwpeil niet meer gehandhaafd worden, dan treedt ook de overlaat in werking. Deze situatie heeft nog niet direct gevolgen voor de werking van de w.k.c. De schatting is dat de waterstanden boven en benedenstrooms van de overlaat pas bij een afvoer van ca 100 m³/s zodanig zijn, dat de vereiste minimale valhoogte niet meer aanwezig is. Men kan hieruit concluderen dat pas bij extreem hoge afvoeren de werking van de centrale belemmerd wordt.
- Bij zeer lage afvoeren van de Roer hangt het van het soort turbine af wanneer deze nog kan functioneren.
- Bij zeer lage Maaswaterstanden (bepalend voor de benedenstroomse waterstand) wordt de valhoogte groter. Men moet wel rekening houden met het feit dat het uiteinde van de zuigbuis (onderdeel van de uitlaatconstructie) onder water moet zijn, dit legt een beperking op aan de laagste waterstand van de Maas, waarbij de centrale kan werken.

- Bij zeer hoge Maaswaterstanden wordt de valhoogte kleiner, dit is wel een probleem, omdat normaal al een zeer kleine valhoogte aanwezig is. Het is van de gekozen turbine afhankelijk wat de maximum Maaswaterstand is, waarbij de w.k.c. nog kan draaien.

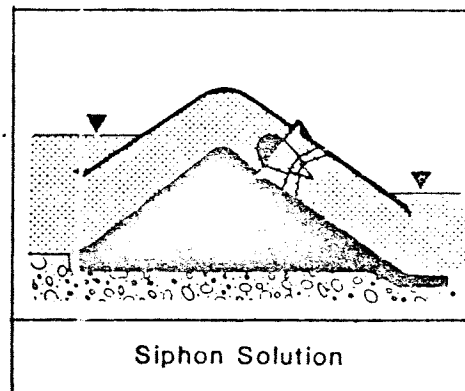
I.3 Principeoplossingen

Er zijn door ons vier soorten principeoplossingen ontwikkeld:

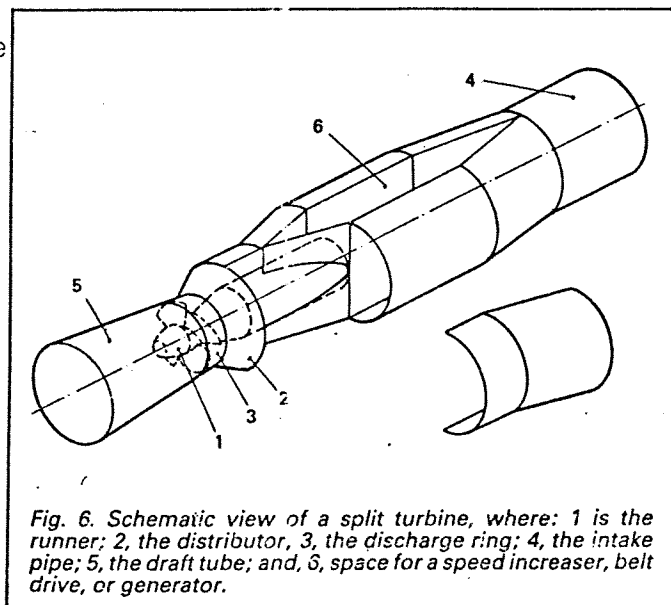
- (1) w.k.c. als hevel (met ingebouwde turbine)
- (2) w.k.c. met buisleiding door de overlaat (met ingebouwde turbine)
- (3) w.k.c. waarbij overlaat of woelbak geïntegreerd is
- (4) w.k.c. naast de overlaat (conventionele w.k.c.)

(I) w.k.c. als hevel

a) met Kaplan turbine

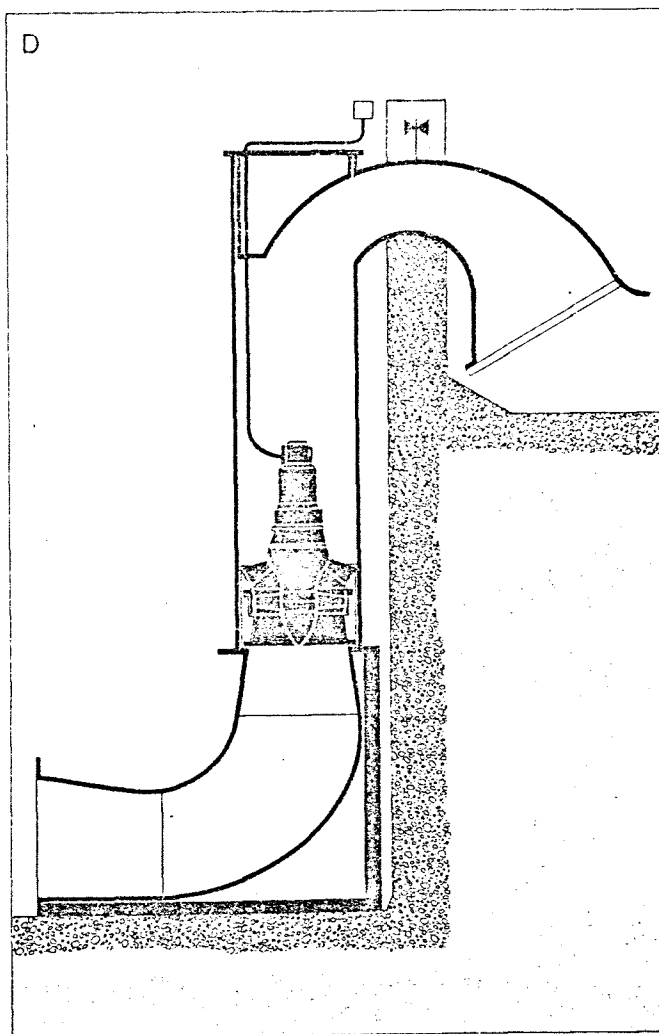


b) met splitturbine



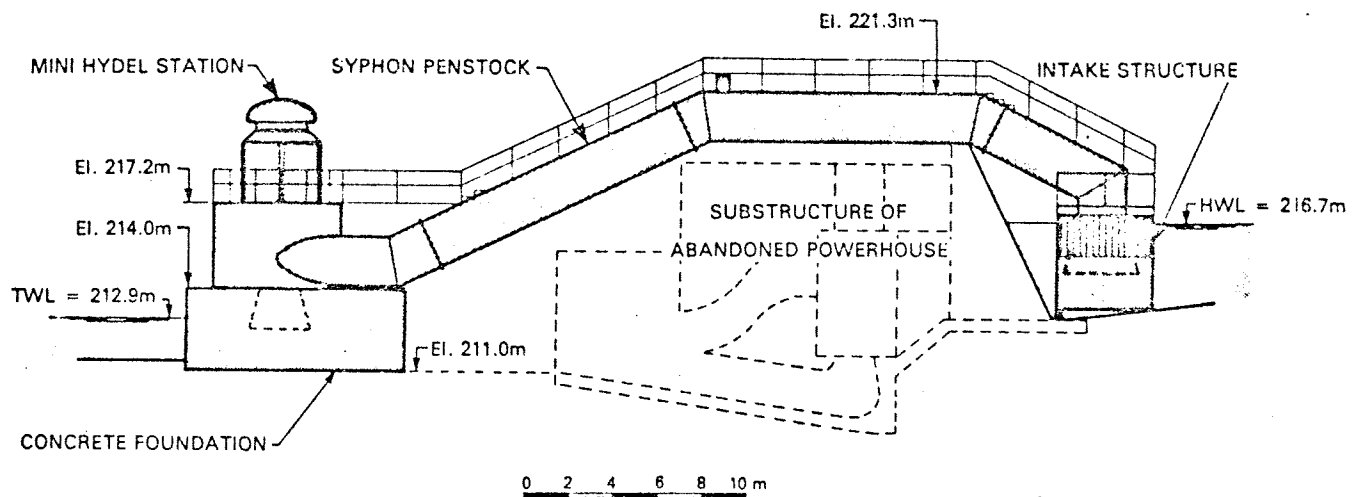
c) met Flygt onderwatersysteem

De turbine is samen met de generator in een vert-
kale buis geplaatst. Dit is een standaardsysteem
uit Zweden.



d) standaard Mini-Hydelstation

Dit is een in Canada ontwikkelde centrale, speciaal
geschikt voor locaties met bestaande dammen. De
hevel is ook standaard in dit systeem.



**WASDELL FALLS MINI HYDRO
PROFILE**

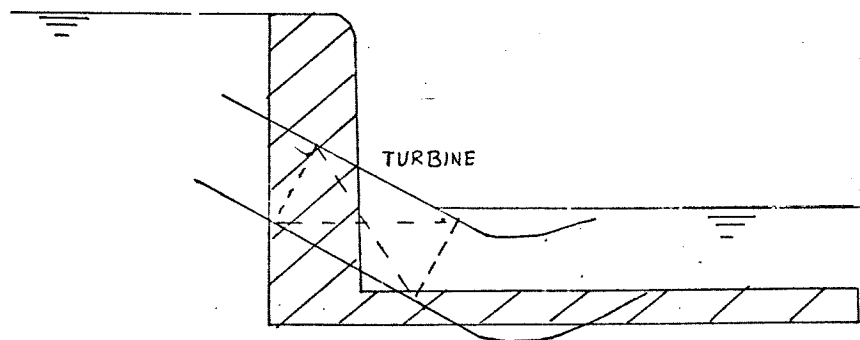
voordelen w.k.c. als hevel:

- het is zeer goedkoop
- Hoge Bat wordt functioneel gebruikt

nadelen:

- grote hydraulische verliezen
- peilregeling bovenstrooms is aan strengere eisen gebonden i.v.m. luchtaanzuiging, die vermeden moet worden

(2) w.k.c. met buisleiding door de overlaat

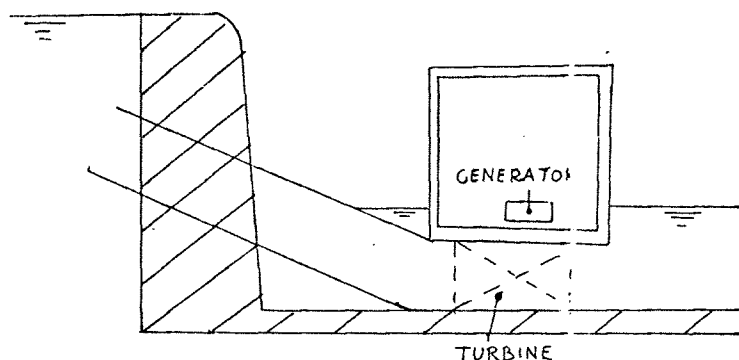


voordelen: - w.k.c. zeer goedkoop

nadelen : - slechte hydraulische vormgeving

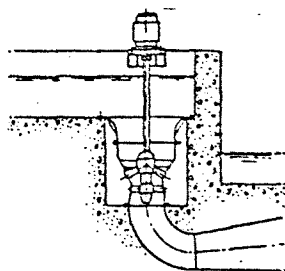
- breekwerk noodzakelijk in het bestaande beton

- (3) w.k.c. waarbij overlaat of woelbak geïntegreerd is
a) plaatsing w.k.c. vlak na de overlaat

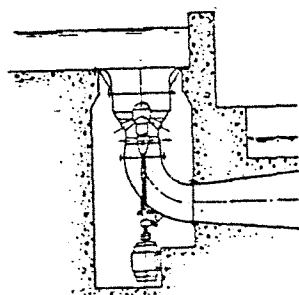


voordelen:- er is al beton aanwezig, dat voor de
centrale gebruikt kan worden
nadelen :- de exacte afmetingen (ondergronds) van de
overlaat en woelbak zijn niet bekend
- men moet beton wegbreken

- b) plaatsing turbine en generator vóór de overlaat
en boven het hoogwaterpeil



- c) plaatsing turbine en generator vóór de overlaat
in een waterdichte ruimte



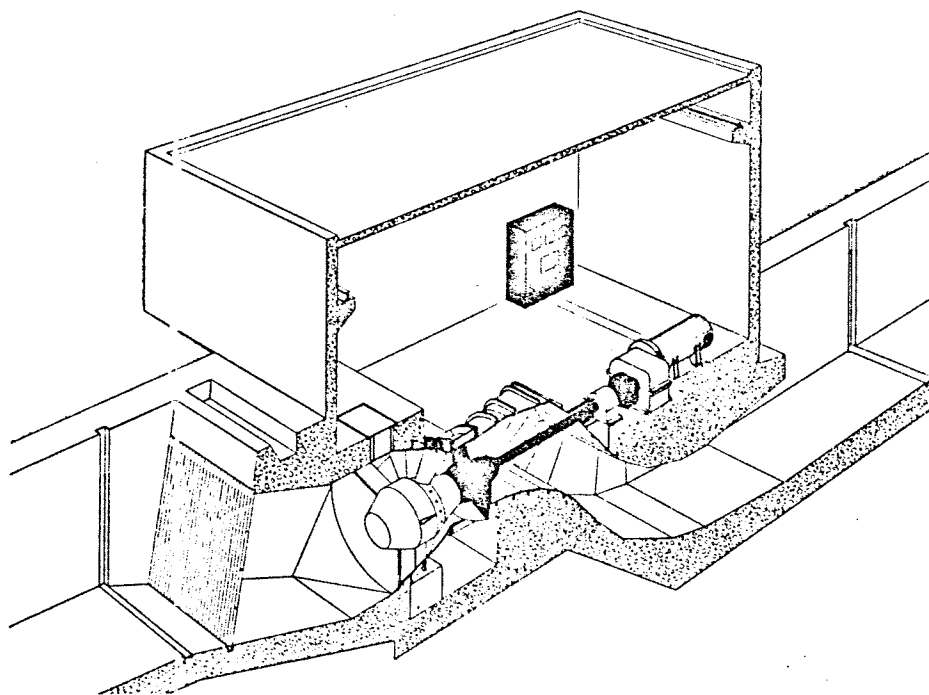
ad 3b) en 3c):

voordelen: - er hoeft weinig beton weggebroken te worden
- w.k.c. is waarschijnlijk goedkoop

nadelen : - de uitvoering is moeilijk
- de exacte afmetingen (ondergronds) van de overlaat en woelbak zijn niet bekend
- misschien problemen bij de afdichting (3c)

(4) w.k.c. naast de overlaat

a) centrale met S-vormige zuigbuis (met Tubeturbine)

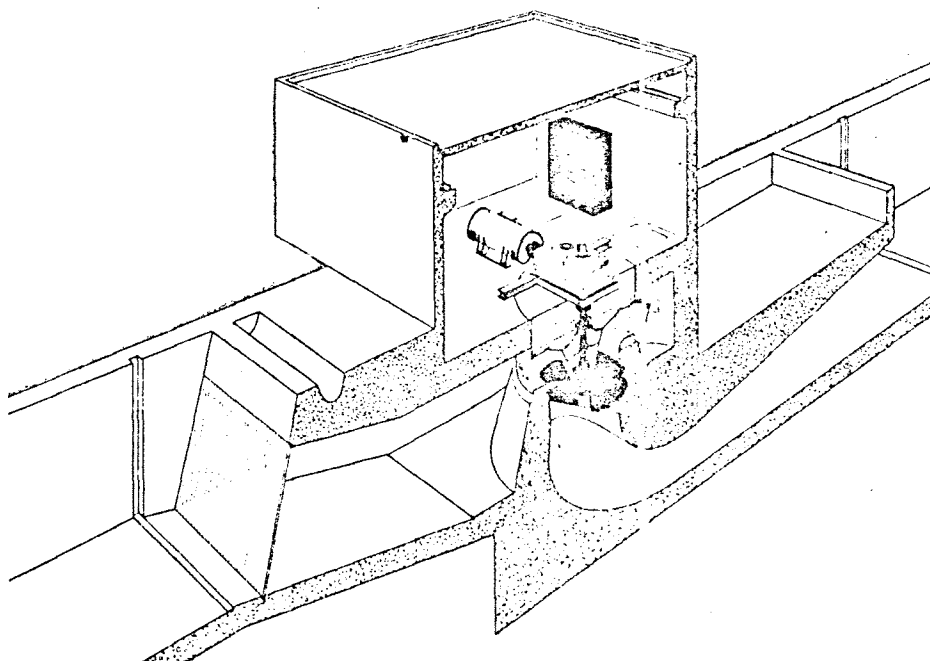


voordelen: - goede hydraulische vormgeving
- de toegepaste turbine heeft ook bij deellast een groot rendement

nadelen : - hoge kosten voor civiele werken

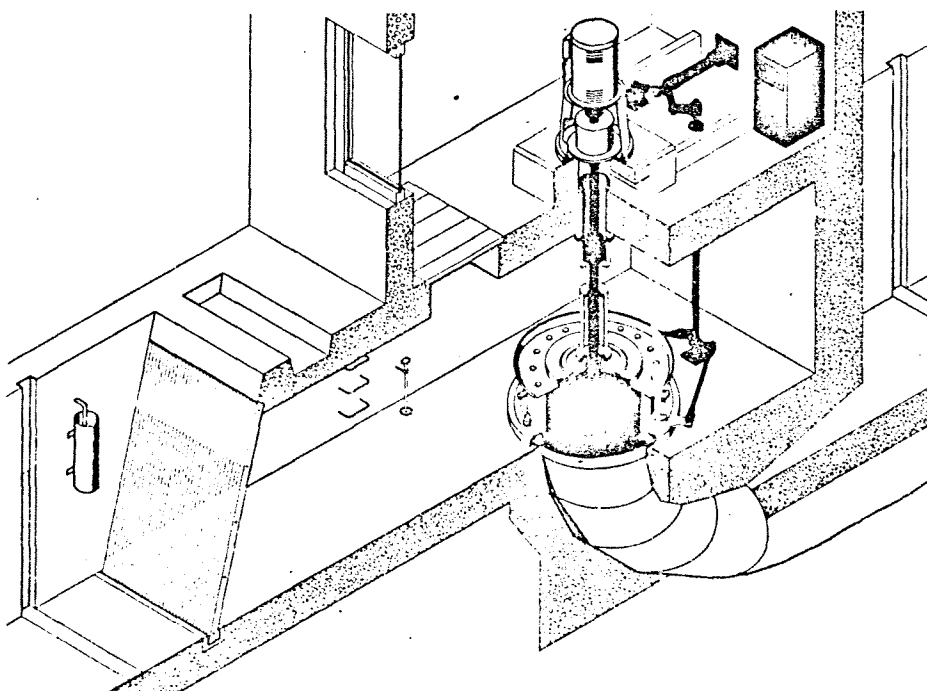
b) centrale met elleboogvormige zuigbuis (met Kaplan-turbine)

mogelijk met stroming evenwijdig aan de as van de turbine (=Tubeturbine) of met stroming loodrecht op de as van de turbine



voordelen: - groot rendement bij deellast
 nadelen : - door de verticale aanstroming is het
 hydraulisch rendement minder dan 4a
 - hogere kosten voor civiele werken dan 4a

c) centrale met Francis-Schacht turbine



voordelen: - groot rendement bij deellast
- hoge ligging van generator en turbine-
gebouw i.v.m. hoge waterstanden van de
Maas

nadelen : - hogere kosten voor civiele werken dan 4a
- verticale schacht veroorzaakt vermindering
van hydraulisch rendement

Plaatsingsmogelijkheden voor de principeoplossingen

Bij de Hoge Bat kan men voor een w.k.c. een keuze maken
uit de volgende plaatsingsalternatieven: (bijlage 2)

- (1) Voor, op of achter de overlaat
- (2) Aan de oostzijde van de overlaat (aan de kant van de
Andersonsweg)
- (3) Aan de westzijde van de overlaat (aan de kant van het
sportpark Hammerveld)

ad I : Men heeft hierbij de keuze uit de principe-
oplossingen 1, 2 en 3. Het is niet mogelijk
gebleken een constructietekening van de over-
laat te verkrijgen, omdat deze tekening niet
meer bestaat. De overlaat is 59,10 m breed en
12,85 m lang (incl. woelbak), de drempelhoogte
is 19,50 m⁺ N.A.P.. Bij de bouw van een w.k.c.
op deze plaats moet breekwerk in het beton en/
of veel graafwerk worden verricht en het is
niet bekend of zonder verder fundering of ver-
sterking een w.k.c. realiseerbaar is. Dus, gezien
de vele onzekerheden is een centrale op deze
plaats niet zo aantrekkelijk. Alleen principe-
oplossing 1, een w.k.c. als hevel, wordt nog in
overweging genomen.

ad 2 en 3: Deze alternatieven impliceren oplossing 4, een
conventionele w.k.c.. De kenmerken van deze
locaties zijn:

Aan de oostzijde:

- gemakkelijk bereikbaar vanaf de Andersonsweg

- goede aanstroming mogelijk naar de w.k.c. vanaf de Roer
- weinig ruimte beschikbaar (wel genoeg ruimte)

Aan de westzijde:

- moeilijk bereikbaar via sportpark
- slechte aanstroming naar de centrale vanaf de Roer (loodrechte hoek)
- veel ruimte beschikbaar

De geschatte afmetingen van deze w.k.c. zijn: lengte ca 30 m en breedte ca 8 m. De breedte is dit geval bepalend, bij beide alternatieven is dit geen probleem.

Wat betreft de bereikbaarheid en de aanstroming is de oostzijde veel beter geschikt dan de westzijde, dus valt de situatie van een centrale aan de westzijde als alternatief af.

I.4 Turbine

I.4.I Aantal turbines

Bij een micro-waterkrachtcentrale wordt er gebruik gemaakt van één of maximaal twee turbines. Er zijn een aantal redenen waarom één turbine aantrekkelijker is dan twee turbines in dit geval:

- De kosten voor twee kleine turbines zijn veel hoger dan voor één grote.
- Er wordt maar gedurende een zeer korte tijd van het jaar meer energie opgewekt, dit komt door het vrij regelmatige afvoerverloop van de Roer
- Ondanks dat er drie toppen in de rendementscurve zijn bij de toepassing van twee ongelijke turbines, is het rendement van b.v. Kaplan turbines bij deellast ook nog zeer hoog, dus geeft dit maar een marginaal voordeel.

I.4.2. Turbinetypen

Dese bespreking geldt alleen bij de inbouw van een turbine in een conventioneel waterkrachtwerk.

Voor een uitvoerigere beschrijving van de verschillende turbinetypen die in aanmerking komen voor lage vervallen zie ref.II en I9 en de meeste turbines,die in deze paragraaf genoemd worden,worden ook beschreven in de vele handboeken op het gebied van de waterkracht.

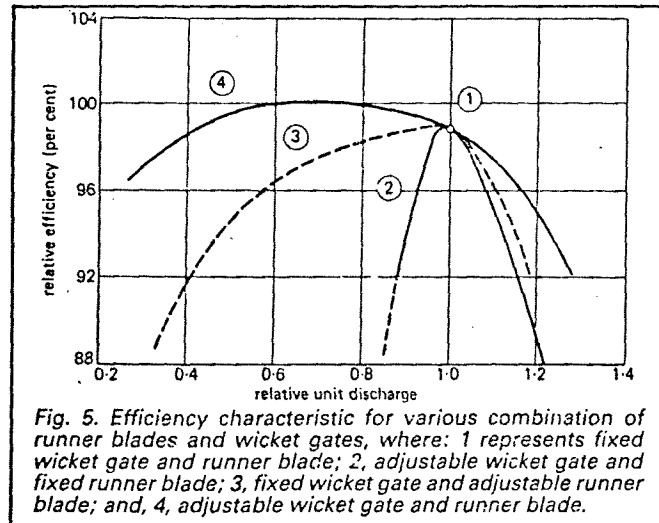
Men heeft de keuze uit:

- Cross-flowturbine (Ossberger),deze valt af,omdat het maximale debiet $9 \text{ m}^3/\text{s}$ bedraagt.
- Francisturbine,ze worden toegepast bij valhoogtes van 3 - 300 m,maar voor de kleine valhoogtes zijn deze niet het meest geschikt en naar verhouding duur.
- Propellerturbine,deze is goedkoop,maar de rendementscurve verloopt zeer steil,dit betekent dat alleen bij het ontwerpdebiet een hoog rendement behaalt kan worden. Hoewel de Roer een vrij regelmatig afvoerverloop heeft, komen toch ook nog vaak lager en hogere afvoeren voor dan een gekozen ontwerpdebiet.Dus een aanzienlijk deel van de tijd zal er met een laag rendement geproduceerd worden,wat de rentabiliteit niet ten goede komt.
- Kaplanturbine,dit soort kan men indelen in twee hoofdgroepen:
 - met stroming loodrecht op de as van de turbine,wegens de bij lage valhoogten procentueel hoge hydraulische verliezen is dit voor deze centrale niet zo geschikt.
 - met stroming evenwijdig aan de as van de turbine(axial flow turbine).Naar inbouw van de turbine kan men een aantal typen onderscheiden:
 - Tubeturbine
 - Bulbturbine
 - Rimgenerator-turbine
 - Split-turbine
 - Turbine met andere inbouw

Onafhankelijk van de groep of van de inbouw kan men de regeling van de Kaplanturbine in vier groepen verdelen:

- 1 vaste leidschoepen en vaste loopschoepen
- 2 regelbare leidschoepen en vaste loopschoepen
- 3 vaste leidschoepen en regelbare loopschoepen
- 4 regelbare leidschoepen en regelbare loopschoepen

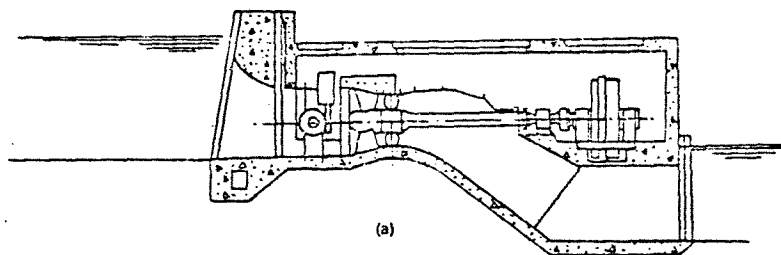
De nummers corresponderen met de rendementscurves in de volgende figuur, waarbij nummer 2 gelijk is aan een propellerturbine. Voor de werking van loop- en leidschoepen zie par. I.4.4.



Om een zo groot mogelijke productie te behalen is in dit geval de keuze niet zo moeilijk, bij een grote variatie in de afvoer moet men kiezen voor een Kaplan turbine met regelbare leid- en loopschoepen.

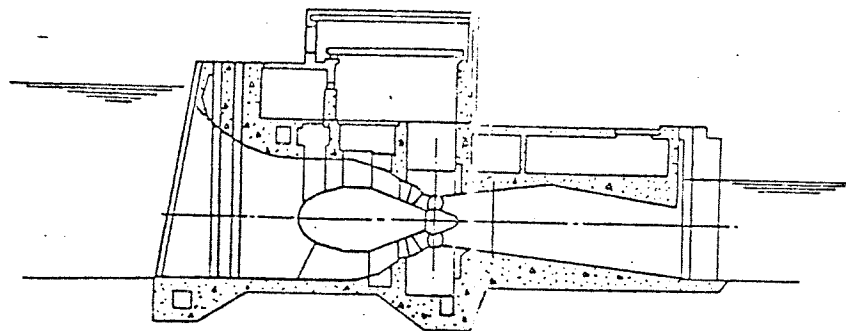
Nu volgt een korte beschrijving van de eerder genoemde inbouwmogelijkheden voor Kaplan turbines met stroming evenwijdig met de as van de turbine.

tubeturbine



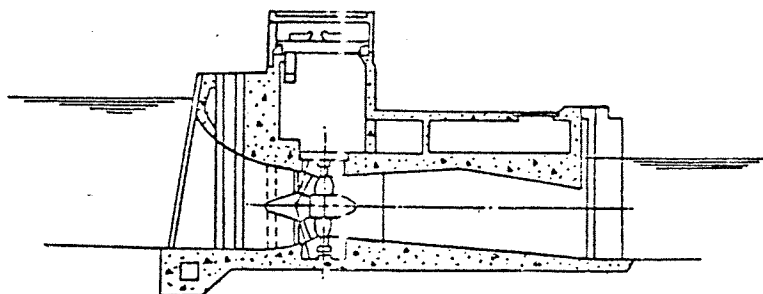
Bij de tubeturbine wordt de turbine recht aangestroomd (meestal horizontaal) en is de generator d.m.v. een as ermee verbonden, die in het verlengde ligt van de as van de turbine. D.m.v. een kromming in de zuigbuis wordt het water, dat de turbine verlaat, afgebogen, zodat de generator droog staat. Men heeft vrije keuze uit de regeling van de Kaplan turbine en uit generatoren.

bulbturbine



Bij de bulbturbine is de generator in een waterdicht huis in de turbine ingebouwd. Deze turbine wordt toegepast bij een vermogen van 1000 kW of meer en bij valhoogtes van 3 m of meer. Het is gebleken dat bij lagere vervallen en vermogens ze minder economisch zijn dan b.v. tubeturbines. Standaard-bulbturbines hebben vaste loopschoepen, zodat ze niet geschikt zijn voor al te grote variaties in het debiet.

ringgenerator turbine



Zoals de naam al zegt bevindt de generator zich in de rand rondom de turbine bij dit type. Er is een zeer rechte stroming door de w.k.c., waardoor het rendement erg hoog kan zijn. Een nadeel is dat er geen gebruik gemaakt kan worden van een standaardgenerator. Ook dit type wordt niet toege-

past bij zeer kleine centrales.

Bij de split-turbine (zie par I.3) wordt na de inlaat het debiet verdeeld over twee parallellopende buizen. De ruimte tussen de buizen kan benut worden voor regelsystemen voor de turbine. Dit type is ook geschikt voor zeer kleine centrales. Omdat dit type nieuw is, is er over toepassingen ervan nog niet veel bekend.

Een andere recente ontwikkeling is het Flygt-onderwatersysteem (zie par. I.3). Een turbine met regelbare loopschoepen en een ingebouwde generator kan in een geprefabriceerde betonnen buis worden geplaatst. Om toch een goed rendement te verkrijgen kan men op de buis een inlaat- en uitlaatconstructie (b.v. een zuigbuis) aansluiten. Er is geen turbinegebouw nodig. Het is duidelijk dat deze oplossing zeer goedkoop is en een zeer korte bouwtijd heeft. Over de grenzen van het toepassingsgebied is helaas niets bekend.

De laatste twee typen kunnen ook in de heveloplossing toegepast worden.

Volgens een recent artikel (ref. I9) is een tubeturbine voor zeer kleine valhoogtes bij een normaal waterkrachtwerk economisch het gunstigst. De kosten voor de civiele werken zijn niet zo hoog en er zijn vele varianten mogelijk.

De bulb- en ringgeneratorturbine vallen af vanwege hun toepassingsgebied.

De inbouw van een turbine in een verticale buis wordt door ons niet meer overwogen, omdat het preciese toepassingsgebied niet bekend is.

Als er gekozen wordt voor een conventionele w.k.c. naast de overlaat is de tubeturbine het beste alternatief.

Bij een andere oplossing kan men de split-turbine ook nog overwegen om toe te passen.

I.4.3. Bepaling van de turbinegrootte

Met behulp van de afvoerduurlijn van de Roer bij Vlodrop (zie bijlage 3) kan men de volgende tabel samenstellen (waarbij verondersteld is dat $2 \text{ m}^3/\text{s}$ niet voor waterkracht gebruikt kan worden):

Perc. van de tijd	Q_{TURBINE} (m^3/s)	Cumul. perc v/d tijd	$Q_{\text{TURB.}}$ (m^3/s)	Perc v/d belasting bij $Q_{\text{max}}=21$	$P_{\text{rel.}}$ van de turbine (%)	Perc v/d belasting bij $Q_{\text{max}}=24$	$P_{\text{rel.}}$ van de turbine (%)	Perc v/d belasting bij $Q_{\text{max}}=26$	$P_{\text{rel.}}$ van de turbine (%)
3	< 10	3	< 10	< 48	< 98	< 42	< 98	< 38	< 97
7	10 - 12	10	< 12	< 57	99	< 50	99	< 46	98
18	12 - 14	28	< 14	< 67	99	< 58	99	< 54	99
18	14 - 16	46	< 16	< 76	100	< 67	99	< 62	99
14	16 - 18	60	< 18	< 86	99	< 75	100	< 69	99
13	18 - 21	73	< 21	100	98	< 88	99	< 81	100
9	21 - 24	82	< 24	100	98	100	98	< 92	99
3	24 - 26	85	< 26	100	98	100	98	100	99
15	26	100	26	100	98	100	98	100	98

P_{rel} is het rendement bij bepaalde omstandigheden gedeeld door het maximumrendement. Er is uitgegaan van een Kaplan-turbine met regelbare loop- en leidschoepen.

In de tabel staan drie maximumdebieten voor de turbine n.l. 21, 24 en $26 \text{ m}^3/\text{s}$. Men kan m.b.v. de tabel het volgende concluderen:

- Een turbine met $Q_{\text{max}} = 24 \text{ m}^3/\text{s}$ kan gedurende 9% van de tijd meer produceren dan een turbine met $Q_{\text{max}} = 21 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Een turbine met $Q_{\text{max}} = 26 \text{ m}^3/\text{s}$ kan gedurende 3% van de tijd meer produceren dan een turbine met $Q_{\text{max}} = 24 \text{ m}^3/\text{s}$, omdat het overall-rendement bij deellast veel kleiner is, zal een turbine met $Q_{\text{max}} = 26 \text{ m}^3/\text{s}$ minder rendabel zijn dan de twee andere alternatieven.
- De verschillen in turbinerendementen zijn bijna nihil bij $Q_{\text{max}} = 21 \text{ m}^3/\text{s}$ en $Q_{\text{max}} = 24 \text{ m}^3/\text{s}$. De verschillen in overall-rendementen zullen wel iets groter zijn.

De Roer ontvangt benedenstrooms van Vlodrop nog een klein

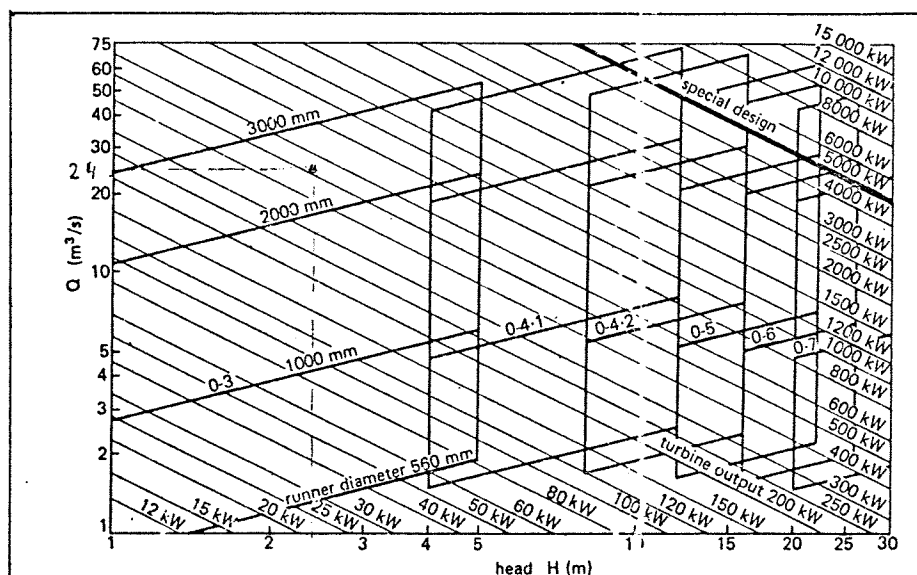
debiet(ca 1 à 2 m³/s).

Ondanks dat de investeringskosten iets hoger zullen zijn voor een turbine met $Q_{\max} = 24 \text{ m}^3/\text{s}$ is het waarschijnlijk rendabel om deze extra investering te doen. We kiezen voor dit maximumturbinedebiet.

Het ontwerpdebiet is ongeveer 70% van het maximumdebiet, dit bedraagt dan $0,7 \times 24 = 16,8 \text{ m}^3/\text{s}$.

De hierbij behorende bruto valhoogte is volgens een berekening in het vorige deelonderzoek(ref. I2) 2,45 m. De bruto valhoogte is het verschil tussen de boven- en benedenstroomse waterstand, als men van dit verschil de hydraulische verliezen aftrekt krijgt men de netto valhoogte.

Uit de volgende figuur kan men zien dat bij een bruto valhoogte van 2,45 m en een maximum debiet van $24 \text{ m}^3/\text{s}$ de diameter van de turbine ca 2,60 m moet zijn.



I.4.4 Werking van de gekozen turbine

Bij een w.k.c. nabij de Hoge Bat is de bovenstroomse waterstand goed in te stellen m.b.v. de klepstuw Groot-Hellegat. De valhoogte ligt meestal binnen vrij nauwe grenzen (2 - 2,5 m). Het ontwerpdebiet bedraagt ca $17 \text{ m}^3/\text{s}$. In deze bedrijfstoestand heeft de turbine het beste rendement. Elke afwijking van de afvoer en de valhoogte heeft

een vermindering van het rendement tot gevolg, alhoewel bij toename van het debiet of van de valhoogte het op te wekken vermogen natuurlijk wel groter wordt.

Het turbinevermogen kan worden geregeld door het debiet te regelen of eventueel de valhoogte te veranderen. De stand van de leidschoepen van de turbine kan worden veranderd. De nuttige opening tussen de schoepen kan worden gewijzigd (tot sluiten toe), waarmee het debiet wordt geregeld. Een gevolg hiervan is dat de hoek waaronder het water de turbine binnentreedt zich wijzigt door dit verstellen van de leidschoepen.

Als compensatie voor dit laatste kan de stand van turbinebladen op de waaier (de loopschoepen) automatisch worden aangepast als de leidschoepen worden versteld. Een betere aanstroming naar de turbinebladen toe wordt dan bereikt. Deze verstelmogelijkheden zorgen voor het grote rendement ook buiten de ontwerpomstandigheden, want ook bij variaties in de valhoogte kunnen de schoepen van de waaierbladen zodanig versteld worden dat een optimaal rendement bereikt wordt.

I.5 Generator

Bij een synchrone generator wordt de frequentie van de geleverde stroom door de generator zelf binnen zeer nauwe grenzen geregeld, dit gebeurt d.m.v. een toerentalregelaar van de machine die de generator aandrijft (turbine). Als een kleine synchrone generator verbonden is met een groot net heeft de generator geen invloed meer op de frequentie van het net. Als in dit grote net de spanning wegvalt, kan de generator de spanning niet in stand houden, maar de generator probeert het wel n.l. door de productie sterk op te voeren (blindstroom). Hiertegen dient de generator beschermd te worden. Omgekeerd dient het net beschermd te worden voor storing of kortsluiting in de w.k.c.. Bij asynchrone generatoren, die in samenwerking met een groot net draaien, wordt de frequentie door dit net geregeld,

dit levert geen problemen op als het aandeel van asynchrone generatoren in het net kleiner is dan ca 30% (ref. 3). Een asynchrone generator moet tegen spanningsterugval in het net beschermd worden. Ook het net moet beschermd worden voor storing of kortsluiting in de centrale. Als een asynchrone generator ingeschakeld wordt gaat dit gepaard met zeer hoge inschakelstromen, als er bij de w.k.c. sprake is van een zwak net kan dit problemen geven, dit kan echter voorkomen worden door een mutatorsysteem.

Er bestaat ook een generator met permanente magneetbekerhtiging (ref. 8), deze wordt alleen toegepast bij vermogens tot 10 kW, dus deze komt niet in aanmerking.

Als laatste wordt genoemd de dubbelgevoede generator (ref. 8), dit is te beschouwen als een speciale uitvoering van een asynchrone generator met wezenlijk andere kenmerken. Deze wordt uitsluitend gebruikt met elektronische omzetter. Er is niet veel over bekend en wordt op dit moment niet veelvuldig toegepast.

De belangrijkste kenmerken van de synchrone en de asynchrone generator worden op een rijtje gezet om een goede afweging te kunnen maken, deze kenmerken worden nu toegespitst op deze centrale en gelden dus niet in het algemeen.

Synchrone generator:

- Kostprijs is ca f100.000,- (ref. 21)
- De frequentie van de stroom wordt door een regelsysteem zelf binnen zeer nauwe grenzen gehouden.
- Een eigen net kan in stand gehouden worden.
- Er is veel regelapparatuur noodzakelijk; ook een toerentalregelaar voor de turbine.
- Blindstroomdekking is noodzakelijk.

Asynchrone generator:

- Kostprijs is ca f40.000,- bij 450 kW (ref. 6)
- De frequentie moet door het openbare net geregeld worden, dus netaansluiting is noodzakelijk als er eisen aan het toerental gesteld worden.
- Hoge inschakelstromen, dit kan voorkomen worden door een

mutatorsysteem.

- Deze is minder onderhoudsgevoelig dan een synchrone generator, omdat er minder onderdelen zijn, die aan slijtage onderhevig zijn.

Keuze:

Een synchrone generator is veel duurder dan een asynchrone, dus er zouden voordelen moeten zijn om de toepassing ervan te rechtvaardigen.

Omdat er toch een netaansluiting voor de centrale moet komen om de opgewekte stroom nuttig te kunnen gebruiken is het geen voordeel dat de synchrone generator de frequentie zelf kan regelen.

Hoge inschakelstromen zijn ongewenst bij een zwak net (meestal aan het einde van het net in afgelegen gebieden).

Vlakbij de stad Roermond zal er geen sprake zijn van een zwak net, dus zullen hoge inschakelstromen geen probleem zijn.

Bij nood kan een synchrone generator zelfstandig werken, dit is wel een voordeel.

In dit geval zijn er geen wezenlijke bezwaren tegen een asynchrone generator, daarom achten wij deze een economischere oplossing dan een synchrone.

I.6 Nadere studie m.b.t. de heveloplossing

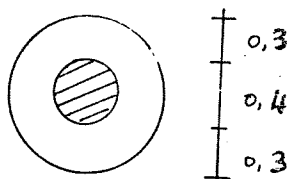
I.6.I Algemeen

Hevels worden i.h.a. gebruikt om water van het ene naar het andere niveau te transporteren, over een constructie heen. Meestal wordt zo'n hevel gebruikt voor irrigatiedoeleinden of als overlaat. Er wordt een poging gedaan om de mogelijkheden van een hevel voor waterkracht te onderzoeken. Vooral zal gekeken worden naar de constructie van een dergelijke hevel met de in- en uitlaat. Tevens zal de inbouwbaarheid van een turbine in een hevel worden onderzocht. Vervolgens worden de diverse voor- en nadelen van een heveloplossing besproken. Zeer belangrijk zijn

de hydraulische verliezen die optreden, een schatting hiervoor zal worden gemaakt.

Uitgangspunten bij de berekening zijn:

- lengte van de overlaat: 12,85 m (incl. woelbak)
- breedte: 59,1 m
- kruin van de overlaat: 19,50 m⁺ N.A.P.
- bodemhoogte benedenstrooms: 16,00 m⁺ N.A.P.
- bodemhoogte bovenstrooms (na verwijdering van veel bezonken sediment): 18,00 m⁺ N.A.P.
- waterstand benedenstrooms: 17,00 m⁺ N.A.P.
- waterstand bovenstrooms: 19,50 m⁺ N.A.P.
- in par. I.4.3 is gekozen voor een turbine met een buitendiameter (D_{bu}) = 2,6 m. De binnemasdikte (D_{bi}) is ongeveer 0,4 x D_{bu} .



- voor de buis is ook een diameter van 2,6 m aangehouden
- afvoerformule van de hevel: $Q = C_d \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H}$

Q = debiet door de hevel

C_d = afvoercoëfficiënt (schatting: $C_d = 0,6$)

A = doorstroomopening van de buis = $\frac{1}{4} \pi D_{bu}^2$

g = zwaartekrachtversnelling ($9,8 \text{ m/s}^2$)

H = valhoogte (ca 2,5 m)

dus:

$$Q = 0,6 \cdot \frac{1}{4} \pi 2,6^2 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,8 \cdot 2,5} = 22,3 \text{ m}^3/\text{s}$$

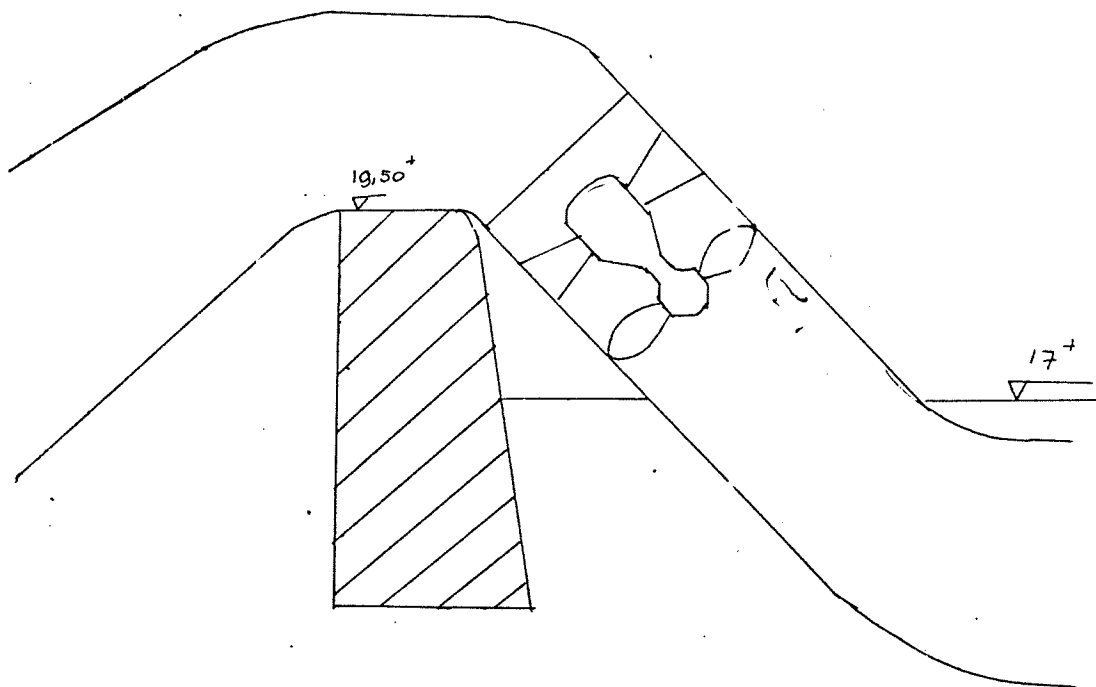
Inlaat/uitlaat

De inlaat moet altijd onder water liggen, dit is in verband met mogelijke luchtaanzuigingen. De uitstroomzijde moet ook altijd onder water geplaatst zijn. Uit deze eisen en het feit dat de diameter van de in- en uitlaat minimaal 1,5 x D_{bu} moet bedragen, blijkt dat een aanzienlijke waterdiepte vereist is. Deze waterdiepte is zowel aan de boven- als de benedenstroomse zijde niet aanwezig, zodat aanzienlijke ingravingen, respectievelijk breekwerk aan de woelbak moet worden verricht. Gekozen is voor een diameter van 2 D_{bu}

voor de in- en uitlaatconstructie n.l. 5 m.

Aan de vormgeving van de hevel zal veel aandacht moeten worden besteed. Grote hydraulische verliezen zullen verminderen moeten worden, hieruit volgt:

- Er moet een geleidelijke overgang zijn van de inlaat naar de buisconstructie.
- Een goede instroming is belangrijk.
- De uitlaatconstructie moet ook geleidelijk verwijden.



1.6.2 Hydraulische verliezen

De diverse hydraulische verliezen bestaan uit:

- (1) intreeverliezen
- (2) uittreeverliezen
- (3) wrijvingsverliezen
- (4) bochtverliezen (ook knikken)
- (5) verwijdingen en vernauwingen

ad I: De intreeverliezen, ΔH_i , zijn voornamelijk afhankelijk van de intreesnelheid, u_0 : $\Delta H_i = u_0^2 / 2g$.
Aangezien het debiet door de buis $22,3 \text{ m}^3/\text{s}$ bedraagt en de inlaat een diameter heeft van ongeveer 5 m volgt hieruit voor u_0 :

$$u_0 = \frac{Q}{\frac{1}{4} \pi (2D_{bu})^2} = \frac{22,3}{\frac{1}{4} \pi 5^2} = 1,13 \text{ m/s , dus}$$

$$\Delta H_i = \frac{1,13^2}{2 \cdot 9,8} = 0,065 \text{ m}$$

ad 2: De uitreeverliezen worden geacht dezelfde orde van grootte te hebben als de intreeverliezen. Het water dat door de turbine wordt gevoerd zal vlak na het verlaten van de turbine een grote snelheid hebben, maar na een korte afstand zal de stroming in de buis weer uniform zijn. Aangezien de diameter van de uitlaat hetzelfde is als van de inlaat bedraagt het uitreeverlies (ΔH_u) eveneens 0,065 m. Aangenomen is dat het water na het verlaten van de buis een snelheid, die zeer klein is (het water komt uit in de op die plaats zeer brede Hambeek).

ad 3: De wrijvingsverliezen (ΔH_w) kunnen als volgt worden berekend:

$$\Delta H_w = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{u^2}{2g} \quad \text{m.b.v. } f = g/C^2 :$$

$$\Delta H_w = \frac{g}{C^2} \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{u^2}{2g} = \frac{L}{D} \cdot \frac{u^2}{2C^2}$$

L = buislengte = 20 m

D = gemiddelde buisdiameter = 3 m

C = ruwheid = 100 m^{1/2}/s (gladde buis)

u = snelheid in de buis = $Q / \frac{1}{4} \pi D_{bu}^2 = \frac{22,3}{\frac{1}{4} \pi 2,6^2} = 4,2 \text{ m/s}$

$$\Delta H_w = \frac{20}{3} \cdot \frac{4,2^2}{2 \cdot 100^2} = 0,006 \text{ m, dus erg klein}$$

ad 4: Het bochtverlies (ΔH_b) treedt op door de twee knikken die de hevel over de overlaat moeten leiden.

Hiervoor is geschat: $2 \cdot 0,1 \cdot u^2/2g$, dus

$$\Delta H_b = 0,2 \cdot \frac{4,2^2}{2 \cdot 9,8} = 0,18 \text{ m.}$$

ad 5: Om deze verliezen (ΔH_v) te bepalen wordt eerst de snelheid berekend van het water dat de net verlaat:

$$D_{bu} = 2,6 \text{ m}$$

$$D_{bi} = 0,6 \times D_{bu}$$

Het oppervlak van de opening wordt dan:

$$\frac{1}{4} \pi (D_{bu}^2 - D_{bi}^2) = \frac{1}{4} \pi (D_{bu}^2 - (0,6 D_{bu})^2) =$$

$$\frac{1}{4} \pi 0,64 D_{bu}^2. \text{ Hier is de snelheid van het water (u):}$$

$$\frac{22,3}{\frac{1}{4} \cdot 0,64 \cdot 2,6^2} = 6,5 \text{ m/s}$$

Met behulp van de regel van Carnot kan het energieverlies van deze verwijding (ΔH_{vI}) berekend worden. Geschat kan worden dat een dergelijk verlies $0,1 u^2/2g$ bedraagt:

$$\Delta H_{vI} = 0,1 \cdot \frac{6,5^2}{2 \cdot 9,8} = 0,20 \text{ m.}$$

Voor de geleidelijke vernauwing, van het begin (= de inlaat) tot aan de voorzijde van de turbine wordt geschat:

$$\Delta H_{v2} = 0,1 \frac{u_{buis}^2}{2 \cdot g} = 0,1 \cdot \frac{4,2^2}{2 \cdot 9,8} = 0,11 \text{ m}$$

Het totale energieverlies (H_{tot}) bedraagt dus:

$$\Delta H_{tot} = \Delta H_i + \Delta H_u + \Delta H_w + \Delta H_b + \Delta H_{vI} + \Delta H_{v2} =$$

$$0,065 + 0,065 + 0,008 + 0,18 + 0,20 + 0,11 = 0,63 \text{ m}$$

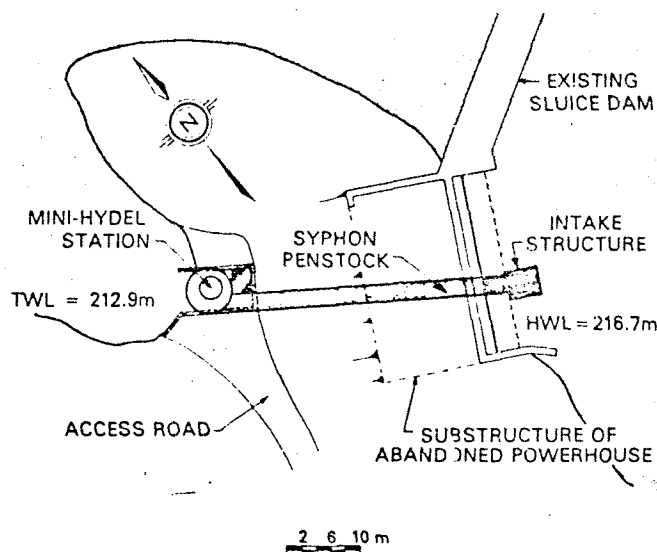
De hydraulische verliezen bedragen dus ongeveer $0,63/2,50 \times 100\% = 25\%$.

Dit kan nog aanzienlijk hoger worden bij scherpe knikken in de buisleiding (eenvoudiger te construeren) en bij plotselinge verwijdingen of vernauwingen. De hydraulische verliezen kunnen dan wel oplopen tot ca 1 m, dit is $1/2,5 \times 100\% = 40\%$ van de bruto valhoogte.

1.6.3 Bestaande heveloplossing

Door de firma Barber Hydraulic Turbine Ltd. uit Canada is voor een dergelijke hevelconstructies een standaard eenheid

ontwikkeld voor de bouw van een waterkrachtwerk. Een voorbeeld van zo'n waterkrachtwerk is het project Wasdell-falls. De naam van een dergelijke w.k.c. is Mini-Hydel-station.



**WASDELL FALLS MINI HYDRO
PLAN**

Dit project heeft de volgende karakteristieken:

$Q_{gem} = 5,8 \text{ m}^3/\text{s}$; $H_{gem} = 3,8 \text{ m}$ en $P_{gem} = 145 \text{ kW}$.

Het overall-rendement van deze w.k.c. bedraagt dan

$$\frac{P}{10 \cdot Q \cdot H} = \frac{145}{10 \cdot 5,8 \cdot 3,8} = 66\%, \text{ of anders gezegd: de tota-}$$

le verliezen bedragen 34%.

Met behulp van de rendementen voor turbine en generator kan men schatten dat de hydraulische verliezen ongeveer 20% bedragen, dit is dezelfde orde van grootte als bij de heveloplossing voor de Hoge Bat (25%).

Dit Mini-Hydel-station is ontworpen voor valhoogtes tussen de 3 en 7,5 m, terwijl de valhoogte bij de Hoge Bat ca 2,5 m is. Het is dus niet helemaal zeker of deze valhoogte voldoende is voor het goed functioneren van een dergelijke centrale, maar waarschijnlijk is het geen bezwaar

I.6.4 Conclusies

Men kan nu de volgende conclusie trekken voor de hevel:

Voordelen:

- relatief lage investeringskosten
- de overlaat dient als steun voor de hevel
- de hevel kan er eenvoudig aan verankerd worden
- er hoeft weinig bouwmateriaal aangevoerd te worden
- geen gebouw noodzakelijk
- korte uitvoeringstijd

Nadelen:

- kans op verstoppingen
- diepe ingraving nodig voor inlaat en uitlaat
- grote hydraulische verliezen
- het wegbreken van een gedeelte van de woelbak is nodig
- luchtaanzuiging is mogelijk (bij extreem lage waterstand)

Ondanks de onzekerheden en vele aannemen lijkt een hevel vooral vanuit kosten oogpunt aantrekkelijk. Om beter gefundeerde uitspraken te kunnen doen moet er onderzoek plaatsvinden m.b.t.:

- het sedimenttransport. Hierbij is van belang welk materiaal wordt getransporteerd, de korreldiameter en de mogelijke schade aan de turbinebladen (dit geldt voor de overige oplossingen natuurlijk ook).
- de exacte afmetingen van de overlaat en woelbak (ondergronds), wegens het ontbreken van een constructietekening
- de toestand en de sterkte van de overlaat. In het verleden is de overlaat tweemaal doorgebroken en weer hersteld
- de kans op het optreden van verstoppingen en het verhelpen ervan.
- de exacte hydraulische verliezen. Gezien de vele aannemen in de berekening van de verliezen is een hydraulisch onderzoek nodig, b.v. een modelonderzoek.

I.7 Keuze uit de principeoplossingen

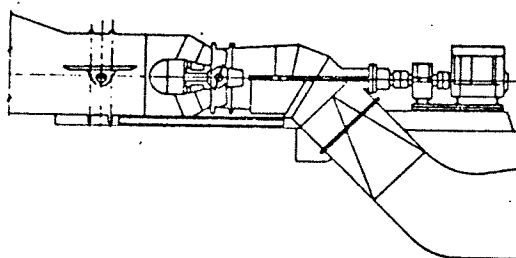
Uit de voorafgaande paragrafen blijkt dat er twee oplossingen de beste mogelijkheden hebben:

- (I) w.k.c. als hevel
- (4) conventionele w.k.c. naast de overlaat aan de kant van de Andersonsweg

Voor beide oplossingen wordt een asynchrone generator aanbevolen.

- ad I: Gezien de vele onzekerheden over de in par. I.3 genoemde alternatieven voor een hevel is een beste oplossing uit deze groep niet te bepalen.
- ad 4: Uit de bespreking van de voor- en nadelen van de drie alternatieven (zie par. I.3) blijkt dat: de in par. I.4 gekozen turbine, de tubeturbine, alleen toegepast kan worden bij de S-turbine. Wij kiezen dan ook voor dit alternatief, nr. 4a.

Besloten is om een w.k.c. met een S-turbine constructief uit te werken. Dit betekent niet dat de heveloplossing een slechtere oplossing zou zijn, in technische, economische of esthetische zin. De keuze is gebaseerd op het feit dat het ontwerpen van een hevel, constructief gezien, minder interessant is.



Standard Tube Turbine

I.8 Uitwerking van de randvoorwaarden

I.8.1 Afvoeren

De minimaal benodigde afvoer voor de w.k.c. bij een Kaplan-turbine is ca 15% van het maximum debiet door de turbine, dit is dus $0,15 \times 24 = 3,6 \text{ m}^3/\text{s}$. Aangezien de afvoer van de Roer bijna nooit onder $10 \text{ m}^3/\text{s}$ ligt, zal een tekort aan afvoer van de Roer de werking van de centrale nooit verhinderen.

Bij topafvoeren zal het afvoerverloop niet worden verhinderd door de w.k.c. naast de Hoge Bat. Integendeel, er is een extra mogelijkheid geschapen om via de Hambeek water af te voeren. De Hambeek kan door het ruimere hoogwaterprofiel deze afvoer beter verwerken dan de stedelijke Roer, waar enige sterke vernauwingen aanwezig zijn. Ook tijdens de bouw van de w.k.c. wordt de hoogwaterafvoer niet gehinderd, omdat de bouw geheel naast de Hoge Bat plaatsvindt.

Het bezwaar van deze hoge afvoeren voor de electriciteitsproductie bij rivierwaterkrachtcentrales is i.h.a. het verschijnsel dat de toch al geringe valhoogte afneemt. Uit de niet-stationaire berekeningen van het vorige deelonderzoek blijkt dat het stuwpeil bij de Andersonsweg gehandhaafd kan worden tot afvoeren van de Roer van ca. $45 \text{ m}^3/\text{s}$. De centrale verwerkt op dat moment $24 \text{ m}^3/\text{s}$, deze afvoer mag daarbij opgeteld worden, dus afvoeren van ca. $70 \text{ m}^3/\text{s}$ vormen geen probleem. Bij overschrijding van het stuwpeil van $19,50 \text{ m}^+$ N.A.P. wordt er ook water via de Hoge Bat afgevoerd. Dit is op zich niet erg, maar het benedenstroomse peil zal sterker stijgen dan het bovenstroomse peil. Er is geen onderzoek naar gedaan, maar een reële schatting is dat dit tot een afvoer van ca. $10 \text{ m}^3/\text{s}$ over de Hoge Bat nog geen probleem zal zijn ten aanzien van de onderschrijding van de minimale valhoogte. Dus de centrale kan functioneren tot afvoeren van ongeveer $80 \text{ m}^3/\text{s}$ te Roermond. Omdat bij afvoeren hoger dan $65 \text{ m}^3/\text{s}$ inundaties optreden bovenstrooms van Roermond, wordt er een gedeelte van de afvoer gebogen in het stroomdal. Om een afvoer van $80 \text{ m}^3/\text{s}$ bij Roermond op te laten treden moet de afvoer bij Vlodrop ongeveer $100 \text{ m}^3/\text{s}$ zijn. Deze afvoer komt eens in de drie jaar voor en duurt dan ongeveer drie dagen, de centrale zal dus gemiddeld maar één dag per jaar niet werken t.g.v. hoge afvoeren van de Roer.

I.8.2. Waterstanden

De bovenstroomse waterstand (het stuwpeil) wordt geregeld door de klepstuw Groot-Hellegat, dit wordt door deze stuw

op 19,50 m⁺ N.A.P. gehouden tot een debiet van 70 m³/s bij Roermond, de w.k.c. voert hiervan 24 m³/s af.

Bij lage waterstanden op de Maas wordt het verval groter, dit is uiteraard een voordeel, want de elektriciteitsproductie kan dan groter worden. Als beperking geldt dat de uitlaat van de w.k.c. onder water moet blijven. De minimum toelaatbare waterstand op de Maas is ongeveer 15,50 m⁺ N.A.P.. Uit de betrekkinglijn van de Maaswaterstand van '51 - '60 (zie bijlage 4) blijkt dat dit ongeveer 6 dagen per jaar optreedt. Bij een lagere waterstand wordt er door de centrale geen energie meer opgewekt.

Bij hoge Maaswaterstanden wordt het verval kleiner, dit is wel een probleem, aangezien al een relatief klein verval aanwezig is. De minimaal vereiste bruto valhoogte bedraagt ongeveer 2 m voor de gekozen turbine. De benedenstroomse waterstand mag dan niet hoger dan tot 17,50 m⁺ N.A.P. stijgen, anders moet de w.k.c. buiten bedrijf gesteld worden. Dit treedt ongeveer 5 dagen per jaar op.

Met betrekking tot het ontwerp worden de volgende extreme Maaswaterstanden gegeven:

I x per 3000 jaar:	ca. 21,60 m ⁺ N.A.P.	(bij Hambeek)
I x per 50 jaar:	20,90	"
I x per 10 jaar:	20,25	"
I x per 5 jaar:	19,70	"

I.8.3 Bedrijfstijd van de centrale

Uit de voorgaande paragrafen kan worden geconcludeerd dat:

- de centrale 11 dagen per jaar stil zal liggen t.g.v. hoge of lage Maaswaterstanden (gemiddeld over een lange periode).
- de centrale gemiddeld 1 dag per jaar niet zal draaien t.g.v. extreem hoge debieten van de Roer.

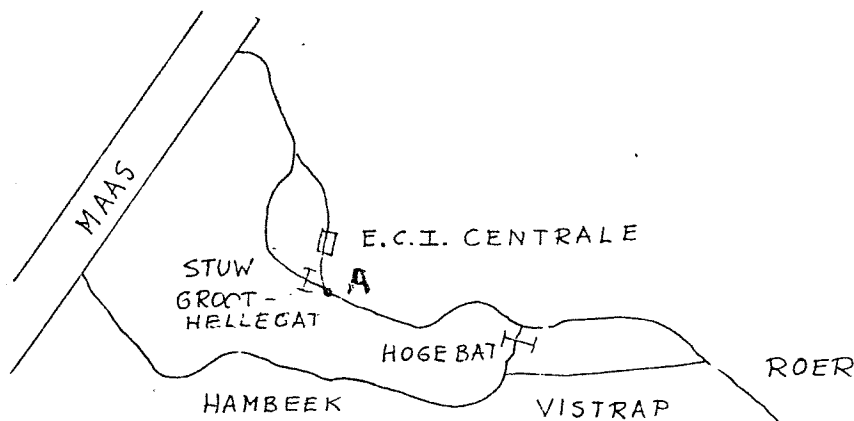
Wat betreft het onderhoud aan de w.k.c. (turbine+generator) wordt geschat dat de centrale 3 dagen per jaar zal stilliggen. Turbines vragen relatief weinig onderhoud, aangezien de techniek al zeer oud en dus geperfectioneerd is.

Generatoren vergen ook weinig onderhoud. Eens in de 6 à 12 maanden zal een controle nodig zijn.

Totaal zal de w.k.c. dus gemiddeld ongeveer 15 dagen per jaar niet draaien t.g.v. één van de bovengenoemde aspecten.

I.8.4 Debiet door de Stadsroer

Schematisch overzicht van de Roer in Roermond



Uit de afvoerduurlijn van de Roer ('66 - '79) in bijlage 3 volgt dat ongeveer 23% van de tijd een afvoer optreedt die groter is dan $24 \text{ m}^3/\text{s}$ (het maximumturbinedebiet). Alles wat meer is kan worden gebruikt om de Stadsroer door te spoelen, dit is noodzakelijk i.v.m. stankoverlast en dicht-slibben. Belangrijk hierbij is de stroomsnelheid van het water. 15% van de tijd (55 dagen per jaar) is voor deze doorspoeling een debiet beschikbaar van minimaal $4 \text{ m}^3/\text{s}$. De stroomsnelheid bovenstrooms van punt A bedraagt dan:

$$u = Q/B.a = 4/(12.2) = 0,15 \text{ m/s}$$

Aangezien beide takken in de Stadsroer moeten worden doorgespoeld, wordt deze snelheid over een gedeelte gehalveerd.

Het doorstroomprofiel van de Stadsroer wisselt sterk van plaats tot plaats. Het is niet precies bekend of de optredende stroomsnelheid en de frequentie ervan voldoende is om de Stadsroer van de genoemde problemen te vrijwaren, vaak wordt voor doorspoeling een stroomsnelheid van ca. $0,2 \text{ m/s}$ aangehouden.

In ieder geval kan de periode van het jaar, dat de w.k.c.

niet in gebruik is, benut worden voor doorspoeling. Dit treedt ongeveer 15 dagen per jaar op. De stroomsnelheid vlak vóór punt A is dan ongeveer 1,3 m/s bij een afvoer van 20 m³/s. Deze snelheid is ruimschoots voldoende ter voorkoming van stankoverlast.

Dergelijke stroomsnelheden en nog veel hogere treden ook op bij zeer hoge afvoeren.

Nader onderzoek is wel aan te bevelen.

1.8.5. Sedimenttransport

Er is nagenoeg niets bekend over het sedimenttransport van de Roer. De Roer is een grillige rivier die sterk meandert. Meanders werden vroeger herhaaldelijk afgesneden en later geheel of gedeeltelijk weer opgevuld.

Volgens de gemeente Roermond bestaat uit sedimenttransport voornamelijk uit het transport van bodemmateriaal.

Het is m.b.v. de ons ter beschikking staande gegevens niet mogelijk om een schatting te doen voor het sedimenttransport van de Roer. Wel kan worden berekend of er voornamelijk bodemtransport plaatsvindt.

Er geldt (zie ref. 13):

$$\frac{v_*}{w} = \frac{\sqrt{g a i}}{\sqrt{g \Delta D}}$$

v_* = schuifspanningssnelheid

w = valsnelheid

g = versnelling van de zwaartekracht (9.8 m/s²)

i = waterspiegelverhang (10⁻⁴)

a = waterdiepte (2 m)

Δ = relatieve dichtheid van bodemmateriaal (1,65)

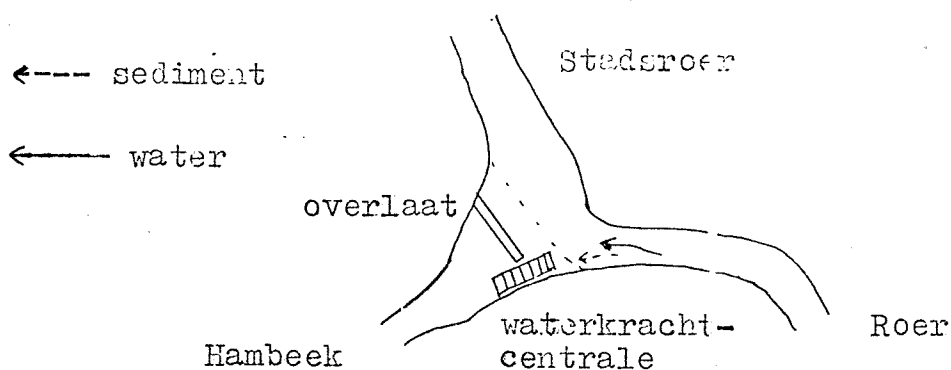
D = gemiddelde korreldiameter (10⁻⁴ m)

Hieruit volgt dat $v_*/w = 1,10$ is, deze uitkomst bevestigt de verwachting dat er van bodemtransport sprake is.

Materialen zoals grof zand en grind kunnen schade veroorzaken aan de turbine. Een onderzoek naar de samenstelling van het sediment zal nog moeten plaatsvinden om te bepalen

of het bodemmateriaal schade kan opleveren voor de turbine. Als dit het geval is, kan men overwegen om een zandvang te plaatsen voor de w.k.c..

Ook zal rekening gehouden moeten worden met het z.g.n. Bulle-effect. Ten gevolge van de aftakking, waarin het toekomstige waterkrachtwerk ligt, treedt er een sterke stroombaanskromming op (3-dimensionaal). Het bodemmateriaal zal dan meer dan evenredig in de richting van de aftakking plaatsvinden, dit geldt alleen bij hoge afvoeren.



Bij afvoeren van de Roer kleiner dan $24 \text{ m}^3/\text{s}$ zal al het beschikbare water (behalve van de vistrap) door de w.k.c. worden geleid. Het bodemtransport zal bij deze afvoer relatief gering zijn. Bij hogere afvoeren van de Roer zullen er echter aanzienlijke hoeveelheden sediment worden meegenomen, omdat de transportcapaciteit van de rivier dan veel groter is. Bij de spitsing van de Stadsroer kan het debiet naar twee takken geleid worden, via de klepstuw in het Groot-Hellegat en via de lossluis van de E.C.I.-stuw. Voor de afvoer van sediment is de lossluis veel beter geschikt dan de klepstuw, omdat het bodemtransport is. De klepstuw zal het sediment pas kunnen afvoeren als de stuw gestreken is. Echter, op dit moment verkeert de lossluis in zeer slechte staat.

Als conclusie kan worden gegeven dat een onderzoek naar de mate van dichtslibbing van de Stadsroer zal moeten worden uitgevoerd en in welke mate deze dichtslibbing aanvaardbaar is.

I.8.6 Oevers van de Hambeek

Door de technische dienst van het waterschap is in oktober 1983 een inventarisatie gemaakt van de bestaande oevers. Hieruit blijkt dat er diverse voorzieningen zijn aangebracht die voor een goed beheer ongewenst zijn. De oevers zijn over het algemeen steil en gevoelig voor afkalving. Op diverse plaatsen zijn de oevers al flink afgekalfd, men vermoedt dat dit gedeeltelijk een gevolg is van de permanente doorvoer van water na de ingebruikname van de vistrap in 1982.

De afvoer van de vistrap bedraagt op dit moment gemiddeld $6-7 \text{ m}^3/\text{s}$ bij een stuwpeil van $19,40 \text{ m}^+ \text{ N.A.P.}$. Na de bouw van een w.k.c. bij de Hoge Bat zal dit gemiddeld ca. $17 \text{ m}^3/\text{s}$ zijn, dus het is zeer waarschijnlijk dat verdere erosie van de oevers zal plaatsvinden die niet acceptabel zal zijn.

Een ambtelijke werkgroep is met de voorbereiding begonnen van een grondig onderzoek welke maatregelen getroffen moeten worden om de Hambeek en de stedelijke Roer in een goede waterstaatkundige toestand te brengen en een goed beheer mogelijk te maken.

Wij constateren dat er maatregelen genomen moeten worden om de Hambeek te beschermen na de ingebruikname van de w.k.c.. Wij zullen dit echter niet uitwerken.

I.8.7 Bestemmingsplan

Voor het gebied in de onmiddellijke nabijheid van de Hoge Bat is in het bestaande bestemmingsplan geen uitwerkingsplan opgenomen. De bouw van een waterkrachtwerk, dat t.b.v. de gemeente (het energiebedrijf) gerealiseerd zal worden, zal geen problemen ondervinden met een tegenstrijdigheid t.o.v. het bestemmingsplan.

I.8.8 Bereikbaarheid van de centrale

Het omliggende terrein, dat ligt op een hoogte van $19,50 \text{ m}^+ \text{ N.A.P.}$, is niet altijd goed begaanbaar, omdat dit bij zeer hoge afvoeren en bij zeer hoge Naaswaterstanden

inundeert, dit zal ongeveer eens per drie jaar gebeuren als de w.k.c. in bedrijf is.

Om een goede begaanbaarheid in alle situaties mogelijk te maken moet het terrein ca. 1,5 m opgehoogd worden.

Een eenvoudigere oplossing is om te accepteren dat men in extreme situaties over een geïnundeerd terrein zal moeten lopen, dan kan men met een kleinere verhoging volstaan.

Een tijdelijke toegangsweg, nodig voor het materieel tijdens de bouw, kan men ook zodanig maken dat dit een permanente toegangsweg wordt. De hoogteligging van deze zeer korte toegangsweg (enkele tientallen meters) wordt voor een goed functioneren gekozen op 20 m⁺ N.A.P.. Om aan te sluiten op de hoger gelegen Andersonsweg zal een gedeelte natuurlijk hoger moeten liggen.

2.1 Diepteligging van de turbine

Er moet m.b.t. de diepteligging van de turbine aan twee criteria worden voldaan:

- (1) Geen luchtaanzuiging bij de inlaat
- (2) Cavitatie moet voorkomen worden

ad 1: Volgens Pugh(ref. 14) geldt de volgende formule

(door Gordon ontwikkeld): $s > cuD^{0,5}$

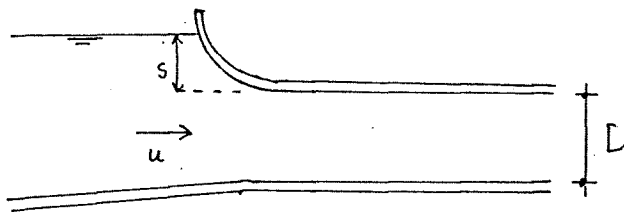
s = onderdompeling (m)

c = constante = 0,3 à 0,4 (0,3 voor radiale instroming en 0,4 voor laterale)

u = intreesnelheid = 0,84 m/s (zie 2.2)

D = diameter van turbine = 2,65 m

$$s > 0,4 \cdot 0,84 \cdot 2,65^{0,5} = 0,54 \text{ m}$$



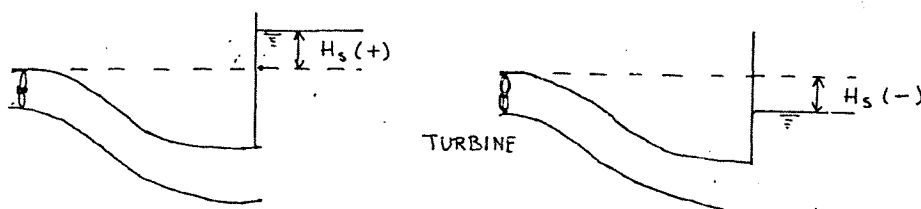
ad 2: Cavitatie kan drie ongewenste effecten teweegbrengen n.l. verlies van rendement, trillingen t.g.v. luchtbellen en het imploderen van luchtbellen (veroorzaakt schade aan de turbinebladen).

Ter voorkoming van cavitatie bedraagt de maximale zuighoogte (H_s): $B - \sigma H_n$

B = barometrische drukhoogte = 9,76 m

σ = cavitatieconstante van Thoma

H_n = nettovalhoogte = 2,20 m



Bij de toegepaste turbine hoort een toerental van ca. 90 per minuut, voor het specifiek toerental geldt:

$$n_s = n \frac{\sqrt{P}}{H_n \sqrt[4]{H_n}} = 90 \frac{\sqrt{355 \cdot 1,33}}{2,2 \sqrt[4]{2,2}} = 830 \text{ toeren/min.}$$

P = vermogen in P.K.

n_s = specifiek toerental

n = toerental

Volgens Mosonyi geldt voor cavitatieconstanten van Kaplan- en propellerturbines $\sigma = 1,7$ bij dit specifiek toerental, dus is de maximale zuighoogte:

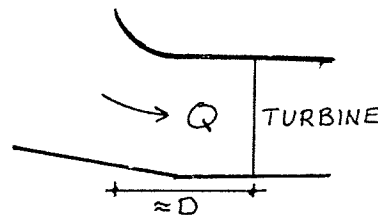
$$H_s = H - \sigma H_n = 9,76 - 1,7 \cdot 2,2 = 6,02 \text{ m}$$

Het hoogste punt van de waaijer mag dus maximaal 6,02 m boven de laagste benedenwaterstand liggen, dus op maximaal $15,50 + 6,02 = 21,52 \text{ m}^+ \text{ N.A.P.}$

In dit geval weegt het criterium van de luchtaanzuiging het zwaarst. De gekozen turbine heeft een zodanige vorm (grote diameter van de leidschoepen) dat gekozen wordt om de as van de turbine te leggen op $16,5 \text{ m}^+ \text{ N.A.P.}$

2.2 Inlaat

Om de energieverliezen te beperken moet de vernauwing bij de inlaat zo geleidelijk mogelijk geschieden. Een ronde inlaatopening is het beste, maar uit constructieve overwegingen wordt alleen de bovenzijde afgerond, zodat scherpe hoeken vermeden worden.



De lengte van dit stuk van de inlaat kan betrekkelijk kort zijn, ongeveer gelijk aan de turbinediameter (D).

Om andere energieverliezen te minimaliseren en om het reinigen van het krooshek met de hand mogelijk te houden moet de intreesnelheid beperkt blijven (kleiner dan 0,9 m/s). Dit heeft uiteraard consequenties voor de afmetingen van de inlaat. De bodem van de inlaat ter hoogte van het krooshek ligt op 14,5 m⁺ N.A.P., de waterdiepte is daar dus 5 m. Bij een breedte van 5,7 m wordt de maximale intreesnelheid:

$$u = \frac{Q_{\max}}{B \cdot a} = \frac{24}{5,7 \cdot 5} = 0,84 \text{ m/s}$$

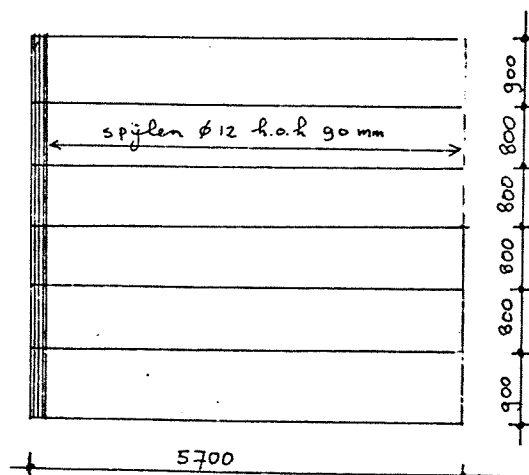
Bij dergelijke snelheden blijkt het intreeverlies mee te vallen, de berekening ervan is gegeven in 2.6.

Om een goede aansluiting op de bodem van de Roer mogelijk te maken zal de totale lengte van de inlaat groter zijn dan nodig alleen voor de bovengenoemde zaken.

Het eerder genoemde krooshek of rooster is nodig om de turbine te beschermen tegen grof vuil e.d.. Er zal ook energieverlies optreden t.g.v. dit rooster, het toepassen van een fijnmazig net is dan ook niet aan te bevelen.

Het rooster zal regelmatig schoongehouden moeten worden. De h.o.h. afstand van de spijlen wordt gekozen op $D/30 = 2,65/30 = 0,09 \text{ m}$.

De dikte van de spijlen hangt af van de intreesnelheid (0,84 m/s) en de nietgesteunde lengte van de staven (i.v.m. trillingen, zie ref. 20). Gekozen is $\phi 12$ met een nietgesteunde lengte van 0,8 m. Om de 0,8 m wordt een dwarsstaaf aangebracht.



De helling van het rooster is normaal 70° - 90° t.o.v. het horizontale vlak. Voorlopig wordt een waarde van 80° aangehouden.

2.3 Zuigbuis en uitlaat

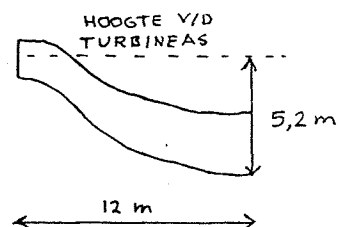
De zuigbuis heeft als voornaamste doel het omzetten van de snelheidshoogte van het water na het verlaten van de turbine in drukhoogte. De snelheid u na de turbine correspondeert met een snelheidshoogte $u^2/2g$.

Indien er geen zuigbuis aanwezig zou zijn, zou een groot deel van deze energie verloren gaan.

Om grote vertragingen tegen te gaan wordt de zuigbuis geleidelijk verwijd. Deze verwijding gebeurt in breedterichting en wel 1:8.

De diepste ligging van de zuigbuis is 2 à 2,5 D, aangehouden wordt de minimale waarde, dus het diepste punt is gelegen op $16,5 - 5,2 = 11,3 \text{ m}^+ \text{ N.A.P.}$.

De lengte van de zuigbuis is volgens Pugh (ref. 14) 4,5 à 5 D, dus 11,7 à 12 m. Er wordt gekozen voor 12 m, dan wordt de breedte aan het einde van de zuigbuis 5,7 m, evenals de van de inlaat, door de verwijding van 1:8.



De vormgeving van de zuigbuis is zodanig dat aan het begin (vlak na de turbine) het een cirkelvormige doorsnede heeft die geleidelijk overgaat in een rechthoekige doorsnede. Aan het einde van de zuigbuis (=begin van de uitlaat) moeten de afmetingen zodanig zijn dat de snelheid van het water flink gereduceerd is.

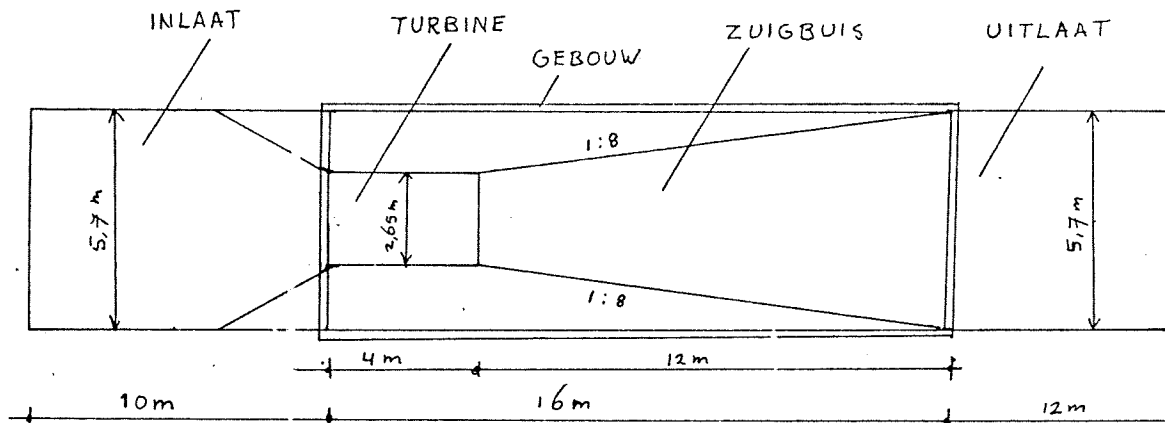
Om vergroting van de turbulentie te voorkomen moet het einde van de zuigbuis 0,75 à 1 m beneden de laagste benedenwaterstand ($=15,50 \text{ m}^+ \text{ N.A.P.}$) liggen. Bij een minimale onderdompeling van 0,75 m wordt de bovenkant vastgesteld op $15,50 - 0,75 = 14,75 \text{ m}^+ \text{ N.A.P.}$.

Dit betekent dat het einde van de zuigbuis een hoogte

heeft van $14,75 - 11,3 = 3,45$ m. De maximale snelheid op dit punt is dan $Q/bh = 24/5,7 \cdot 3,45 = 1,2$ m/s.

De turbulentie is dan nog erg groot, om dit te verminderen i.v.m. uitschuring van de bodem wordt meestal een uitlaat toegepast.

De lengte van de uitlaat ligt in de orde van $4 \text{ à } 5 D$ (ref. I4) dus $10,6 \text{ à } 13$ m. Gekozen wordt een lengte van 12 m.



2.4 Stabiliteit van de gehele constructie

Belastinggevallen

In de gehele levensduur van de w.k.c. moet aan de verschillende eisen ten aanzien van de stabiliteit worden voldaan. De volgende belastinggevallen voor de gehele constructie kunnen worden onderscheiden:

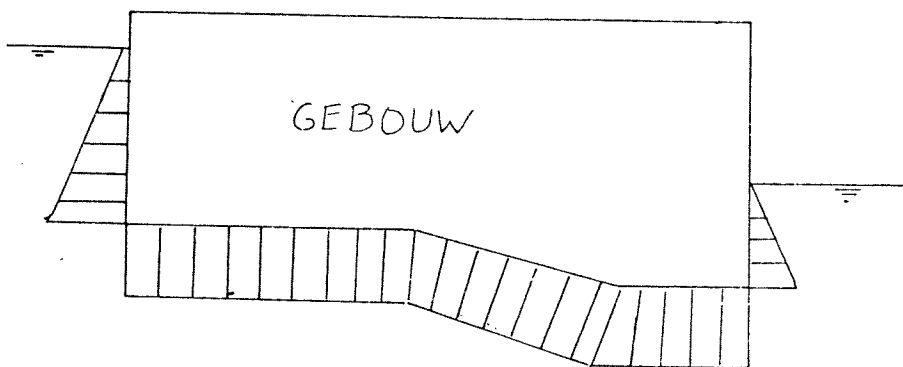
Gebruiksfase

Vertikale belasting:

- eigen gewicht van de constructie en apparatuur
- gewicht van het water in de constructie
- opwaartse waterdruk onder de constructie

Horizontale belasting:

- neutrale gronddruk
- druk t.g.v. het verval
- stromingsdruk (weinig over bekend)



Inspectiefase

Vertikale belasting:

- eigen gewicht van de constructie en apparatuur
- opwaartse waterdruk onder de constructie

Horizontale belasting:

- neutrale gronddruk
- druk t.g.v. het verval

Bouwfase

Vertikale belasting:

- opwaartse waterdruk

Horizontale belasting:

- actieve gronddruk
- waterdruk bij hoge waterstanden

De bouwfase wordt nader uitgewerkt in 2.7

Bepaling van de dikte van de vloer voor stabiliteit

Bij de berekening wordt er van uitgegaan dat de uitlaat los is van de zuigbuis. De lengte van de constructie, waar vanuit gegaan wordt is dan 26 m, waarvan 24 m drooggezet kan worden. De totale breedte is $5,7 + 2 \cdot 0,4 = 6,5$ m

gewicht van constructie

- Stel dikte v/d vloer = A, vol: $26 \times 6,5 \times A = 169 \times A \text{ m}^3$
- wanden van inlaat: $2 \times 29 \times 5 \times 0,4 = 36 \text{ m}^3$
- dak van inlaat: $5 \times 5,7 \times 0,6 = 17 \text{ m}^3$

- lange wanden van gebouw : $2 \times 16 \times 6 \times 0,4 = 77 \text{ m}^3$
 - korte wanden van gebouw : $2 \times 6 \times 4 \times 0,4 = 19 \text{ m}^3$
 - dak van gebouw : $16 \times 6,5 \times 0,3 = 31 \text{ m}^3$
 - onderbouw rond zuigbuis : $12,5 \times 2,5 \times 2 = 94 \text{ m}^3$
- totaal volume: $274 + 169 \cdot A \text{ m}^3$
- gewicht: $(274 + 169 \cdot A) \times 24 \text{ kN/m}^3 = \underline{(6,6 + 4,1 \cdot A) \cdot 10^3 \text{ kN}}$

gewicht water in constructie

- inlaat (voor afsluitmiddel) : $2 \times 5,7 \times 3,5 = 40 \text{ m}^3$
 - inlaat (na afsluitmiddel) : $5,5 \times 5 \times 5 = 138 \text{ m}^3$
 - inhoud zuigbuis en turbine : $17 \times 4 \times 3 = 204 \text{ m}^3$
- totaal volume: 382 m^3
- gewicht: $382 \times 10 \text{ kN/m}^3 = \underline{3,8 \cdot 10^3 \text{ kN}}$

gewicht turbine en generator

- een redelijke schatting is : $\underline{1 \cdot 10^3 \text{ kN}}$

De optelling van de gewichten levert de volgende waarden op:

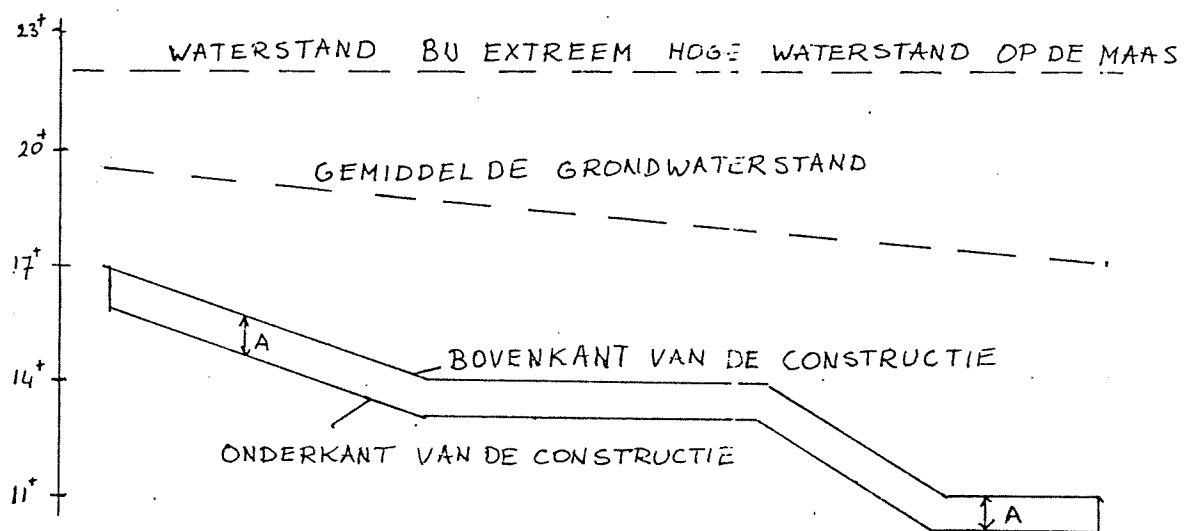
Totaal gewicht in bedrijfsfase : $\underline{(11,4 + 4,1 \cdot A) \cdot 10^3 \text{ kN}}$

Totaal gewicht in inspectiefase : $\underline{(8,0 + 4,1 \cdot A) \cdot 10^3 \text{ kN}}$

Belasting

De opwaartse druk van het water kan werken op een vlak ter grootte van: $26 \cdot 6,5 = 169 \text{ m}^2$.

De gemiddelde hoogte van de onderkant van de constructie is: $(14 - A) \text{ m}^+ \text{ N.A.P.}$.



Bedrijfsfase

Gemiddelde grondwaterstand: 18,25 m⁺ N.A.P.

Opwaartse druk: $(18,25 - (14-A)) \cdot 10 \cdot 10^3 = (42,5+10A) \cdot 10^3$
N/m²

Veiligheidscoëfficiënt: 1,5

Opwaartse kracht: $1,5 \cdot 169 \cdot (42,5+10A) \cdot 10^3$ N =
 $(10,7+2,5A) \cdot 10^3$ kN

Er is evenwicht als het gewicht in de bedrijfsfase groter is dan de opwaartse kracht, dus als:

$(11,4+4,1 A) \cdot 10^3 > (10,7+2,5A) \cdot 10^3$, dit is altijd in orde.

Maatgevend is echter een extreem hoge Maaswaterstand. Wij gaan uit van een frequentie van eens per 50 jaar, 21 m⁺ N.A.P.. Bij een nog hogere waterstand wordt een lagere veiligheid geaccepteerd.

Opwaartse kracht: $(21 - (14-A)) \cdot 10 \cdot 1,5 \cdot 169 =$
 $(16,3+2,7A) \cdot 10^3$ kN

Evenwicht als:

$(11,4+4,1 A) \cdot 10^3 > (16,3+2,7A) \cdot 10^3$, hieruit volgt:

A = 3,75 m.

Inspectiefase

Er wordt nu ook gerekend met een maximale waterstand van 21 m⁺ N.A.P., echter met een lagere veiligheidscoëfficiënt, omdat bij plotseling stijgende Maaswaterstand men de centrale weer vol kan laten lopen met water.

Veiligheidscoëfficiënt: 1,2

Gewicht in inspectiefase: $(8,0+4,1 A) \cdot 10^3$ kN

Opwaartse kracht: $1,2 \cdot 169 \cdot (21 - (14-A)) \cdot 10 =$
 $(14,2+2,0 A) \cdot 10^3$ kN

Evenwicht als:

$(8,0+4,1 A) \cdot 10^3 > (14,2+2,0 A) \cdot 10^3$, hieruit volgt:

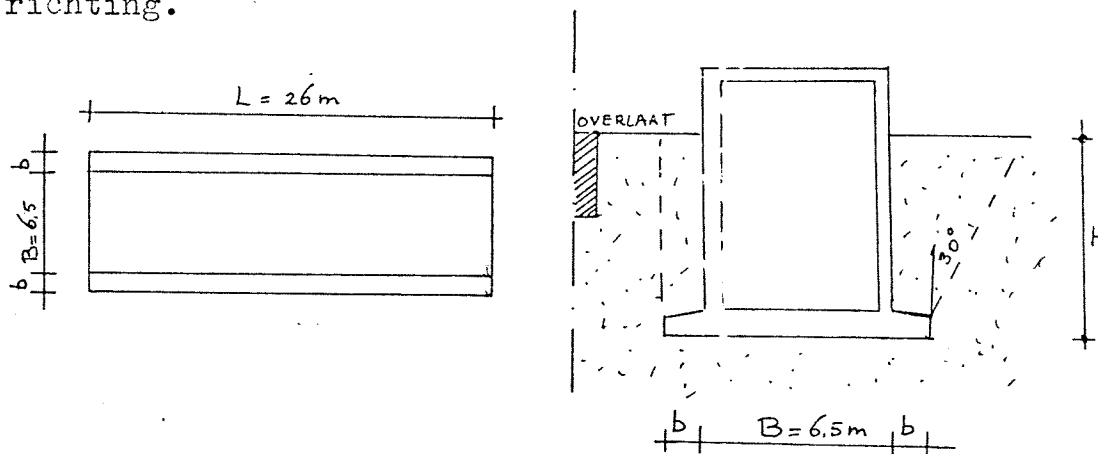
A = 2,90 m.

De bedrijfsfase is dus maatgevend. De vloerdikte moet 3,75 m worden, dit is veel groter dan normaal bij dit soort waterkrachtcentrales. Deze hoge dikte, die constructief alleen voor de stabiliteit nodig is, werkt sterk kostenverhogend,

dus is een oplossing uitgewerkt om de vloerdikte terug te brengen tot één meter.

Voorziening t.b.v. de stabiliteit

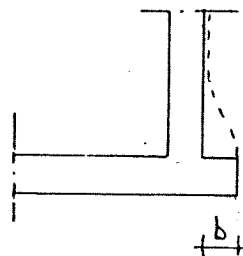
Een mogelijkheid is om een uitkraging, met een breedte b , aan weerszijde van de constructie aan te brengen in de lengterichting.



Behalve de grond boven de uitkraging wordt erop gerekend dat bij opdrijven van de constructie er een moot grond meewerkt met een schuifvlak onder een hoek van 30° , de hoek van inwendige wrijving van zand. Dit schuifvlak kan echter maar aan één kant volledig optreden, omdat aan de andere kant de overlaat ligt. Voor de veiligheid wordt het scheve schuifvlak maar aan één zijde meegerekend.

b moet groot genoeg zijn, opdat er geen schuifvlak ontstaat, dat, door een onregelmatigheid in de grond, toch weer langs de constructie gelegen is.

We nemen aan dat een breedte van 0,5 m voldoende is. Deze maat is ook zodanig dat de bouwput niet of nauwelijks verbreed hoeft te worden, aangezien er rekening



gehouden moet worden met een afstand van de buitenkant van de wand van de constructie tot aan de damwand.

Controle vertikaal evenwicht

Opwaartse druk: $(70 + 10 A) \text{ kN/m}^2$ (bij hoge Maaswaterstand)

Oppervlakte: $26 \cdot (6,5 + 1) = 195 \text{ m}^2$

resterende horizontale kracht (F_b): $\frac{1}{2} \rho g (h_{bo}^2 - h_{be}^2) \times B =$
 $\frac{1}{2} \times 10^3 \times 10 \times (7^2 - 3^2) \times 7,5 = 1,3 \cdot 10^3 \text{ kN}$

De totale horizontale belasting is dan:

$$F_{ah} + F_b = 1,0 \cdot 10^3 + 1,3 \cdot 10^3 = 2,3 \cdot 10^3 \text{ kN.}$$

In de inspectiefase is het totale gewicht van grond en constructie $25,5 \cdot 10^3 - 3,4 \cdot 10^3 = 22,1 \cdot 10^3 \text{ kN}$, verminderd met de opwaartse waterdruk wordt naar beneden gerichte kracht: $22,1 \cdot 10^3 - 50 \cdot 26 \cdot 7,5 = 12,3 \cdot 10^3 \text{ kN}$

Er zal geen afschuiving optreden als:

$$\gamma \times F < G \times \tan \phi$$

$$1,5 \times 2,3 \cdot 10^3 < 0,577 \times 12,3 \cdot 10^3$$

$$3,5 \cdot 10^3 < 7,1 \cdot 10^3, \text{ dit is dus in orde.}$$

Waarschijnlijk werkt niet het hele schuifvlak mee, maar de veiligheid is groot genoeg om dit verschil te verwaarlozen.

Als resultante van de horizontale belasting en het gewicht verkrijgt men $R = 22,2 \cdot 10^3 \text{ kN}$.



$$F = 2,3 \cdot 10^3$$

$$R = 22,2 \cdot 10^3$$

$$G = 22,1 \cdot 10^3$$

De resultante valt binnen de kern van de doorsnede, dus zal het momentenevenwicht ook verzekerd zijn.

Onder- en achterloopsheid

De onder- en achterloopsheid van een constructie kunnen problemen opleveren voor de stabiliteit.

De problemen treden vooral op bij een fundering op palen.

De zetting van het grondpakket t.o.v. de constructie is zeker niet ondenkbeeldig, waardoor een spleet tussen de constructie en de ondergrond ontstaat. Dit leidt door de grondwaterstroming tot ontgronding, waardoor de watersnelheden in de spleet weer groter worden, dit leidt tot verdere ontgronding, waardoor uiteindelijk de stabiliteit van de constructie in gevaar kan komen.

Er is gekozen voor de methode van Lane, die in Nederland veel toegepast wordt. Lane stelt:

$$C_L = \frac{L_{\text{vert}} + \frac{1}{3} L_{\text{hor}}}{h}$$

L = totale kwelweglengte

C_L = coëfficiënt, afhankelijk van de grondsoort

H = verval over de constructie = 2,5 m

Volgens een boorprofiel nabij de Hoge Bat (bijlage IO) bestaat de ondergrond uit grof zand (afgewisseld met grindlagen), hieruit volgt $C_L = 5$.

Als men L_{vert} op 3 m stelt, dan moet L_{hor} 37,5 m zijn. Hieraan wordt voldaan (zie errata)

2.5 Fundering

Bij toepassing van een 1 m dikke vloer en uitkraging bedraagt het gewicht van de constructie en grond $25,5 \cdot 10^3$ kN. Dit geeft een gronddruk ter grootte van:

$$\sigma_{\text{gr}} = \frac{25,5 \cdot 10^3}{7,5 \times 26} = 130 \text{ kN/m}^2 = 0,13 \text{ N/mm}^2$$

$$\sqrt[3]{V}_k = \sqrt[3]{V}_{\text{gr}} - \sqrt[3]{V}_w = 130 - 50 = 80 \text{ kN/m}^2 = 0,08 \text{ N/mm}^2$$

Aangezien de ondergrond voornamelijk uit zand bestaat, zijn er geen problemen te verwachten m.b.t. de zetting van de ondergrond, aangenomen dat de pakking niet los is. De slappe lagen (de bovenste 5 m) zijn immers reeds verwijderd tijdens de bouw van de w.k.c..

Voor de bepaling van de toelaatbare korrelspanning wordt op vaste zandgrond meestal een waarde van de toelaatbare korrelspanning gehanteerd van 0,2 à 0,4 N/mm².

Er zijn dus geen problemen ten aanzien van de fundering.

2.6 Hydraulische verliezen

De hydraulische verliezen bestaan uit:

- (1) Inlaatverliezen
- (2) Wrijvingsverliezen
- (3) Knikverliezen, bochtverliezen
- (4) Uittreeverliezen

ad 1: De inlaatverliezen (ΔH_i) bestaan uit:

- intreeverliezen, $\Delta H = k(u^2/2g)$

k = coëfficiënt (0,3 bij ronde vormgeving en 1,3 bij scherpe hoeken), stel $k = 0,7$

u = intreesnelheid (0,84 m/s, zie 2.2)

$$\Delta H = 0,7(0,84^2/2 \times 9,8) = 0,03 \text{ m.}$$

- krooshekverliezen, $\Delta H = K_t(t/b)^{1,33}(u^2/2g)\sin\alpha$
(O.Kirschmers formule), zie ref. I4

K_t = coëfficiënt (1,67 bij ronde staven)

t = h.o.h. afstand tussen de spijlen

b = staafdiameter

α = hoek van de staven t.o.v. horizontaal vlak

$$\Delta H = 1,67 \left(\frac{0,012}{0,09} \right)^{1,33} \cdot \frac{0,84^2}{2 \times 9,8} \sin 80^\circ = 0,004 \text{ m,}$$

dit is te verwaarlozen.

$$\text{Dus } \Delta H_i = 0,03 \text{ m}$$

ad 2: De wrijvingsverliezen in de constructie (ΔH_w) zijn:

$$\Delta H_w = \frac{L}{D} \cdot \frac{u^2}{2C^2} \quad (\text{zie I.6.2})$$

$$L = 20 \text{ m}$$

$$D = 2,65 \text{ m}$$

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

$$C = 100 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$$

$$\Delta H_w = \frac{20}{2,65} \cdot \frac{2^2}{2 \times 100^2} = 0,0015 \text{ m, dit verlies is}$$

verwaarloosbaar

ad 3: Deze verliezen (ΔH_b) worden geschat op $0,1 \cdot u_n^2 / 2g$
 u_n = snelheid in de bocht na de turbine = 4,35 m/s

$$\Delta H_b = 0,1 \cdot \frac{4,35^2}{2 \times 9,8} = 0,10 \text{ m}$$

ad 4: De uittreeverliezen (ΔH_u) zijn afhankelijk van de
snelheid bij de uittree van de zuigbuis (=1,2 m/s)
en zijn groot: $u_{\text{uittree}}^2 / 2g$.

$$\Delta H_u = \frac{1,2^2}{2 \times 9,8} = 0,07 \text{ m}$$

Het totale hydraulische verlies bedraagt dus:

$$0,03 + 0,10 + 0,07 = 0,20 \text{ m.}$$

Dit geldt alleen bij het maximumdebiet, bij de berekening
van de verschillende snelheden is hier van uitgegaan.

Omdat er een aantal schattingen in de berekening van het
hydraulisch verlies voorkomen, heeft het geen zin om dit
ook voor andere debieten te bepalen. Bij lagere debieten
zal het hydraulisch verlies in ieder geval kleiner zijn,
dus is het zeker niet een te gunstig uitgangspunt als men
de nettovalhoogte (brutovalhoogte - hydraulisch verlies)
wil bepalen.

In het vorige deelonderzoek is de bruto valhoogte (H_b)
voor o.a. een w.k.c. bij de Hoge Bat berekend voor
verschillende turbinedebieten. Bij het ontwerpdebiet
(17 m³/s) zal H_b ongeveer 2,40 m bedragen.

De nettovalhoogte wordt dan $2,40 - 0,20 = 2,20 \text{ m.}$

Het hydraulisch verlies, uitgedrukt als percentage van H_b ,
is $0,20 / 2,40 \times 100\% = 8\%$.

Dit is een acceptabele waarde en geeft geen aanleiding om
de gekozen vormgeving van de waterkrachtcentrale te
wijzigen om een beter hydraulisch rendement te verkrijgen.

Ter vergelijking: de in I.6.2 berekende hydraulische
verliezen van een heveloplossing bedragen bij een zeer
goede vormgeving ca. 25%.

2.7 Bouwmethoden

Een aantal bouwmethoden worden achtereenvolgens besproken waarbij tevens wordt aangegeven welke bouwwijze in bannerking kan komen voor de waterkrachtcentrale.

1.) Het maken van een klassieke bouwput

Dit is een door taluds begrensde ingraving. De bodem van de ingraving ligt op het niveau van de onderzijde van het te maken bouwwerk. De werkelijke bouw geschiedt in den dree, er zal dan ook een bronbemaling moeten worden toegepast om het grondwater tot beneden de putbodem te verlagen. Nabij de overlaat de Hoge Bat is geen ruimte beschikbaar om deze bouwmethode toe te passen.

2) Een bouwput begrensd door verankerde damwanden.

In plaats van het maken van taluds zoals bij de klassieke bouwput, kan men de put door damwanden omgeven.. Een bronbemaling is noodzakelijk om de grondwaterstand te kunnen verlagen tot ongeveer 0,5 meter beneden de putbodem. Aanbevolen wordt om onderwaterpompen toe te passen, dit gezien de goed doorlatende ondergrond. De capaciteit van onderwaterpompen ligt meestal tussen de 40 - 100 m³/h. De grondwaterstandsverlaging kan nadelige gevolgen hebben voor de omgeving, met name de taluds van de nabijgelegen Andersonweg en de overlaat de Hoge Bat. Het opgepompte water zal moeten worden teruggevoerd in de ondergrond d.m.v. een zg. retourbemaling. Deze diepteinfiltratie kan de nadelige effecten van de grondwaterstandsverlaging ondervangen. De afvoerleidingen van de bouwputbronnen worden aangesloten op de retourputten. Retourbemaling betekent dat een zwaardere bemaling vereist is. De grondwaterstroming kan worden beperkt door het toepassen van injectiemethoden, waardoor de doorlatendheid van het grondpakket kan worden beperkt. In het algemeen zijn deze injectiemethoden vrij duur.

Berekening pompedebit

Het is vrij moeilijk het waterbezwaar in de bouwput te bepalen en de daarbij behorende bemalingscapaciteit. Het grondprofiel is opgenomen in bijlage 10, echter tot een peil van 12m⁺ NAP. Beneden deze waarde zal de ondergrond waarschijnlijk bestaan

uit goed doorlatende lagen. (grof zand, afgewisseld met grindlagen).

In een goed doorlatend grondmassief geldt : (ref. 5)

$$(I) \quad H^2 - h^2 = - \frac{Q}{\pi \cdot k} \cdot \ln \frac{r}{R} \quad \text{waarbij}$$

- $H = 20$ m (dikte watervoerende laag, schatting)
- $h = 10$ m (waterstand tov. ondoorlatende laag, schatting)
- $k = 10^{-3}$ m/s (schatting doorlatendheid ondergrond)

$$- k_{\text{klei}} = 10^{-9} \text{ m/s}$$

$$- k_{\text{fijn zand}} = 10^{-4} \text{ á } 10^{-5} \text{ m/s}$$

$$- k_{\text{matig grof-matig fijn zand}} = 10^{-3} \text{ á } 10^{-4} \text{ m/s}$$

$$- k_{\text{grof zand}} = 10^{-3} \text{ m/s}$$

$$- k_{\text{grind}} = 10^{-2} \text{ m/s}$$

- $r = 12,8$ (straal van de bouwput)

- Deze waarde volgt uit de aanname van een cirkelvormige bouwput met een oppervlakte van 513 m^2 :

$$\pi \cdot r^2 = 513 \quad \Rightarrow \quad r = 12,8 \text{ m}$$

- $R = 950$ m (dit is de afstand waarbij de grondwaterstandsverlaging nagenoeg gelijk aan 0 is.)

- Q = te berekenen pompdebiet

Uit de formule van Sichardt (ref. 5) volgt :

$$R = 3000 (H - h) \sqrt{k} = (3000 (20 - 10) \sqrt{10^{-3}}) = 950 \text{ m}$$

$$\text{Uit (I) volgt : } 20^2 - 10^2 = - \frac{Q}{\pi \cdot 10^{-3}} \cdot \ln \frac{12,8}{950} \Rightarrow$$

$$Q = 0,22 \text{ m}^3/\text{s} = 783 \text{ m}^3/\text{h}$$

Dit benodigde debiet zal nog met 20% moeten worden verhoogd aangezien de ondoorlatende laag op grote diepte ligt. (de waarde voor Q : $940 \text{ m}^3/\text{h}$).

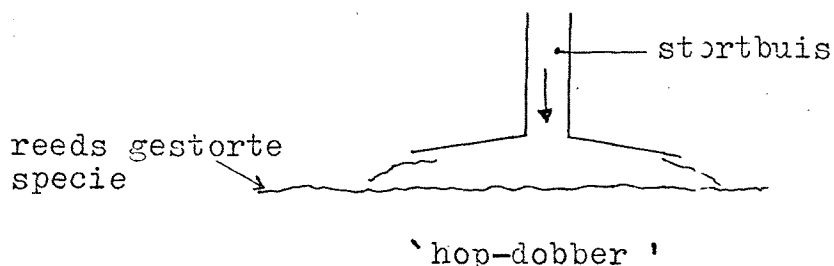
Uit bovenstaande berekening volgt dat een groot aantal pompen nodig zijn om een grondwaterstandsverlaging van 7,5 m mogelijk te maken. In bovenstaande berekening is geen rekening gehouden met de aan te sluiten retourputten. Het benodigde

pompdebiet ligt dan ook veel hoger dan het hiervoor berekende debiet. De retourputten liggen ook vrij dichtbij de pompputten, namelijk op ongeveer 30 meter afstand. Tevens zal een grondwaterstroning plaatsvinden vanaf de rivier de Roer, waardoor de pompcapaciteit nóg hoger zal liggen.

Het benodigde damwandprofiel is berekend in bijlage II. Gekozen is voor een Hoesch V damwandprofiel ($W=3000 \text{ cm}^2$)

3) Een damwandkuip gevormd door verankerde en/of gestempelde stalen damwanden en een vloer van onderwaterbeton.

Het voordeel van deze methode is dat er voor de bouw weinig ruimte nodig is en geen bemaling. De bouwwijze is als volgt: Allereerst worden damwanden geheid. Vervolgens wordt de grond tussen de damwanden verwijderd, waarbij het waterniveau in de kuip gehandhaafd blijft. De onderwaterbetonvloer kan nu worden gestort, nadat de trekpalen zijn geheid. Deze onderwaterbetonvloer wordt gestort met behulp van een zogenaamde 'hop-dobber'. De werkwijze is als volgt: indien de specie door de buis wordt geleid, zal na verloop van tijd de buis omhoog komen door de druk die door deze specie wordt uitgeoefend. Deze verticale beweging van de stortbuis is geregistreerd, zodat de dikte van de reeds gestorte laag bekend is. De stortbuis kan nu in het horizontale vlak worden verplaatst. Als resultaat van deze werkwijze wordt een vrij regelmatig oppervlak verkregen.



Nadat de onderwaterbetonvloer gestort is, kan de bouwkuip worden leeggepompt en de uiteindelijke betonconstructie worden gemaakt.

De verankering of de stempels worden na een geringe ontgraving aangebracht juist boven de grondwaterstand. De grond kan hierna verder worden ontgraven. In het hierna volgende zal de onderwaterbetonvloer worden gedimensioneerd inclusief de benodigde hoeveelheid trekpalen.

-onderwaterbetonvloer zonder trekpalen.

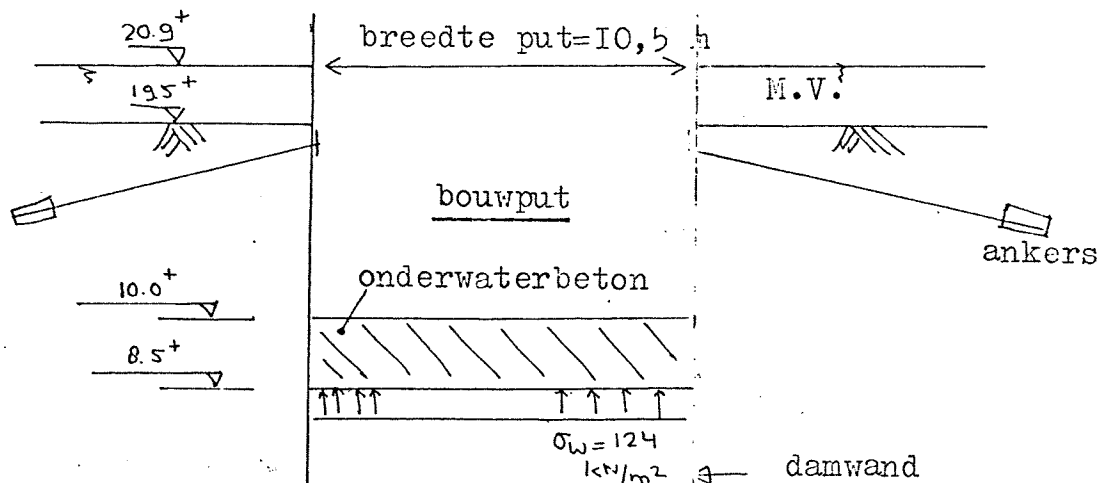
Bij deze berekening zal worden uitgegaan van een maximale waterstand van de Maas van $20,9 \text{ m}^+ \text{ NAP.}$ (overschrijdingskans van 1×50 jaar) Uiteraard kan bij de berekening met een lagere waarde van deze Maaswaterstand worden volstaan, tijdens de bouw zullen dan noodmaatregelen moeten worden getroffen om te voorkomen dat de constructie opdrijft. Indien de onderwaterbetonvloer gestort is, en de bouwkuip leeggepompt, dan bedraagt de waterdruk tegen de onderzijde van de onderwaterbetonvloer :

$$(20,9 - 8,5) \cdot 10 = 124 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{zie fig. I})$$

(N.B. Bij een geschatte dikte van de vloer van $1,5 \text{ m}$)

De benodigde dikte van de onderwaterbetonvloer volgt uit het verticale evenwicht : (volumegewicht beton : 24 kN/m^3)

$$24 \cdot D = 124 \rightarrow D_{\text{onderwaterbetonvloer}} = 5,2 \text{ m}$$



-fig. I-

Door de grote benodigde dikte van de onderwaterbetonvloer van $5,2 \text{ m}$ zal de waterdruk echter ook groter zijn.

Het is aannemelijker om een lagere extreme Maaswaterstand aan te houden, bijvoorbeeld een waterstand van $19,7 \text{ m}^+ \text{ NAP.}$ (overschrijdingsfrequentie 1×5 jaar, zie blz 29)

Uitgaande van een maximale dikte van de onderwaterbetonvloer van $5,2 \text{ m}$ volgt dan uit het verticale evenwicht :

$$(19,7 - 4,8) \cdot 10 = 149 \text{ kN/m}^2 > 124 \text{ kN/m}^2 \quad !$$

Hieruit volgt dat de bouwkuip zal opdrijven.

Uit het voorgaande blijkt dat ,om de dikte van de onderwaterbetonvloer te beperken tot ongeveer 5 m, speciale maatregelen nodig zijn om opdrijven van de kuip te voorkomen.

Uit de duurlijn van de waterstand van de Maas (bijlage 4) volgt dat een peil van 17 m⁺ NAP ongeveer twee weken per jaar optreedt. Bij deze Maaswaterstand, en een dikte van de vloer van 5 m, volgt het volgende verticale evenwicht :

$$(17 - 5) \cdot 10 = 120 \text{ kN/m}^2 < 124 \text{ kN/m}^2$$

(waterdruk) (eigen gewicht vloer)

Het verticale evenwicht is nu dus verkeerd.

Opgemerkt dient nog te worden dat na het aanbrengen van de onderwaterbetonvloer, en het leegpompen van de bouwkuip, de uiteindelijke constructie wordt gemaakt. De meest kritische fase is dan ook het leegpompen van de kuip, gelijk hierna zal moeten worden gestart met het aanbrengen van de uiteindelijke vloer van de constructie (dikte vloer : 1 m, dus 24 kN/m²)

Samenvattend bij deze bouwwijze kan worden gezegd dat een onderwaterbetonvloer met een dikte van 5 m voldoende is, mits de waterstand van de Maas niet boven het peil 17.0 m⁺ komt. Om tijdens de bouwfase geen problemen m.b.t het opdrijven te krijgen, zal ook de waterstand van de Roer in de gaten moeten worden gehouden (deze kan natuurlijk ook invloed hebben op de grondwaterstand rondom de bouwput.)

-onderwaterbetonvloer met trekpalen

Bij een onderwaterbetonvloer met een dikte van 1,5 m bedraagt de waterdruk tegen de onderzijde : 124 kN/m² (bij een Maaswaterstand van 20,9 m⁺ NAP)

Door de trekpalen zal dan moeten worden opgenomen :

$$q = (124 - 1,5 \cdot 24) = 88 \text{ kN/m}^2$$

$$q^x = 1,7 \cdot 88 = 149,5 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{rekenbelasting})$$

Gekozen is voor trekpalen met een doorsnede van 0,45 m en h.o.h. 3 m in beide richtingen. Langs het omtreksvlak van de paal geldt : $T_d = (3)^2 \cdot 149,5 = 1345 \text{ kN}$

Aangezien een betonnen paal met een doorsnede van 0,45 m

wordt gebruikt, geldt voor de schuifspanning langs de omtrek :

$$\tau_d = \frac{1345}{4 \cdot 0,45 \cdot 1,5} = 498 \text{ kN/m}^2 = 0,49 \text{ N/mm}^2 <$$

$$0,5 f_b (= 0,5 \text{ N/mm}^2)$$

In de gebruikstoestand moet de paal overbrengen :

$$88 \text{ kN/m}^2 \cdot (3)^2 = 792 \text{ kN}$$

Aangezien de palen h.o.h. 3 m staan, kan per paal niet meer grond worden geactiveerd dan een prisma van $3 \times 3 \text{ m}$.

$$\begin{array}{lcl} \text{Grondgewicht (aannahme : 40\% poriën)} & : & 0,6 \times 26 = 15,9 \text{ kN/m}^3 \\ & & 0,6 \times 10 = 6 \text{ kN/m}^3 \end{array}$$

$$\text{volumegewicht kluit} : 9,9 \text{ kN/m}^3$$

Bij deze berekening is dus uitgegaan van het zg. 'onderwatergewicht' van de kluit grond.

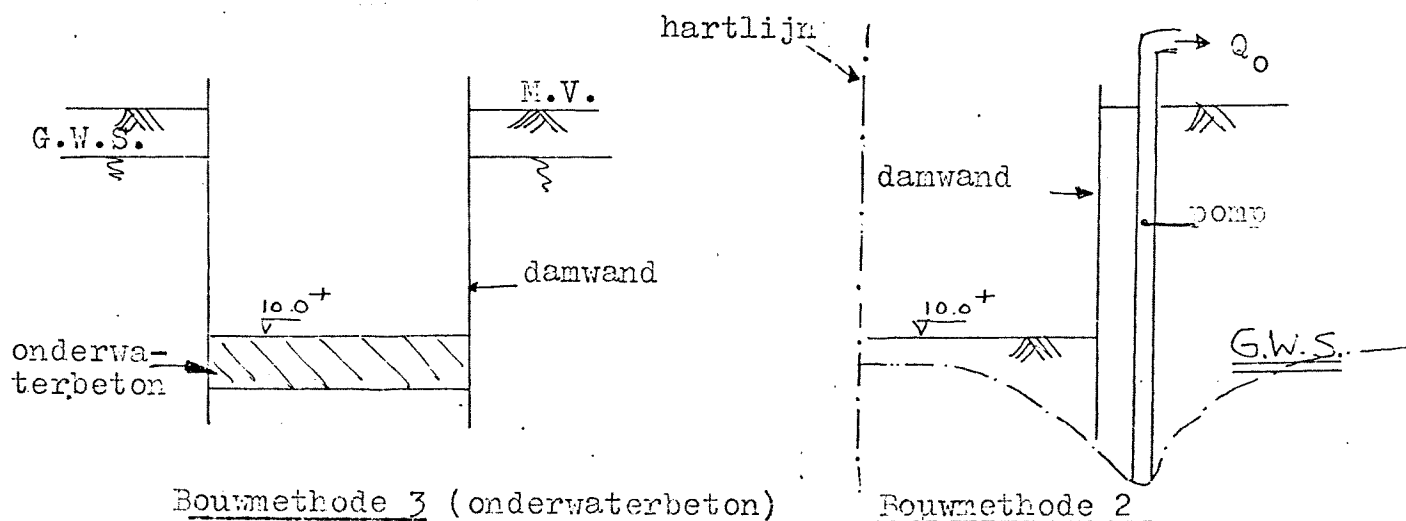
Per paal bedraagt de geactiveerde grond dan ook :

$$9,9 \text{ kN/m}^3 \cdot (3)^2 = 89,1 \text{ kN/m}$$

De benodigde paallengte bedraagt dan :

$$\frac{1,2 \cdot 792}{89,1} = 10,7 \text{ meter}$$

Als veiligheidscoëfficiënt is een waarde van 1,2 aangehouden



In bovenstaande schetsen is het verschil aangegeven tussen de bouwmethoden 2 en 3 :

Bij bouwmethode 2 is een aanzienlijke grondwaterstandsverlaging nodig, terwijl bij bouwmethode 3 alleen de bouwkuip leeggepompt moet worden.

Uit de berekening van bijlage 11 volgt dat de keuze is gevallen op de toepassing van het Hoesch V damwandprofiel.

Deze berekening is zeer globaal uitgevoerd, en dient alleen ter bepaling van een eerste schatting voor deze damwand.

Voor de economische berekening is deze berekening nodig.

4) Toepassing van een pneumatisch caisson

Bij deze methode wordt gebruik gemaakt van luchtdruk, waardoor de grondwaterstand wordt verlaagd. De overdruk waaronder moet worden gewerkt bedraagt : $10 \times H = 10 \times 7 = 70 \text{ kN/m}^2$

Hierbij is : $H = \text{grondwaterstand} - \text{niveau ontgraving}$
 $= 17^+ - 10^+ = 7 \text{ meter.}$

Onder normale omstandigheden bedraagt de overdruk 70 kN/m^2 , echter bij hoge Maaswaterstanden kan deze overdruk oplopen tot 109 kN/m^2 (bij een Maaspeil van $20,9 \text{ m}^+ \text{ NAP.}$)

Via een luchtsluis zullen personeel, materialen, en materieel in- en uitgeschut moeten worden. Het werken onder luchtdruk is kostbaar en mede gezien de niet eenvoudige constructievorm zal deze methode verder niet uitgewerkt worden.

5) Combinatie van bouwmethode 2) en 3)

Uiteraard is ook een combinatie van een grondwaterstandsverlaging en de toepassing van een onderwaterbetonvloer mogelijk. De dimensionering van de onderwaterbetonvloer en de trekpalen zal dan eenvoudiger zijn en ook goedkoper. In dit afstudeerwerk zal verder niet worden ingegaan op de optimalisering van deze bouwmethode 5).

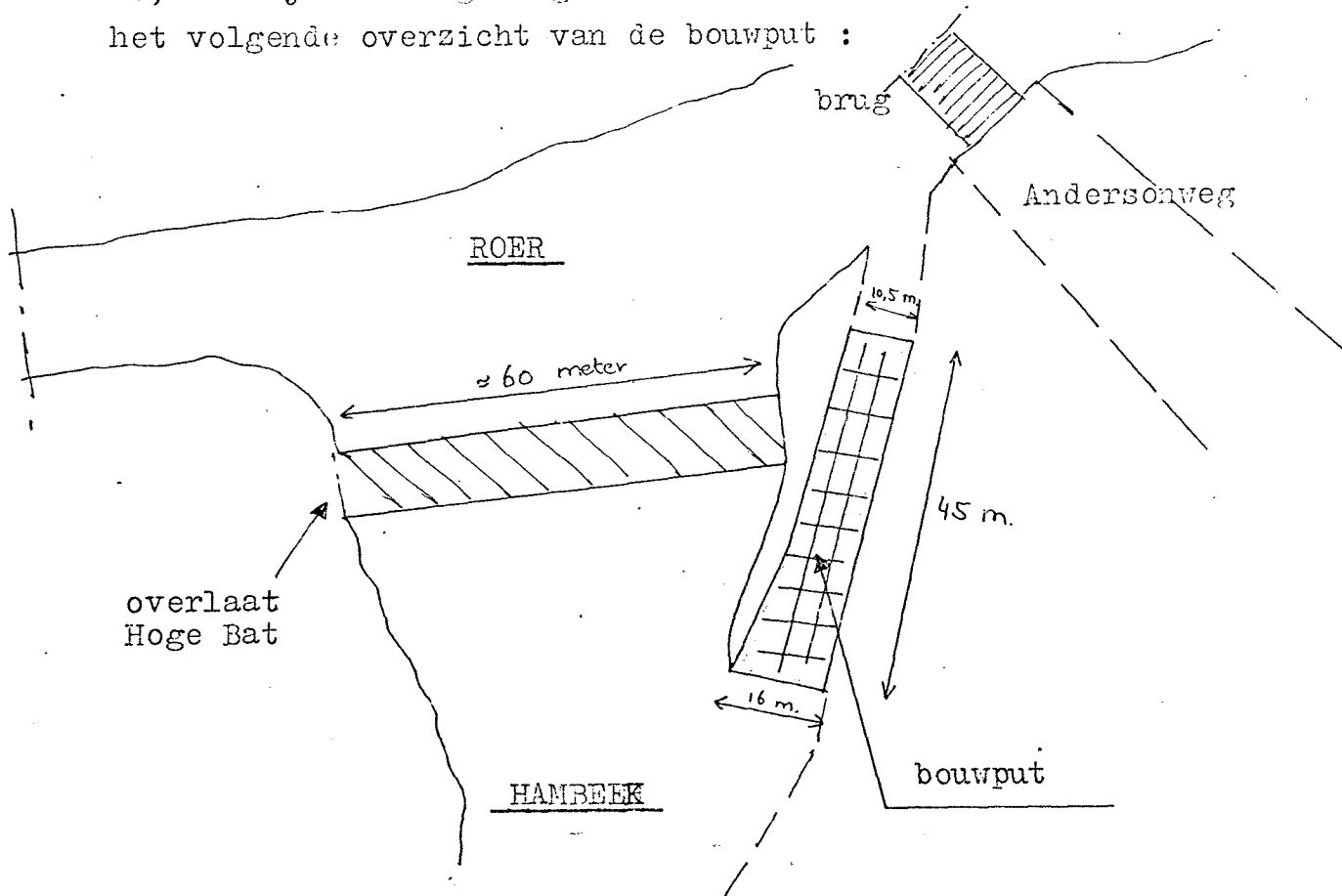
Keuze bouwmethode :

Gekozen is voor het toepassen van bouwmethode 3), dit gezien het feit dat bij bouwmethode 2) een zeer grote bemaling nodig is, waardoor de uitvoering kostbaar zal zijn. In een later stadium zal een keuze worden gemaakt uit een onderwaterbetonvloer met of zonder trekpalen (zie hoofdstuk 4, economische berekening).

Algemeen overzicht bouwput

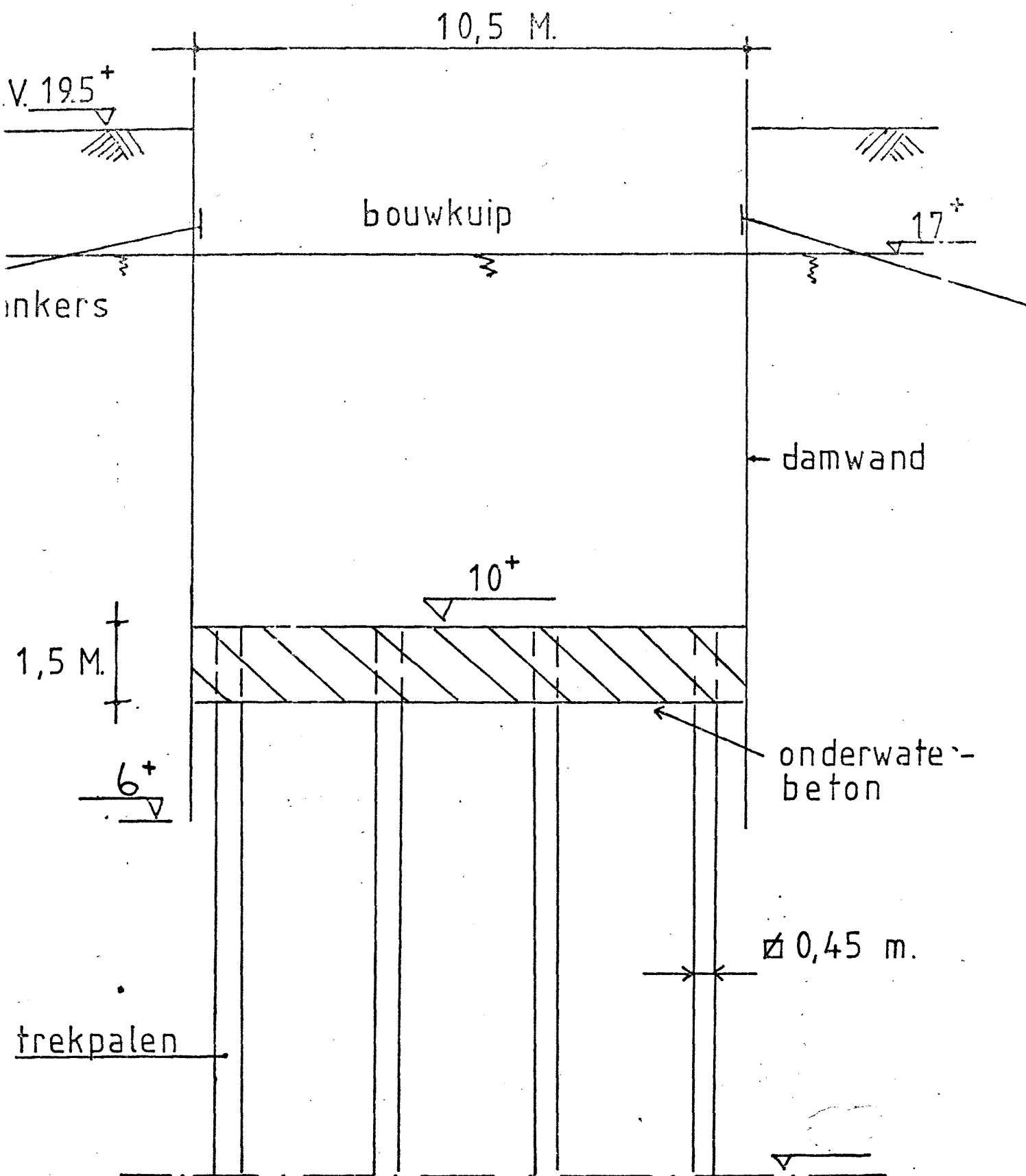
Het laagste punt van de fundering van de constructie ligt op 10 m⁺ NAP, terwijl de onderkant van de onderwaterbeton vloer op 8,5 m⁺ NAP ligt. De damwand wordt verankerd d.m.v. groutankers, welke onder een hoek met de horizontaal liggen. De groutankers aan de kant van de overlaat de Hoge Bat moeten tot onder deze betonconstructie worden doorgezet, zodat een goede verankering van de damwand optreedt.

De bouwkuip bestaat uit een oppervlakte van ongeveer 10,5 x 45 m. bij de uitlaat bedraagt de maximale breedte 16 m. Deze afmetingen volgen uit de dimensionering van de waterkrachtcentrale, waarbij rekening is gehouden met werkruimte. Dit leidt tot het volgende overzicht van de bouwput :



-overzichtssituatie bouwput,
locatie nabij Hoge Bat in Roermond -

Tevens is een dwarsdoorsnede van de bouwkuip (DSN I-I), en een overzicht van de bouwkuip gegeven indien gekozen wordt voor de toepassing van een onderwaterbetonvloer + trekpalen.

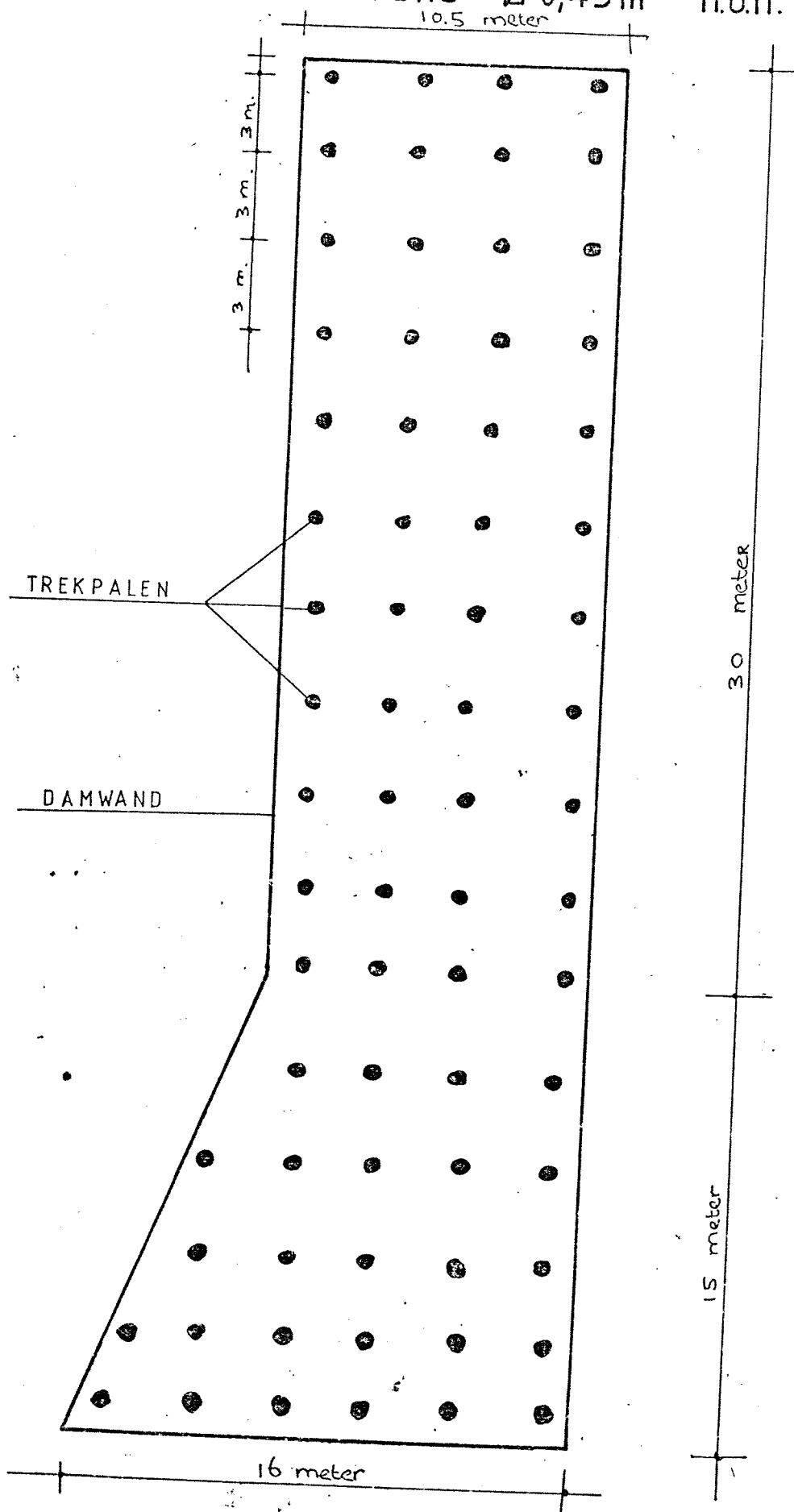


DOORSNEDE I-I, DWARSDOORSNEDE
OVER BOUWPUT MET ONDERWATER-
BETONVLOER EN TREKPALEN

schaal 1:100

OVERZICHT BOUWPUT MET TREKPALEN

(70 stuks $\varnothing 0,45\text{m}$ h.o.h. 3m)



2.8 Preciese situering en verdere uitwerking

De preciese situering van de centrale is afhankelijk van:

- bouwmethode
- omgeving: - talud van Andersonsweg
 - plaats van overlaat en woelbak
- hoeveelheid af te graven grond
- diepteligging: - inlaat
 - onderbouw
 - uitlaat
- aanstroming vanaf de Roer
- uitstroming in de Hambeek
- afmetingen van het kunstwerk

Uit de constructieve eisen voor deze w.k.c. volgt dat de totale lengte van het kunstwerk ca. 40 m bedraagt en de breedte 7,5 m.

Om een goede aanstroming en uitstroming te bewerkstelligen mag de baan van het water, bestemd voor de centrale, geen grote knikken vertonen. De lengte van de constructie is zodanig gekozen dat deze goed overeenkomt met de stroomrichting in de buitenbocht van de Roer, waar de inlaat van water plaatsvindt, en in de Hambeek.

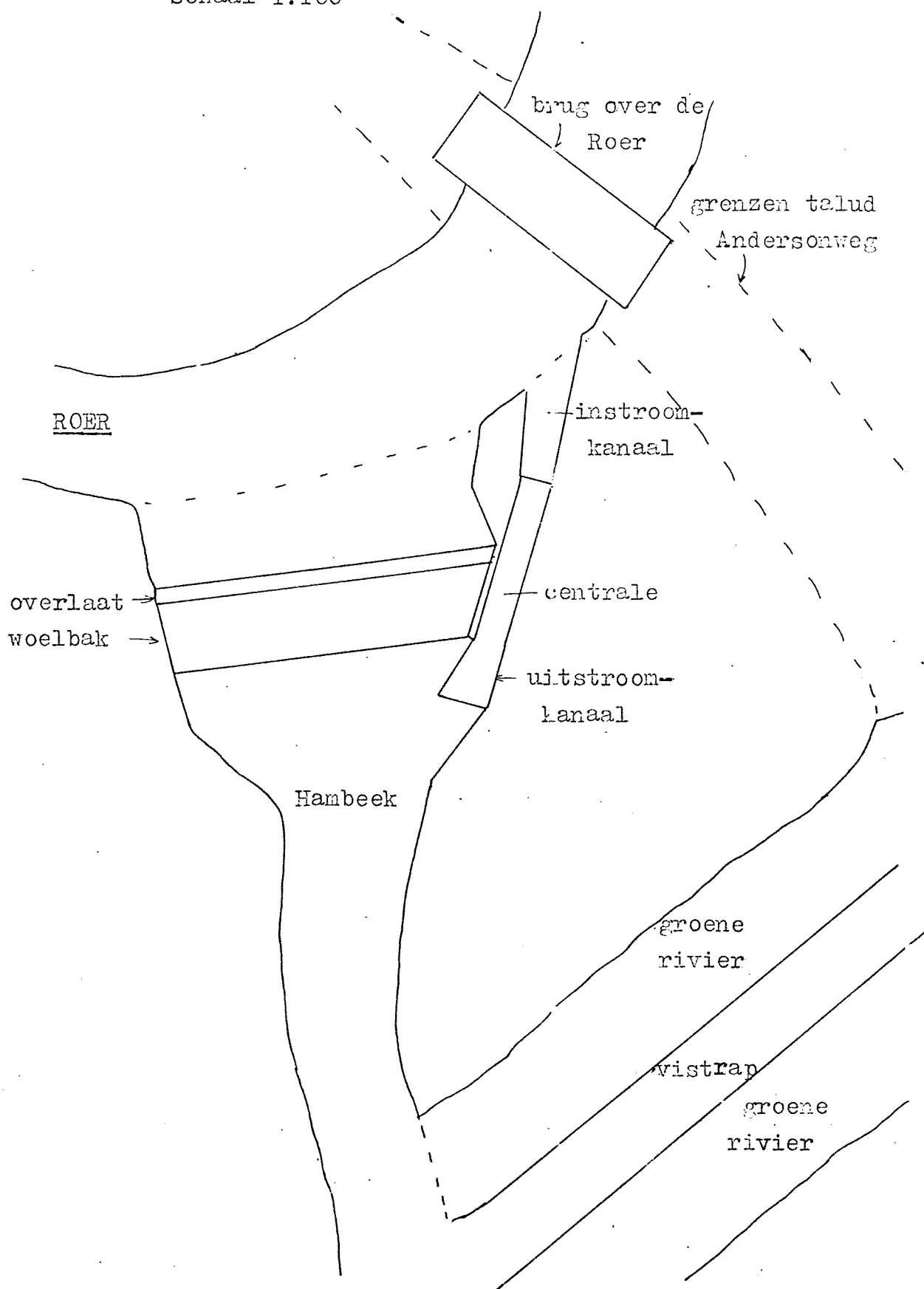
Het kunstwerk is zodanig gesitueerd dat deze zo dicht mogelijk naast de woelbak en de overlaat gelegen is, dit is vooral belangrijk i.v.m. de hoeveelheid af te graven grond, tevens is de afstand tot het talud van de Andersonsweg het grootst. De afstand tot de overlaat is ca. 4,5 m. Wij houden rekening met 2 meter tussenruimte tussen de woelbak/overlaat en damwand en 2 meter tussenruimte tussen damwand en wand van de constructie. Hierbij komt dan nog de dikte van de vorm van de damwand.

De ligging is op de volgende bladzijde weergegeven.

Uitlaat

De ligging van het begin van de uitlaat is zo gekozen dat deze bij het einde van de woelbak ligt i.v.m. de hoeveel-

Preciese situering
schaal 1:100



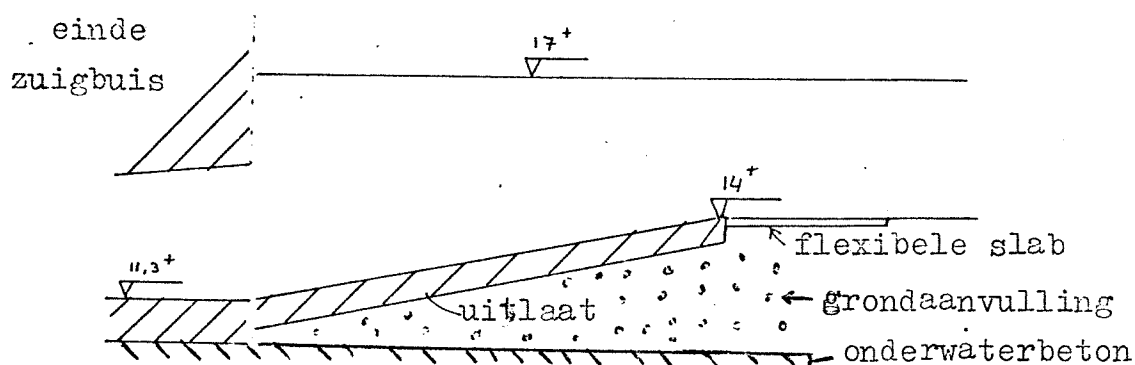
heid grond die afgegraven moet worden en de benodigde ruimte voor de verwijding van de uitlaat (hierover later meer).

De hoogteligging van de betonnen bodem van de uitlaat is bij het begin 11,3 m⁺ N.A.P., dit is gelijk aan de hoogte van het einde van de zuigbuis. De huidige bodem van de Hambeek ligt op deze plaats op ca. 15 m⁺ N.A.P. We verwachten dat deze door de continue doorstroming zal veranderen tot ca. 14 m⁺ N.A.P..

Omdat door de nog hoge turbulentie aan het einde van de uitlaat uitschuringen van de bodem te verwachten zijn, is als overgang op de bodem van de Hambeek gekozen voor een flexibele constructie op de bodem b.v. een asfaltslab.

De waterdiepte aan het begin van de uitlaat is ca.

17,0 - 11,3 = 5,7 m en de breedte is eveneens 5,7 m. De gemiddelde snelheid u bij het ontwerpdebit van 17 m³/s is $17/5,7^2 = 0,5$ m/s en de maximale snelheid $u_{\max}$ is $24/5,7^2 = 0,75$ m/s.



Om ongeveer dezelfde snelheid te handhaven i.v.m. een stabiele bodemligging en extra energieverlies te vermijden zal de uitlaat verbreed moeten worden, want de diepte neemt af van 5,7 tot ca. 3 m.

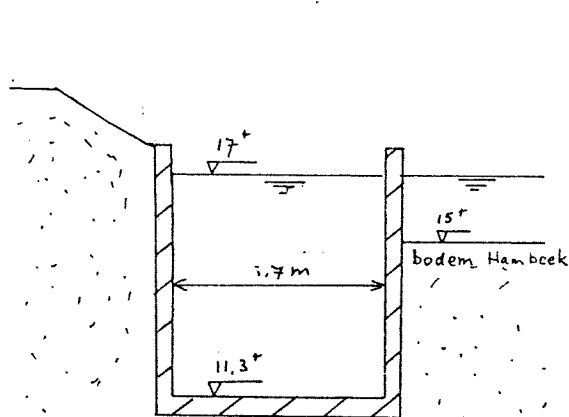
Een breedte van 11 m bij het einde van de uitlaat is nodig, u wordt $17/(3 \times 11) = 0,5$ m/s en $u_{\max}$ blijft ook gelijk.

Aan de kant van de Andersonsweg vormt de wand van de uitlaat tevens de oever, dus is deze wand grondkerend.

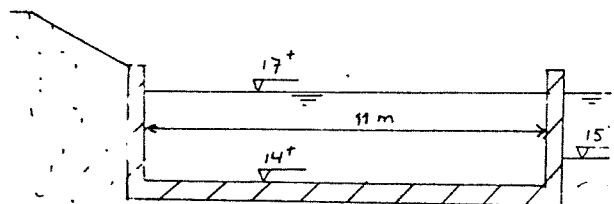
De andere wand is gedeeltelijk grondkerend en vormt gedeeltelijk een stroomscheiding.

De lengte van de uitlaat is 12 m, dus de tangens van de helling bedraagt $(5,7-3)/12 = 0,225$, dit is een helling van 1:4,5.

Om de grondkerende hoogte te beperken is de bovenkant van de wanden over de gehele lengte gekozen op 18 m⁺ N.A.P.



Begin van de uitlaat



Einde van de uitlaat

Afsluitmiddel benedenstrooms

Om de constructie te inspecteren moet de centrale droog gezet kunnen worden. Een mogelijkheid is om stalen schuiven toe te passen die via een nis in de zijwanden naar beneden gelaten worden als de inspectie moet plaatsvinden.

De consequentie van de hoogteligging van de wanden van de uitlaat op 18 m⁺ N.A.P. is dat bij deze oplossing men de centrale niet droog kan zetten bij hoge waterstanden op de Maas, dit is het geval gedurende 5 dagen per jaar.

Een andere oplossing is, die alleen voor het benedenstroomse afsluitmiddel toegepast kan worden vanwege het rooster, om de stalen schuiven te plaatsen aan het einde van de koker (van de zuigbuis).

Voordelen:

- Het is mogelijk een kleinere schuif toe te passen.
- De schuif wordt veel gunstiger belast (van boven kan deze nu ook worden gesteund), dus deze kan lichter

gedimensioneerd worden.

- In de normale bedrijfstoestand kan de schuif eenvoudig aan de korte wand van het gebouw bevestigd worden, er is dan geen hoge hefconstructie nodig.
- Het gedeelte van de centrale dat droog komt te staan tijdens de inspectie is kleiner, dus de opwaartse kracht ook.

Nadeel:

- De zuigbuis kan minder eenvoudig bereikt worden tijdens de inspectie, dit is niet zo erg, omdat de inspectie voornamelijk bedoeld is voor de turbine.

De voordelen zijn sterk kostenbesparend en het nadeel weegt niet zo zwaar, dus wordt voor het alternatief met de schuif vlak na de zuigbuis gekozen.

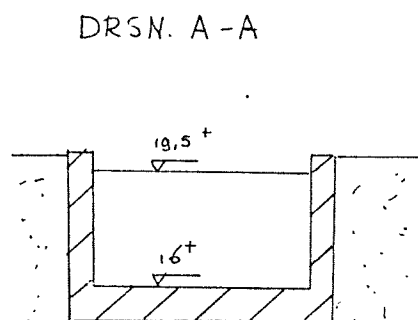
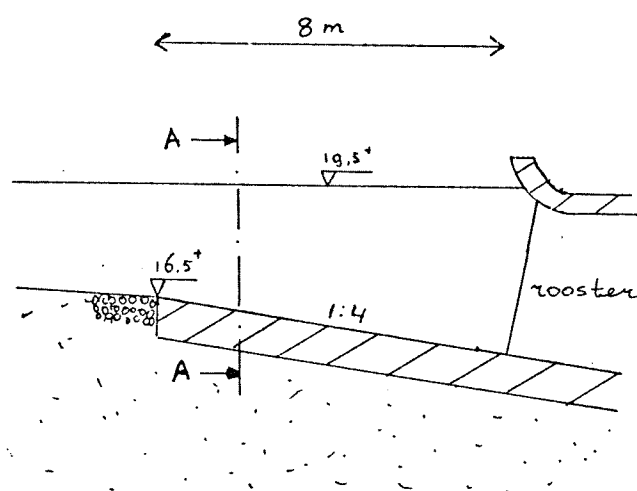
Een goede waterafdichting is mogelijk met rubberprofielen, de schuif wordt door de waterdruk tegen deze profielen aangedrukt, zodat de waterdichtheid verzekerd is.

Inlaat

De inlaat bestaat uit de koker voor de turbine en een betonnen bakconstructie die aansluit op het korte aanstroomkanaal. Bij de overgang van koker op bak is de bodemhoogte $14,5 \text{ m}^+ \text{ N.A.P.}$. De bodemhoogte van het aanstroomkanaal is gekozen op $16,5 \text{ m}^+ \text{ N.A.P.}$, iets lager dan de gemiddelde bodemhoogte van de Roer op deze plaats n.l. $17 \text{ m}^+ \text{ N.A.P.}$. Door de relatief hoge gemiddelde snelheid (1 m/s) vlak voor het begin van de betonconstructie zal de bodem van het kanaal lager komen te liggen. Er wordt uitgegaan van $17 \text{ m}^+ \text{ N.A.P.}$.

Om dit hoogteverschil te overbruggen wordt de betonnen bak toegepast met een helling van 1:4, de lengte ervan bedraagt dus $16,5 - 14,5 = 2 \text{ m}$.

Voor het bovenstroomse afsluitmiddel staan nog een aantal alternatieven open, dit wordt in een later stadium gekozen.



Onderbouw en gebouw

De vorm van de onderbouw is afhankelijk van de functionele eisen van de zuigbuis en moet ook zodanig zijn dat de turbine een goede fundering in beton krijgt. Bovendien moeten de inlaat en de uitlaat erop aangesloten worden zonder plotselinge veranderingen in hoogte- en breedterichting.

Onder de turbine is de vloer zodanig vormgegeven dat er een inspectieruimte ontstaat.

Het op de onderbouw staande gebouw zorgt voor een behuizing van de generator en de regelapparatuur van de centrale en voor een bescherming ervan tegen hoogwater.

HOOFDSTUK 3 DIMENSIONERING VAN DE CONSTRUCTIE

3.1 Algemeen

Bij de berekening van de constructie is uitgegaan van een betonkwaliteit B17,5. Voor de dikke vloeren is een betonkwaliteit van B12,5 al voldoende, terwijl in de praktijk kan worden gerekend met de betonkwaliteit B22,5. Voor de betonkwaliteit is dan ook uitgegaan van B17,5.

Bij de betonberekeningen is gebruik gemaakt van de eisen die vermeld staan in de VB '74 (Voorschriften Beton).

Als wapening wordt de staalkwaliteit FeB400 gebruikt.

De diverse constructieonderdelen moeten worden gecontroleerd op :

- Sterkte, de veiligheidsfactor bedraagt 1,7
- Doorbuiging (veiligheidsfactor 1,0)

De nuttige hoogte h van de betondoorsnede moet voldoen aan : (VB '74, art. E.507), waarbij

$$\begin{aligned} h &= h_t - c - I/2 \phi \\ &= \text{bruto hoogte-betondekking} - I/2 (\text{staafdiameter}) \end{aligned}$$

* bij star ondersteunde liggers :

$$h > I/35 l_{\min} \quad \text{en} \quad h > \frac{\sigma_a}{5 \cdot 10^3} \cdot l_{\min}$$

* bij star ondersteunde platen :

$$h > I/35 l_{\min} \quad \text{en} \quad h > \frac{\sigma_a}{7 \cdot 10^3} \cdot l_{\min}$$

$l_{\min} = l$ bij een aan twee zijden vrij opgelegde ligger of plaat.

$l_{\min} = 0,85l$ bij één zijde vrij opgelegd, en de andere zijde ingeklemd .

$l_{\min} = 0,75l$ bij een aan beide zijden ingeklemde plaat

$l_{\min} = 2l$ bij een uitkragende ligger of plaat.

$\sigma_a =$ optredende staaltrekspanning in het beschouwde veld.

$l =$ theoretische overspanning van het beschouwde veld. Bij 4-zijdig opgelegde platen de kleinste overspanning l_x

- Minimum/maximum wapeningspercentage.

$$\omega_{\min} = 0,15 \% \quad (\text{VB, art. E70I})$$

$$\omega_{\max} = 0,70 \% \quad (\text{VB, art. E503.2})$$

- Dwarskracht

De rekenwaarde voor de optredende schuifspanning τ_d wordt bepaald uit : $\tau_d = T_d / (b \cdot h)$

T_d = rekenwaarde voor de dwarskracht in de grenstoestand met betrekking tot bezwijken.

b = breedte van de beschouwde doorsnede

Er behoeft geen dwarskrachtwapening toegepast te worden indien geldt : $\tau_d \leq \tau_I$, hierbij is τ_I de toelaatbare betonschuifspanning voor betonkwaliteit BI7,5.

- Scheurwijdte

Volgens VB'74 art. E 40I.4, E508.1 en E508.2 moet voor de scheurwijdte w gelden :

$$w \leq 0,25 \cdot \frac{c}{c_{\min}} \quad \text{en} \quad w \leq 0,5 \text{ mm}$$

Nu is: $w = 0,8 \sigma_a \Delta l \cdot 10^{-5}$

$$-\Delta l = \xi_2 \left(2c + \xi_3 \cdot \frac{\phi_{km}}{\omega_o} \right) = \text{scheurafstand}$$

- $c_{\min} = 25 \text{ mm}$ (VB C.707.1), bij waterbouwkundige constructies wordt deze waarde meestal hoger gekozen.

- σ_a = optredende staaltrekspanning in N/mm^2

- ω_o = wapeningspercentage (%)

- ϕ_{km} = gemiddelde kenmiddellijn (mm)

- $\xi_2 = 1$ (geribd betonstaal)

- $\xi_3 = 2,5$

Alvorens de verschillende onderdelen op de sterkte te controleren, zal met het doorbuigingscriterium een schatting voor de wanddiktes worden gemaakt van dak en wanden.

-Korte wand (6,3 x 6 m)

Deze wand wordt aan de onderzijde als ingeklemd beschouwd, en vrij opgelegd aan de bovenzijde (bij de aansluiting met het dak van het turbinegebouw).

$l_{\min} = 0,85 \text{ l}$ Er moet gelden :

$$h > 1/35 \cdot l_{\min} > 1/35 \cdot 0,85 \cdot 6 = 0,15 \text{ m} \quad \text{en}$$

$$h > \frac{\sigma_a}{7 \cdot 10^3} \cdot l_{\min} > \frac{400}{1,7 \cdot 7 \cdot 10^3} \cdot 0,85 \cdot 6 > 0,18 \text{ m}$$

-Lange wanden (16 x 6 m)

Bepalend voor de nuttige hoogte h is de kleinste waarde van $l_{\min}$:

$$h > \frac{\sigma_a}{7 \cdot 10^3} \cdot 0,85 \cdot 6 > 0,18 \text{ m}$$

$$\text{en } h > 1/35 \cdot l_{\min} > 0,15 \text{ m}$$

-Dak (16 x 6,7 m)

Het dak kan worden beschouwd als een vrij opgelegde plaat.

Er moet gelden dat :

$$h > \frac{\sigma_a}{7 \cdot 10^3} \cdot l_{\min} = \frac{400}{1,7 \cdot 7 \cdot 10^3} \cdot 6,7 > 0,23 \text{ m}$$

$$\text{en } h > 1/35 \cdot l_{\min} > 1/35 \cdot 6,7 > 0,19 \text{ m}$$

Als eerste schatting voor de dikte van het dak en de wanden is gekozen : $h_t = 0,4 \text{ m}$

3.2 Dak van het gebouw

Voor de dakconstructie zijn 3 verschillende alternatieven uitgewerkt.

1) Een plaat met afmetingen van 16 x 6,7 m

- schatting plaatdikte : 0,4 m
- belasting op plaat : $q_{e.g.} = 0,4 \times 24 = 9,6 \text{ kN/m}^2$
 $q_{ver.} = 4 \text{ kN/m}^2$

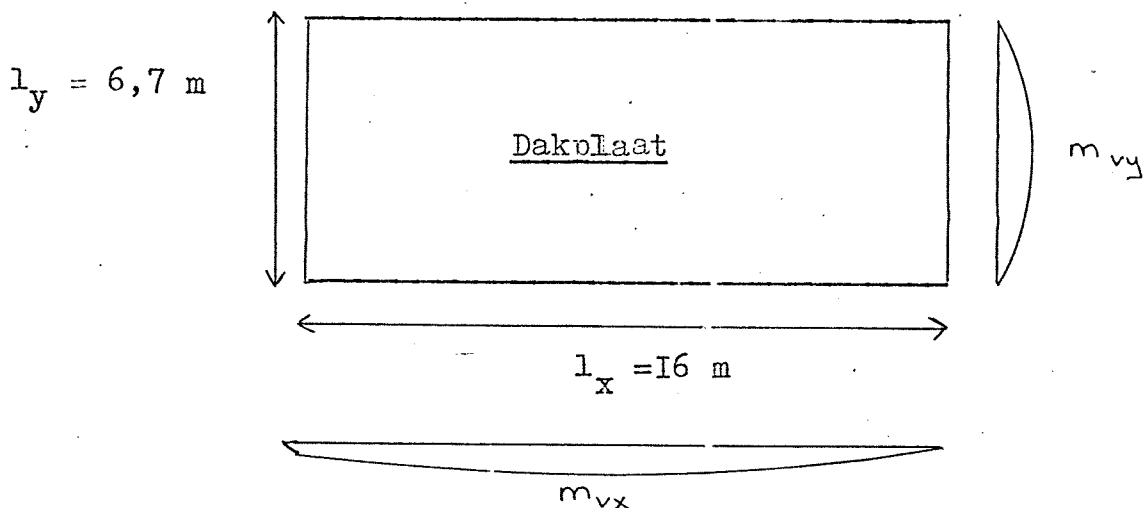
Hierbij is $q_{e.g.}$ = gelijkmatig verdeelde belasting tgv.
het eigen gewicht van de dakplaat
 q_{ver} = veranderlijke belasting

Hieruit volgt :

$$q_{\text{minimum}} = 9,6 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\text{maximum}} = 9,6 + 4 = 13,6 \text{ kN/m}^2$$

Het maximale moment dat zal optreden wordt geschat door de dakplaat als vrij opgelegd te beschouwen. Uit de VB '74 (tabel E-8) volgt dan :



uit de afmetingen van de dakplaat volgt : $l_x / l_y = 2,5$

Het maximale moment bedraagt dan :

$$m_{vx} = 0,11 q l_x^2 = 0,11 \cdot 13,6 \cdot 16^2 = 383 \text{ kNm}$$

Het wapeningspercentage wordt bepaald m.b.v. :

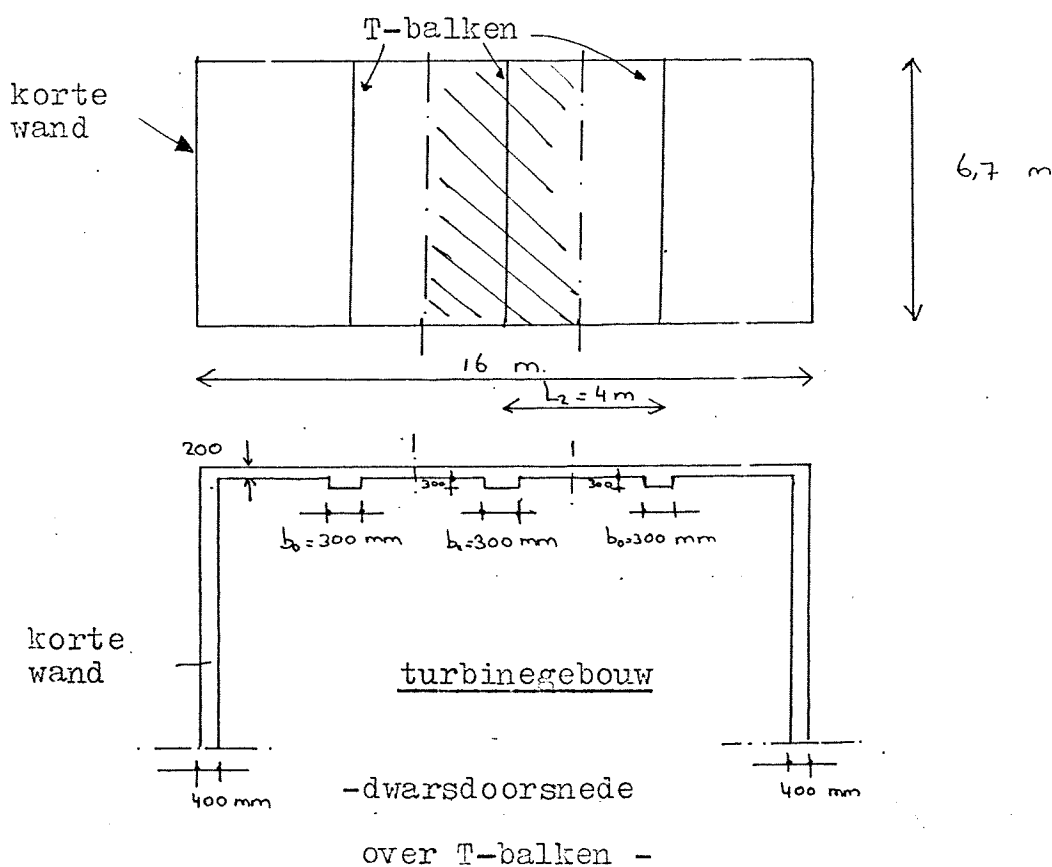
$$\frac{\gamma M}{b \cdot h^2}, \text{ waarbij } \gamma = \text{veiligheidsfactor} = 1,7$$

$$\frac{1,7 M}{b \cdot h^2} = \frac{1,7 \times 383}{1 \cdot (0,35)^2} = 5315 \text{ kN/m}^2$$

Uit tabellen volgt dat $\omega_s = 1,5\%$. Het wapeningspercentage wordt dan te hoog ($\omega_{\max} = 0,7\%$)

2) Een dakplaat ondersteund door T-balken

Aangezien een groot gedeelte van de belasting gevormd wordt door het eigen gewicht van de dakplaat, is het mogelijk materiaal te besparen d.m.v. de toepassing van T-balken. Gekozen is voor de volgende indeling :



Uit bovenstaande tekeningen volgt dat de dakplaat een dikte heeft van : 0,2 m, terwijl de T-balken een dikte van 0,5 m hebben.

Voor de meewerkende breedte van de T-balk b_e wordt gekozen :

$$b_e = b_0 + b_1 + b_2$$

Hierbij is : b_o = ribbreedte = 300 mm en

$$b_I = 0,1 \cdot l = 670 \text{ mm, gekozen is } b_I = b_2 = 700 \text{ mm}$$

($b_I < 0,5 L_2$)

Hieruit volgt :

$$b_e = 300 + 2 \cdot 700 = 1700 \text{ mm}$$

Bepaling belasting op beschouwde veld :

$$q_{e.g.} = 24(0,2 \times 4 + 0,3 \times 0,3) = 21,4 \text{ kN/m'}$$

$$q_{ver.} = 4 \text{ kN/m}^2 \stackrel{\Delta}{=} 16 \text{ kN/m'}$$

Hieruit volgt voor de maximale rekenbelasting :

$$q^x = 1,7 (21,4 + 16) = 63,6 \text{ kN/m'}$$

Doorbuiging :

Voor de T-balken moet gelden dat :

$$h > 1/35 \cdot l_{\min} > 1/35 \cdot 6700 > 190 \text{ mm en}$$

$$h > \frac{\sigma_a}{5 \cdot 10^3} \cdot l_{\min} > \frac{235}{5 \cdot 10^3} \cdot 6700 > 315 \text{ mm}$$

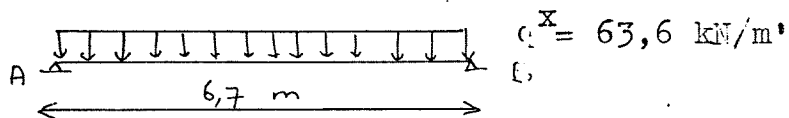
Hierbij is $\sigma_a = 400/1,7 = 235 \text{ N/mm}^2$

$$h = h_t - c - 1/2 \phi = 500 - 25 - 10 = 465 \text{ mm,}$$

en dus groter dan 315 mm.

Optredende momenten :

Uitgaande van een vrij opgelegde dakconstructie volgt er voor de momenten :



$$M_{\text{veld}} = 1/8 q l^2 = 1/8 \cdot 63,6 \cdot (6,7)^2 = 356 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{toevallig}} = M_{\text{inklemming}} = 1/3 M_{\text{veld}} = 1/3 \cdot 356 = 118 \text{ kNm}$$

Benodigde wapening :

$$\text{-- in het veld : } \frac{M}{b \cdot h^2} = \frac{356}{1,7 \cdot (0,46)^2} = 982 \text{ kN/m}^2$$

$$\longrightarrow \omega_o = 0,21\%$$

Dan is : $A_a = \omega_o \cdot b \cdot h \cdot 10^4 = 0,21 \cdot 1,7 \cdot 0,46 \cdot 10^4$
 $= 1667 \text{ mm}^2$

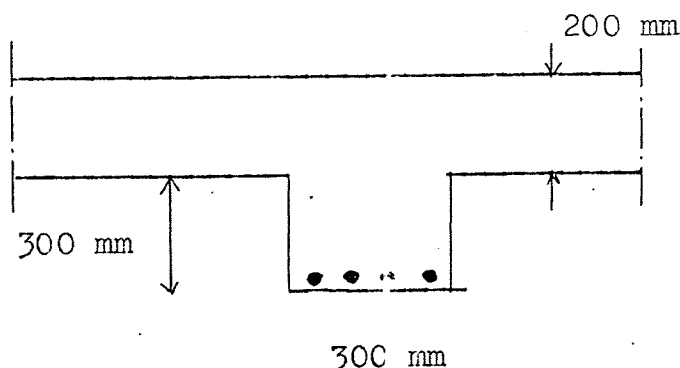
- bij de opleggingen : $\frac{M}{b \cdot h^2} = \frac{118}{0,4 \cdot (0,46)^2} = 1394 \text{ kN/m}^2$

$\rightarrow \omega_o = 0,37\%$

Dan is : $A_a = \omega_o \cdot b \cdot h \cdot 10^4 = 0,37 \cdot 0,4 \cdot 0,46 \cdot 10^4$
 $= 691 \text{ mm}^2$ (b= breedte korte wand, aangezien de flens in de trekzone ligt)

Gekozen wapening :

- in het veld : De wapening wordt in één laag geleid, toegepast wordt 3 ϕ 25 en 1 ϕ 20 ($A_{\text{gekozen}} = 1787 \text{ mm}^2$)



- bij de opleggingen : De wapening wordt nu aan de bovenzijde van de dakplaat gelegd, toegepast wordt 4 ϕ 16 ($A_{\text{gekozen}} = 804 \text{ mm}^2$)

Gewichtsbesparing :

Alternatief 2) vereist een kleinere hoeveelheid materiaal, omdat het materiaal over de doorsnede gunstiger is verdeeld.
 minder : (20 cm dunner dak) = $16 \times 6,7 \times 0,2 = 21 \text{ m}^3$ beton
 meer : (T-balken) = $3 \times 0,3 \times 0,3 = 1,7 \text{ m}^3$ beton

besparing : $\approx 20 \text{ m}^3$ beton

Deze gewichtsbesparing zal niet verstandig zijn, omdat een voorziening t.b.v. de stabiliteit moet worden aangebracht. (de zg. 'oren' aan het gebouw, blz. 43). Tevens zal de middelste T- balk aanzienlijk dikker moeten zijn om steun aan de lange wanden te kunnen geven.

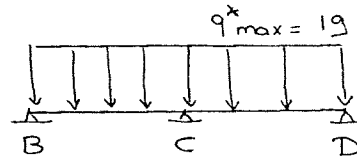
3) Een dakplaat ondersteund door een tussenwand

- schatting plaatdikte : $h_t = 300 \text{ mm} = 0,3 \text{ m}$
- belastingen door : eigen gewicht $q_{e.g} = 0,3 \cdot 24 = 7,2 \text{ kN/m}^2$
veranderlijke belasting $q_{ver.} = 4 \text{ kN/m}^2$
- hieruit volgt dan : $q_{min.}^x = q_{e.g.}^x = 1,7 \cdot 7,2 = 12,2 \text{ kN/m}^2$
en $q_{max.}^x = q_{e.g.}^x + q_{ver.}^x = 1,7(7,2+4) = 19 \text{ kN/m}^2$

Twee belastinggevallen zullen worden onderscheiden, namelijk een zg. 'volbelasting' en een 'half-volbelasting', waarbij de tussenwand in het midden van de dakplaat is geplaatst.

(I) Volbelasting

ondersteuning B: korte wand Roerzijde
ondersteuning C: tussenwand
ondersteuning D: korte wand Maaszijde



Met behulp van hoekvervormingsvergelijkingen (ref. 24) kunnen de oplegreacties en de bijbehorende dwarskrachten- en momentenlijn worden bepaald. Er geldt dat :

$$\phi_{CB} = \phi_{CD} \quad (\phi = \text{hoekverdraaiing})$$

$$\frac{1}{24} \cdot \frac{q_{max}^x l^3}{EI} + \frac{M_C l}{3EI} = -\frac{M_C l}{3EI} - \frac{1}{24} \cdot \frac{q_{max}^x l^3}{EI}$$

$$\longrightarrow M_C = -1/8 q_{max}^x l^2 = -1/8 \cdot 19 \cdot 8^2 = -152 \text{ kNm/m'}$$

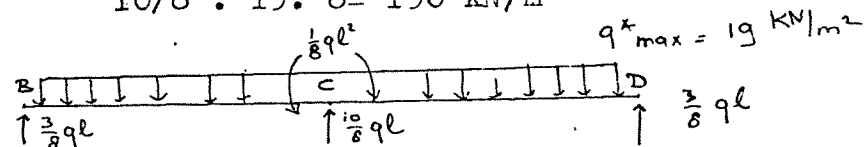
Vanwege de symmetrie volgt voor de oplegreacties :

$$R_B = R_D = 1/2 q_{max}^x l + \frac{M_C}{l} = (1/2 - 1/8) q_{max}^x l = 3/8 q_{max}^x l$$

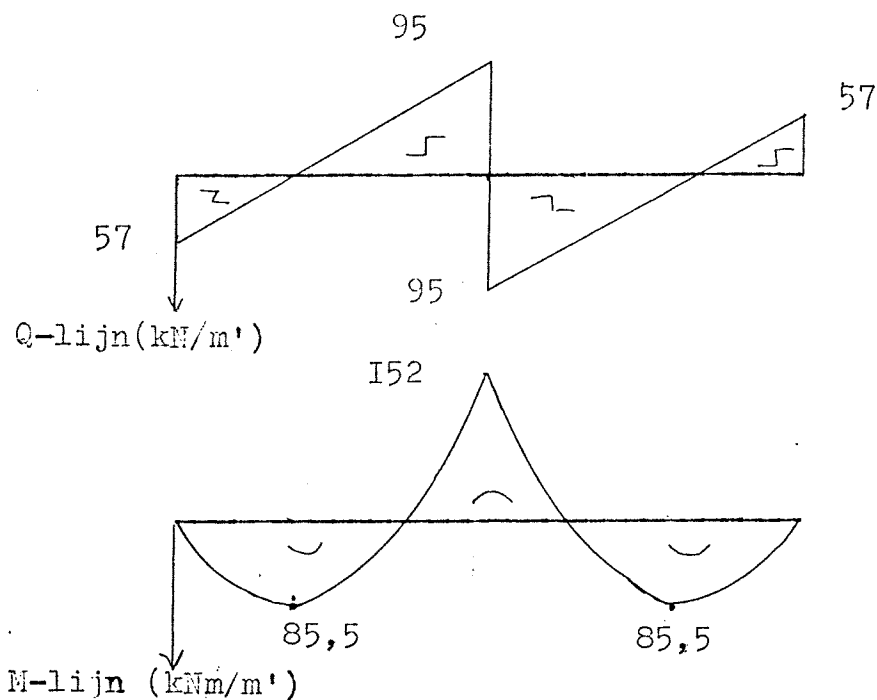
$$\text{en } R_C = 2 \left(\frac{1}{2} q_{max}^x l - \frac{M_C}{l} \right) = 10/8 q_{max}^x l$$

$$\text{Dus : } R_B = R_D = 3/8 \cdot 19 \cdot 8 = 57 \text{ kN/m'}$$

$$R_C = 10/8 \cdot 19 \cdot 8 = 190 \text{ kN/m'}$$



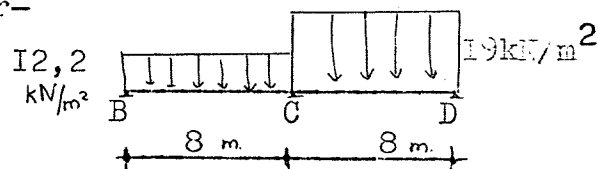
Dit geeft de volgende dwarskrachten- (Q-lijn) en momenten-
lijn (M-lijn) :



(II) Half-volbelast

Met behulp van de hoekvervormingsver-
gelijkingen volgt dan :

$$\phi_{CB} = \phi_{CD}$$



$$\frac{1}{24} \cdot \frac{q_{\min} l^3}{EI} + \frac{M_C l}{3EI} = - \frac{M_C l}{3EI} - \frac{1}{24} \cdot \frac{q_{\max} l^3}{EI}$$

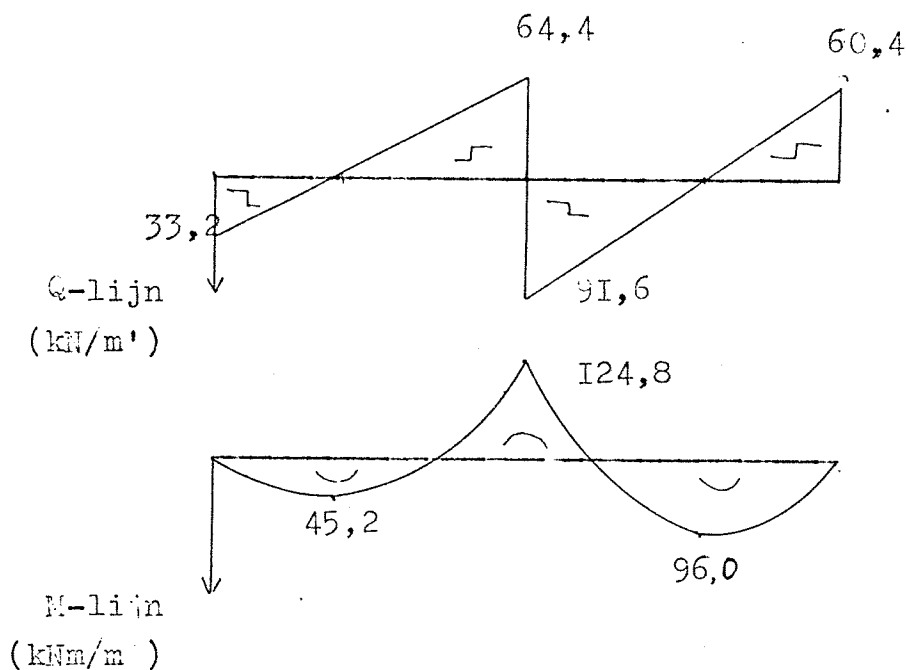
$$\begin{aligned} \text{Hieruit volgt : } M_C &= -I/16 (q_{\min} + q_{\max}) l^2 = -I/16 (12,2 + 19) 8^2 \\ &= -124,8 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

$$\text{Oplegreacties : } R_B = \frac{1}{2} q_{\min} \cdot l + \frac{M_C}{l} = 33,2 \text{ kN/m}$$

$$R_C = \frac{1}{2} (q_{\min} + q_{\max}) \cdot l - \frac{2 \cdot M_C}{l} = 156 \text{ kN/m}$$

$$R_D = \frac{1}{2} q_{\max} \cdot l + \frac{M_C}{l} = 60,4 \text{ kN/m}$$

Dit geeft de volgende dwarskrachten-(Q-lijn) en momenten-
lijn (M-lijn) :



Maatgevende dwarskrachten en momenten (belastinggevallen I en II)

- M_C = maximum steunpuntmoment = 152 kNm/m' (volbelast)
- Q_C = maximum dwarskracht = 95 kN/m' (volbelast)
- M_{veld} = maximum veldmoment = 96 kNm/m' (halfvolbelast)

Volgens de VB'74 (art. E 307.4.3) bedraagt het toevallige in-
klemmingsmoment bij de ondersteuning:

$$M_{\text{toevallig}} = 1/3 M_{\text{veld,max.}} = 1/3 \cdot 152 = 51 \text{ kNm/m'}$$

Bepaling benodigde wapening :

- In het veld : $M = 96 \text{ kNm/m'}$ (onderwapening vereist)

$$\frac{M}{b \cdot h^2} = \frac{96}{1 \cdot (0,25)^2} = 1536 \text{ kN/m}^2 \longrightarrow \omega_o = 0,41\%$$

$$\text{Dan is } A_a = \omega_o \cdot b \cdot h \cdot 10^4 = 0,41 \cdot 1 \cdot 0,25 \cdot 10^4 = 1025 \text{ mm}^2/\text{m'}$$

- Steunpunt C : $M_C = 152 \text{ kNm/m'}$ (bovenwapening vereist)

$$\frac{M}{b \cdot h^2} = \frac{152}{1 \cdot (0,25)^2} = 2432 \text{ kN/m}^2 \longrightarrow \omega_o = 0,68\%$$

($\omega_{o,\text{max.}} = 0,7\%$)

$$\text{Dan is } A_a = \omega_o \cdot b \cdot h \cdot 10^4 = 1700 \text{ mm}^2/\text{m'}$$

- Steunpunt B en D : $M = 51 \text{ kNm/m'}$ (bovenwapening)

$$\frac{M}{b \cdot h^2} = \frac{51}{1 \cdot (0,25)^2} = 816 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \omega_o = 0,22\%$$

Dan is $A_a = 550 \text{ mm}^2/\text{m'}$

Gekozen wapening

- In het veld : ϕ I2- II0 (h.o.h. afstand = II0 mm)
 $A_{\text{gekozen}} = 1028 \text{ mm}^2/\text{m'}$
- Steunpunt C : ϕ 20- II5
 $A_{\text{gekozen}} = 1748 \text{ mm}^2/\text{m'}$
- Steunpunt B en D : ϕ I2-200
 $A_{\text{gekozen}} = 565 \text{ mm}^2/\text{m'}$, in verband met de aansluiting met de korte wanden zal echter ϕ I2- I35 worden gebruikt ($A_{\text{gekozen}} = 838 \text{ mm}^2/\text{m'}$)

Aandachtspunten bij de gekozen wapening (zie bladnr. 2)

- Als verdeelwapening is 20% van de maximale wapening gekozen. Dus : $A_{\text{verdeel}} = 0,2 \cdot 1748 = 346 \text{ mm}^2/\text{m'}$
 (ϕ 8-I45)
- Gebruik is gemaakt van VB'74 art. E308.2.3, het wapenen van een plaat
- In de randstroken is de veldwapening t.o.v. de middenstrook gehalveerd. Toegepast moet dan worden ϕ -I2-220, i.v.m. de aansluiting met de veldwapening van de korte wanden wordt ϕ I2-2I5 toegepast. Deze wapening moet tot voorbij de dag van de oplegging doorlopen.
- De inklemmingswapening wordt tenminste over de verankeringsslengte voorbij het momentennulpunt doorgezet. (aan beide zijden). Verankeringsslengte bij steunpunt C :
 - FeB 400 geribd
 - $c = 25 \text{ mm}$ (dekking)
 - staafdiameter ϕ 20 (bovenstaaf)

Uit tabel (GTB '74-7.5b) volgt dat $l_d = 1185 \text{ mm}$

Benodigde verankeringsslengte bij steunpunt B en D :

$$l_d = 580 \text{ mm (de staafdiameter is } \phi \text{ I2)}$$

- Wringwapening moet worden toegepast in de hoeken bij de

vrij opgelegde zijden, aan zowel de boven- als aan de onderzijde. Deze wapening moet in beide richtingen per lengte gelijk zijn aan de grootste veldwapening per lengte, en zich uitstrekken over een afstand van tenminste $0,3 l_x$ vanaf de ondersteuning, (VB'74 art. E 308.2.3.d) in dit geval 2 m. Toegepast wordt $\phi 12-110$.

Dwarskrachtcontrole

Voor de maximaal optredende schuifspanning geldt :

$$\tau = \frac{Q_{\max.}}{b \cdot h} = \frac{95}{1 \cdot 0,3} = 317 \text{ kN/m}^2 \leq 0,3 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_I$$

$$(\tau_I = 0,55 \text{ N/mm}^2)$$

Aangezien deze waarde van τ_I niet wordt overschreden heeft er geen dwarskrachtwapening te worden toegepast.

Controle scheurwijdte dak

Volgens VB'74 art. E401.4 moet de scheurwijdte w aan de volgende voorwaarden voldoen :

$$(1) \quad w \leq 0,3 \cdot \frac{c}{c_{\min}} \quad \text{en} \quad (2) \quad w \leq 0,5 \text{ mm}$$

Aangezien $c=c_{\min}$ is criterium (1) maatgevend, dus de scheurwijdte moet voldoen aan : (1) $w \leq 0,3 \text{ mm}$

- In het veld :

$$\Delta l = \gamma_2 \left(2 \bar{c} + \gamma_3 \frac{\phi_{km}}{\omega_0} \right) \quad (\text{VB'74 art. E508})$$

$$\gamma_2 = 1 \text{ (geribd betonstaal)}$$

$$\bar{c} = 25 \text{ mm (betondekking)}$$

$$\gamma_3 = 2,5 \text{ (tabel E-12 uit de VB'74)}$$

$$\phi_{km} = 12 \text{ mm (kenmerkende middellijn)}$$

$$\omega_0 = \frac{A_a}{b h \cdot 10^4} = \frac{1028}{1 \cdot 0,25 \cdot 10^4} = 0,41\%$$

$$\rightarrow \Delta l = 1 \left(2 \times 25 + 2,5 \cdot \frac{12}{0,41} \right) = 123 \text{ mm}$$

Volgens art. E508.1 (VB'74) is : $w = 0,8 \cdot \sigma_a \cdot \Delta l \cdot 10^{-5}$,
waarbij $\sigma_a = \frac{400}{1,7} \cdot \frac{1025}{1028} = 235 \text{ N/mm}^2$

Hieruit volgt dat : $w = 0,8 \cdot 235 \cdot 123 \cdot 10^{-5} = 0,23 \text{ mm} < 0,3 \text{ mm}$.

- Steunpunt C :

$$-\omega_0 = 0,7\%$$

$$-\Delta l = I \left(2 \times 25 + 2,5 \cdot \frac{20}{0,7} \right) = 122 \text{ mm}$$

$$-\sigma_a = \frac{400}{1,7} \cdot \frac{1700}{1748} = 229 \text{ N/mm}^2$$

Hieruit volgt dat $w = 0,8 \cdot 229 \cdot 122 \cdot 10^{-5} = 0,22 \text{ mm} < 0,3 \text{ mm}$.

- Steunpunt B en D :

$$-\omega_0 = 0,22\%$$

$$-\Delta l = I \left(2 \times 25 + 2,5 \cdot \frac{12}{0,22} \right) = 186 \text{ mm}$$

$$-\sigma_a = \frac{400}{1,7} \cdot \frac{550}{838} = 154 \text{ N/mm}^2$$

Hieruit volgt dat $w = 0,8 \cdot 154 \cdot 186 \cdot 10^{-5} = 0,23 < 0,3 \text{ mm}$.

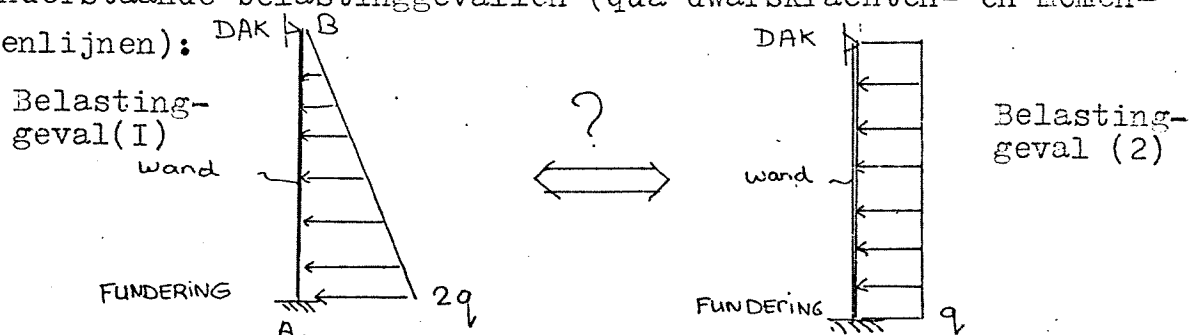
Aan de eisen t.a.v. de scheurwijdte w wordt dus voldaan.

3.3 Wanden van het gebouw

3.3.1 Schematisatie van de wand

Allereerst zal onderzocht worden of bij de berekening van de wanden de lineair toenemende belasting (grond- en waterdrukken) kan worden vervangen door een gelijkmatig verdeelde belasting. De berekening van de wanden kan dan aanzienlijk vereenvoudigd worden door gebruik te maken van tabel E-8 (VB'74). De wanden van het gebouw (zowel de korte als de lange wanden) worden als ingeklemd beschouwd bij de fundering van de waterkrachtcentrale, ofwel bij de vloer van het turbinegebouw. Deze schematisering is verantwoord, aangezien de stijfheid van deze wanden veel geringer is dan die van de fundering van het gebouw.

Het doel van deze subparagraaf is het vergelijken van de onderstaande belastinggevallen (qua dwarskrachten- en momentenlijnen):

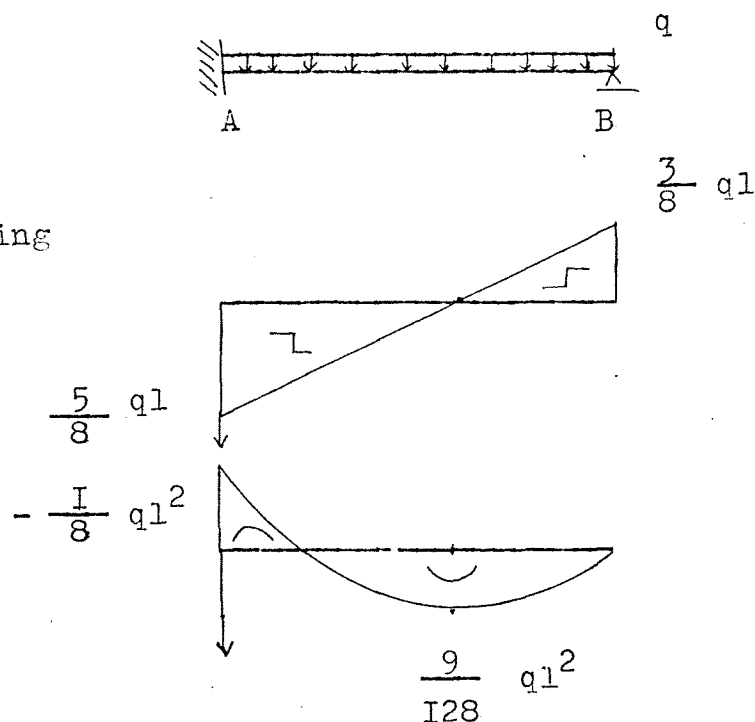


Belastinggeval (2) geeft weinig problemen. Met behulp van de zg. 'vergeet-mij-nietjes' (ref. 24) zijn de oplegreac-ties eenvoudig te bepalen, alsmede de dwarskrachten- en de momentenlijn. Hieruit volgt :

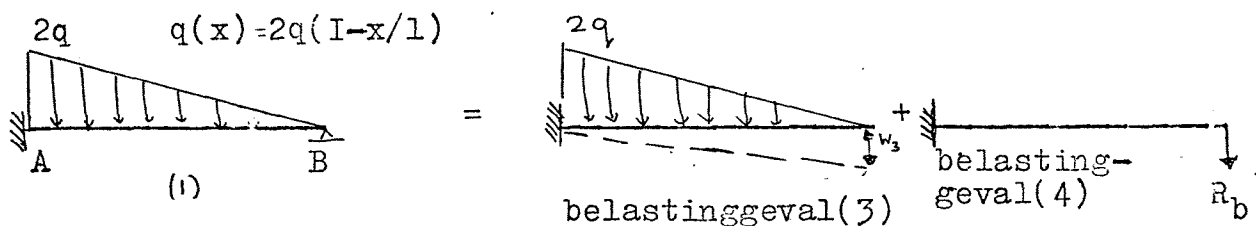
- $R_A = 5/8 q l$
- $R_B = 3/8 q l$
- $M_A = -1/8 q l^2$
- $l =$ overspanning

Q-lijn :
(kN/m')

M-lijn :
(kNm/m')



Belastinggeval (1) is niet eenvoudig op te lossen, aangezien 'vergeet-mij-nietjes' niet zijn te gebruiken. Deze statisch onbepaalde constructie is op te lossen met behulp van de verplaatsingenmethode. (ref. 24)



Oplossingsmethode :

Het scharnier in B wordt weggehaald, en een kracht R_b wordt aangebracht, welke ervoor zorgt dat de verplaatsing in scharnier B gelijk aan 0 wordt.

De verplaatsing van scharnier B t.g.v. de belastinggevallen (3) en (4) bedraagt :

$$w_b = \frac{R_b l^3}{3EI} + (w_3) = 0 \quad (o)$$

De zakking w_3 (verplaatsing in B t.g.v. belastinggeval (3)) is te bepalen met behulp van de volgende vergelijkingen :

$$\begin{aligned} \frac{dQ}{dx} &= -q(x) & (1) & \quad q(x) = \text{belasting (kN/m')} \\ & & & \quad Q = \text{dwarskracht (kN)} \\ \frac{dM}{dx} &= Q & (2) & \quad M = \text{noment (kNm)} \\ & & & \quad E = \text{elasticiteitsmodulus (N/m}^2) \\ \frac{d^2w}{dx^2} &= -\frac{M}{EI} & (3) & \quad I = \text{traagheidsmoment (m}^4) \end{aligned}$$

Uit vergelijking (1) volgt : (met $q(x) = 2q(l-x/l)$)

$$Q(x) = \frac{qx^2}{l} - 2qx + C_1$$

Als $x = l$, dan is $Q(x) = 0$ zodat $C_1 = ql$

Uit vergelijking (2) volgt :

$$\frac{dM}{dx} = Q = \frac{qx^2}{l} - 2qx + ql \rightarrow M = I/3 \frac{qx^3}{l} - qx^2 + qlx + C_2$$

Als $x = l$, dan is $M(x) = 0$ zodat $C_2 = -I/3 ql^2$

Uit vergelijking (3) volgt :

$$\frac{d^2w}{dx^2} = -M(x)/EI = \left(-I/3 \frac{qx^3}{l} + qx^2 - qlx + I/3 ql^2 \right) / EI$$

Na integreren volgt er voor de hoekverdraaiing $\frac{dw}{dx}$ (= ϕ) :

$$\frac{dw}{dx} = \left(-I/12 \frac{qx^4}{l} + I/3 qx^3 - I/2 qlx^2 + I/3 ql^2 x + C_3 \right) / EI$$

Als $x = 0$, dan is de hoekverdraaiing ook gelijk 0 ($\frac{dw}{dx} = 0$) :

$$\rightarrow C_3 = 0$$

Na nogmaals integreren volgt de verplaatsing w :

$$w = \left(-I/60 \frac{qx^5}{l} + I/12 qx^4 - I/6 qlx^3 + I/6 ql^2 x^2 + C_4 \right) / EI$$

Als $x = 0$, dan is de verplaatsing ook gelijk 0 $\rightarrow C_4 = 0$

$$\text{Als } x = l, \text{ dan } : w = w_3 = \left(-\frac{1}{60} + \frac{1}{12} - \frac{1}{6} + \frac{1}{6} \right) \frac{ql^4}{EI} = \frac{1}{15} \frac{ql^4}{EI}$$

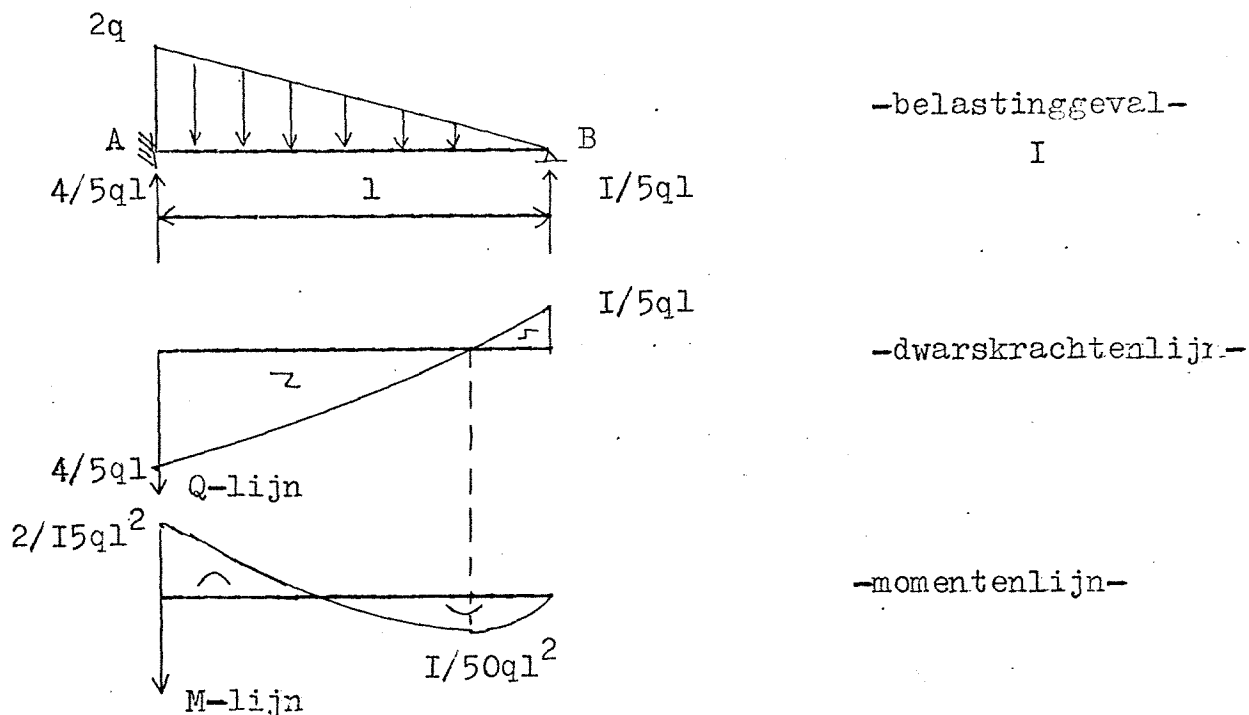
Met behulp van vergelijking (0), op blz 78, is de oplegreactie R_B te bepalen :

$$w_B = \frac{R_B l^3}{3EI} + \frac{1}{15} \frac{ql^4}{EI} = 0 \rightarrow \underline{R_B = - \frac{1}{5} ql}$$

Uit het verticale evenwicht van belastinggeval (I) volgt dan voor de verticale oplegreactie in punt A :

$$\underline{R_A = - \frac{4}{5} ql}$$

Aangezien de oplegreacties bekend zijn, kan de dwarskrachten- en momentenlijn geconstrueerd worden. Dit geeft het volgende resultaat :



Vergelijking momenten bij de belastingsgevallen (I) en (2) :

- inklemmingsmomenten :	$\frac{2}{15} ql^2$ (belastingsgeval(I))
	$\frac{1}{8} ql^2$ (belastingsgeval(2))
-veldmomenten :	$\frac{1}{50} ql^2$ (belastingsgeval(I))
	$\frac{9}{128} ql^2$ (belastingsgeval(2))

Vergelijking dwarskracht bij de belastingsgevallen (I) en (2):

De maximale dwarskracht treedt op in steunpunt A (de aansluiting met de fundering). Bij belastinggeval (I) bedraagt de maximale dwarskracht : $R_A = 4/5ql = 0,8ql$, terwijl bij belastinggeval (2) : $R_A = 5/8ql = 0,63ql$.

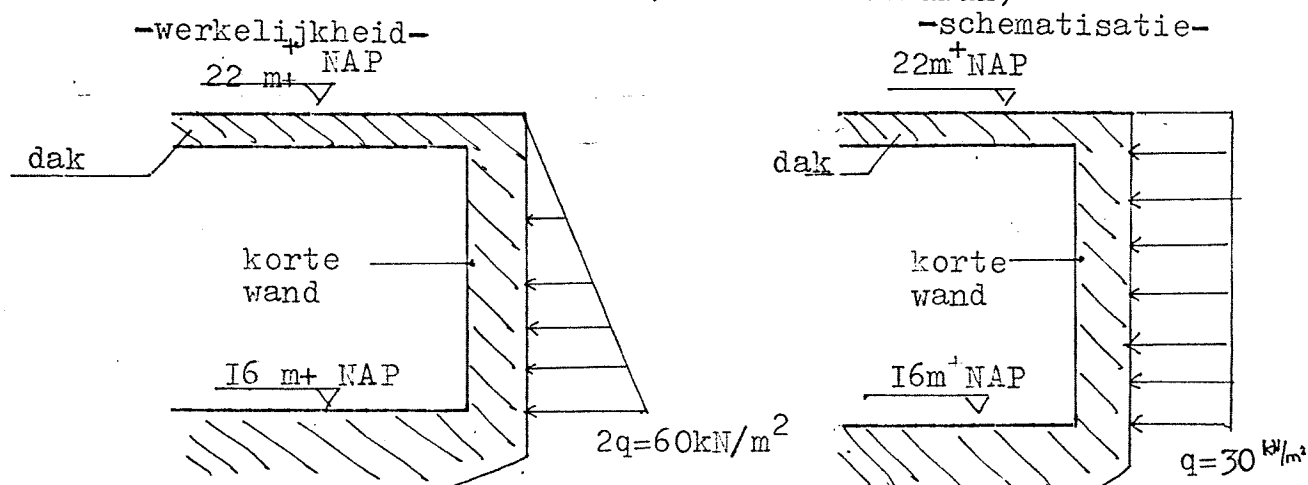
Uit het voorgaande kan men de conclusie trekken dat het antwoord is de lineair toenemende belasting te vervangen door de gelijkmatig verdeelde belasting. De inklemmingsmomenten zijn nagenoeg gelijk ($2/15 ql^2 \approx 1/8 ql^2$), terwijl de berekening van de veldmomenten aan de veilige kant is ($9/128ql^2 > 1/50ql^2$). Alleen bij de berekening van de dwarskracht moet men rekening houden met het feit dat de bij het belastinggeval (2) berekende dwarskracht in werkelijk ongeveer 25% hoger ligt.

3.3.2 Korte Wanden

- Korte wand aan de zijde van de Maas.

De waterstand van de Maas geeft een maximale druk op de wand als deze gestegen is tot $22m^+$ NAP, dus tot de dak van het gebouw. Het is niet waarschijnlijk dat deze waterstand tijdens de levensduur van de waterkrachtcentrale overschreden zal worden. (N.B. Een Maaswaterstand van $21,60 m^+$ NAP wordt 1 x 3000 jaar overschreden, zie blz 29).

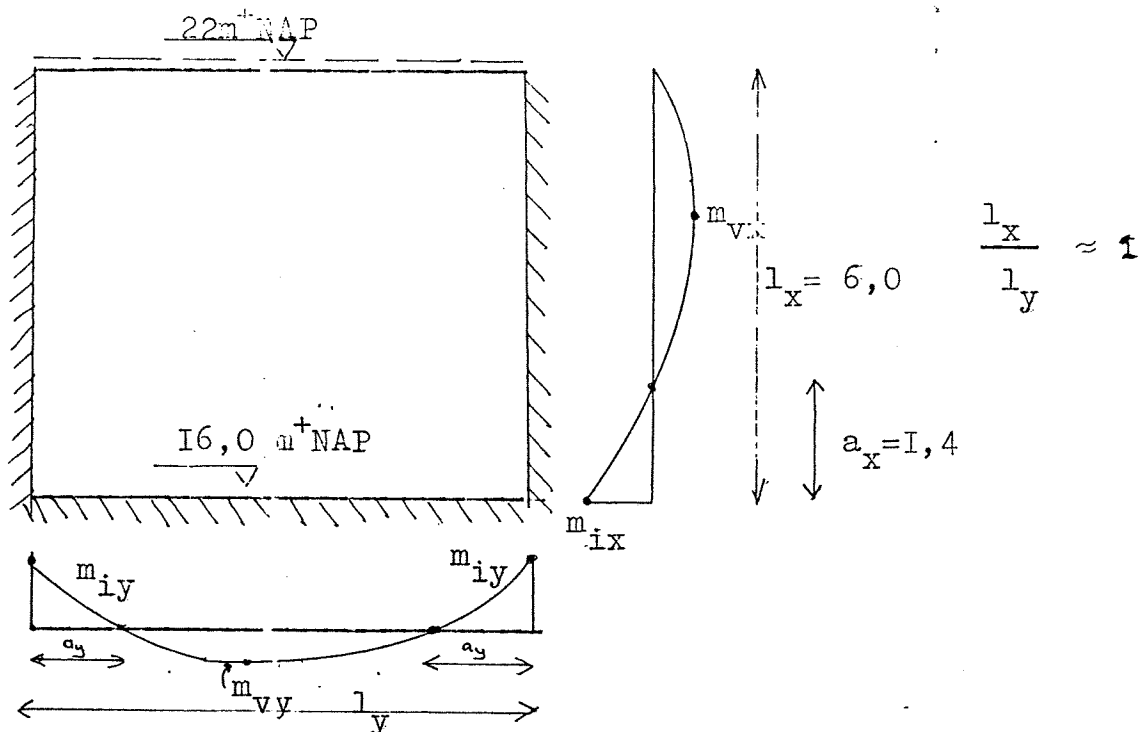
De korte wand wordt berekend m.b.v. de schematisatie uit de vorige paragraaf (3.3.1) :(voor de waterdruk)



De korte wand wordt berekend met de volgende rekenbelasting:

$$q^x = 1,7 q_{\text{gemiddeld}} = 1,7 \times 30 = 51 \text{ kN/m}^2$$

De korte wand is als een aan drie zijden ingeklemde plaat beschouwd, terwijl de bovenzijde van de plaat (aansluiting met het dak) als een vrije oplegging is te beschouwen. Dit is aanemelijk als men bedenkt dat de vloer van de constructie dik is t.o.v. de wanddikte, en dat de lange wanden gesteund worden door grond over een hoogte van 4m. Met behulp van tabel E-8(VB'74) is de momentenverdeling van de plaat te bepalen :



Uitgaande van de gelijkmatig verdeelde belasting (waterdruk) volgt hieruit voor de optredende momenten :

- $m_{iy}^x = m_{\max} = -0,06q \cdot l_x^2 = -0,06 \cdot 51 \cdot 6^2 = -110,2 \text{ kNm}$
- $m_{vx}^x = 0,018q \cdot l_x^2 = 0,018 \cdot 51 \cdot 6^2 = 33,0 \text{ kNm}$
- $m_{vy}^x = 0,023q \cdot l_x^2 = 0,023 \cdot 51 \cdot 6^2 = 42,2 \text{ kNm}$
- $m_{ix}^x = -0,054q \cdot l_x^2 = -0,054 \cdot 51 \cdot 6^2 = -99,1 \text{ kNm}$

Aangezien de optredende momenten in dezelfde orde van grootte liggen in de x- en y-richting is de wapening gedimensioneerd op de maximale momenten in een richting.

Benodigde wapening

- In het veld :

$$\frac{M^x}{b \cdot h^2} = \frac{42,2}{1 \cdot (0,35)^2} = 344 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \omega_o = 0,09\%$$

Aangezien $\omega_{\min.} = 0,15\%$, is:

$$A_a = \omega_o \cdot b \cdot h \cdot 10^4 = 0,15 \cdot 1 \cdot 0,35 \cdot 10^4 = 525 \text{ mm}^2/\text{m'}$$

- Bij de inklemmingen :

$$\frac{M^x}{b \cdot h^2} = \frac{110,2}{1 \cdot (0,35)^2} = 900 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \omega_o = 0,23\%$$

$$A_a = \omega_o \cdot b \cdot h \cdot 10^4 = 805 \text{ mm}^2/\text{m'}$$

Gekozen wapening :

- In het veld : ϕ 12- 215

Deze wapening wordt zowel in x- als in y-richting toegepast, en wel aan de binnenzijde van de korte wand.

$$\rightarrow A_{\text{gekozen}} = 526 \text{ mm}^2/\text{m'}$$

- Bij de inklemmingen : ϕ 12- 135

Deze wapening wordt aan de buitenzijde van de wand aangebracht in beide richtingen.

$$\rightarrow A_{\text{gekozen}} = 838 \text{ mm}^2/\text{m'}$$

De gekozen wapening is aangegeven op blader. 2

Dwarskrachtcontrole :

De maximale dwarskracht kan worden bepaald met :

$$Q_{\max.} = 5/8 q_l \quad (\text{volgens gelijkmatig verdeelde belasting, blz. 78})$$

De maximaal optredende schuifspanning wordt bepaald met :

$$\tau = \frac{Q}{b \cdot h}, \text{ waarbij } h = \text{nuttige hoogte betondoorsnede,}$$

$$h = h_t - c - \phi = 400 - 25 - 12 = 363 \text{ mm (eerste schatting : 350 mm)}$$

$$\text{dus : } \tau = \frac{5/8 \cdot 51 \cdot 6}{1 \cdot 0,363} = 0,53 \text{ N/mm}^2 < \tau_I$$

$$(\tau_I = 0,55 \text{ N/mm}^2)$$

Reeds eerder is echter opgemerkt (blz. 81), dat de in werkelijkheid optredende dwarskracht hoger is. Bij de lineair toenemende waterdruk geldt nl. :

$$Q_{\max.} = 4/5 q_l \quad (\text{bij gelijkmatig verdeelde belasting is deze waarde : } 5/8 q_l)$$

Dwarskrachtwapening zal dan wel toegepast dienen te worden, aangezien de waarde voor de schuifspanning wordt :

$$\tau = \frac{32}{25} \cdot 0,53 \text{ N/mm}^2 = 1,28 \times 0,53 = 0,67 \text{ N/mm}^2$$

De dimensionering van de dwarskrachtwapening is echter niet uitgevoerd.

Controle scheurwijdte korte wand

- In het veld :

Volgens art. E508.1 (VB'74), zie ook blz. 76, geldt :

$$w = 0,8 \cdot \sigma_a \cdot \Delta l \cdot 10^{-5}, \text{ hierbij is}$$

$$\sigma_a = \frac{400}{1,7} \cdot \frac{316}{526} = 141 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta l = \left(50 + 2,5 \cdot \frac{12}{0,15} \right) = 250 \text{ mm}$$

$$\text{Dus } w = 0,8 \cdot 141 \cdot 250 \cdot 10^{-5} = 0,28 \text{ mm} < 0,3 \text{ mm, o.k.}$$

- bij de inklemmingen :

$$\sigma_a = \frac{400}{1,7} \cdot \frac{805}{838} = 226 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta l = 1 \left(50 + 2,5 \cdot \frac{12}{0,21} \right) = 107 \text{ mm}$$

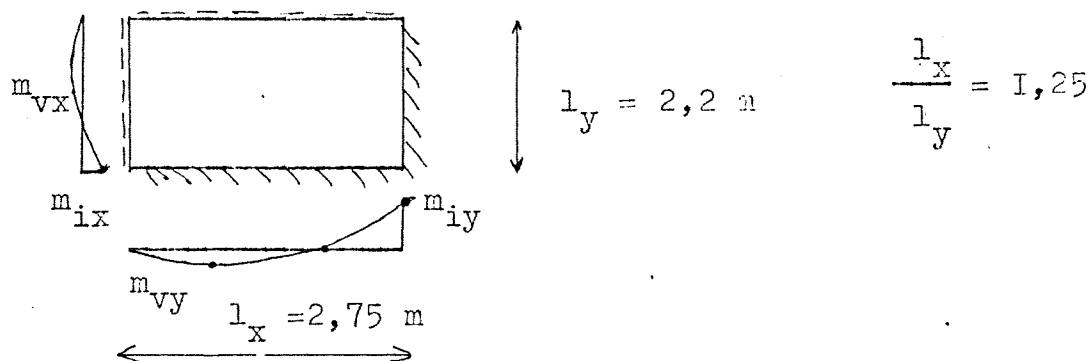
$$\text{Dus } w = 0,8 \cdot 226 \cdot 107 \cdot 10^{-5} = 0,19 < 0,3 \text{ mm, voldoet}$$

- Korte wand aan de zijde van de Roer

Deze wand wordt beschouwd als een plaat die aan drie zijden is ingeklemd (bij de aansluiting met de lange wanden en bij de vloer van de constructie), terwijl de bovenzijde als vrij opgelegd is beschouwd. (aansluiting met het dak). Deze schematisatie komt overeen met de van de korte wand aan de zijde van de Maas. Aangezien de toegangsdeur tot de centrale in deze wand aanwezig is, wordt de halve wand beschouwd. De gemiddelde waterdruk op de wand is ongeveer 10 kN/m^2 , indien de Maaswaterstand tot 22 m^+ NAP stijgt.

Met behulp van tabel E-8 (VB'74) worden de momenten bepaald. Als rekenbelasting is voor de halve wand :

$$q^x = 1,7 \times 10 = 17 \text{ kN/m}^2$$



$$- m_{vx} = 0,038 q^x l_x^2 = 0,038 \cdot 17 \cdot (2,75)^2 = 4,9 \text{ kNm}$$

$$- m_{vy} = 0,022 q^x l_x^2 = 0,022 \cdot 17 \cdot (2,75)^2 = 2,8 \text{ kNm}$$

$$- m_{ix} = -0,088 q^x l_x^2 = -11,3 \text{ kNm}$$

$$- m_{iy} = -0,075 q^x l_x^2 = -9,6 \text{ kNm}$$

$$- a_x/l_x = 0,22 \rightarrow a_x = 0,61 \text{ m}$$

$$- a_y/l_y = 0,19 \rightarrow a_y = 0,52 \text{ m}$$

Tevens zal rekening moeten worden gehouden met een toevallig inklemmingsmoment van 51 kNm, afkomstig van de dakconstructie.

Benodigde wapening :

$$- \text{In het veld : maximum veldmoment} = m_{vx} = 4,9 \text{ kNm}$$

$$\frac{M}{b \cdot h^2} = \frac{4,9}{1 \cdot (0,35)^2} = 39,2 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{toepassen } \omega_{\min.} = 0,15\%$$

$$\rightarrow A_a = 0,15 \cdot 1 \cdot 0,35 \cdot 10^4 = 525 \text{ mm}^2/\text{m'}$$

$$- \text{bij de inklemmingen : maximum moment} = m_{ix} + m_{\text{toevallig}} = 11,3 + 51 = 62,3 \text{ kNm}$$

$$\frac{M}{b \cdot h^2} = \frac{62,3}{1 \cdot (0,35)^2} = 508,6 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \omega_o = 0,14\% (\omega_{\min.} = 0,15\%)$$

$$\rightarrow A_a = 525 \text{ mm}^2/\text{m'}$$

Gekozen wapening

$$- \text{in het veld : } \phi 12 - 215, \text{ met } A_{\text{gekozen}} = 526 \text{ mm}^2/\text{m'}$$

$$- \text{bij de inklemmingen : } \phi 12 - 135, \text{ met } A_{\text{gekozen}} = 838 \text{ mm}^2/\text{m'}$$

Deze wapening is gekozen om de aansluiting met de lange wanden en de dakconstructie te vereenvoudigen.

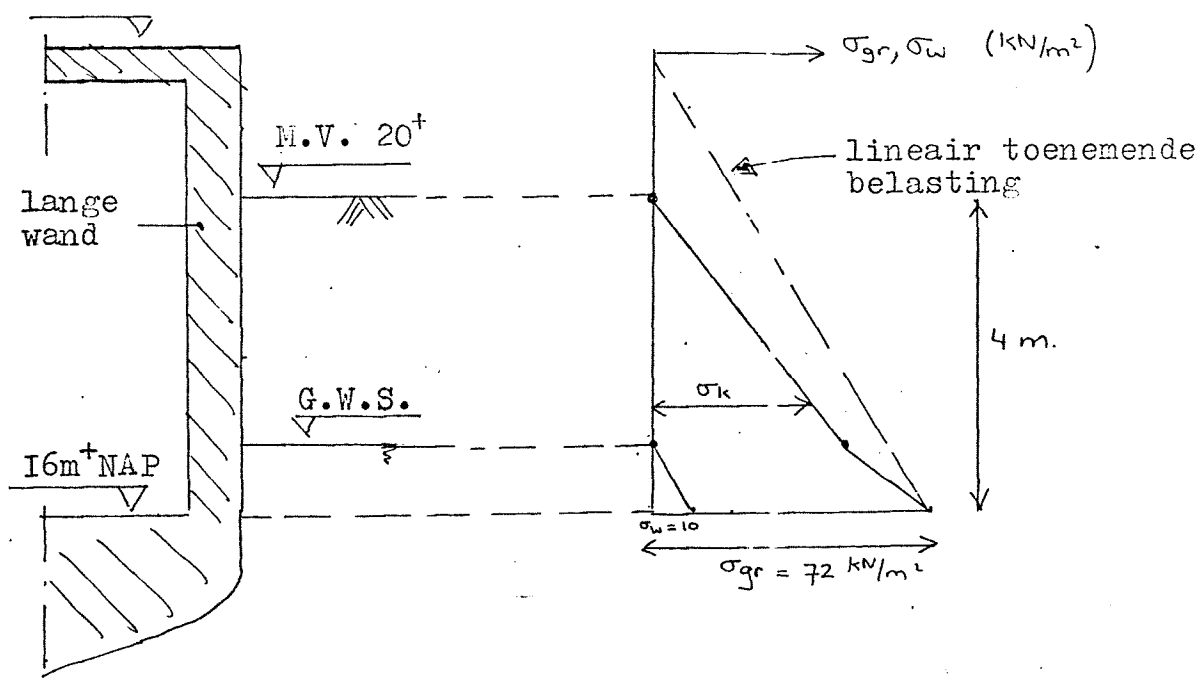
De controle op de scheurwijdte en de dwarskracht kunnen achterwege blijven, enerzijds door de overdimensionering van de wapening, anderzijds door de veel geringere dwarskracht dan bij de korte wand aan de zijde van de Maas.

3.3.3 Lange wanden

Deze wanden worden ongeveer door grond tot een maaiveldhoogte van ongeveer 20 m⁺ NAP. De wanden zijn als ingeklemd te beschouwen bij de vloer van het gebouw, terwijl de aansluiting met het dak en de korte wanden vrij opgelegd is.

De lange wanden worden door de tussenwand opgesplitst in twee gedeelten, met afmetingen 7,5 x 5,8 m. De belasting wordt gevormd door die t.g.v. de grond en het water. Als eerste schatting voor de wanddikte is aangehouden : 0,4 m.

22m⁺NAP



- In bovenstaande figuur zijn de grond-, korrel- en waterdrukken uitgetekend onder normale omstandigheden.

$$- \sigma_{\text{grond}} = \sigma_{\text{korrel}} + \sigma_{\text{water}} \quad (\sigma_{\text{gr.}} = \sigma_{\text{kv}} + \sigma_{\text{w}})$$

$$- \sigma_{\text{kh}} = \lambda \cdot \sigma_{\text{kv}} \quad (\text{hor. korrelspanning})$$

$$- \gamma_{\text{grond}} = 18 \text{ kN/m}^3$$

De grootste horizontale grondspanning treedt bij de onderzijde van de lange wand op : (op 16 m⁺ NAP)

$$\sigma_{gr} = 4 \times 18 = 72 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{kv} = \sigma_{gr} - \sigma_w = 72 - 10 = 62 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{kh} = \sigma_{kv} = 0,55 \times 62 = 34 \text{ kN/m}^2$$

Onder zeer extreme omstandigheden kan de Maaswaterstand echter stijgen tot 22 m⁺ NAP (zie 3.3.2). De totale horizontale druk op de lange wand wordt dan :

$$\sigma_{horiz., tot.} = \sigma_{kh} + \sigma_w = 34 + 6 \times 10 = 94 \text{ kN/m}^2$$

De gemiddelde horizontale druk op de wand wordt dan :

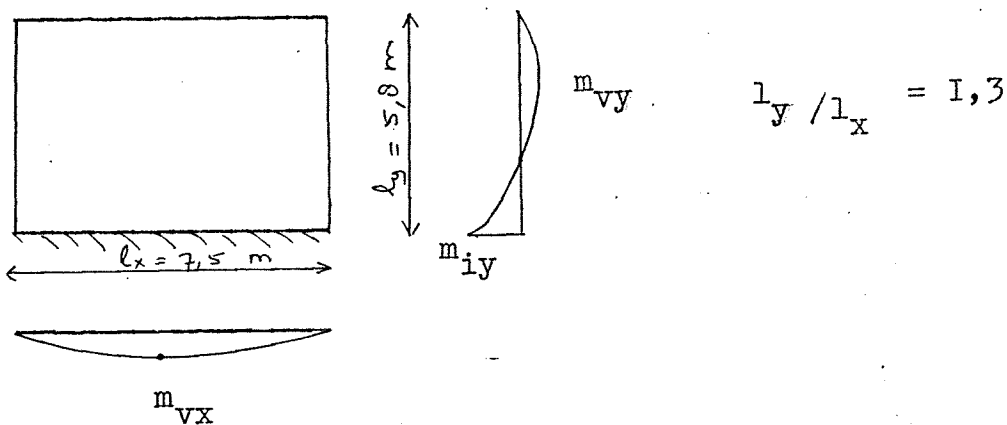
$$\frac{94}{2} = 47 \text{ kN/m}^2 \text{ (bij gelijkmatig verdeelde belasting)}$$

(N.B. Deze berekeningswijze is aan de ongunstige kant. Immers, bij toenemende waterstand zal de korrelspanning afnemen. De gemiddelde horizontale druk wordt dan : 38,8 kN/m²)

Als rekenbelasting wordt dan gevonden :

$$\sigma^x = 1,7 \times 47 = 79,9 \text{ kN/m}^2$$

Met behulp van tabel E-8 wordt de momentenverdeling bepaald : (voor de halve wand)



$$- m_{iy} = m_{max} = - 0,1 q^x l_x^2 = - 512 \text{ kNm}$$

$$- m_{vx} = 0,045 q l_x^2 = 230 \text{ kNm}$$

$$- m_{vy} = 0,036 q l_x^2 = 184 \text{ kNm}$$

Bepaling wapeningspercentage

Het maximum optredende moment bedraagt -512 kNm. Dan is :

$$\frac{M}{b \cdot h^2} = \frac{512}{1 \cdot (0,35)^2} = 4179 \rightarrow \omega_o = 1,4\% (\omega_{\max} = 0,7\%)$$

Aangzien dit wapeningspercentage te hoog is, wordt aan de lange wanden een grotere dikte gegeven : $h_t = 0,5$ m. De netto hoogte h wordt dan ongeveer : $h = 0,45$ m

Dan is :

$$\frac{M}{b \cdot h^2} = \frac{512}{1 \cdot (0,45)^2} = 2518 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \omega_o = 0,7\% (\text{toelaatbaar})$$

Benodigde wapening + gekozen wapening

- Veld in de x-richting (lengterichting) :

$$\frac{M}{b \cdot h^2} = \frac{230}{1 \cdot (0,45)^2} = 1136 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \omega_o = 0,3\%$$

$$A_a = \omega_o \cdot b \cdot h \cdot 10^4 = 0,3 \cdot 1 \cdot 0,45 \cdot 10^4 = 1350 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

Gekozen is voor ϕ 20-230, met $A_{\text{gekozen}} = 1366 \text{ mm}^2/\text{m}'$

In de randstroken moet de helft van deze veldwapening worden doorgezet. I.v.m. de aansluiting met de korte wanden is hiervoor gekozen : ϕ 12-135 ($A_a = 838 \text{ mm}^2/\text{m}'$)

- Veld in de y-richting :

$$\frac{M}{b \cdot h^2} = \frac{181}{1 \cdot (0,45)^2} = 909 \text{ mm}^2/\text{m}' \rightarrow \omega_o = 0,23\%$$

$$A_a = 0,23 \cdot 0,45 \cdot 10^4 = 1035 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

Gekozen is voor ϕ 12-105 ($A_{\text{gekozen}} = 1077 \text{ mm}^2/\text{m}'$)

In de randstroken moet de helft van deze wapening worden doorgezet, dus ϕ 12-210. I.v.m. de aansluiting met het dak is echter gekozen voor de praktische wapening ϕ 12-200.

- Inklemming in de y-richting :

$$\frac{M}{b \cdot h^2} = 2518 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \omega_o = 0,7\%$$

$$A_a = 0,7 \cdot 0,45 \cdot 10^4 = 3150 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

Gekozen is voor ϕ 20-95 ($A_{\text{gekozen}} = 3307 \text{ mm}^2/\text{m}'$)

verdeelwapening : 20% van de hoofdwapening, dus $0,2 \cdot 3307 = 660 \text{ mm}^2/\text{m}'$. gekozen is voor ϕ 12-175.

- Toevallig inklemmingsmoment in x-richting :

$$M_{\text{toevallig}} = 1/3 \cdot m_{\text{vx}} = 1/3 \cdot 230 = 77 \text{ kNm}$$

$$\frac{M}{b \cdot h^2} = \frac{77}{1 \cdot (0,45)^2} = 380 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \omega_o = 0,1\% (\omega_{\min} = 0,15\%)$$

$$A_a = 0,15 \cdot 0,45 \cdot 10^4 = 675 \text{ mm}^2/\text{m}' \quad (\phi \text{ I2- I65 voldoende})$$

Om de aansluiting met de korte wanden te vergemakkelijken is echter gekozen voor $\phi \text{ I2- I35}$. ($A_{\text{gekozen}} = 838 \text{ mm}^2/\text{m}'$)

-Toevallig inklemningsmoment in y-richting :

$$M_{\text{toevallig}} = 1/3 \cdot m_{vy} = 1/3 \cdot 184 = 61 \text{ kNm/m}'$$

$$\frac{M}{b \cdot h^2} = \frac{61}{1 \cdot (0,45)^2} = 301 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \omega_o = 0,08 \quad (\omega_{\text{min}} = 0,15\%)$$

$$A_a = 0,15 \cdot 0,45 \cdot 10^4 = 675 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

Om de aansluiting met het dak te vereenvoudigen is toegepast: $\phi \text{ I2- I45}$. ($A_{\text{gekozen}} = 780 \text{ mm}^2/\text{m}'$)

De wapeningsverdeling van de lange wanden is op bladnr. 2 aangegeven.

Dwarskrachtcontrole :

De rekenbelasting zoals gebruikt bij de bepaling van de momenten is erg ongunstig. Beter is het om voor de rekenbelasting te nemen : $q^x = 1,7 \times 38,8 = 66 \text{ kN/m}^2$ (zie blz. 87)

De maximum dwarskracht wordt weer berekend met :

$$Q_{\text{max}} = 5/8 q^x l = 5/8 \cdot 66 \cdot 5,8 = 239 \text{ kN}$$

$$\tau_{\text{max}} = \frac{Q_{\text{max}}}{b \cdot h} = \frac{239}{1 \cdot 0,45} = 0,53 \text{ N/mm}^2 < 0,55 \text{ N/mm}^2$$

Door de schematisatie van de belasting (lineair toenemende naar gelijkmatig verdeelde belasting), is deze waarde aan de lage kant. In werkelijkheid bedraagt deze maximale schuifspanning :

$\tau_{\text{max}} = 1,28 \times 0,53 = 0,67 \text{ N/mm}^2$, zodat wel dwarskrachtwapening nodig is. Deze wapening is echter niet gedimensioneerd. (zie blz. 84)

Controle scheurwijdte (VB'74 ; art. E40I.4) en blz. 76

- In het veld : (x-richting)

$$\Delta l = 1 \left(50 + 2,5 \cdot \frac{20}{0,3} \right) = 217 \text{ mm}$$

$$\sigma_a = \frac{400}{1,7} \cdot \frac{1350}{1366} = 232 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{dan is } w = 0,8 \cdot \sigma_a \cdot \Delta l \cdot 10^{-5} = 0,4 \text{ mm} > 0,3 \text{ mm}, \quad !$$

Een iets grotere betondekking op de wapeningsstaven zorgt ervoor dat aan de eis t.a.v. de scheurwijdte wordt voldaan ($c = 30 \text{ mm}$ i.p.v. 25 mm)

-- In het veld : (y-richting)

$$\Delta l = l \left(50 + 2,5 \cdot \frac{12}{0,23} \right) = 180 \text{ mm}$$

$$\sigma_a = \frac{400}{1,7} \cdot \frac{909}{1077} = 199 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{dan is } w = 0,8 \cdot \sigma_a \cdot \Delta l \cdot 10^{-5} = 0,8 \cdot 199 \cdot 180 \cdot 10^{-5} \\ = 0,29 \text{ mm} < 0,3 \text{ mm}$$

- Inklemming (y-richting).

$$\Delta l = l \left(50 + 2,5 \cdot \frac{20}{0,7} \right) = 121 \text{ mm}$$

$$\sigma_a = \frac{400}{1,7} \cdot \frac{3150}{3307} = 224 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{dan is } w = 0,8 \cdot 121 \cdot 224 \cdot 10^{-5} = 0,22 \text{ mm} < 0,3 \text{ mm}$$

- Toevallig inklemmingsmoment (x-richting) :

$$\Delta l = \left(50 + 2,5 \cdot \frac{12}{0,15} \right) = 250 \text{ mm}$$

$$\sigma_a = \frac{400}{1,7} \cdot \frac{450}{838} = 126 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{dan is } w = 0,8 \cdot 250 \cdot 126 \cdot 10^{-5} = 0,25 \text{ mm} < 0,3 \text{ mm}$$

- Toevallig inklemmingsmoment (y-richting)

$$\Delta l = \left(50 + 2,5 \cdot \frac{12}{0,15} \right) = 250 \text{ mm}$$

$$\sigma_a = \frac{400}{1,7} \cdot \frac{360}{838} = 101 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{dan is } w = 0,8 \cdot 250 \cdot 101 \cdot 10^{-5} = 0,20 \text{ mm} < 0,3 \text{ mm}$$

3.3.4 Tussenwand

Bij de berekening van het dak en de lange wanden is uitgegaan van een ondersteuning onder het dak. De afdracht van de uitwendige belasting verloopt dan gunstiger, aangezien de overspanning van de dakplaat afneemt en de lange wand in zijdelingse richting wordt ondersteund. Uit de functionele eisen van het gebouw (par. 1.2) blijkt de ruimte voor een dergelijke tussenwand in beperkte mate beschikbaar te zijn. In het turbinegebouw moet nl. ruimte beschikbaar zijn voor o.a. zuigbuis, turbine-as, generator en regelapparatuur. Deze onderdelen moeten geïnspecteerd kunnen worden. Als vormgeving voor

deze tussenwand is daarom gekozen voor een portaalconstructie. De lange wand van het gebouw is verbreed van 500 tot 1000 mm. (voor plaats van tussenwand zie bladnr. 1 en 2)

Berekening afmetingen

De bovenzijde van het portaal is als balk te beschouwen.

Hoogte van de balk : schatting $(1/8 \text{ à } 1/10) \times \text{overspanning}$

$l_t = \text{overspanning vermeerderd met de helft van de opleg-}$
 $\text{lengte} = 4700 + 120 \text{ mm} = 4820 \text{ mm}$ (VB '74, art. B714.1)

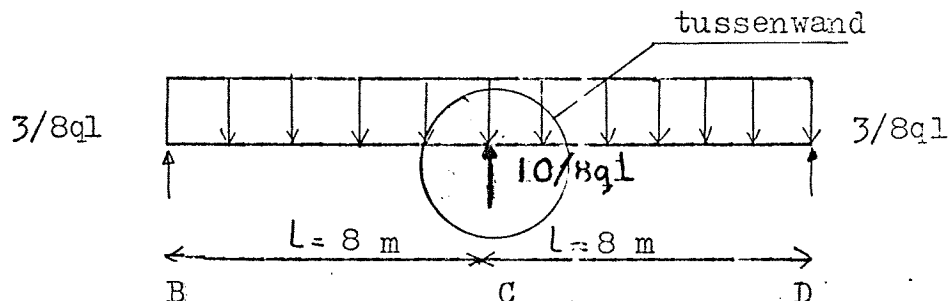
Dus $h_t = 482 \text{ à } 602 \text{ mm}$. Als eerste schatting is gekozen
 voor een hoogte $h_t = 600 \text{ mm}$.

Breedte van de balk : schatting $1/22 l_t = 1/22 \cdot 4820 = 219 \text{ mm}$

Als eerste schatting is gekozen voor : $b = 250 \text{ mm}$

belasting op de balk

De belastingafdracht van een gelijkmatige verdeelde belasting naar de balk is als volgt : (par. 3.2)

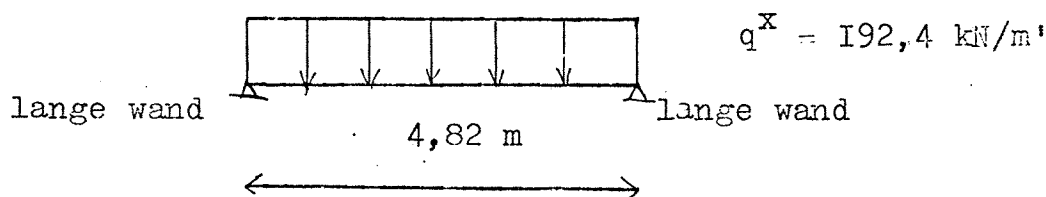


De maximale belasting op de tussenwand (balk) bedraagt :

$10/8 q_1 l = 190 \text{ kN/m'}$. Hierbij moet het eigen gewicht van de balk bij opgeteld worden :

$$q_{e.g.}^x = 1,7 (0,3 \cdot 0,2 \cdot 2,4) = 2,4 \text{ kN/m'}$$

De totale belasting op de balk wordt dan : $190 + 2,4 = 192,4 \text{ kN/m'}$. De balk wordt als vrij opgelegd beschouwd bij de aansluiting met de lange wanden:



Het maximum moment bedraagt : $M = 1/8 q l^2 = 1/8 \cdot 192,4 (4,82)^2 = 517 \text{ kNm}$ (er werkt ook nog een extra moment t.g.v. normaalkracht, deze wordt in de definitieve berekening meegenomen)

Bepaling wapening :

$$\frac{M}{b \cdot h^2} = \frac{517}{0,25(0,55)^2} = 6836 \text{ kN/m}^2, \text{ het wapeningspercentage is}$$

dan groter dan 0,7%. Besloten is om de balk grotere afmetingen te geven.

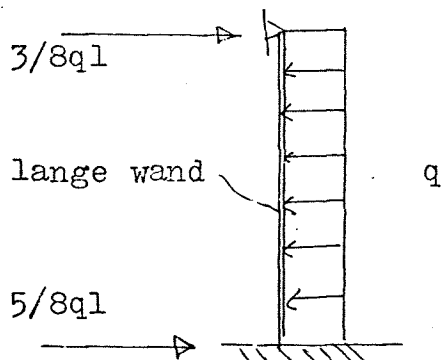
Gekozen : $b \times h_t = 400 \times 800 \text{ mm}$ ($h = 765 \text{ mm}$)

$$q_{e.g.} = 1,7 (0,4 \cdot 0,5 \cdot 24) = 8,2 \text{ kN/m'}$$

Met de maximale belasting van 190 kN/m' wordt de totale belasting op de balk :

$$q_t = 190 + 8,2 = 198,2 \text{ kN/m'}$$

Uit de berekening van de lange wanden (3.3.3) volgt dat er ook een normaalkracht in deze tussenwand zal optreden t.g.v. de grond- en waterdrukken:



$$N = \text{normaalkracht} = 3/8 q l =$$

$$3/8 \cdot 197,7 \cdot 6 = 180 \text{ kN.}$$

De totale belasting op de balk bestaat uit een moment (afkomstig van het dak + eigen gewicht) en een normaalkracht (van de lange wanden). Het totale moment om de trekwapening, aan de onderzijde, is dan :

$$M_u = N (h - 1/2 h_t) + M = 180 (0,765 - 1/2 \cdot 0,8) + 517 = 65,7 + 517 = 583 \text{ kNm.}$$

$$\frac{M}{b \cdot h^2} = \frac{583}{0,4 \cdot (0,65)^2} = 2489 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \omega_o = 0,7\%$$

$$A_a = \omega_o \cdot b \cdot h \cdot 10^4 = 2142 \text{ mm}^2 \text{ (benodigde wapening)}$$

$$\text{gekozen : } 7 \phi 20 \text{ (} A_{\text{gekozen}} = 2199 \text{ mm}^2 \text{)}$$

Deze wapening kan juist in één laag worden gelegd. De tussenruimte van de staven bedraagt :

$$\frac{400 - 7 \times 20 - 2 \times 25 - 2 \times 8}{6} = 32 \text{ mm} > 30 \text{ mm}$$

(en voldoet dus aan de voorschriften, VB'74 art. E7III)

Het toevallige inklemmingsmoment nabij de aansluiting met de lange wanden bedraagt :

$$M_{\text{toevallig}} = 1/3 \cdot M_{\text{veld}} = 1/3 \cdot 583 = 194,3 \text{ kNm}$$

$$\frac{M}{b \cdot h^2} = \frac{194,3}{0,4 \cdot (0,765)^2} = 854 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \omega_o = 0,22\%$$

$$A_a = \omega_o \cdot b \cdot h \cdot 10^4 = 0,22 \cdot 0,4 \cdot 0,765 \cdot 10^4 = 673 \text{ mm}^2$$

Gekozen is voor 4 ϕ 20 ($A_{\text{gekozen}} = 1257 \text{ mm}^2$), i.v.m. de maximum toelaatbare scheurwijdte (ruimte tussen staven 90 mm).

Dwarskrachtcontrole

De maximum dwarskracht treedt op nabij de opleggingen van de lange wand. Aangezien deze ondersteuning als vrij opgelegd zijn beschouwd, geldt voor de maximum dwarskracht :

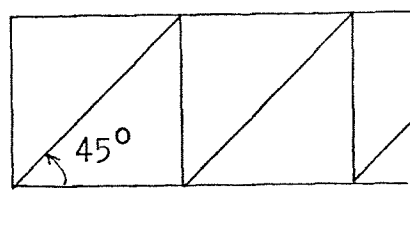
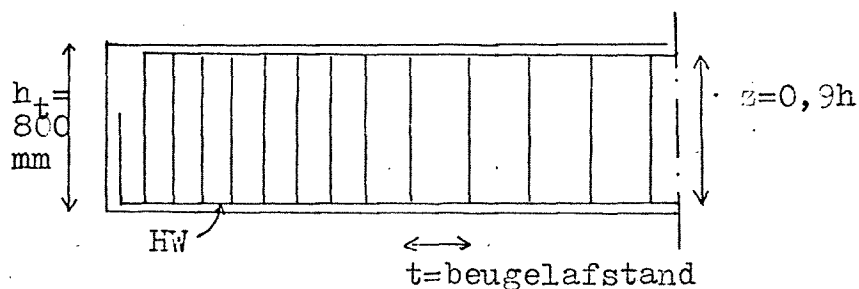
$$Q_{\text{max}} = 0,5 q^x \cdot l = 0,5 \cdot 198,2 \cdot 4,82 = 471 \text{ kN}$$

$$\tau_d = \frac{Q}{b \cdot h} = \frac{471 \cdot 10^3}{400 \cdot 800} = 1,47 \text{ N/mm}^2 (> 0,55 \text{ N/mm}^2)$$

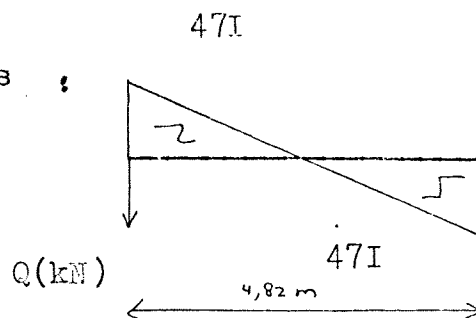
Er is dan ook dwarskrachtwapening nodig, en deze wapening moet kunnen opnemen : $(\tau_d - \tau_I) \text{ N/mm}^2$.

De berekening van de dwarskrachtwapening geschiedt volgens de vakwerktheorie van Morsch :

- evenwijdige boven-/onderrand
- drukdiagonalen onder 45°
- trekdiagonalen onder 90°



Het verloop van de dwarskracht is :



Volgens Mörsch is : $Q = T = T_{\text{hoog}} + T_{\text{vakwerk}}$, waarbij
 $T_{\text{hoog}} = T_I = b \cdot h \cdot \tau_I = 400 \cdot 765 \cdot 0,55 = 168,3 \text{ kN}$
 Volgens VB'74 art. E7II.4 moeten in balken altijd over de gehele lengte beugels worden aangebracht op een afstand van ten hoogste h.o.h. 300mm.

$$\rightarrow \frac{A_{\text{beugels}}}{t} = \frac{T - T_I}{z \cdot f_a \cdot (\sin \gamma + \cos \gamma)} = \frac{T - T_I}{0,9h \cdot 400}$$

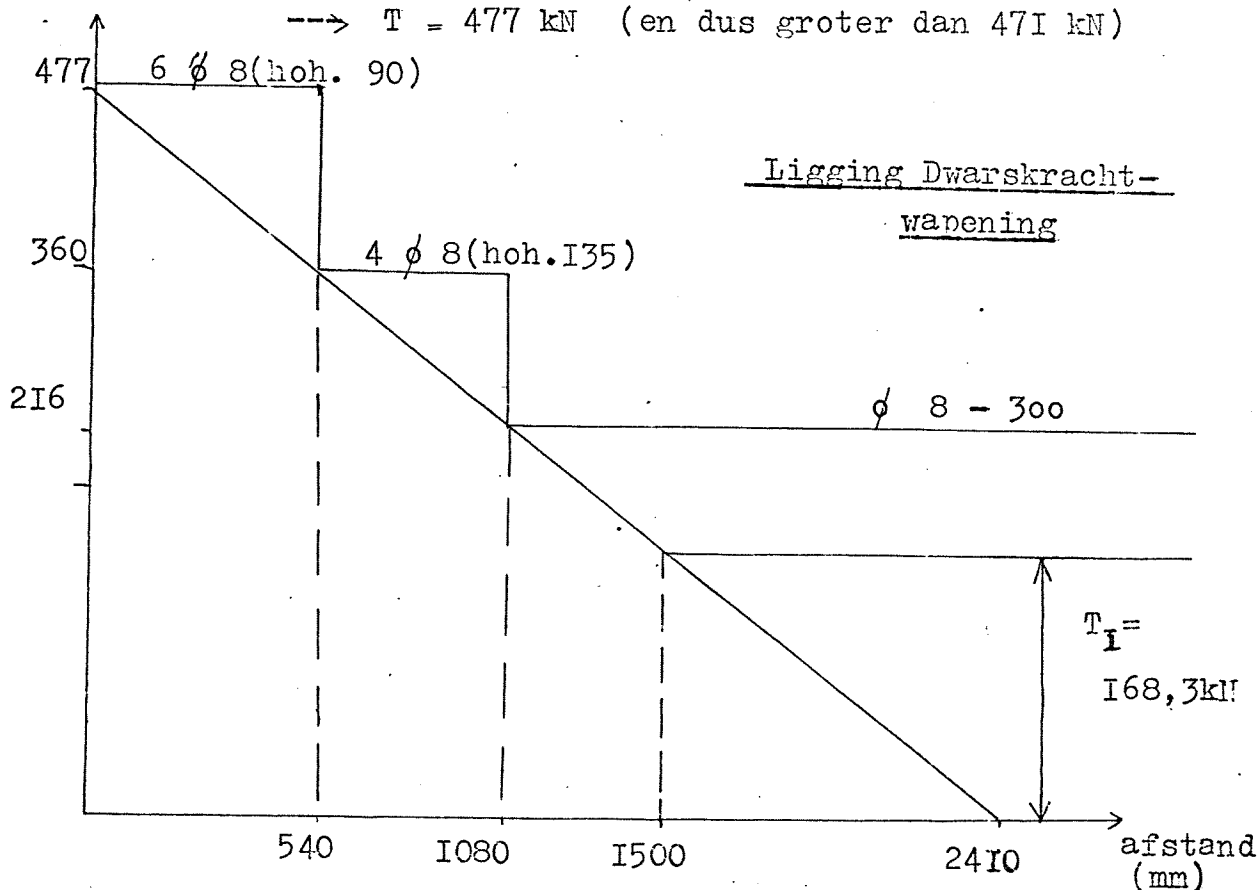
$$\frac{(T - 168,3)}{0,9 \cdot 0,765 \cdot 400} = (T - 168,3) \cdot 3,63 \cdot 10^{-3}$$

Gekozen is voor beugels $2 \phi 8$, ($A_{\text{beugels}} = 101 \text{ mm}^2$)
 h.o.h. 90 mm.

Dan is : $\frac{A_b}{t} = \frac{101}{90} = (T - 168,3) \cdot 3,63 \cdot 10^{-3}$

Q (kN)

$$\rightarrow T = 477 \text{ kN (en dus groter dan 471 kN)}$$



Controle scheurwijdte

-In het veld :

$$\Delta l = \gamma_2 \cdot (2 \bar{c} + \gamma_3 \cdot \frac{\phi_{km}}{\omega_0})$$
$$= (50 + 2,5 \cdot \frac{20}{0,65}) = 127 \text{ mm}$$

$$\sigma_a = \frac{400}{1,7} \cdot \frac{1989}{2199} = 213 \text{ N/mm}^2$$

$$w = 0,8 \sigma_a \cdot \Delta l \cdot 10^{-5} = 0,21 \text{ mm} < 0,30 \text{ mm}$$

-Bij de opleggingen :

$$\Delta l = (50 + 2,5 \cdot \frac{20}{0,22}) = 300 \text{ mm}$$

$$\sigma_a = \frac{400}{1,7} \cdot \frac{612}{1257} = 114,6 \text{ N/mm}^2$$

$$w = 0,8 \cdot 114,6 \cdot 300 \cdot 10^{-5} = 0,27 \text{ mm} < 0,3 \text{ mm}$$

3.4 Uitlaat

3.4.1 Algemeen

Omdat het afsluitmiddel aan het begin van de uitlaatconstructie is gelegen komt de bak van de uitlaat nooit droog te staan. Er wordt aangenomen dat de grondwaterstand geleidelijk de benedenstroomse waterstand volgt, omdat de grond als goed doorlatend beschouwd kan worden. Met een opwaartse kracht op de constructie t.g.v een verschil in waterstand hoeft men geen rekening te houden.

De wand aan de zijde van de oever van de Hambeek is maatgevend omdat de grondkerende hoogte veel groter is dan bij de andere wand.

De dimensionering van de wand wordt uitgevoerd bij het begin en bij het einde van de bak, ertussenin wordt de benodigde wapening lineair geïnterpoleerd.

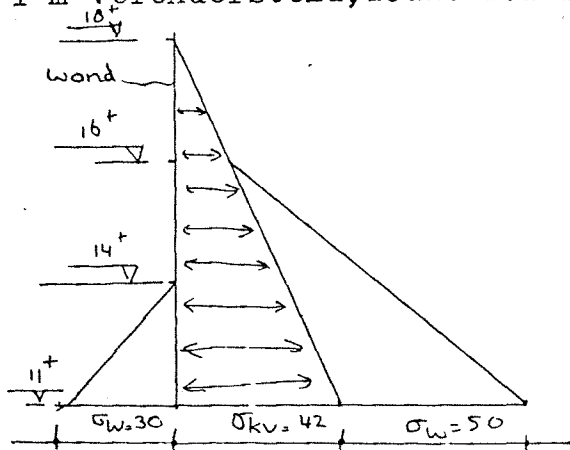
De uitlaatconstructie is los van de verdere constructie gekozen, deze wordt d.m.v. een tandoplegging met het einde van de zuigbuis verbonden. Een verschil in zetting tussen de bak en het turbinegebouw is nu mogelijk.

De grondwaterstand volgt de waterstand van de Maas, bij extreme lage waterstanden is dit niet bekend.

3.4.2 Wanden

bij het begin van de uitlaat

Een maatgevend belastinggeval treedt op als de waterstand op de Maas minimaal is, deze kan niet beneden 14 m⁺ NAP dalen. Bij de berekening is een grondwaterspiegelsdaling van 1 m verondersteld, zodat G.W.S. = 16 m⁺ NAP.



$$\sigma_{gr} = \sigma_{kv} + \sigma_w$$

$$\sigma_{k, \text{horiz.}} = \lambda_n \cdot \sigma_{kv}$$

$$\lambda_n = 0,55$$

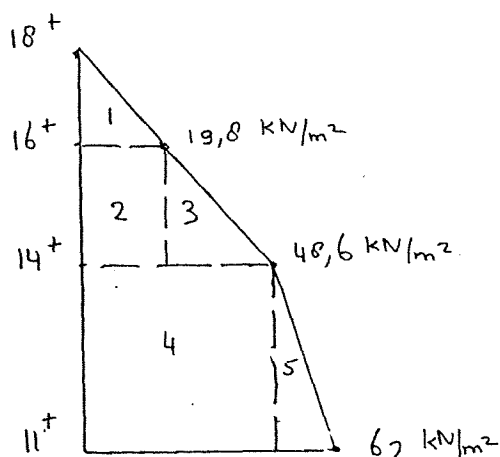
$$\sigma_{gr} = 18 \text{ kN/m}^3 \rightarrow \sigma_{gr} = 126 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{k, \text{vertik.}} = 126 - 50 = 76 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{k, \text{horiz.}} = 0,55 \cdot 76 = 42 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Dan is : } \sigma_{\text{totaal}} = 42 + 50 + (-30) = 62 \text{ kN/m}^2$$

Verloop horizontale druk op de wand :



Dwarskracht (kN)	arm (m)	Moment (kNm)
k1 = 0,5 · 2 · 19,6 = 19,8	5,7	112,9
k2 = 2 · 19,6 = 39,2	4	156,8
k3 = 0,5 · 2 · 29 = 29	3,7	107,3
k4 = 3 · 48 = 144	1,5	216
k5 = 0,5 · 3 · 13,4 = 20,1	1	20,1
<u>252,1</u>		<u>613,1</u>

Controle dwarskracht

Als rekenwaarde voor de dwarskracht geldt : 1,7 · 252,1 = 429 kN

De toelaatbare schuifspanning bij betonkwaliteit BI7,5 is :

0,55 N/mm². De dikte van de wand volgt uit :

$$\tau = \frac{D}{b \cdot h_t} \Leftrightarrow h_t = \frac{D}{b \cdot \tau} = \frac{429 \cdot 10^3}{1000 \cdot 0,55} = 778 \text{ mm,}$$

als dikte voor de wand is gekozen : h_t = 800 mm.

Dan is : h = h_t - dekking - 1/2(staafdiameter) = 800 - 25 - 5 = 770 mm

Controle moment

Als rekenwaarde voor het moment geldt: $1,7 \cdot 613, I = 1042 \text{ km}$.

Voor de hoofdwapening :

$$A = \frac{M}{z \cdot \sigma} = \frac{1042 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 770 \cdot 400} = 3759 \text{ mm}^2/\text{m'}$$

$$\frac{A}{b \cdot h} = \frac{3759 \cdot 100}{1000 \cdot 770} = 0,49\%$$

Als verdeelwapening is 20% van de hoofdwapening gekozen :

$$A_{\text{verdeel}} = 0,2 \cdot 3759 = 752 \text{ mm}^2/\text{m'}$$

Aan de bovenzijde wordt gekozen voor een dikte van 400 mm, dit is gelijk aan de dikte van het einde van de uitlaat.

Keuze wapening :

-Buitenwapening

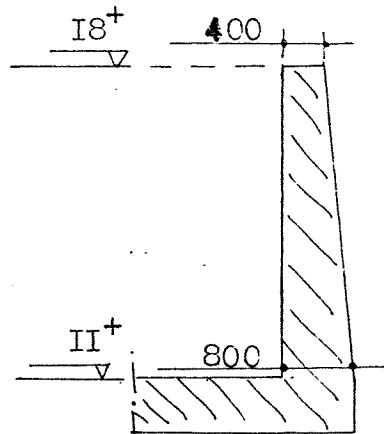
- hoofdwapening : $A = 3759 \text{ mm}^2/\text{m'}$

- verdeelwapening : $A = 752 \text{ mm}^2/\text{m'}$

-Binnenwapening : ($\omega_{\text{min}} = 0,15\%$)

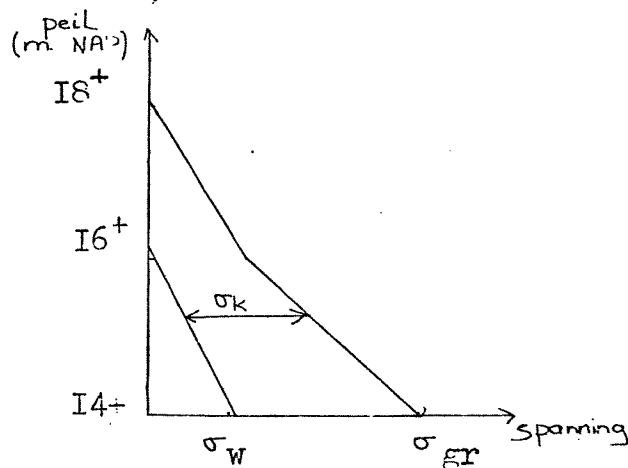
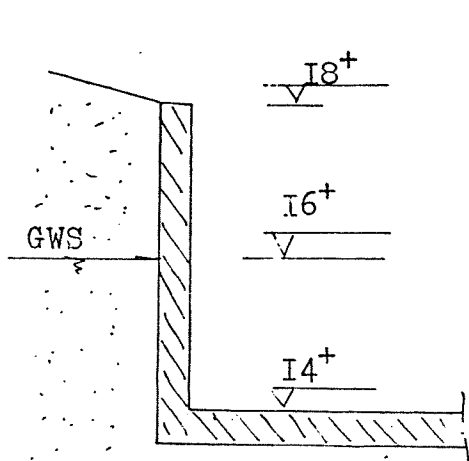
- hoofdwapening : $A = 1155 \text{ mm}^2/\text{m'}$

- verdeelwapening : $A = 231 \text{ mm}^2/\text{m'}$



bij het einde van de uitlaat

Het maatgevende belastinggeval is dezelfde als voor het begin van de uitlaat, namelijk een minimum waterstand van de Maas. De verticale grondspanningen verlopen als volgt :



$$\sigma_{gr,vert.} (op I6^+) : = 2 \cdot 18 = 36 \text{ kN/m}^2 = \sigma_{kv}$$

$$\sigma_{kh} = \sigma_{kv} = 0,55 \cdot 36 = 19,8 \text{ kN/m}^2 = \sigma_{gr,hor.}$$

$$\sigma_{gr,vert.} (op I4^+) = 4 \cdot 18 = 72 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{k,vert.} = 72 - 20 = 52 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{kh} = 52 \cdot 0,55 = 28,6 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{gr,hor.} = 28,6 + 20 = 48,6 \text{ kN/m}^2$$

Het verloop van de horizontale grondspanningen, en het daardoor uitgeoefende moment op de wand is als volgt :

	Dwarskracht (kN)	arm (m)	moment (kNm)
I	kI = 0,5 · 19,8 · 2 = 19,8	2,7	53,5
2	k2 = 19,8 · 2 = 39,6	I	39,6
3	k3 = 0,5 · 28,6 · 2 = 28,6	0,7	20,2
	<u>88,2</u>		<u>133,3</u>
Rekenwaarde: 1,7 · 88,2 = 149,9 (dwarskracht)			
Rekenwaarde moment : 1,7 · 133,3 = 226,6 kNm			

Bij een wanddikte van 400 mm bedraagt de optredende schuifspanning :

$$\tau_d = \frac{149,9 \cdot 10^3}{1000 \cdot 400} = 0,38 \text{ N/mm}^2 (< 0,55 \text{ N/mm}^2)$$

Voor de hoofdwapening geldt : (met $r = 400 - 25 - 5 = 370 \text{ mm}$)

$$A_a = \frac{226,6 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 370 \cdot 400} = 1701 \text{ mm}^2/\text{m'}$$

$$\omega_o = \frac{1701}{370 \cdot 1000} = 0,46\%$$

Aan de bovenzijde is de wanddikte eveneens 400 mm gehouden, dit om de uitvoering van de uitlaat te vergemakkelijken.

Benodigde wapening :

-Buitenwapening :

- hoofdwapening : $A = 1701 \text{ mm}^2/\text{m'}$

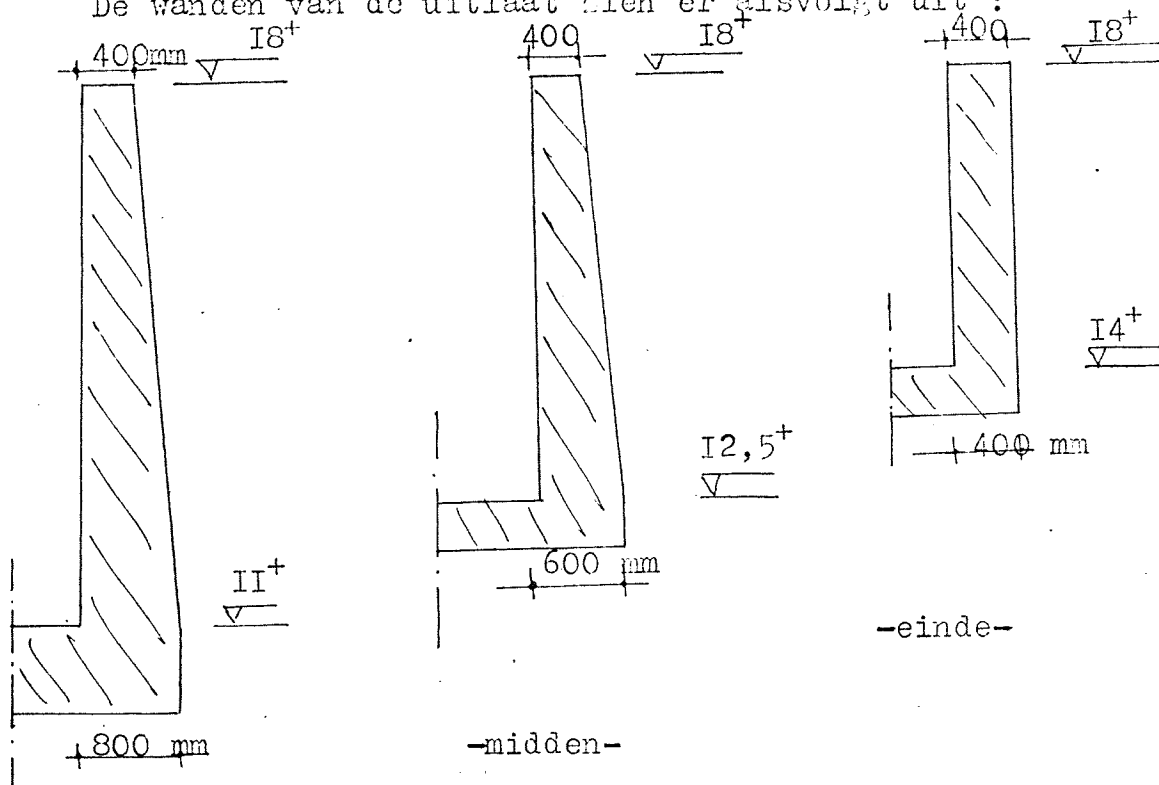
- verdeelwapening : $A = 340 \text{ mm}^2/\text{m'}$

-Binnenwapening :

- hoofdwapening : $A = 855 \text{ mm}^2/\text{m'}$

- verdeelwapening : $A = 171 \text{ mm}^2/\text{m'}$

De wanden van de uitlaat zien er als volgt uit :



3.4.3 Vloer

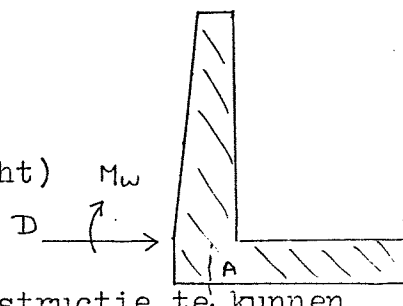
Aan het begin van de uitlaat

Stel dikte van de vloer : $d = 1,0 \text{ m}$

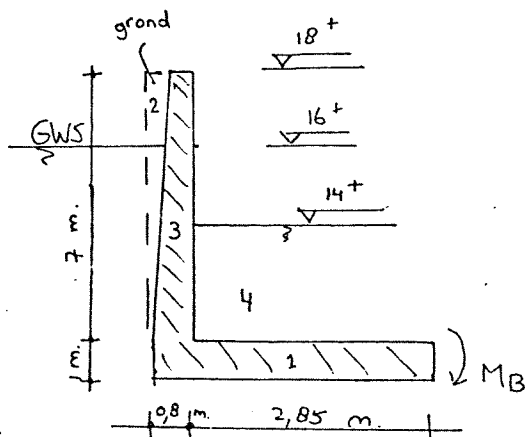
Het moment onder de wand M_a is dan :

$$M_a = M_{wand} + 0,5d \cdot D \quad (D = \text{dwarskracht}) \quad M_w$$

$$M_a = 1042 + 0,5 \cdot 428 = 1260 \text{ kNm}$$



Om het moment in het midden van de constructie te kunnen bepalen, wordt de halve bakconstructie beschouwd:



Dwarskracht :

Gewicht vloer = $Q_1 = 1.3,65 \cdot 24 = 87,6 \text{ kN/m}$

Gewicht grond = $Q_2 = 0,5 \cdot 0,4 \cdot 7 \cdot 18 = 25,2 \text{ kN/m}$

$$\text{gewicht wand} = q_3 = 0,5 \cdot 0,4 \cdot 7 \cdot 24 + 0,4 \cdot 7 \cdot 24 = 105,0 \text{ kN/m'}$$

gewicht water in bak : $Q_4 = 3.2,85 \cdot 10 = 85,5 \text{ kN}$

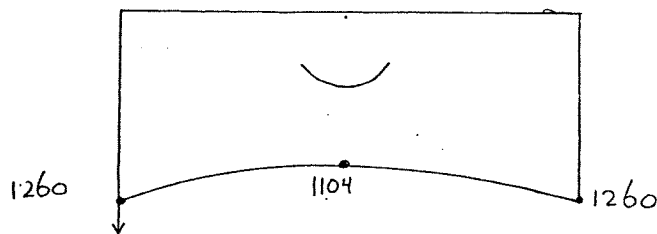
$$\text{vert. grondwaterdruk} = Q_5 = 3,65 \cdot 60 = 239,4 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{vertikale korreldruk } q_6 &= q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + (-15) \\ &= 58,7 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Het moment wordt met de klok mee positief gerekend :

$$\begin{aligned}
 M_a &= & +1260 \text{ kNm} \\
 M_I &= Q_I \cdot a_I = -87,6 \cdot 1,82 = & -159,4 \text{ kNm} \\
 M_2 &= Q_2 \cdot a_2 = -25,2 \cdot 3,45 = & -86,9 \text{ kNm} \\
 M_3 &= Q_3 \cdot a_3 = -105,0 \cdot 3,15 = & -330,8 \text{ kNm} \\
 M_4 &= Q_4 \cdot a_4 = -85,5 \cdot 1,42 = & -121,4 \text{ kNm} \\
 M_5 &= Q_5 \cdot a_5 = +239,4 \cdot 1,82 = & +435,7 \text{ kNm} \\
 M_6 &= Q_6 \cdot a_6 = +58,7 \cdot 1,82 = & +106,8 \text{ kNm} \\
 & & \hline
 & & +1104 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

De momentenlijn verloopt als volgt :
(en is bepalend voor de onderwapening)



Voor de bovenwapening is de bouwphase maatgevend.

	arm (m)	moment
Eigen gewicht vloer = $Q_I = 87,6$	1,82	-159,4
Eigen gewicht grond = $Q_2 = 25,2$	3,45	-86,9
Eigen gewicht wand = $Q_3 = 105,0$	3,15	-330,7
Vertikale korreldruk = $Q_6 = Q_I + Q_2 + Q_3 = 217,8$	1,82	+396,4
		-180,6

Benodigde wapening

- onderwapening :

$$A = \frac{1260 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 965 \cdot 400} = 3627 \text{ mm}^2/\text{m}' \rightarrow \omega_{\text{a}} = 0,38\%$$

$$h = 1000 - 25 - 10 = 965 \text{ mm}$$

Aangezien het optredende moment in de middendoorsnede ongeveer gelijk is aan het moment M_a , wordt dezelfde wapening toegepast.

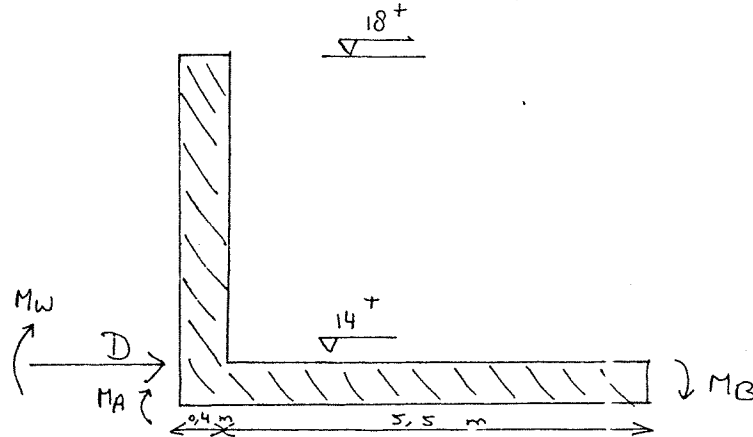
- bovenwapening :

$$A = \frac{181 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 965 \cdot 400} = 521 \text{ mm}^2/\text{m}' \rightarrow \omega_0 = 0,05\%$$

Het minimum wapeningspercentage van 0,15% zal toegepast moeten worden, met $A = 1304 \text{ mm}^2/\text{m}'$. Deze wapening wordt over de gehele breedte aangebracht.

Aan het einde van de uitlaat.

Stel dikte van de vloer : $d = 0,5 \text{ m}$ en $h = 500 - 25 - 5 = 470 \text{ mm}$



$$M_a = M_w + D \cdot 0,25 = 226,6 + 0,25 \cdot 149,9 = 264,1 \text{ kNm}$$

arm (m) moment (kNm)

$$\text{Eigen gewicht vloer : } Q1 = 0,5 \cdot 5,9 \cdot 24 = 70,8 \text{ kN} \quad 2,95 \quad +264,1$$

$$\text{Eigen gewicht wand : } Q2 = 0,4 \cdot 4 \cdot 24 = 38,4 \text{ kN} \quad 5,7 \quad -164,2$$

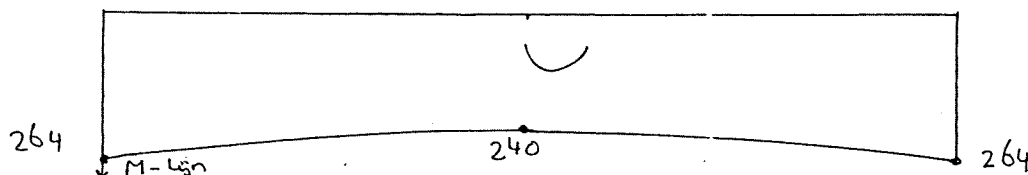
Verticale grondwater-

$$\text{druk : } Q3 = 20 \cdot 5,9 = 118,4 \text{ kN} \quad 2,95 \quad +349,3$$

$$+240,3$$

Opmerking : De verticale grondwaterdruk is groter dan het eigen gewicht van de constructie, dit betekent dat dit gedeelte de neiging heeft om op te drijven. In de volgende paragraaf wordt aangetoond dat de constructie als geheel niet op zal drijven.

De momentenlijn van de vloer verloopt als volgt :



Evenals bij het begin van de uitlaat is de bouwphase bepalend voor een eventueel negatief moment in de constructie, in dit geval 51 kNm.

Benodigde wapening :

-Bovenwapening : $A = \frac{264 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 470 \cdot 400} = 1560 \text{ mm}^2/\text{m}' \rightarrow \omega_o = 0,37\%$

Gezien de kleine verschillen in moment over de breedte wordt deze wapening over de gehele breedte aangehouden.

Verdeelwapening : $A = 0,2 \cdot 1560 = 312 \text{ mm}^2/\text{m}'$

-Onderwapening :

Het maatgevende moment is zo gering dat het minimum wapeningpercentage moet worden toegepast:

$A = 0,15 \cdot 1000 \cdot 470 \cdot 10^{-4} = 705 \text{ mm}^2/\text{m}'$

Verdeelwapening : $A = 0,2 \cdot 705 = 141 \text{ mm}^2/\text{m}'$

Gekozen wapening :

- wanden

- aan de buitenzijde : ϕ 20 - 80 ($A = 3927 \text{ mm}^2/\text{m}'$) bij de aansluiting met de koker van de constructie, en ϕ 20-I80 bij het einde van de bak. (resp. Dsn B-B en Dsn C-C van bladnr. 2)

- aan de binnenzijde : Voor de gehele bak is toegepast een wapening ϕ 20-I80 ($A = 1745 \text{ mm}^2/\text{m}'$), dit om een eenvoudig wapeningsnet te verkrijgen.

- vloer

- aan de bovenzijde : ϕ 20-80 ($A = 3927 \text{ mm}^2/\text{m}'$) bij de aansluiting met de koker van de constructie, en ϕ 20-I80 bij het einde van de bak. (Dsn B-B resp. C-C)

- aan de onderzijde : Voor de gehele vloer is gekozen voor een wapening van 20-I80 ($A = 1745 \text{ mm}^2/\text{m}'$)

Tussen de wapening van Dsn B-B en Dsn C-C wordt lineair geïnterpoleerd.

Verdeelwapening :

- Bij de wapening ϕ 20-80 wordt een verdeelwapening toegepast van : $A = 0,2 \cdot 3927 = 785 \text{ mm}^2/\text{m}'$. Gekozen is voor een wapening van : ϕ 12-I40 ($A = 808 \text{ mm}^2/\text{m}'$)

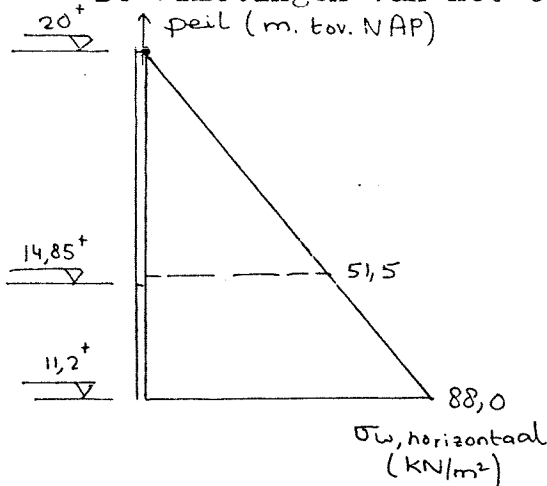
- Bij de wapening ϕ 20-I80 wordt een verdeelwapening toegepast van : $A = 0,2 \cdot 1745 = 349 \text{ mm}^2/\text{m}'$. Gekozen is voor een wapening van : ϕ 8-I40 ($A = 359 \text{ mm}^2/\text{m}'$)

3.4.4 Afsluitmiddel uitlaat

Het afsluitmiddel bevindt zich direct achter de zuigbuis. Als de constructie niet drooggezet hoeft te worden hangt het aan de wand van het gebouw. Het afsluitmiddel kan naar beneden bewogen worden via een geleidingsrail.

In gesloten toestand is de schuif aan vier zijden omgeven door 'n rubber profiel, zodat een waterdichte afsluiting mogelijk is.

De afmetingen van het einde van de zuigbuis :

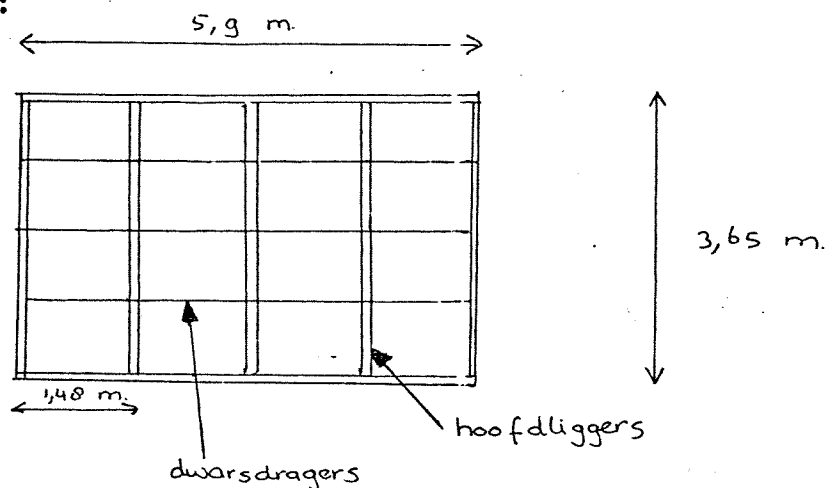


- hoogte : 3,45 m
- breedte : 5,7 m
- H.o.h. -afstanden :
 - hoogte : $3,45 + 2 \cdot 0,1 = 3,65$ m
 - breedte : $5,7 + 2 \cdot 0,1 = 5,9$ m

In nevenstaande tekening is de horizontale waterdruk gegeven :

Gemiddelde druk : $\frac{88,0 + 51,5}{2} = 69,8$ kN/m²

Als materiaal voor het afsluitmiddel is gekozen voor het materiaal staal. Eventueel is het ook mogelijk om houten schotten als afsluitmiddel te kiezen. Het afsluitmiddel is opgebouwd uit een aantal hoofd- en dwarsliggers, de gekozen indeling is als volgt :



Hoofdliggers

Bij de aanname van een vrije oplegging wordt de belasting t.g.v. het moment :

$$M = 1/8 q l^2 = 1/8 \cdot 1,48 \cdot 69,8 \cdot (3,65)^2 = 172 \text{ kNm}$$

Als staalkwaliteit is gekozen voor Fe360 ($\sigma_e = 240 \text{ N/mm}^2$)

$$W = \frac{1,5 M}{\sigma_e} = \frac{1,5 \cdot 1,72 \cdot 10^8}{240} = 1,08 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

Gekozen is voor het profiel He 220 M : $W = 1,22 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$

Dwarsliggers

De h.o.h.-afstanden tussen deze liggers bedraagt : 0,91 m.

De onderste ligger is het zwaarst belast, de waterdruk op deze ligger is : $78,9 \text{ kN/m}^2$.

Dan is : $M = 1/8 q l^2 = 1/8 \cdot 78,9 \cdot 1,43^2 = 19,7 \text{ kNm}$

$$W = \frac{1,5 \cdot 19,7 \cdot 10^8}{240} = 1,23 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$$

Gekozen is voor : He 100M, waarbij $W = 1,90 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$

Plaat

Aan beide zijden van het afsluitmiddel wordt een staalplaat aangebracht. De gemiddelde waterdruk op de onderste delen van de plaat bedraagt : $83,4 \text{ kN/m}^2$

Dan is : $M = 1/8 q l^2 = 1/8 \cdot 83,4 \cdot 0,91^2 = 8,6 \text{ kNm/m'}$

$$W = \frac{1,5 \cdot 8,6 \cdot 10^6}{240} = 5,4 \cdot 10^4 \text{ mm}^3$$

$$W_{\text{plaat/m'}} = 1/6 b \cdot h^3 = 1/6 \cdot 1000 \cdot h^3 = 5,4 \cdot 10^4$$

---> $h = 6,9 \text{ mm}$. Gekozen is voor een $h = 8 \text{ mm}$.

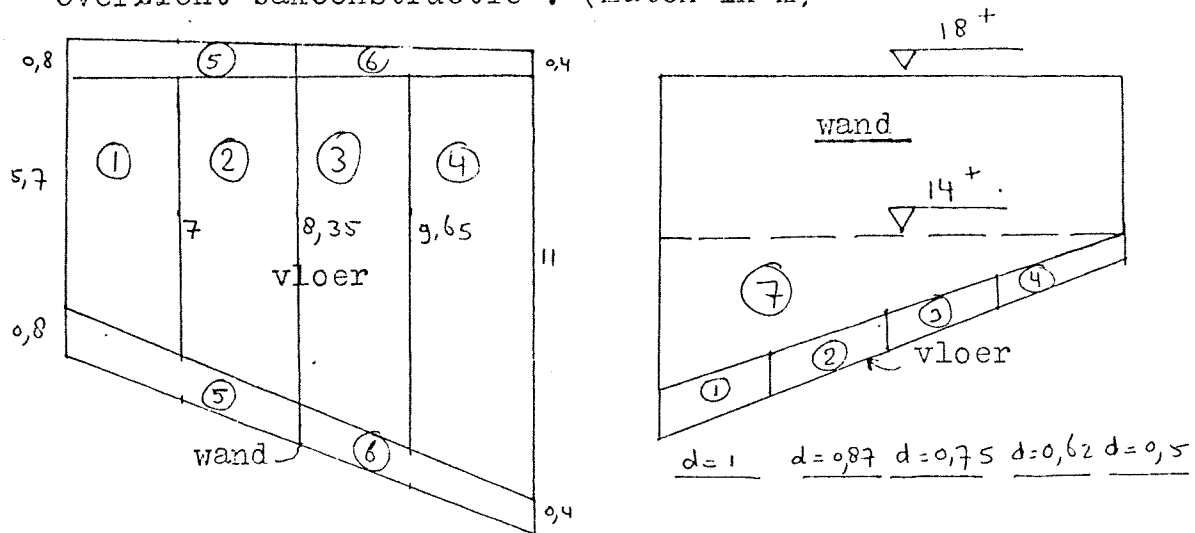
3.4.5 Controle opdrijven

Omdat de uitlaatconstructie een losse bak is moet de verticale stabiliteit gecontroleerd worden. Het maatgevende belastinggeval is niet een zeer hoge waterstand van de Maas, omdat de uitlaat dan helemaal gevuld is met water. Maatgevend is in dit geval een Maaswaterstand van 14 m⁺ NAP.

We nemen aan dat bij deze lage Maaswaterstand de bijbehorende grondwaterstand tot 16 m⁺ NAP gedaald is.

De niet-grondkerende wand staat bij deze lage Maaswaterstand droog. Voor het berekenen van de opdrijvende kracht wordt het gemiddelde van de twee waterstanden aangenomen, dus 15 m⁺ NAP. Achtereenvolgens wordt het gewicht van de constructie bepaald, en de opwaartse kracht :

Overzicht bakconstructie : (maten in m)

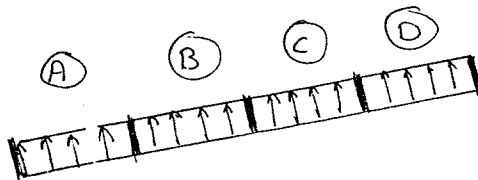


(de bak is alleen voor de berekening in moten opgedeeld)

Gewicht van de constructie

	$b \times d \times l \times \rho_{\text{beton}}$	
Vloer 1)	$6,4 \cdot 0,93 \cdot 3,24$	= 428 kN
2)	$7,7 \cdot 0,81 \cdot 3,24$	= 449 kN
3)	$9,0 \cdot 0,69 \cdot 3,24$	= 447 kN
4)	$10,3 \cdot 0,57 \cdot 3,24$	= 423 kN
Wanden 5)	$2,71 \cdot 5,0 \cdot 0,55 \cdot 6,24$	= 1132 kN
6)	$2,8,35 \cdot 0,45 \cdot 6,24$	= 700 kN
Water 7)	$0,5 \cdot 3,8,35 \cdot 12 \cdot 10$	= 1503 kN
		<u>5082 kN</u>

Opwaartse waterdruk



	$b \cdot l \cdot d \cdot \rho_{\text{water}}$	
A)	$7,85 \cdot 3 \cdot 4,6 \cdot 10$	= 1083 kN
B)	$8,95 \cdot 3 \cdot 3,7 \cdot 10$	= 993 kN
C)	$10,05 \cdot 3 \cdot 2,8 \cdot 10$	= 844 kN
D)	$11,2 \cdot 3 \cdot 1,9 \cdot 10$	= 638 kN
		<u>3558 kN</u>

De veiligheid tegen opdrijven is dan : $\frac{5082}{3558} = 1,43$

De uitlaatconstructie wordt uitgevoerd als een losse bak, de wanden aan het begin van de uitlaat zijn iets dikker dan nodig zou zijn bij een aan het gebouw gekoppelde bak. De voordelen van de losse bak zijn :

- Er worden geen momenten geïntroduceerd in lengterichting bij de overgang van de constructie (zuigbuis) naar de uitlaat.
- De vloerdikte is kleiner dan bij de rest van de constructie.
- Er is geen uitkraging nodig bij de uitlaat.

Overgang van de constructie naar de uitlaat

Om een goede werking van het afsluutmiddel te verzekeren loopt de constructie 0,5 m door in benedenstroomse richting. De afmetingen van de vloer en de wand van de constructie worden aangehouden, namelijk 1000 mm en 600 mm.

De wapening wordt over deze korte lengte ook doorgezet.

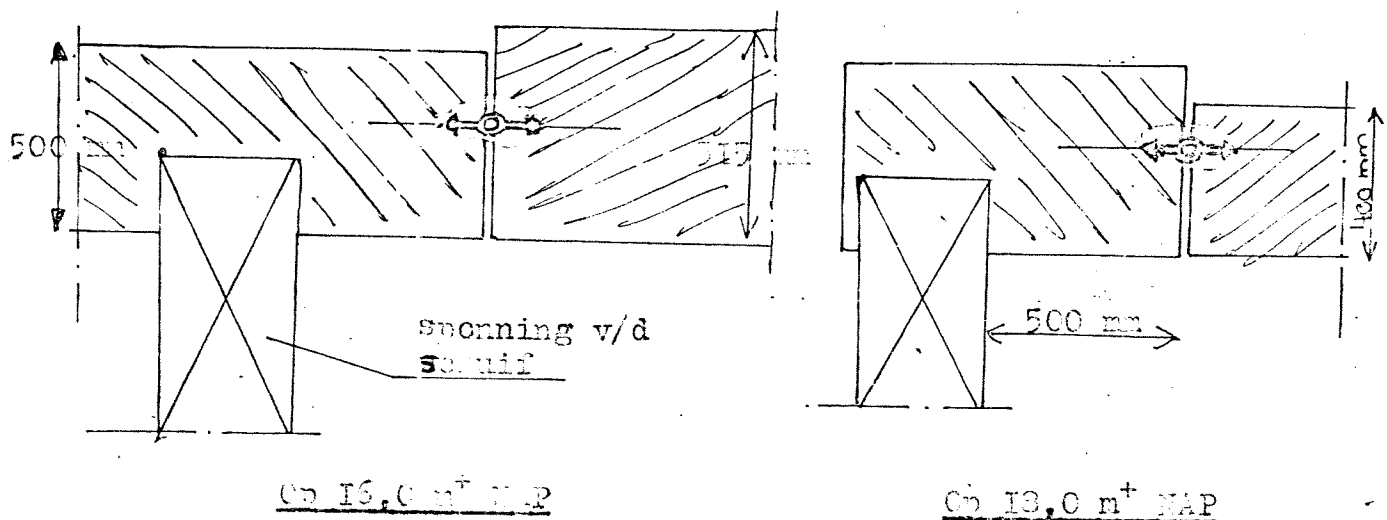
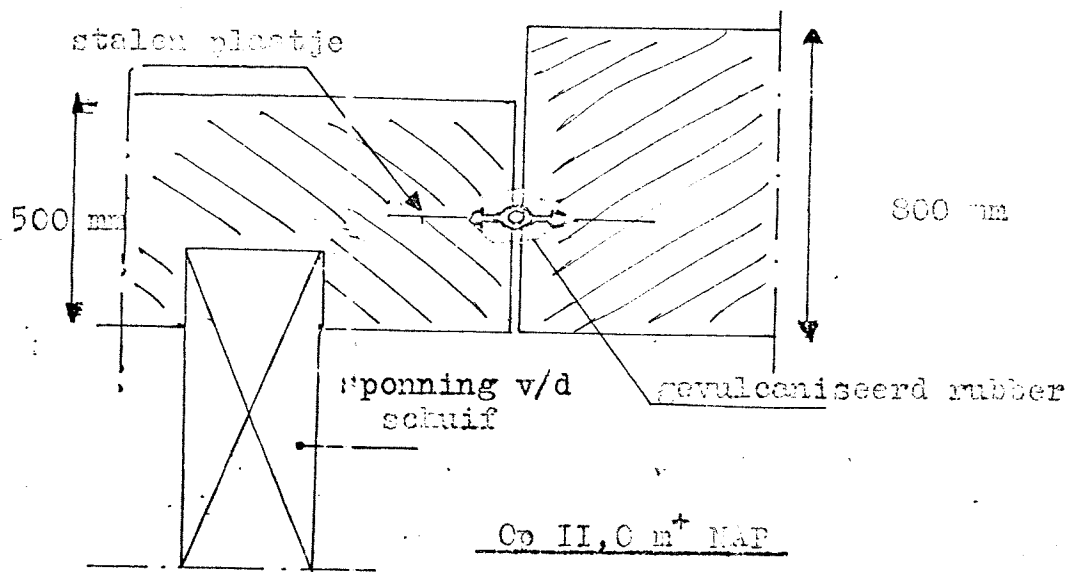
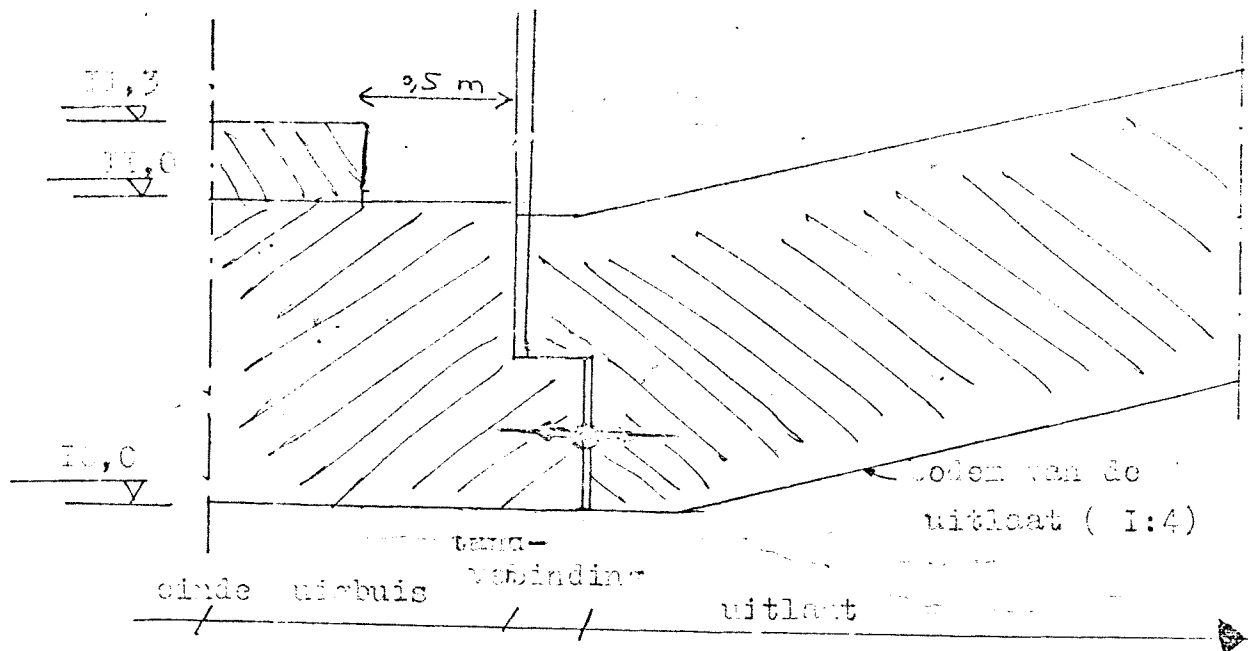
De verbinding tussen het gebouw en de uitlaat mag geen moment overbrengen en ook geen dwarskrachten.

Er is gekozen voor een zg. tandverbinding, en is zodanig gekozen dat de constructie iets kan verzakken t.o.v. de uitlaat zonder dat moment wordt opgenomen. De gemiddelde gronddrukken in de gebruikstoestand zijn van de constructie nl. iets hoger dan van de uitlaat (95 resp. 70 kN/m²). De zettingen van de grond onder de constructie (=gebouw) kunnen dan ook hoger zijn dan die onder de uitlaat.

Ongewenste grondwaterstromingen worden vermeden door :

- plaatsen van een 'water-lock' profiel tussen de wanden van de uitlaat/gebouw. Dit is een waterafsluitende, flexibele verbinding, bestaande uit een staalplaatje en een kern van ge-vulcaniseerd rubber.
- het aanbrengen van een flexibele, ondoorlatende slab onder de tand-verbinding. De constructie en de uitlaat kunnen dan zonder problemen t.o.v. elkaar verschuiven.

Op de volgende bladzijde zijn een aantal doorsneden van de tandconstructie gegeven. Allereerst is bovenaan de bladzijde een langsdoorsnede over deze verbinding gemaakt, terwijl tevens drie horizontale doorsneden , op drie verschillende peilen, van deze verbinding zijn vermeld.



In de drie horizontale doorsnedes is links de wand van de constructie aangegeven en rechts de wand van de uitlaat. De onderzijde van de tekeningen is de binnenkant van de uitlaat en de constructie, terwijl de bovenzijde van de drie tekeningen aangeeft wat de buitenzijde is van de constructie. De wanddikte van de uitlaat is 600 mm tot een peil van 15,9 m⁺ NAP, de hoogte van de vloer in het gebouw. Boven deze hoogte is een wanddikte van 500 mm aangehouden. (= wanddikte gebouw). Uit de bovenstaande tekeningen volgt dat de wand van de uitlaatconstructie op 11,0 m⁺ NAP een dikte heeft van 800 mm, terwijl de bovenzijde van de wand (op 18,0 m⁺ NAP) een dikte heeft van 400 mm. Voor een overzichtstekening wordt verwezen naar bladnummers I en 2.

3.5 Inlaat

3.5.1 Algemeen

De inlaat is het gedeelte van de constructie dat bovenstrooms van de turbine ligt. Het gedeelte vlak voor de turbine dat kokervormig is wordt gelijktijdig met de vloer berekend. In deze paragraaf wordt het bakvormige gedeelte van de inlaat gediensioneerd, dat evenals de uitlaat als een losse bak wordt uitgevoerd. De lengte van de bak is 8 m, en de breedte van het instroomkanaal is 5,7 m terwijl de hoogte varieert. Aan de zijde van de Roer is de bodem van de inlaat 16,0 m⁺ NAP, en bij de overgang van de bak op de koker bedraagt dit peil 14,5 m⁺ NAP. Voor een overzichtstekening wordt weer verwezen naar bladnummers I en 2.

3.5.2 Afsluitmiddel

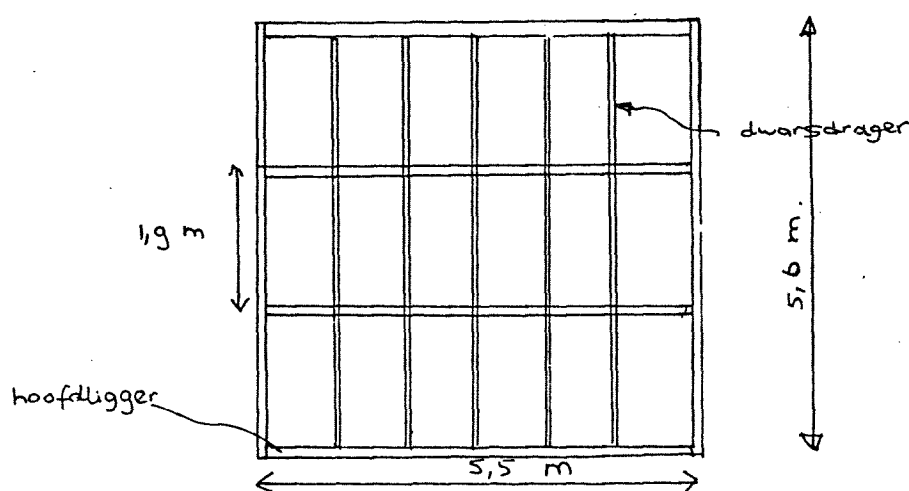
Een veel toegepaste afsluitwijze is een schuif met een hefconstructie, zoals bij de uitlaat. Bij de inlaat is deze oplossing echter niet aantrekkelijk, omdat bij normaal gebruik de bovenkant van de schuif op ca. 25,5 m⁺ NAP zal komen te

liggen, veel hoger dan het dak van de waterkrachtcentrale (ca. 3,5 m). Om een hefconstructie te vermijden is een scharnierende of rollende beweging van het afsluitmiddel noodzakelijk. Roldeuren vergen grote kassen om het afsluitmiddel te bergen. Voor de uitvoering is dit echter bezwaarlijk, aangezien de bouwput breder wordt. Gekozen is voor een klep die scharniert om de bodem. Voor de plaats van het afsluitmiddel wordt verwezen naar bladnummer I.

Bij inspectie wordt allereerst de turbine stopgezet, daarna sluiten de afsluitmiddelen de centrale af. De centrale kan vervolgens leeggepompt worden. Door de waterdruk aan de buitenzijde van de afsluitmiddelen worden deze op hun plaats gehouden. Na de inspectie laat men de centrale weer vollopen, de afsluitmiddelen brengt men in de uitgangspositie en de turbine wordt weer in werking gesteld. De klep wordt d.m.v. stalen stangen op haar plaats gehouden (bv. pluizers), zodat ongewenste trillingen worden voorkomen.

Evenals bij de uitlaat is gekozen voor de toepassing van een stalen afsluitmiddel, gevormd door stalen liggers en omgeven door een staalplaat aan weerszijden.

Gekozen indeling :



Hoofdliggers

Stel de h.o.h.-afstanden tussen de hoofdliggers 5,6 m. Bij de toepassing van vier hoofdliggers is de h.o.h.-afstand 1,87 m.

De op één na de onderste hoofdlijger is het zwaarst belast.

De gemiddelde waterdruk is :

$$\frac{43,8 + 26,2}{2} = 35,0 \text{ kN/m}^2$$

Dan is :

$$M = 1/8 q l^2 = 1/8 \cdot 35 \cdot 1,87(5,5)^2 = 265 \text{ kNm} = 2,65 \cdot 10^8 \text{ Nmm.}$$

Bij een staalkwaliteit van Fe360 ($\sigma_e = 240 \text{ N/mm}^2$) is :

$$W = \frac{1,5 M}{\sigma_e} = 1,67 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

Gekozen is voor een profiel HE 240M met een weerstandsmoment $W = 1,80 \text{ mm}^3$.

Dwarsliggers

Het onderste gedeelte van de dwarsliggers is het zwaarst belast.
(h.o.h. afstand bedraagt 0,92 m)

De gemiddelde waterdruk is 43,8 kN/m².

Dan is : $M = 1/8 q l^2 = 1/8 \cdot 43,8 \cdot 0,92 \cdot (1,75)^2 = 16,8 \text{ kNm} = 1,68 \cdot 10^7 \text{ Nmm.}$

$$W = \frac{1,5 M}{\sigma_e} = \frac{1,5 \cdot 1,68 \cdot 10^7}{240} = 0,97 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$$

Gekozen is voor het profiel HE I20A met een $W = 1,06 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$

Plaat

De gemiddelde waterdruk op de plaat is : 43,8 kN/m²

Dan is : $M = 1/8 \cdot 43,8 \cdot (0,92)^2 = 4,5 \text{ kNm/m} = 4,6 \cdot 10^6 \text{ Nmm/m.}$

$$W = \frac{1,5 \cdot 4,6 \cdot 10^6}{240} = 2,89 \cdot 10^4 \text{ mm}^3$$

$$W_{\text{plaat/m}} = 1/6 \cdot 1000 \cdot h^3 = 2,89 \cdot 10^4 \rightarrow h = 5,6 \text{ mm}$$

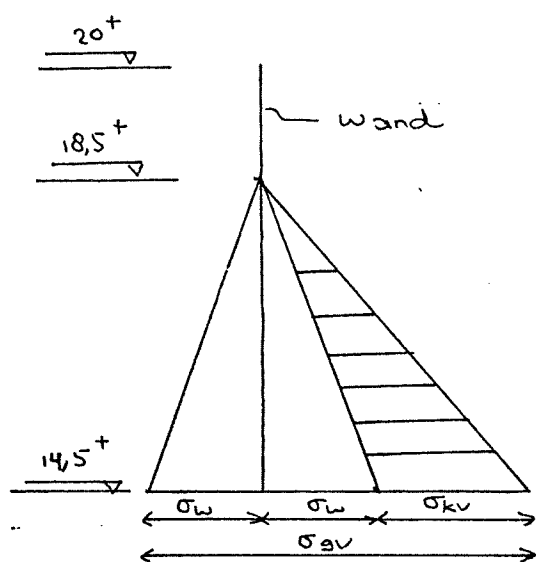
Gekozen is voor een plaat met een dikte van 6 mm, aan weers-
zijden van de klep. De totale dikte van het afsluitmiddel be-
draagt : $120 + 240 + 2 \times 6 = 372 \text{ mm.}$

3.5.3 Wanden

Bij de koker (aansluiting met het gebouw)

De bovenstroomse waterstand wordt door de klepstuw Groot-

Hellegat op 19,50 m⁺ NAP gehouden. Stel dat bij een weigering van het mechanisme van de stuw de stuw klep niet meer geheven kan worden. Berekeningen m.b.v. het simulatiemodel (ref. I2) toonden aan dat de waterstand van de Roer aanzienlijk kan dalen. (bij geopende ECI-lossluis). Er wordt rekening gehouden met het zeer extreme geval dat de waterstand van de Roer nabij de waterkrachtcentrale I m kan dalen, dit is een maatgevend belastinggeval. De grondwaterstand bij de inlaat wordt over de gehele lengte op een hoogte van 18,50 m⁺ NAP aangenomen.



-vertikale grondspanningen-

Diepste punt van de wand: 14,5 m⁺ NAP

Hoogste punt wand: 20 m⁺ NAP

$$\sigma_{gr, vert.} = \sigma_{k, vert.} + \sigma_{water}$$

$$\sigma_{gr.} (op 18,5^+) = 1,5 \cdot 18 = 27 \text{ kN/m}^2 = \sigma_{kv}$$

$$\sigma_{kh} = \lambda \cdot \sigma_{kv} \quad (\lambda = 0,55)$$

$$= 0,55 \cdot 27 = 15 \text{ kN/m}^2$$

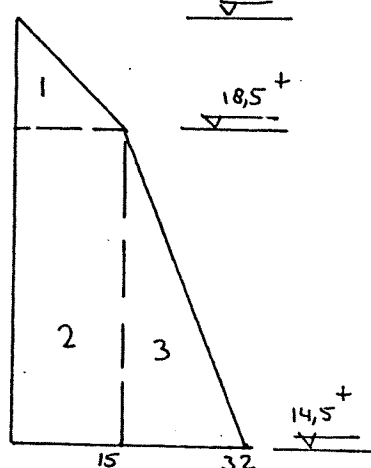
$$\sigma_{gr.} (op 14,5^+) = 5,5 \cdot 18 = 99 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{kv} = 99 - 40 = 59 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{kh} = 0,55 \cdot 59 = 32 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{totaal} = 32 + 40 - 40 = 32 \text{ kN/m}^2$$

Uit de voorgaande berekening volgt de horizontale druk op de wand :



Dwarskracht

arm

moment

(kN-)

(m)

(kNm)

$$k1 = 0,5 \cdot 1,5 \cdot 15 = 11,3$$

$$4,5$$

$$50,8$$

$$k2 = 4 \cdot 15 = 60,0$$

$$2,0$$

$$120,0$$

$$k3 = 0,5 \cdot 4 \cdot 17 = 34,0$$

$$1,3$$

$$44,2$$

$$105,3$$

$$215,0$$

$$\text{Rekenwaarde dwarskracht: } 1,7 \cdot 105,3 = 183,4 \text{ kN}$$

$$\text{Rekenwaarde moment: } 1,7 \cdot 215,0 = 365,5 \text{ kNm}$$

Om uitvoeringstechnische redenen wordt een wanddikte van 600 mm aangehouden over de gehele lengte. Hieruit volgt dat :

$$z = 0,9 h = 0,9 (600-25-5) = 513 \text{ mm.}$$

$$\tau_d = \frac{D}{b \cdot h} = \frac{183,4 \cdot 10^3}{1000 \cdot 570} = 0,32 \text{ N/mm}^2 (< 0,55 \text{ N/mm}^2)$$

$$A = \frac{M}{z \cdot \sigma_e} = \frac{365,5 \cdot 10^6}{513 \cdot 240} = 2969 \text{ mm}^2/\text{m'}$$

$$= \frac{2969}{1000 \cdot 570} \cdot 100\% = 0,52\%$$

Volgens een gelijksoortige berekening blijkt dat bij het einde van de inlaat een wapeningspercentage van 0,16% voldoende is.
Benodigde wapening wand

-wapening aan de buitenzijde :

-hoofdwapening : $A = 2969 \text{ mm}^2/\text{m'}$ (bij koker) en $A = 914 \text{ mm}^2/\text{m'}$ (bij het uiteinde)

- verdeelwapening : $A = 594 \text{ mm}^2/\text{m'}$ (bij de koker) en $A = 183 \text{ mm}^2/\text{m'}$ (bij het uiteinde)

-wapening aan de binnenzijde :

-hoofdwapening : $A = 855 \text{ mm}^2/\text{m'}$ (bij de koker) en $A = 263 \text{ mm}^2/\text{m'}$ (bij uiteinde)

-verdeelwapening : $A = 171 \text{ mm}^2/\text{m'}$ (bij de koker) en $A = 53 \text{ mm}^2/\text{m'}$ (bij het uiteinde)

Gekozen wapening

Met het kiezen van de wapening moet men rekening houden met de wapening van de vloer (par.3.5.4)

-wapening buitenzijde :	<u>bij koker</u>	<u>bij uiteinde</u>
-hoofwapening :	$\phi 20-95$ $A = 3307 \text{ mm}^2/\text{m'}$	$\phi 20-210$ $A = 1496 \text{ mm}^2/\text{m'}$
- verdeelwapening :	$\phi 12-190$ $A = 595 \text{ mm}^2/\text{m'}$	$\phi 12-190$ $A = 595 \text{ mm}^2/\text{m'}$
-wapening binnenzijde :		
- hoofdwapening :	$\phi 20-210$ $A = 1496 \text{ mm}^2/\text{m'}$	$\phi 12-190$ $A = 595 \text{ mm}^2/\text{m'}$
-verdeelwapening :	$\phi 12-175$ $A = 646 \text{ mm}^2/\text{m'}$	$\phi 12-175$ $A = 646 \text{ mm}^2/\text{m'}$

3.5.4 Vloer

Het zwaarst belaste deel is het gedeelte vlakbij de koker. De dikte van de afsluitklep is 372 mm, de uitsparing in de vloer wordt gesteld op 400 mm. De vloerdikte is evenals de wanddikte gesteld op 600 mm. Dit geldt alleen voor het ge-

deelte van de vloer waar in bedrijfstoestand de klep wordt neergelaten. Het overige gedeelte van de vloer is op 600+400=1000mm gehouden. De hiernaast getekende snede is vlak naast het scharnier van de klep genomen, voor de eenvoud wordt dezelfde dwarskracht en moment aangehouden als bij par.3.5.3.

$$M_{w,max.} = 365,5 \text{ kNm}$$

$$M_a = M_w + D \cdot 0,3 = 365,5 + 81,4 \cdot 0,3 = 390 \text{ kNm.}$$

$$h = 600 - 25 - 5 = 570 \text{ mm}$$

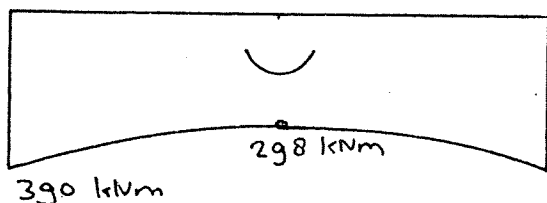
Dan is : $A = \frac{390 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 570 \cdot 240} = 3167 \text{ mm}^2/\text{m}$ en $= \frac{3167}{1000 \cdot 570} = 0,56\%$

Dit wapeningspercentage kan afnemen tot ca. 0,25% nabij het uiteinde van de klep.

Bepaling moment in het midden van de vloer

		dwarskracht (kN)	arm(m)	moment(kNm)
eigen gewicht vloer	= Q1	= 0,6.3,25.24 = 46,8	1,63	+390 (M _a) -76,5
gewicht wand	= Q2	= 0,6.5,6.24 = 80,7	3,05	-246,1
gewicht water	= Q3	= 4.2,85.10 = 114,0	1,43	-163,0
vert.grondwaterdruk	= Q4	= 5.3,25.10 = 162,5	1,63	+264,9
vert.gronddruk	= Q5	= Q1+Q2+Q3-Q4 = 79,0	1,63	+128,3
				+ 298,4

De momentenlijn verloopt als volgt :



In de bouwphase kan volgens een analoge berekening een negatief moment van 76kNm optreden.

Benodigde wapening

- onderwapening :

De eerste meter vanaf de koker is de vloerdikte 1 m.

Dan is : $h = 1000 - 25 - 5 = 970 \text{ mm}$

$$A = \frac{390 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 970 \cdot 240} = 1861 \text{ mm}^2/\text{m}' \quad (\omega = 0,20\%)$$

De verdeelwapening bedraagt : $0,2 \cdot 1861 \text{ mm}^2/\text{m}'$

De daaropvolgende 5,35 m (horizontaal gemeten) is 0,6 m dik.

De benodigde wapening is aan het begin van deze paragraaf reeds berekend : $A = 3167 \text{ mm}^2/\text{m}'$.

De verdeelwapening is dan : $A = 0,2 \cdot 3167 = 633 \text{ mm}^2/\text{m}'$

Aan het uiteinde van de klep ($\omega = 0,25\%$) bedraagt de benodigde wapening : $A = \frac{0,25 \cdot 570 \cdot 1000}{100} = 1425 \text{ mm}^2/\text{m}'$

100

De verdeelwapening is dan : $A = 0,2 \cdot 1425 = 285 \text{ mm}^2/\text{m}'$

De laatste 1,65 m is de vloerdikte weer 1,0 m. Het minimum wapeningspercentage zal hier voldoen :

hoofdwapening $A = 0,15 \cdot 970 \cdot 1000 / 100 = 1455 \text{ mm}^2/\text{m}'$

verdeelwapening : $A = 291 \text{ mm}^2/\text{m}'$

- bovenwapening :

Omdat de negatieve momenten klein zijn t.o.v. de positieve momenten wordt over de gehele lengte het minimum wapeningspercentage toegepast. Dit laatste betekent dat :

-Voor de gedeelten van 1 m dik :

hoofdwapening $A = 1455 \text{ mm}^2/\text{m}'$

verdeelwapening $A = 291 \text{ mm}^2/\text{m}'$

-Voor de gedeelten van 0,6 m dik :

hoofdwapening $A = 855 \text{ mm}^2/\text{m}'$

verdeelwapening $A = 171 \text{ mm}^2/\text{m}'$

Gekozen wapening vloer

- onderwapening

-hoofdwapening : $\phi 20-95$ ($A_{\text{gekozen}} = 3167 \text{ mm}^2/\text{m}'$)

-verdeelwapening : $\phi 12-175$ ($A_{\text{gekozen}} = 646 \text{ mm}^2/\text{m}'$)

- bovenwapening

-hoofdwapening : $\phi 20-210$ ($A_{\text{gekozen}} = 1496 \text{ mm}^2/\text{m}'$)

-verdeelwapening : $\phi 12-190$ ($A_{\text{gekozen}} = 595 \text{ mm}^2/\text{m}'$)

Verantwoording keuze wapening

Getracht is de wapening van de vloer en de wanden van de inlaat zo goed mogelijk op elkaar af te stemmen.

De wapening aan de buitenzijde van de wand wordt gelijk gekozen aan die van de onderwapening van de vloer: ϕ 20-95

De verdeelwapening wordt dan : ϕ I2-I75.

De wapening aan de binnenzijde van de wand is gelijk aan de bovenwapening van de vloer: ϕ 20-210. De verdeelwapening wordt dan : ϕ I2-I75. Op bladnummer 2 is het verloop van deze wapening aangegeven.

3.6 Onderbouw van de constructie

De onderbouw van de constructie zorgt voor het doorvoeren van het debiet door de constructie en is tevens de fundering van de turbine en het gebouw.

Op de onderbouw werken de volgende belastingen :

- waterdruk (naar boven gericht, door grondwater)
- waterdruk (naar beneden gericht, water in zuigbuis)
- eigen gewicht van de constructie
- gewicht van de bovenbouw
- gronddruk (tegen de onderzijde vloer en tegen de wanden)

In de tekening op de volgende blz. zijn de doorsneden aangegeven welke worden gecontroleerd op sterkte :

- doorsnede I: de koker aan de zijde van de Roer
- doorsnede II: de vloer t.p.v. de inspectieruimte
- doorsnede III: de kokervorm net na de gekromde zuigbuis
- doorsnede IV: de kokervorm aan de uitlaatzijde bij de Hambeek.

Doorsnede I

-algemeen-

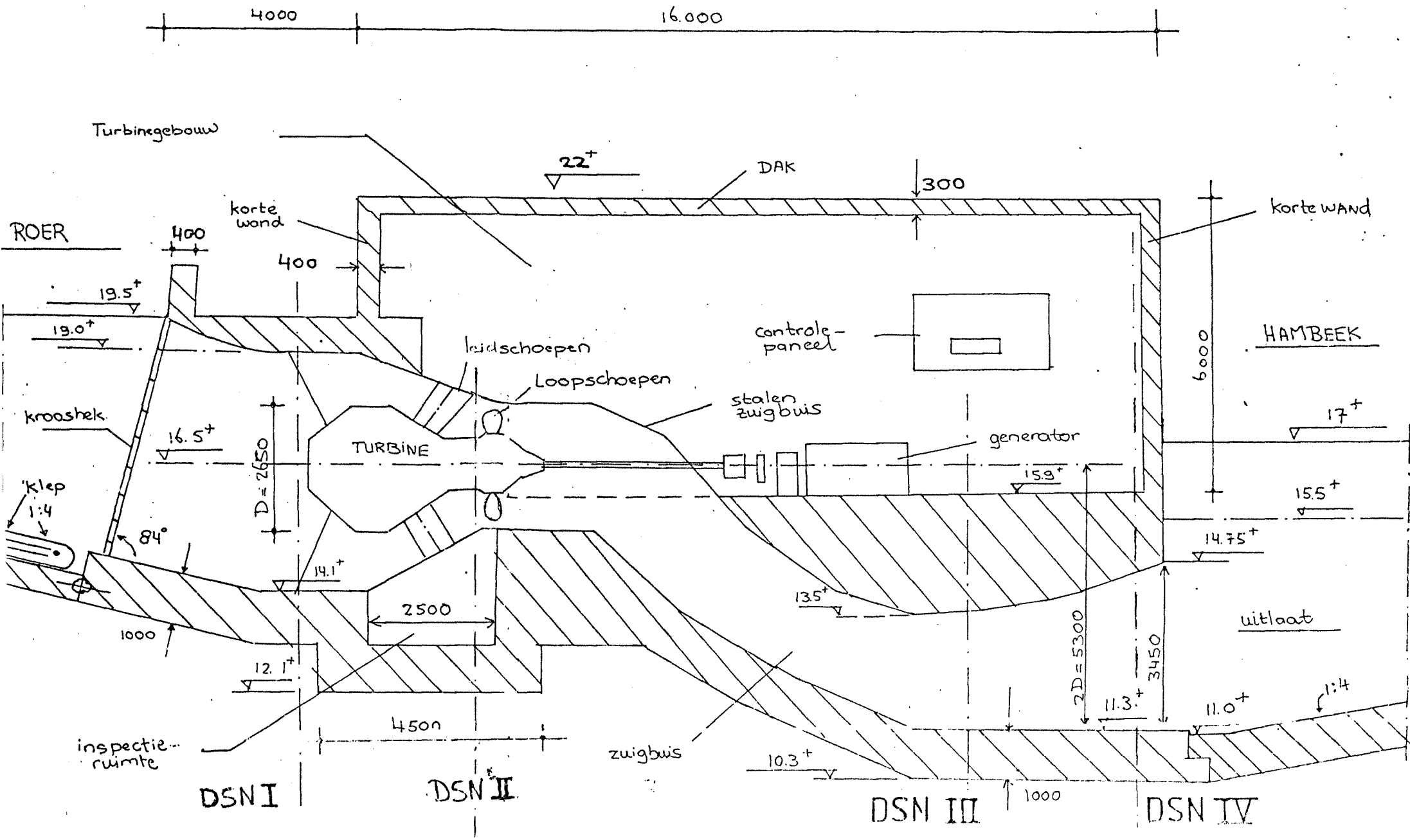
Deze doorsnede heeft een kokervorm en wordt belast door :

- waterdruk
- gronddruk
- eigen gewicht

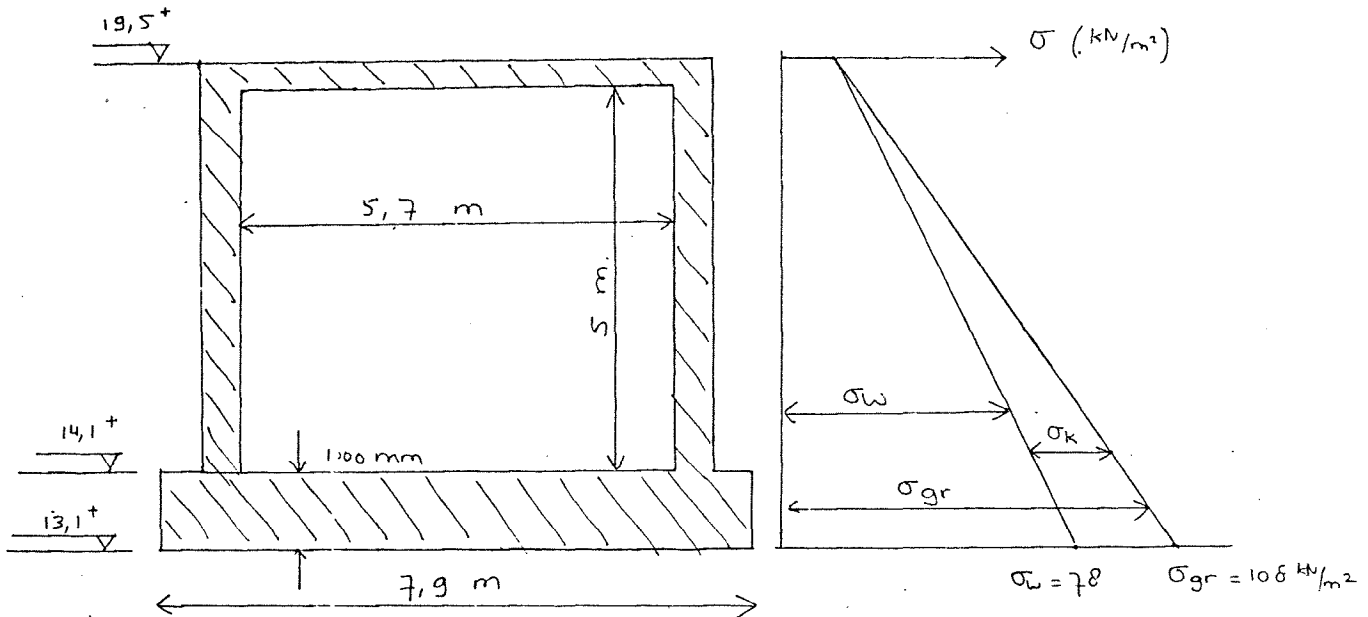
De maximum belasting treedt op als de Maaswaterstand een peil

LENGTE DOORSNEDE WATERKRACHTCENTRALE HOGE BAT

Schaal 1:100
maten in m.
peilen in m. tov. NAP



van 20,9 m⁺ NAP bereikt (kans van optreden : I x 50 jaar).
 Het verloop van de grond- en waterdrukken is als volgt :



Doorsnede I

Op het funderingsniveau van 13,1 m⁺ NAP geldt :

$$\sigma_{gr.} = \sigma_w + \sigma_k. = 14 + 6 \cdot 18 = 108 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{kv.} = \sigma_{gr.} - \sigma_w = 108 - 78 = 30 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{kh.} = \sigma_{kv.} = 0,55 \cdot 30 = 16,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{gr., \text{horiz.}} = 16,5 + 78 = 94,5 \text{ kN/m}^2$$

= bovenvloer:-

Op de bovenvloer werkt belasting t.g.v. :

- eigen gewicht (0,3 m dik) :	0,3 \cdot 24 =	7,2 kN/m ²
- waterdruk :	1,4 \cdot 10 =	14 kN/m ²
- variabele belasting :		4 kN/m ²

$$q_{\text{totaal}} = \frac{7,2 + 14 + 4}{1} = 25,2 \text{ kN/m}^2$$

$$\rightarrow q^x = 1,7 \cdot 25,2 = 42,8 \text{ kN/m}^2$$

Als aanname voor het veld- en het steunpuntsmoment is gekozen : $M_{\text{veld}} = M_{\text{steunpunt}} = 1/12 q l^2$.

$$\text{Hieruit volgt : } M = 1/12 q l^2 = 1/12 \cdot 42,8 \cdot (6,1)^2 = 132 \text{ kNm/m'}$$

Bij een plaatdikte van $h_t = 300$ mm bedraagt de nuttige beton-

doorsnede h : $h = h_t - c - 1/2 \phi = 300 - 25 - 5 = 270 \text{ mm}$.

De staaltrekkkracht bedraagt dan : $N_{au} = \frac{M}{z} = \frac{132}{0,9 \cdot 270} = 543 \text{ kN/m}$

en de hierbij behorende wapening is : $A_a = \frac{N_{au}}{\sigma} = \frac{543000}{400}$

$= 1360 \text{ mm}^2/\text{m}$. Bij de toepassing van $\phi 20-230$ is $A_{\text{gekozen}} =$

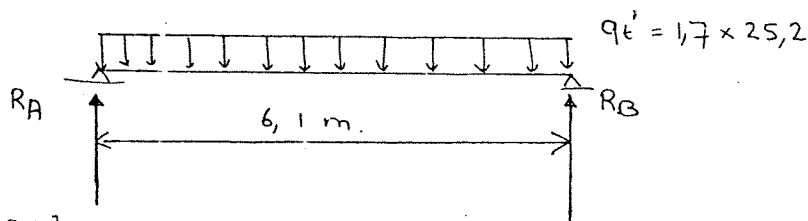
$1366 \text{ mm}^2/\text{m}$. Het wapeningspercentage is dan : $\omega = 0,5\%$

Optredende schuifspanning :

Deze is te berekenen m.b.v. de volgende formule : $\tau = T_d/bh$

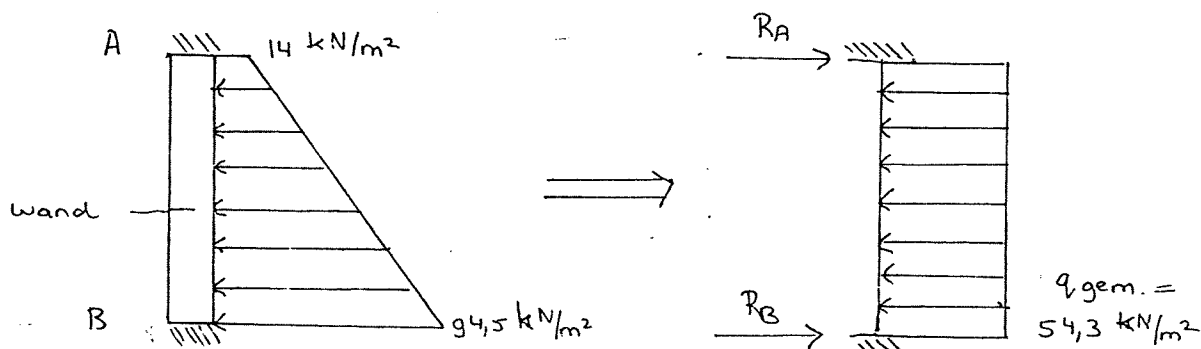
$$= \frac{0,5 \cdot 1,7 \cdot 25,2 \cdot 6,1}{1 \cdot 0,27} = 484 \text{ kN/m}^2 = 0,48 \text{ N/mm}^2$$

$$(< 0,55 \text{ N/mm}^2)$$



= wanden =

Bij de berekening van de wanden is aangenomen dat deze aan zowel de onder als bovenzijde zijn ingeklemd. Reeds eerder is berekend in deze paragraaf dat horizontale belasting oploopt van 14 kN/m^2 (bovenzijde wand) tot $94,5 \text{ kN/m}^2$ aan de onderzijde van de wand. Deze lineair toenemende belasting wordt vervangen door een gelijkmatig verdeelde belasting van : $\frac{14 + 94,5}{2} = 54,3 \text{ kN/m}^2$. Schematisatie van de belasting op de wand :



$$R_a = R_b = 0,5 q_{\text{gem.}} \cdot 1$$

Het maximum inklemmingsmoment bedraagt $I/12 \cdot q l^2 =$
 $I/12 \cdot 1,7 \cdot 54,3 \cdot (5,3)^2 = -216 \text{ kNm/m'}$

Dan is $N_{au} = \frac{M}{z} = \frac{216}{0,9 \cdot h} = 649 \text{ kN/m'}$

Als eerste schatting voor de wanddikte is aangenomen :
 $h_t = 400 \text{ mm}$, zodat $h = 370 \text{ mm}$.

Benodigde wapening : $A_a = \frac{649 \cdot 10^3}{400} = 1622 \text{ mm}^2/\text{m'}$

en het wapeningspercentage bedraagt : $\omega = \frac{A}{b \cdot h \cdot 10^4} = 0,44\%$

Deze wapening moet aan de buitenzijde worden aangebracht,
aan de binnenzijde geldt uiteraard dat minimaal het wapeningspercentage van 0,15% moet worden toegepast.
dwarskrachtcontrole :

$$\tau_I = T_I / b \cdot h = \frac{1,7 \cdot 0,5 \cdot 54,3 \cdot 5,3 \cdot 10^{-3}}{I \cdot 0,37} = 0,66 \text{ N/mm}^2$$

De optredende schuifspanning is groter dan de toelaatbare,
($> 0,55 \text{ N/mm}^2$) er zijn twee mogelijkheden :

- toepassen dwarskrachtwapening
- wanden dikker maken

Gekozen is voor het laatste, en de wanddikte is vergroot tot 600 mm. Dan is :

$$= \frac{1,7 \cdot 0,5 \cdot 54,3 \cdot 5,3 \cdot 10^{-3}}{I \cdot 0,56} = 0,44 \text{ N/mm}^2 (< 0,55 \text{ N/mm}^2)$$

Het wapeningspercentage voor de hoofdwapening is dan :

$$= \frac{1622}{I \cdot 0,57 \cdot 10^4} = 0,29\%$$

- ondervloer- (dikte I m)

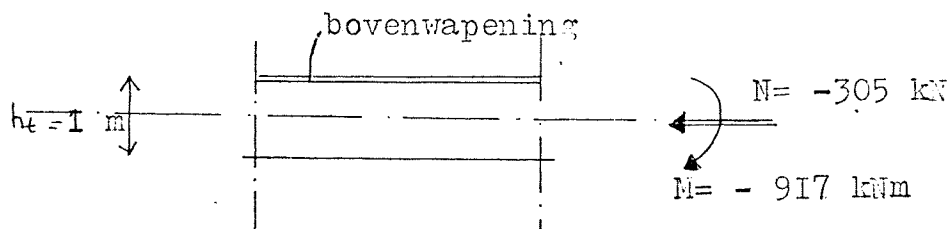
De ondervloer wordt belast door :

- eigen gewicht : $I \cdot 24 = 24 \text{ kN/m}^2$
- waterdruk tegen de onderzijde :
 $(20,9 - 13,1) \cdot 10 = -78 \text{ kN/m}^2$
- waterdruk in de koker : $+50 \text{ kN/m}^2$
- maximale tegendruk grond (par. 2.7) : -120 kN/m^2
- een normaalkracht afkomstig uit de
grond- en waterdrukken van de wanden :

$R_b = \text{normaalkracht} = 0,5 q l_t = 0,5 \cdot 1,7 \cdot 54,3 \cdot 5,3$
 $= 305 \text{ kN}$. De ongunstigste belasting treedt op als de kamer wordt geïnspecteerd :

$$q_{\text{totaal}} = (24 - 78 - 120) = -174 \text{ kN/m}^2$$

Bij de aanname van een veld- en steunpuntsmoment van $1/12 q l^2$ bedraagt $M = 1/12 \cdot q l^2 = 1/12 \cdot 1,7 \cdot 174 \cdot 6,1^2 = -917 \text{ kNm/m}$. De ondervloer wordt dan ook belast door een moment en een normaalkracht :



Het resulterende moment om de bovenwapening bedraagt :

$$M_u = M + N (h - 0,5 h_t) = -917 - 305 (0,96 - 0,5) = -917 - 140 = 1057 \text{ kNm/m'}$$

Dan is : $N_{au} = M_u / z = 1057 / (0,9 \cdot 0,96) = -1223 \text{ kN/m'}$

en $A_a = \frac{N_{au}}{\sigma} = \frac{1223 \cdot 10^3}{400} = 3058 \text{ mm}^2/\text{m'}$

terwijl $\omega_o = \frac{A_a}{b \cdot h \cdot 10^4} = \frac{3058}{1 \cdot 0,96 \cdot 10^4} = 0,32\%$

De hoofwapening ligt aan de bovenzijde van de vloer. Als verdeelwapening is gekozen : $A_a = 0,2 \cdot 3058 = 612 \text{ mm}^2/\text{m'}$

Doorsnede II

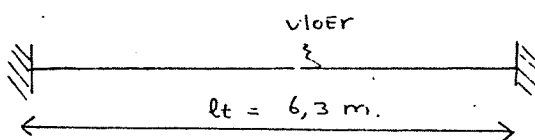
Deze doorsnede, waarboven de inspectieruimte zich bevindt, zal worden gecontroleerd op sterkte (alleen de vloer is beschouwd).

De vloer, met een dikte van 1 m, wordt als ingeklemd beschouwd in de naastliggende vloerdelen. De maximale belasting treedt op in de inspectiefase, de waterdruk tegen de onderzijde is dan : $(20,9 - 12,1) \cdot 10 = -88 \text{ kN/m}^2$.

Het eigen gewicht van de vloer is 24 kN/m^2 , terwijl de grond-druk tegen de onderzijde 120 kN/m^2 bedraagt.

Hieruit volgt dat : $q_{\text{totaal}} = -88 + 24 - 120 = -184 \text{ kN/m}^2$.

Schematisatie :



Aangezien het steunpuntsmoment nu $I/12 q^x \cdot l^2$ bedraagt
 volgt hieruit : $M = I/12 \cdot 1,7 \cdot 184 \cdot (6,3)^2 = -1034 \text{ kNm/m'}$
 Tevens werkt er een normaalkracht op de vloer, afkomstig van
 de wanden. Voor deze normaalkracht is eenzelfde waarde aange-
 nomen als bij doorsnede I, namelijk $N = 305 \text{ kN}$. Het excentrisch
 moment veroorzaakt door deze normaalkracht is : $M = 140 \text{ kNm/m'}$.
 Voor de staaltrekkkracht volgt : $N_{a1} = \frac{M_u}{z} = \frac{-(1034 + 140)}{0,9 \cdot 0,96}$
 $= 1359 \text{ kN/m'}$.

Dan is : $A_a = \frac{N_{au}}{\sigma} = \frac{1359 \cdot 10^3}{400} = 3397 \text{ mm}^2/\text{m'}$

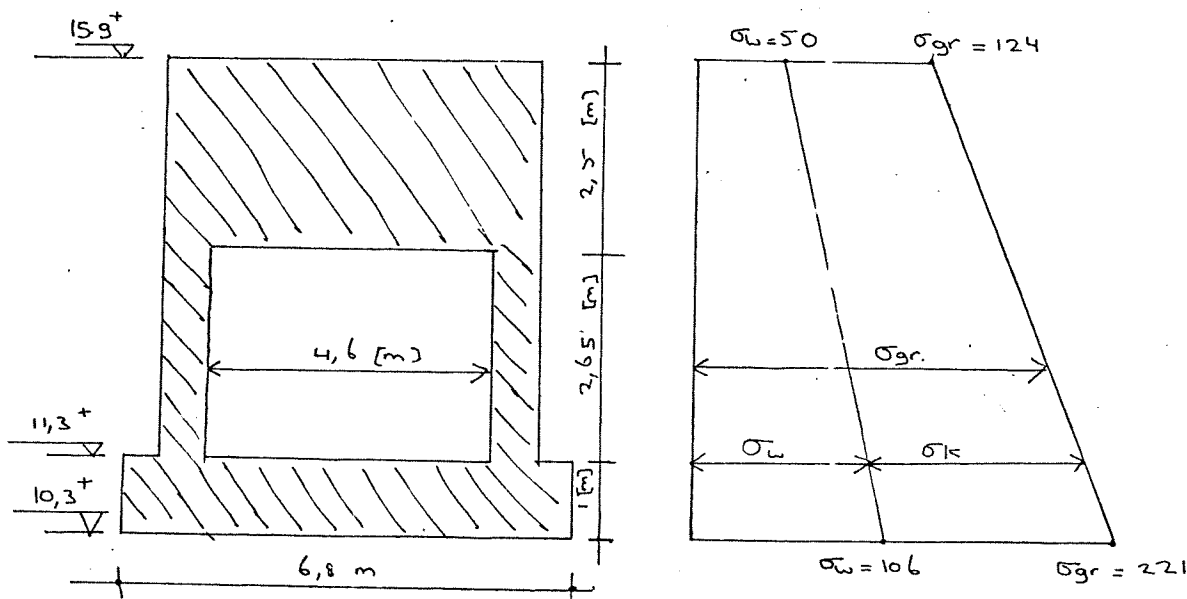
en : $\omega_s = \frac{A_a}{b \cdot h \cdot 10^4} = 0,35\%$ (bovenwapening)

Aangezien tijdens de bouwphase positieve momenten in de on-
 dervloer kunnen optreden, moet de onderwapening ook aange-
 bracht worden : $A = 0,15 \cdot 1 \cdot 0,96 \cdot 10^4 = 1440 \text{ mm}^2/\text{m'}$

Toegepast is dan : $\phi 20-215$, met $A_{\text{gekozen}} = 1461 \text{ mm}^2/\text{m'}$

Doornede III

In onderstaande figuur is de dwarsdoorsnede aangegeven, Tevens
 is in de ernaast gelegen figuur het verloop van de grond-
 en waterdrukken op de zijwand aangegeven: (in kN/m^2)



= bovenvloer =

De bovenvloer wordt gezien de grote dikte, niet op sterkte
 gecontroleerd. Wel zal aan zowel de boven- als aan de onder-

zijde het minimum wapeningspercentage moeten worden toegepast.

- zijwanden -

De dikte van de zijwanden is geschat op 0,6 m. Allereerst wordt de gemiddelde belasting op de zijwand bepaald :

Op 15,9 m⁺ NAP : $\sigma_w = 50 \text{ kN/m}^2$ en $\sigma_{gr.} = 124 \text{ kN/m}^2$.

$$\rightarrow \sigma_{kv.} = 124 - 50 = 74 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{kh.} = \lambda \cdot \sigma_{kv.} = 0,55 \cdot 74 = 40,7 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{gr.,hor.} = 40,7 + 50 = 90,7 \text{ kN/m}^2$$

Op 10,3 m⁺ NAP : $\sigma_w = 106 \text{ kN/m}^2$ en $\sigma_{gr.} = 221 \text{ kN/m}^2$.

$$\rightarrow \sigma_{kv.} = 221 - 106 = 115 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{kh} = 0,55 \cdot 115 = 63,3 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{gr,hor.} = 63,3 + 106 = 169,3 \text{ kN/m}^2$$

De gemiddelde belasting op de zijwand is dan : $\frac{90,7 + 169,3}{2}$

$$= 130 \text{ kN/m}^2, \text{ zodat } q^x = 1,7 \cdot 130 = 221 \text{ kN/m}^2.$$

De zijwanden worden weer als ingeklemd beschouwd aan de boven en aan de onderzijde van de wanden, dit gezien het feit dat zowel de boven- als ondervloer erg dik is. Voor de bepaling van de theoretische overspanning van de wand, zie art. A.209 (VB '74).

$$L = \text{dagmaat} = 2,65 \text{ m}$$

l_t = theoretische overspanning, met een maximum van :

$$1,15 L = 1,15 \cdot 2,65 = 3 \text{ m.}$$

Het maximale moment is het inklemmingsmoment van :

$$1/12 q^x \cdot l_t^2 = 1/12 \cdot 1,7 \cdot 130 \cdot 3^2 = -166 \text{ kNm/m'}$$

$$\text{Dan is : } N_{au} = \frac{M}{z} = \frac{-166}{0,9 \cdot 0,55} = 335 \text{ kN/m'}$$

$$\text{en is : } A_a = \frac{N_{au}}{\sigma} = \frac{335 \cdot 10^3}{400} = 837 \text{ mm}^2/\text{m'}$$

$$\text{terwijl : } \omega_s = \frac{837}{1,0 \cdot 55 \cdot 10^4} = 0,15\%$$

Deze wapening moet aan zowel de buiten- als aan de binnen-zijde worden aangebracht.

Dwarskrachtcontrole wanden :

Er geldt dat:
$$\tau = \frac{T_d}{b \cdot h} = \frac{0,5 q^x \cdot l_t}{b \cdot h} = \frac{0,5 \cdot 1,7 \cdot 130 \cdot 3}{1 \cdot 0,55} =$$

$602 \text{ kN/m}^2 = 0,6 \text{ N/mm}^2$. Er zal dan ook nabij de opleggingen dwarskrachtwapening moeten worden toegepast. Deze wapening is echter niet gedimensioneerd.

= ondervloer =

De ongunstigste belasting treedt ook hier op in de inspectiefase .De vloer wordt dan belast door :

- eigen gewicht : $1 \cdot 24 = 24 \text{ kN/m}^2$
- waterdruk tegen onderzijde : $(20,9 - 10,3) \cdot 10 = -106 \text{ kN/m}^2$
- gronddruk tegen onderzijde : -120 kN/m^2

De totale belasting is : $(24 - 106 - 120) = -202 \text{ kN/m}^2$

en dan wordt : $q^x = 1,7 \cdot (-202) = -343 \text{ kN/m}^2$

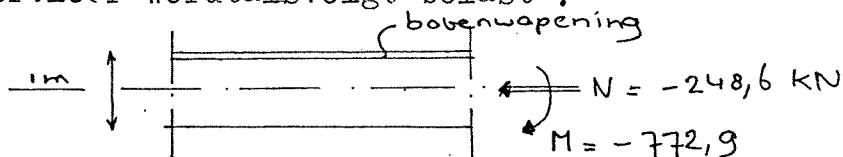
- normaalkracht uit de wand : $N = 1/2 q^x \cdot l_t = 0,5 \cdot 343 \cdot 3 = 248,6 \text{ kN}$

Het steunpuntsmoment bedraagt :

$$M = 1/12 \cdot q^x \cdot l_t^2 = 1/12 \cdot 343 \cdot (4,6 + 0,6)^2 = -772,9 \text{ kNm/m'}$$

($l_t = 4,6 + 2 \cdot (1/2 \text{ wanddikte})$)

De ondervloer wordt als volgt belast :



Dan is $M_u = -772,9 - 248,6 (0,96 - 0,5) = -887,3 \text{ kNm/m'}$

en :
$$N_{au} = \frac{M}{z} = \frac{-887,3}{0,9 \cdot 0,96} = -1026,9 \text{ kN/m'}$$

$$A_a = \frac{N_{au}}{400} = \frac{1026,9}{400} = 2567 \text{ mm}^2/\text{m'}$$

$$\omega_o = \frac{A}{b \cdot h \cdot 10^4} = \frac{2567}{1 \cdot 0,96 \cdot 10^4} = 0,27\% \text{ (bovenwapening)}$$

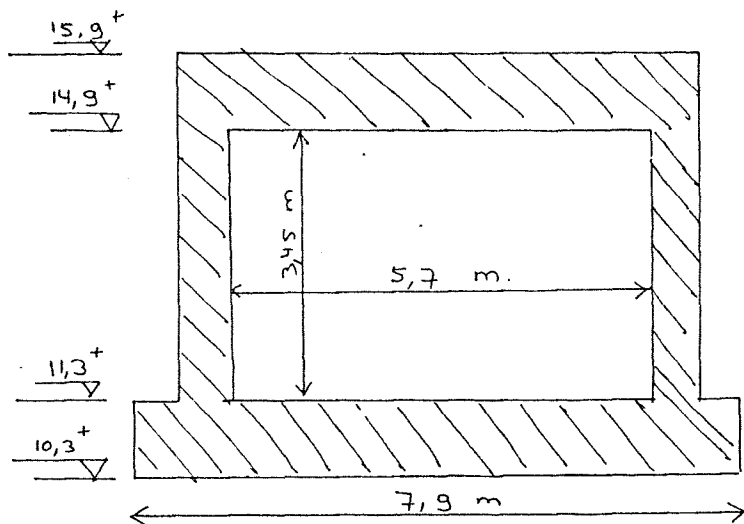
Doorsnede IV

De koker aan de uitlaat zijde wordt op dezelfde wijze belast als doorsnede III, alleen de overspanning l_t wordt anders.

= bovenvloer =

De sterkte van deze vloer behoeft niet gecontroleerd te worden : het minimum wapeningspercentage van 0,15% zal hier moeten worden aangehouden voor zowel de boven- als de onder-

wapening: $A = 0,15 \cdot b \cdot h \cdot 10^4 = 0,15 \cdot 1 \cdot 10^4 = 1500 \text{ mm}^2/\text{m}$



- DSN IV -
(Het verloop van de
grond- en waterdrukken
is hetzelfde als bij DSN
III.)

= zijwand -

Aangenomen is weer dat deze wanden aan de boven- en onderzijde zijn ingeklemd. Nu is : $l_t = 1,15 \cdot 3,45 = 4 \text{ m}$.

$$M_{\max.} = 1/12 \cdot q^x \cdot l_t^2 = 1/12 \cdot 1,7 \cdot 130,4^2 = -294,7 \text{ kNm/m'}$$

$$N_{au} = \frac{M}{z} = \frac{-294,7}{0,9 \cdot 0,55} = 595,4 \text{ kN/m'}$$

$$A_a = \frac{N_{au}}{\sigma} = \frac{595,4 \cdot 10^3}{400} = 1488 \text{ mm}^2/\text{m'}$$

$$\omega_o = \frac{A}{b \cdot h \cdot 10^4} = \frac{1488}{1 \cdot 0,55 \cdot 10^4} = 0,27\%$$

Deze wapening moet aan de buitenzijde worden gelegd. Aan de binnenzijde moet het minimum wapeningspercentage van 0,15% worden toegepast.

$$\text{dwarskrachtcontrole : } \tau = \frac{T_d}{b \cdot h} = \frac{0,5 \cdot 1,7 \cdot 130,4}{1 \cdot 0,55 \cdot 10^4} = 0,8$$

N/mm^2 ($> 0,55 \text{ N/mm}^2$). Er zal dus dwarskrachtwapening moeten worden aangebracht, deze is echter niet gedimensioneerd.

= ondervloer -

De berekeningswijze en het verloop van de grond- en waterdrukken is hetzelfde als bij doorsnede III. Nu is echter :

$$M = 1/12 q^x \cdot l_t^2 = 1/12 \cdot 343 \cdot (5,7 + 0,6)^2 = 1135 \text{ kNm/m'}$$

Tesamen met de normaalkracht afkomstig uit de wanden :

$$M_u = -1135 - 248,6 (0,96 - 0,5) = -1135 - 114,4 = -1249 \text{ kNm/m'}$$

$$\text{Dan is : } N_{au} = \frac{M}{z} = \frac{1249}{0,9 \cdot 0,96} = 1446 \text{ kN/m'}$$

$$A_a = \frac{N_{au}}{\sigma} = \frac{1446 \cdot 10^3}{400} = 3615 \text{ mm}^2/\text{m'}$$

$$\omega_s = \frac{A}{b \cdot h \cdot 10^4} = \frac{3615}{1 \cdot 0,96 \cdot 10^4} = 0,38\% \text{ (bovenwapening)}$$

Gekozen wapening onderbouw

In de onderstaandetabel zijn de vereiste wapeningspercentages voor de doorsneden I t/m IV vermeld. (in %)

	DSN I	DSN II	DSN III	DSN IV
bovenvloer (variërende dikte)	0,5	0,15	0,15	0,15
zijwanden (d= 0,6 m)	<u>0,29</u>	0,29	0,15	0,27
ondervloer (d= 1 m)	0,32	0,35	0,27	<u>0,38</u>

- de hoofdwapening voor de ondervloer ligt aan de bovenzijde, het maximum wapeningspercentage is 0,38%.

$$A = b \cdot h \cdot 10^4 = 0,38 \cdot 1 \cdot 0,96 \cdot 10^4 = 3800 \text{ mm}^2/\text{m'}$$

Gekozen is voor ϕ 20- 80, met $A_{\text{gekozen}} = 3927 \text{ mm}^2/\text{m'}$

Aan de ondezijde moet het minimum wapeningspercentage worden toegepast: $A = 0,15 \cdot 0,96 \cdot 10^4 = 1440 \text{ mm}^2/\text{m'}$

Gekozen is voor : ϕ 20- 215 met $A_{\text{gekozen}} = 1461 \text{ mm}^2/\text{m'}$

Als verdeelwapening voor de hoofdwapening : $A = 0,2 \cdot 3800 = 760 \text{ mm}^2/\text{m'}$, toegepast $A_{\text{gekozen}} = \phi$ 20-215 ($A = 780 \text{ mm}^2/\text{m'}$)

- voor de wapening van de bovenvloer is een minimum wapeningspercentage van 0,15% nodig. Dit geldt voor alle doorsneden, behalve DSN I: $A = 1440 \text{ mm}^2/\text{m'}$, toegepast ϕ 20-215 ($A_{\text{gekozen}} = 1461 \text{ mm}^2/\text{m'}$).

Als verdeelwapening is 20% van deze wapening aangehouden :

$$\phi \text{ 8- 170 (} A_{\text{verdeel}} = 296 \text{ mm}^2/\text{m'}$$

- voor de zijwanden geldt dat het maximum wapeningspercentage 0,29% bedraagt. Deze wapening moet aan de buitenzijde worden aangebracht: $A = 0,29 \cdot 1.055 \cdot 10^4 = 1595 \text{ mm}^2/\text{m}'$
 Toegepast wordt ϕ 20-195 met $A = 1611 \text{ mm}^2/\text{m}'$. Als verdeelwapening wordt : $A = 0,2 \cdot 1595 = 319 \text{ mm}^2/\text{m}'$ aangehouden.
 (ϕ 8- 155).

3.7 Controleberekening

Het doel van deze berekening is om te bepalen of de diverse aannamen die aan het begin van de berekening zijn gedaan m.b.t. het eigen gewicht van de constructie redelijk goed overeenstemmen met de uiteindelijke afmetingen. Dit is met name van belang voor de eisen t.a.v. stabiliteit (bv. opdrijven).
 Achtereenvolgens zullen van de diverse onderdelen het gewicht worden berekend, waarna vergelijking met de aannamen volgt.

1. Dakplaat : $16 \cdot 6,5 \cdot 0,3 \text{ m}$

$$V_{\text{dak}} = 31,2 \text{ m}^3$$

2. Wanden (van het gebouw)

2.1 Korte wand aan Maaszijde : $6,5 \cdot 6 \cdot 0,4$

$$V_{\text{korte wand}} = 15,6 \text{ m}^3$$

2.2 Korte wand aan Roerzijde : $6,5 \cdot 2 \cdot 0,4$

$$V_{\text{korte wand}} = 5,2 \text{ m}^3$$

2.3 Lange wanden : $16 \cdot 6 \cdot 0,5$

$$V_{\text{lange wanden}} = 2 \cdot 16 \cdot 6 \cdot 0,5 = 96 \text{ m}^3$$

2.4 Tussenwand : $V = 3 \text{ m}^3$

3. Uitlaat

- gemiddelde dikte vloer : 0,75 m

- ,, ,, ,, ,, wand : 0,6 m

- ,, ,, hoogte : 5,5 m

- ,, ,, vloerbreedte : 8 m

- ,, ,, lengte uitlaat : 12,7 m

Hieruit volgt : $V_{\text{uitlaat}} = (5,5 \cdot 0,6 \cdot 2 + 8 \cdot 0,75) \cdot 12,7 = 160 \text{ m}^3$

4. Inlaat

- gemiddelde wanddikte : 0,6 m
- gemiddelde vloerdikte : 0,6 m

$$V_{\text{inlaat}} = (0,6 \cdot 5,2 + 0,6 \cdot 5,7) \cdot 8 = 59,4 \text{ m}^3$$

5. Vloer van de constructie

- gemiddelde vloerdikte : 1 m
- gemiddelde vloerbreedte: 7,9 m
- vloerlengte : 20 m (zonder in- en uitlaat)

$$V_{\text{vloer}} = 1 \cdot 7,9 \cdot 20 = 158 \text{ m}^3$$

6. Wanden van de zuigbuis

- gemiddelde dikte wanden : 0,6 m
- lengte wanden : 20 m
- gemiddelde hoogte wanden van de doorsneden I t/m IV (par. 3.6)

$$: \left(\frac{5 + 5 + 2,65 + 3,45}{4} \right) = 3,7 \text{ m}$$

$$V_{\text{wanden}} = 2 \cdot 0,6 \cdot 20 \cdot 3,7 = 88,8 \text{ m}^3$$

7. Bovenzijde kokerconstructie

- onder generator : $V = 16 \text{ m}^2 \cdot 5,7 \text{ m} = 85,5 \text{ m}^3$
- extra volume van beton naast inspectie-
ruimte : $V = 4 \cdot 5,7 = 22,8 \text{ m}^3$
- volume beton boven inspectieruimte : $= 32,5 \text{ m}^3$

$$V = 140,8 \text{ m}^3$$

De in- en uitlaatconstructie worden los van de verdere constructie gehouden. Het totale betonvolume, zonder in- en uitlaat bedraagt : $V = 538,6 \text{ m}^3$

Het gewicht van het gebouw in de inspectiefase is dan :

$$G = V_{\text{gebouw}} = 24 \cdot 538,6 = 12,9 \cdot 10^3 \text{ kN.}$$

Met het gewicht van de turbine en generator wordt dit :

$$G = (12,9 + 1) \cdot 10^3 = 13,9 \cdot 10^3 \text{ kN.}$$

Als eerste aanname voor het gewicht van de constructie in de inspectiefase is voor de berekeningen van hoofdstuk 2 aangehouden : $G = 12,1 \cdot 10^3 \text{ kN.}$

Het gewicht van de constructie is dus ongeveer 15% hoger dan in eerste instantie is aangenomen. Dit komt o.a. door het feit dat de eerste schatting voor de wanddikte aan de

lage kant was. De in hoofdstuk 2 uitgevoerde stabiliteitsberekeningen behoeven niet opnieuw te worden uitgevoerd :

- De veiligheid tegen opdrijven is namelijk groter geworden.
(door het grotere eigen gewicht van de constructie)
- Het afschuivingscriterium is gunstiger, aangezien door het grotere eigen gewicht de weerstand tegen afschuiven toeneemt.

De totale benodigde hoeveelheid beton bedraagt, inclusief in- en uitlaat :

$$\begin{aligned} V_{\text{totaal}} &= V_{\text{constructie}} + V_{\text{inlaat}} + V_{\text{uitlaat}} \\ &= 538,6 \quad + \quad 59,4 \quad + \quad 160 \\ &= \underline{756 \text{ m}^3} \end{aligned}$$

HOOFDSTUK 4 ECONOMISCHE BEREKENING

4.1 Doel en opzet van de berekening

In het tweede deel van het afstudeerwerk is een globale economische berekening gemaakt voor een waterkrachtcentrale nabij de overlaat de Hoge Bat (ref. I2)

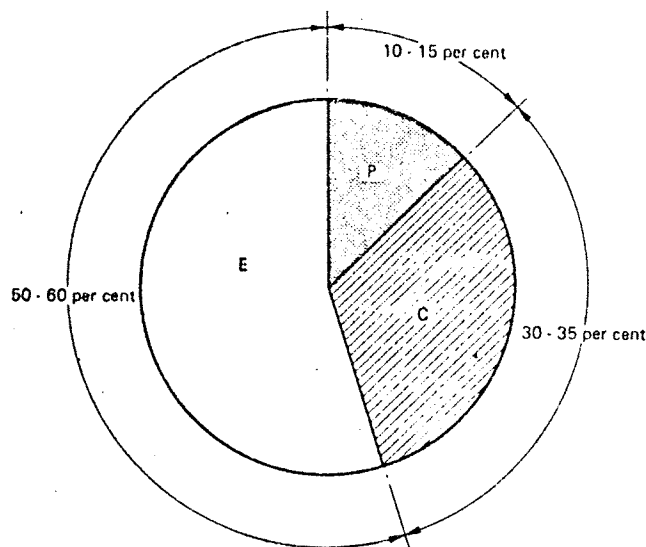
De berekening is uitgevoerd volgens een netto-contante-waarde-berekening en de verschillende kosten voor de waterkrachtcentrale zijn als volgt verdeeld :

- generatorkosten en turbinekosten	:	f 1.550.000,-
- ontwerpkosten en kosten voor de toezicht tijdens de bouw	:	f 500.000,-
- aanpassing vistrap (schatting)	:	f 50.000,-
- kosten van de civiele constructie (schatting)	:	f 1.500.000,-
	+	
		f 3.600.000,-
 - Non-profit subsidie (25%)	:	 - f 900.000,-
-----> Totale investeringskosten :		+f 2.700.000,-

Het doel van de economische berekening is het verifiëren van de kosten voor de civiele constructie. Opgemerkt dient te worden dat de kosten voor de aanpassing van de vistrap waarschijnlijk aan de lage kant zijn. (wordt verder niet onderzocht)

Voor een kleinschalige waterkrachtcentrale geldt i.h.a. de volgende verdeling van de totale investeringskosten :

- E = kosten turbine, generator en regelsystemen
- C = kosten van de Civiele constructie
- P = kosten van het ontwerp en het toezicht



- verdeling investeringskosten-
(bron: Water Power&Dam construction, Mei'83)

Na de bepaling van de kosten voor de civiele werken is het mogelijk om de bovenstaande verdeling van de totale investeringskosten te verifiëren.

4.2 beschrijving van de bouwfasen

Naar het toekomstige bouwterrein naast de overlaat de Hoge Bat zal allereerst een toegangsweg gemaakt moeten worden. Vanaf de Andersonweg kan hiervoor een 40 m lange verharde weg worden aangelegd. Als bouwmethode is gekozen voor het toepassen van een stalen damwandkuip met een onderwaterbetonvloer. (par. 2.9) Tussen de overlaat en de waterkrachtcentrale zal een damwand moeten worden geplaatst om ongewenste grondwaterstromingen te verhinderen.

Na de plaatsing van de damwanden en het aanbrengen van de groutankers, kan de bouwput verder worden ontgraven. De bouw van de eigenlijke betonconstructie kan worden gestart ná de plaatsing van de onderwaterbetonvloer.

Achtereenvolgens zijn de bouwfasen :

- het storten van de vloer van de constructie. De in- en de uitlaat worden los gehouden van het gebouw. Tevens worden

de flexibele verbindingen aangebracht

- De wanden van de zuigbuis worden gestort rondom het metalen gedeelte van de zuigbuis.
- De wanden van de in- en uitlaatconstructie worden gestort.
- De turbine wordt geplaatst
- De turbine wordt omgeven door beton
- De bovenbouw wordt gestort :
 - lange wanden van het gebouw
 - korte wanden van het gebouw
 - tussenwand
 - de dakplaat wordt aangebracht
- De afsluitmiddelen worden geïnstalleerd

Na de voltodding van deze ruwe bouwfases zal de constructie worden omgeven door grond, de damwanden kunnen worden verwijderd nadat het in- en uitlaatkanaal is gegraven.

De constructie kan nu verder worden afgewerkt, en de generator + de regelsystemen kunnen worden aangebracht.

4.3 Benodigde hoeveelheden materiaal

De belangrijkste materialen benodigd voor de bouw van de constructie zijn :

- Damwand (bijlage II)

Benodigd is het damwandprofiel Hoesch V.

- inheidiepte 13,5 m
- omtrek van de bouwput : 120 m
- gewicht van de damwand : 238 kg/m^2 wand
- ankerstangen met een lengte van 15 m. De trekkracht van de bijbehorende groutankers is 440 kN. Het benodigde aantal ankers is 48 stuks (h.o.h. 2,5 m), met een doorsnede van $3" = 75 \text{ mm}$.
- ankerboringen : benodigd is hiervoor 96 stuks

[28

- Beton -

Bij de controleberekening van par. 3.7 is het benodigde aantal m^3 beton bepaald: $V = 756 \text{ m}^3$ (voor de constructie)

Tevens is voor de onderwaterbetonvloer benodigd :

- 759 m³ voor de vloer
- 128 m³ voor de trekpalen

- Staal-

- wapeningsstaal : bij de berekening van het benodigde gewicht staal is uitgegaan van 80 kg/m³ beton.
- benodigde profielen voor de afsluitmiddelen :
(profielen HE 240M en HE 120M voor de hoofdliggers resp. dwarsdragers van de stalen klep van de inlaat; profielen HE 220M en HE 100M voor de stalen schuif van de uitlaat)

- bekisting-

In bijlage I2 is het totale bekistingsoppervlak bepaald. Dit oppervlak is nodig, aangezien bij de berekening van de bouwkosten de moeilijkheid van het te bekisten oppervlak meespeelt. Het totale te bekisten oppervlak bedraagt 820 m².

4.4 Kosten van de civiele werken

4.4.I Algemeen

De kosten van de civiele werken zijn bepaald m.b.v. ontwerpramingen van de afdeling kostprijsberekening van het Ministerie van Verkeer en Waterstaat (Sluizen en stuwen). Voor waterbouwkundige kunstwerken kan bij de bepaling van het civiel-technische gedeelte worden uitgegaan van de volgende kostenopbouw (bij vnl. grote waterbouwkundige projecten) :

* Direkte kosten

voornamelijk : - grondwerken
- bemalingen
- (paal)funderingen
- damwanden en verankeringen
- beton (inclusief werkvloeren)
- wapening
- hulpbruggen

- bekistingen
- in te storten onderdelen
- constructiestaal
- talud- en oeverbekledingen
- wegverhardingen

* Indirekte kosten

werkkosten

inrichten bouwterrein

- water, elektra en verwarming
- keten en loodsen
- loswallen
- mobilisatie materieel (bouwkransen)

materieelkosten

- keten, loodsen inclusief inventaris
- horizontaal transportmaterieel (trekkers, shovels)
- verticaal transportmaterieel (Bouwkransen)
- klein materieel (betonverwerking+diversen)
- drijvend materieel (boten + bakken)

verbruiken

- gas, water, licht en gasolie

loonkosten

- bediening materieel
- terreinploeg (onderhoud terrein, lossen van materialen)
- electriciëns en monteurs
- magazijn- en werplaatspersoneel
- keetbediening
- bewaking terrein

uitvoering

- hoofduitvoering
- uitvoering
- werkvoorbereiding
- maatvoering
- administratie

diversen

- verzekering

- zekerheidsstelling
- loon- en prijsrisico's

Algemene kosten (kosten hoofdkantoor)
winst en risico
b.t.w.

In het algemeen kan worden gesteld dat de kostenopbouw als volgt is (voor de direkte kosten zie par. 4.4.2) :

<u>Direkte kosten</u>	:	I,0
<u>Indirekte kosten</u>	:	werken met toeslagfactoren
• werkonkosten	:	I,15-I,20
- uitvoering	:	I,04-I,06
- diversen	:	I,01-I,02
- algemene kosten	:	I,05
- winst en risico	:	I,06
- b.t.w. (19%)	:	I,19

Door vermenigvuldiging van de toeslagfactoren verkrijgt men een zogenaamde totaaltoeslag. Gemiddeld gezien bedraagt deze totaaltoeslag : I,65. Indien verder rekening wordt gehouden met een post 'onvoorzien' van 10%, dan krijgt men een totaaltoeslag van : I,75.

In de hierna volgende subparagraaf worden de direkte kosten voor het civiel-technische werk bepaald. Om de totale kosten te verkrijgen met men de direkte kosten dus vermenigvuldigen met deze toeslagfactor van I,75.

Alle prijzen zijn omgerekend naar het prijspeil van 1982. Op dit moment (jan. '85) zijn deze prijzen nagenoeg gelijk of lager dan het prijspeil van '82, dit gezien de moeilijke positie waarin het aannemingsbedrijf thans verkeert. Voorzichtig kan men stellen dat de prijs waarop een aannemer een werk wil uitvoeren ongeveer 20-25% lager ligt dan de prijs die m.b.v. de bovenstaande berekening wordt bepaald.

4.4.2 Direkte kosten

- (A) Damwanden, zie bijlage II.

Gekozen is voor het damwandprofiel Hoesch V, waarvan de inheidiepte 13,5 m bedraagt. (bij de keuze van een onder-

waterbetonvloer zonder trekpalen wordt deze inheidiepte ongeveer 17 m)

De totale lengte van de damwand, deze is gelijk aan de omtrek van de bouwput, bedraagt 120 m.

Het gewicht van de gekozen damwand is : 238 kg/m^2 wand.

huren :

- vaste kosten : f50,-/ton

$$G_{\text{damwand}} = 120 \cdot 13,5 \cdot 238 \cdot 10^{-3} = 386 \text{ ton}$$

$$\rightarrow 386 \cdot f50,- = f 19.300,-$$

- huur, bij 4 maanden of langer, :

$$f20,-/\text{ton/maand} = f240,-/\text{ton/jaar}$$

$$\rightarrow \text{huurprijs: } 386 \cdot f240,- = f 92.640,-$$

- verwerken (heien en trekken) :

$$f200,-/\text{ton} , \text{ dus : } --- 386 \cdot f200,- = f 77.200,-$$

- per verankerde damwand benodigde ankers:

ca. 1 ton anker/ 6 ton damwand. In dit geval groutankers toegepast met een lengte van 15 m.

Kosten groutankers : f75,-/m', benodigde aantal

48 stuks, h.o.h. 2,5 m

$$\rightarrow f75,- \cdot 48 \cdot 15 = f 54.000,-$$

- gordingen/bevestigingsmaterialen :

afschrijving f3000,-/ton, benodigd zijn 96

stuks $\square$ 28 met een gewicht van 40kg/m'

$$\rightarrow 96 \cdot 40 \cdot 10^{-3} \cdot f3000,- = f 11.520,-$$

+ _____

$$\text{totale kosten huren damwand : } f 254.660,-$$

kopen :

- kopen en verwerken damwanden : f1500,-/ton (heien en trekken inclusief).

$$\rightarrow \text{dan is : } f1500,- \cdot 386 = f 579.000,-$$

- kostentoeslag voor de verankering op de damwand :

factor 1,4 à 1,5. De totale kosten bij het kopen van de wand zijn dus :

$$\rightarrow 1,5 \cdot f 579.000,- = f 868.500,-$$

Uit kostenvergelijking lijkt het aantrekkelijkst om de damwanden te huren.

- (B1) Bouwkuip van onderwaterbeton (zonder trekpalen)

Uitgegaan wordt van een onderwaterbetonvloer met een dikte van 5 m. (zie par. 2.7)

- grondwerk (ontgraven bouwkuip)
 - * droog : $f4,50/m^3 \cdot 1125 =$ f 5.060,-
 - * nat : $f12,-/m^3 \cdot 5726 =$ f 49.130,-
- schoonmaken damwand : $f7,50/m^2$
 - > $f7,50 \cdot 9,5 \cdot 120 =$ f 8550,-
- bodem opschonen :
 - > $f7,50/m^2 \cdot 513 =$ f 3.850,-
- onderwaterbetonvloer (5m. dik) :
 - * vaste kosten : f 15.000,-
 - * variabele kosten : $160,-/m^3$:
 - > $160 \cdot 5 \cdot 513 =$ f 410.400,-
- leegpompen bouwkuip : f 5.000,-

Totale kosten onderwaterbeton : f 496.990,-

- (B2) Bouwkuip van onderwaterbeton met trekpalen

Bij deze berekening is uitgegaan van een onderwaterbetonvloer met trekpalen zoals in par. 2.7 is besproken. Deze trekpalen hebben een lengte van 9 m. en een doorsnede van 0,45 m. Het totaal benodigde aantal is : 70 stuks.

- koop van betonpalen : $f350,-/m^3$
 - > $70 \cdot (0,45)^2 \cdot f350,- \cdot 9 =$ f 44.650,-
- verwerken :
 - * vaste kosten (mobilisatie en demobilisatie) = f 10.000,-
 - * vanaf ponton : $\frac{f3000,-/dag}{80 m/dag} = f35,-/m^3$
 - > $= 70 \cdot 9 \cdot f35,- =$ f 22.050,-
- koppen snellen : $f50,-/stuk =$ f 3.500,-
- grondwerk (ontgraven kuip)
 - * droog : $f4,50/m^3 \cdot 1125 =$ f 5.060,-
 - * nat : $f12,50/m^3 \cdot 2135 =$ f 26.690,-

(bijlage I3: $3260 m^3$ grond
in bouwkuip)

- schoonmaken damwand :	$f7,50/m^3$		
→	$f7,50 \cdot 9,5 \cdot 120$	=	f 8.550,-
- bodem opschonen :	$f7,50/m^2 \cdot 513 m^2$	=	f 3.850,-
- onderwaterbetonvloer (1,5 m dik)			
# vaste kosten :			f 15.000,-
# variabele kosten :	$f160,-/m^3$		
→	$f 160,- \cdot 1,5 \cdot 513$	=	f 123.120,-
- leegpompen bouwkuip :			f 5.000,-
		+	
Totale kosten onderwaterbetonvloer :			f 267.470,-
(met trekpalen)			

Uit de voorgaande berekeningen blijkt dat het ongeveer de helft goedkoper is om een onderwaterbetonvloer met trekpalen (alternatief B2) toe te passen i.p.v. een onderwaterbetonvloer zonder trekpalen. (alternatief B1) Besloten is dan ook om een vloer met trekpalen toe te passen.

- (C) Kosten overig grondverzet -

Behalve de kosten die nodig zijn voor het afgraven van de grond uit de bouwput, zal nog meer grondwerk moeten worden verricht (zie bijlage I3).

Voor het in- en uitstroomkanaal moet totaal $965 m^3$ grond worden verzet. De kosten van dit ontgraven en het rechtstreeks weer aanvullen bedraagt :

$$f 4,50/m^3 \cdot 965 m^3 = f 4.340,-$$

- (D) Kosten voor de toegangsweg

De kosten voor het aanleggen van de toegangsweg bedragen ongeveer $f50,-/m'$. Met een lengte van de toegangsweg van ongeveer 40 m bedragen de kosten ervan :

$$f 50,-/m' \cdot 40 m. = f 20.000,-$$

- (E) Kosten betonwerk -

- kosten van het materiaal + verwerken + leveren : $f125,-/m^3$
Benodigde hoeveelheid : $765 m^3$ à $f125,-$ = f 94.500,-
- wapening in het beton : ca. $80 kg/m^3$
Benodigd : $80 \cdot 765 \cdot 10^{-3} = 60,5$ ton à
f 1470,-/ton → = f 89.000,-

4.5 Overige kosten

= Kabelkosten

De kabelkosten kunnen een groot deel uitmaken van de totale kosten van de waterkrachtcentrale, vooral bij lange transportafstanden. Er is geen hoogspanningsleiding nodig, aangezien een 220 V (500 kVA) kabel wordt gebruikt.

Er zijn twee mogelijkheden om aansluiting te verkrijgen op het electriciteitsnet :

- (1) Het aanleggen van een kabel naar het transformatorstation dat zich bevindt nabij de ECI-centrale. Gezien de lengte van de kabel (ongeveer 1 km.) zal een aanzienlijk energieverlies optreden door de lage spanning die wordt getransporteerd.
- (2) Het bouwen van een klein transformatorstation nabij de waterkrachtcentrale. De aansluiting op het electriciteitsnet kan plaatsvinden op een reeds aanwezige kabel bij de Andersonweg. De benodigde lengte van de kabel is dan ongeveer 40 m.

Het GEB-Roermond is benaderd om te bekijken welke van de twee alternatieven het meest aantrekkelijk is. Zij stellen dat de meest aantrekkelijke oplossing de bouw van een klein transformatorstation is. De totale kosten die hiermee gemoeid zijn :

f 300.000,- (excl. B.T.W.) (zie bijlage I7)

= Kosten zuigbuis

Een S-vormige stalen zuigbuis, welke wordt ingepakt in het beton, is hier toegepast. Het bleek niet mogelijk een schatting te maken van de kosten van deze stalen mantel.

= Turbinekosten

Gekozen is voor een Kaplan-turbine. De prijs van deze turbine is gebaseerd op gegevens van de NEOM, ref. 21, en bedraagt :

f 1.500.000,-

= Generatorkosten

Gekozen is voor een synchrone generator (bijlage 8). De

kosten voor een dergelijke generator zijn : f 40.000,-

- Ontwerpkosten

Als schatting voor de ontwerpkosten is een bedrag van f 180.000,- aangehouden. Dit bedrag komt overeen met 10% van de totale civiele kosten voor de bouw van de waterkrachtcentrale. (zie par. 4.6)

In het tweede deel van het afstudeerwerk, zie de berekening van blz. 129, zijn de kosten van het ontwerp en de toezicht in één post opgenomen. De toezicht tijdens het bouwproces is nu echter verwerkt bij de indirecte kosten van het civiel-technische werk. (par. 4.4)

- Aanpassing vistrap

In het vorige rapport (ref. I2) is een bedrag van f 50.000,- aangehouden voor de aanpassing van de vistrap. Na overleg met het waterschap blijkt deze schatting aan de lage kant. Een nauwkeuriger schatting voor deze aanpassing is niet gemaakt. Echter, op dit moment functioneert de vistrap niet naar behoren uit het oogpunt van het visserijbelang. De kosten van een eventuele verandering zullen dan ook niet alleen ten laste moeten komen van de centrale. Het bedrag van f 50.000,- is daarom gehandhaafd.

4.6 Rentabiliteit van het project

- totale kosten van de civiele werken (inclusief kabelaanleg) :

- Huur van de damwanden	:	f 254.660,-
- Bouwkuip (onderwaterbeton)	:	f 267.470,-
- Toegangsweg en grondverzet	:	f 24.340,-
- Betonconstructie	:	f 254.150,-
- Afsluitmiddelen	:	f 10.000,-
→ Direkte kosten	:	f 810.620,-
→ Indirekte kosten : 1,75 .	f 810.620,- =	f 1.418.590,-

De kosten voor het transformatorstation bedragen :

f300.000,- (excl. B.T.W.). Indien de B.T.W. wordt meegerekend, dan wordt dit bedrag :

$$I,19 \cdot f300.000,- = f 357.000,-$$

De totale civiele kosten (inclusief kabelaanleg) bedragen dan :

$$f 1.418.590,- + f 357.000,- = f 1.775.590,-$$

(afgerond wordt dit : f 1,8 miljoen)

De totale investeringskosten van de centrale kunnen nu worden bepaald :

- Turbinekosten	:	f 1.500.000,-
- Generatorkosten	:	f 40.000,-
- Kosten Civiele werken	:	f 1.800.000,-
- Ontwerpkosten	:	f 180.000,-
- Aanpassing vistrap	:	f 50.000,-
		f 3.570.000,-
- Subsidie(25% van de investering)	: -	f 892.500,-
- Investeringskosten	: K =	f 2.677.500,-
		→ K ≈ f 2,7 miljoen

M.b.v. een Netto-Contante-Berekening worden vervolgens de kosten per jaar bepaald, evenals de kWh-prijs. (ref. I2)

De N.C.W. van een project is :

$$N.C.W. = \frac{B_t - K_t}{(I + i)^n}$$

- met :
- B_t = jaarlijkse baten
 - K_t = jaarlijks terugkerende kosten, zoals bediening en onderhoud
 - i = discontovoet (in %)
 - n = looptijd (in jaren)

Met behulp van een rentetabel wordt dit omgezet in :

$$N.C.W. = a_n (B_t - K_t)$$

- met :
- a_n = annuïteitsfactor

Omdat de bouwtijd van een klein waterkrachtwerk kort is, namelijk ongeveer één jaar, zijn voor de eenvoud van de berekening de investeringskosten aan het begin van de levensduur van de waterkrachtcentrale in rekening gebracht, zodat:

$$N.C.W. = -K + a_n (B_t - K_t)$$

met : $-K$ = investeringskosten

De kWh-prijs is het quotiënt van de kosten per jaar en de hoeveelheid opgewekte kWh per jaar. De kosten per jaar worden berekend m.b.v. een andere annuïteitsfactor :

$$K_n = a \cdot K + K_t$$

met : $-K_n$ = kosten per jaar

$-a$ = annuïteit

$-K$ = investeringskosten

$-K_t$ = jaarlijks terugkerende kosten

(schatting : $K_t = 0,02 \cdot K$)

De Netto-Contante-Waarde berekening is uitgevoerd met een aantal variabelen :

- de looptijd (afschrijvingsduur) varieert tussen de 20 - 50 jaar.
- de discontovoet i varieert tussen de ~~6%~~ 10 %
- de opbrengst van de opgewekte hoeveelheid electriciteit ligt tussen de 10 - 15 cent. (het kleinverbruikerstarief ligt ongeveer tussen de 18 - 25 cent/kWh, afhankelijk van dag/nachttarief)

In het vorige rapport zijn de verschillende alternatieven te Roermond economisch vergeleken onder de volgende aannamen :

- de discontovoet $i = 8\%$
- de looptijd is 40 jaar
- de opbrengst van de stroom is 15 cent/kWh

Om de invloed van deze variabelen te kunnen overzien, worden deze ook gevariëerd.

In de onderstaande tabel zijn de diverse annuïteitsfactoren (a_n) en de annuïteiten (a) samengevat voor de verschillende looptijden en discontovoeten. Deze waarden zijn overgenomen uit de zg. 'rente-tabellen'.

looptijd $\rightarrow$ (jaren)		20	30	40	50
i = 6%	a_n	11,47	13,76	15,05	15,76
	a	0,087	0,073	0,066	0,063
i = 8%	a_n	9,82	11,26	11,92	12,23
	a	0,102	0,089	0,084	0,082
i = 10%	a_n	8,51	9,43	9,78	9,91
	a	0,117	0,106	0,102	0,101

Uit deze tabel kan men de annuïteitsfactoren halen, welke men nodig heeft; De N.C.W. kan vervolgens worden berekend alsmede de kosten per jaar. Tenslotte kan de kWh-prijs worden bepaald.

voorbeeld I : $-K = 2,7$ miljoen gulden = f 2.700.000,- (blz. 141)

- $i = 8\%$

- opbrengst stroom : f 0,15/kWh

$$\begin{aligned} \rightarrow B_t &= 2,8 \cdot 10^6 \text{ (kWh)} \cdot f 0,15/\text{kWh} \\ &= f 420.000,- \end{aligned}$$

- $K_t = 0,02 \cdot K = 0,02 \cdot f 2.700.000,- = f 54.000,-$

- looptijd : 40 jaar

Uit deze gegevens kan worden bepaald :

$$\begin{aligned} \text{N.C.W.} &= -K + a_n \cdot (B_t - K_t) \\ &= -f 2.700.000,- + 11,92 \cdot (420.000 - 54.000) \\ &= + f 1.662.720,- \end{aligned}$$

Deze N.C.W. is groter dan 0, het project is dan rendabel.

De kosten per jaar zijn :

$$\begin{aligned} K_n &= a \cdot K + K_t = 0,084 \cdot f 2.700.000,- + \\ &= f 54.000,- = f 280.000,- \end{aligned}$$

De kWh-prijs is dan :

$$\frac{f 280.000,-}{2,8 \cdot 10^6} = 10 \text{ cent}$$

Vergelijking met de waarden voor de N.C.W. en de kWh-prijs uit het vorige rapport levert op dat deze nagenoeg gelijk zijn. (bv. de kWh-prijs 9,9 cent i.p.v. 10 cent)

voorbeeld 2 : Uitgegaan is van dezelfde gegevens als bij voorbeeld I, alleen is de opbrengst van de stroom lager genomen, namelijk 10 cent/kWh. Dan is :

$$B_t = f0,10 \text{ cent/kWh} \cdot 2,8 \cdot 10^6 \text{ (kWh)} = f280.000,-$$

$$\text{en : N.C.W.} = -K + a_n \cdot (B_t - K_t) =$$

$$-f2.700.000,- + 11,92 \cdot (280.000 - 54.000) = 0$$

Aangezien de N.C.W. in dit geval gelijk aan 0 is, zal het project geen winst of verlies opleveren.

In onderstaande tabel zijn de N.C.W. (in duizenden guldens) en de kWh-prijs weergegeven (in centen) indien de looptijd wordt gesteld op 30 of 40 jaar, terwijl de discontovoet drie verschillende waarden aanneemt. (nl. 6,8 en 10%). De berekening is op dezelfde wijze uitgevoerd als de berekeningen vermeld onder voorbeeld I en 2.

looptijd (jaren)		i=6%		i=8%		i=10%	
		N.C.W.	kWh-prijs	N.C.W.	kWh-prijs	N.C.W.	kWh-prijs
opbrengst: f0,10/kWh	30	+ 410	9,0	- 155	-	- 569	-
	40	+ 701	8,3	0 (2)	-	- 490	-
opbrengst: f0,15/kWh	30	+2300	9,0	+1421	10,5	+ 751	12,2
	40	+2800	8,3	+1663 (2)	10,0	+ 879	12,0

- tabel N.C.W. en kWh-prijzen -

In bovenstaande tabel is af te lezen dat bij een opbrengst van de electriciteit van f0,10 cent/kWh en bij een looptijd van 30 en 40 jaar de N.C.W. negatief is bij de discontovoeten $i = 8\%$ en $i = 10\%$. Het project is bij deze waarden van de diverse variabelen niet rendabel. De bijbehorende kWh-prijzen zijn hierbij dan niet bepaald.

Tevens kan men uit deze tabel aflezen dat bij een opbrengst van f0,10 cent/kWh het project alleen bij een lage discontovoet ($i = 6\%$) rendabel is.

Bij een hogere waardering van de stroomopbrengst (dus bij f0,15 cent/kWh) is de Netto-Contante-Waarde van het project positief bij alle onderzochte variaties van de discontovoet ($i = 6, 8$ en 10%) en de kWh-prijzen bij de verschillende looptijden liggen dan volgens onze schattingen tussen de 8 - 12 cent/kWh.

Hoofdstuk 5: Conclusies en aanbevelingen

Het in dit rapport gevolgde ontwerpproces behoeft een aantal opmerkingen. Mede gezien de tijd die beschikbaar is voor het afstudeerwerk moest in een vrij vroeg stadium van het project gekozen worden uit een van de alternatieve oplossingen. Deze oplossing, een conventionele waterkrachtcentrale naast de overlaat de Hoge Bat, is in dit rapport uitgewerkt. Echter, van het eenmaal ingeslagen pad nadat de keuze uit de principieoplossingen is gemaakt, is moeilijk af te wijken. Bij een volledig ontwerp worden meerdere oplossingen naast elkaar uitgewerkt. Helaas is geen tijd beschikbaar om de meest aantrekkelijke oplossing te bepalen d.m.v. een kosten-baten analyse. De heveloplossing zal ook uitgebreider moeten worden onderzocht, aangezien dit een goedkope oplossing kan zijn.

Een ander voorbeeld is de bepaling van de afmetingen van de turbine. De gekozen turbine heeft een diameter van 2,65 m, en is van het zg. S-type. De diverse onderdelen hangen nauw samen met de keuze van deze diameter. Een van de belangrijkste consequenties van een turbine met een zo grote diameter is dat de fundering van de constructie diep ligt. Op de locatie nabij de Hoge Bat is dit zeer nadelig door de grote waterstandsverhoging die op de Maas kan plaatsvinden. De lengte van de zuigbuis, inlaat en uitlaat worden ook door de turbindiameter beïnvloed evenals de kosten ervan. Indien voor de toepassing van twee turbines wordt gekozen, dan kan de diameter van elk der turbines kleiner zijn. (ongeveer 1,7 m)

Duidelijk zal zijn dat een uitvoerige economische berekening nodig is om het aantal turbines vast te stellen.

Bij de dimensionering van de verschillende onderdelen (met name bij de wanden en de vloer van de constructie) speelde een mogelijke hoge Maaswaterstand een belangrijke rol.

Het is mogelijk gebleken een constructief ontwerp te maken van een kleine waterkrachtcentrale op de locatie nabij de Hoge Bat. Dit ontwerp voldoet aan de randvoorwaarden die aan het begin gesteld zijn.

De kosten van de Civiele werken van de waterkrachtcentrale bedragen volgens onze schattingen 1,8 miljoen gulden, waarbij ook de indirecte kosten (bv. toezicht tijdens de bouw) en de kosten van de aansluiting op het electriciteitsnet zijn verwerkt.

De totale investeringskosten voor de centrale bedragen volgens onze berekeningen : 3,6 miljoen gulden. Na aftrek van de non-profit subsidie van 25% worden de stichtingskosten : 2,7 miljoen gulden.

De met behulp van een Netto-Contante-Waarde berekening bepaalde kWh-prijs (kostprijs voor de stroom) ligt volgens deze aannamen tussen de: 8 en 12 cent.

Bij deze N.C.W. berekeningen is zowel de discontovoet (6% < i < 10%) als de looptijd gevarieerd (afschrijving van 30 of 40 jaar). De opbrengsten van de geleverde stroom is op 15 cent/kWh gehouden, terwijl tevens de Netto-Contante-Waarde berekening is uitgevoerd met een opbrengst van 10 cent/kWh. Bij deze opbrengst van 10 cent is het project economisch gezien veel minder aantrekkelijk.

Aanbevelingen voor verder onderzoek :

- Bij de berekening is uitgegaan van een aanpassing van de vistrap. In het tweede deelonderzoek is onderzocht welke verandering van de vistrap nodig is om aan zowel het belang van waterkrachtopwekking én aan het visserijbelang tegemoet te komen. Een constructieve uitwerking en kostenbepaling zal nog moeten gebeuren. Tevens zal de verdeelsleutel van deze kosten tussen visserij- en energiebelangen moeten worden vastgelegd.
- Sedimenttransport/doorspoelen stadsroer
Na de bouw van de waterkrachtcentrale kan het sedimenttransport problemen opleveren i.v.m. dichtslibben van de stadsroer. Eventuele stankoverlast moet worden vermeden. Verder onderzoek naar dit probleem van de stankoverlast én de aard en hoeveelheid van dit sedimenttransport is nodig.
- De maatregelen die nodig zijn voor de bescherming van de oevers van de Hambeek zullen nader uitgewerkt moeten worden.

- Grondonderzoek

Voordat de bouw van de waterkrachtcentrale wordt gestart zal een grondonderzoek op de locatie van de toekomstige constructie moeten worden uitgevoerd. Er zijn een aantal boringen en sonderingen nodig en tot op grotere diepte dan nu bekend is.

Referenties :

- (I) Agema, prof.ir. A.J. (1983)
Dictaat f20B, energiewaterbouwkunde
- (2) Bachmann, . (1980)
Standardizing small turbines-Water Power& Dam construction, juli '80
- (3) Brüderlin.H (1961)
Verwertung von electrischer energie aus kleinen Laufwasserkraftwerken für die Allgemeine Electrizi-tätsversorgung.
- (4) Flygt, turbinefabrikant
A unique and financially very attractive concept for small scale hydro-electric power projects
- (5) Glerum, prof.ir.A (1981)
Dictaat f9, Waterbouwkundige constructies
- (6) Holec, machinefabriek
Informatiebrochures over generatoren (1983)
- (7) Leviavsky, S (1982)
Hydro-electric engineering for civil-engineers (Vol.VIII)
- (8) Multidisciplinair Energiecentrum (1983)
Korte notitie electrische conversiesystemen voor waterkracht
- (9) Noyes, R (1980)
Small and micro hydro-electric power plants, technology and feasibility
- (II) Oomen, W.W.J. en Remeyer, R.M. (1984)
Kleinschalige waterkracht in Nederland
- (I2) Oomen, W.W.J. en Remeyer, R.M. (1984)
Numeriek model van de Roer t.b.v. waterkracht
- (I3) Prins ,ir. A. (1978)
dictaat f10, sedimenttransport
- (I4) Pugh, C.A. (1980)
Intakes and outlets for low-head hydro-power
- (I5) Raabe, J. (1970)
Hydraulische maschinen und Anlagen, teil 4
- (I6) Rauch, A. (1978)
Taschenbuch wasserkraftanlagen

(17) Rudavsky, A.B. (1980)

The Low-head hydro spillway-powerhouse complex concept

(18) Stichting Postdoctoraal onderwijs, Civiele techniek,
Bemaling van bouwputten

(19) Strohmer, F en Watch, E (1981)

Appropriate technology for small turbines

Water Power & Dam construction, november 1981

(20) Varshney, R.S. (1977)

Hydropower structures

(21) Venrooy, F. van (1982)

Mogelijkheden van waterkracht in de Roer

(22) Voith, turbinefabrikant (1984)

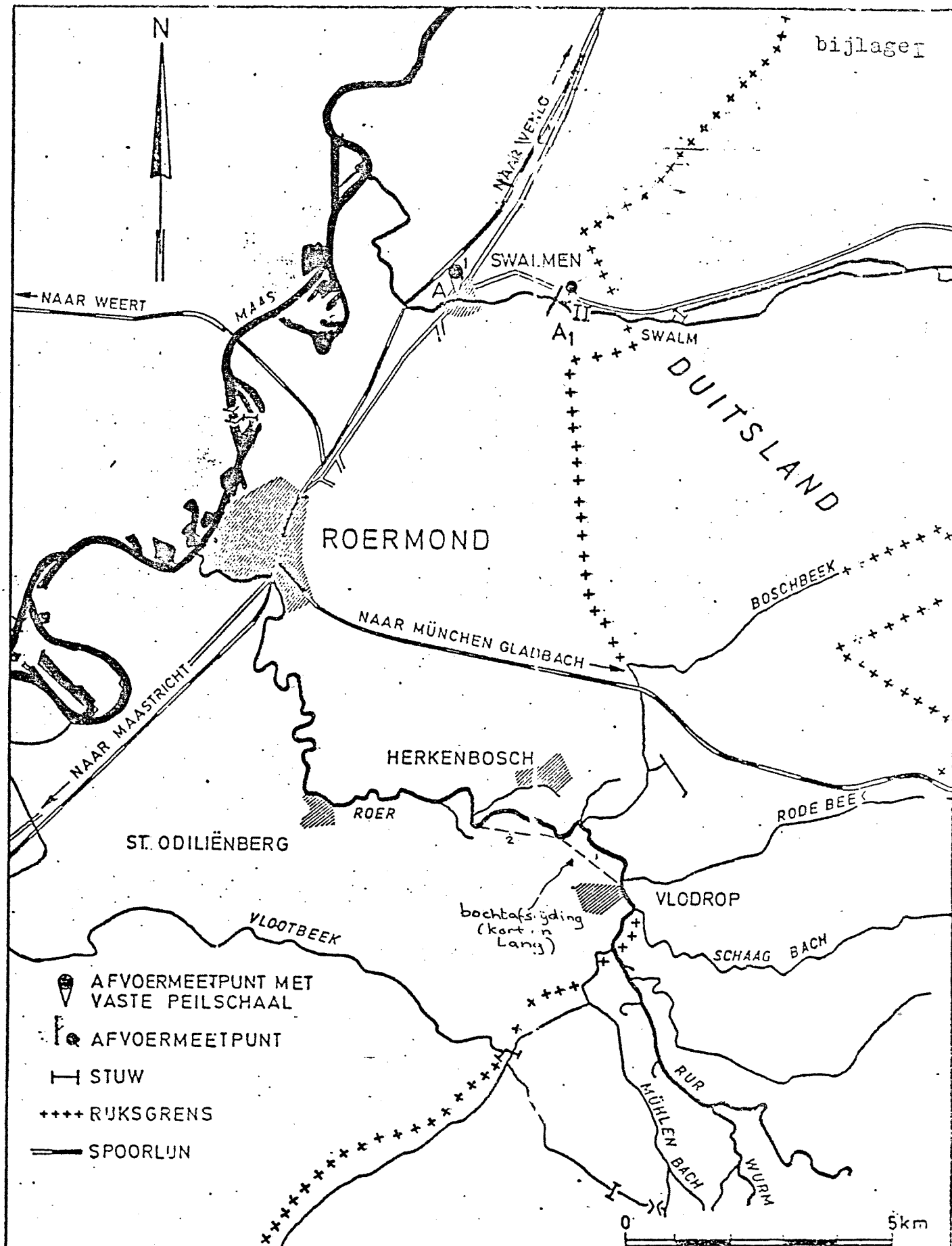
Informatiebrochures over turbines en regelapparatuur

(23) Webb, D.R. (1980)

Small Hydropower Fluid Machinery

(24) Verruyt, A. prof., diktaat bij toegepaste mechanica
(afdeling der Civiele Techniek)

(25) Water Power & Dam construction (mei '83)



OVERZICHT VAN DE ROER IN NEDERLAND

rijkswaterstaat
 dir. waterhuishouding en waterbeweging
 hoofdafdeling waterhuishouding
 operationele afdeling

Get:	Gez:	Gec:	Opdr:
<i>[Signature]</i>	<i>[Signature]</i>	<i>[Signature]</i>	<i>[Signature]</i>

NOTA WH 75.19

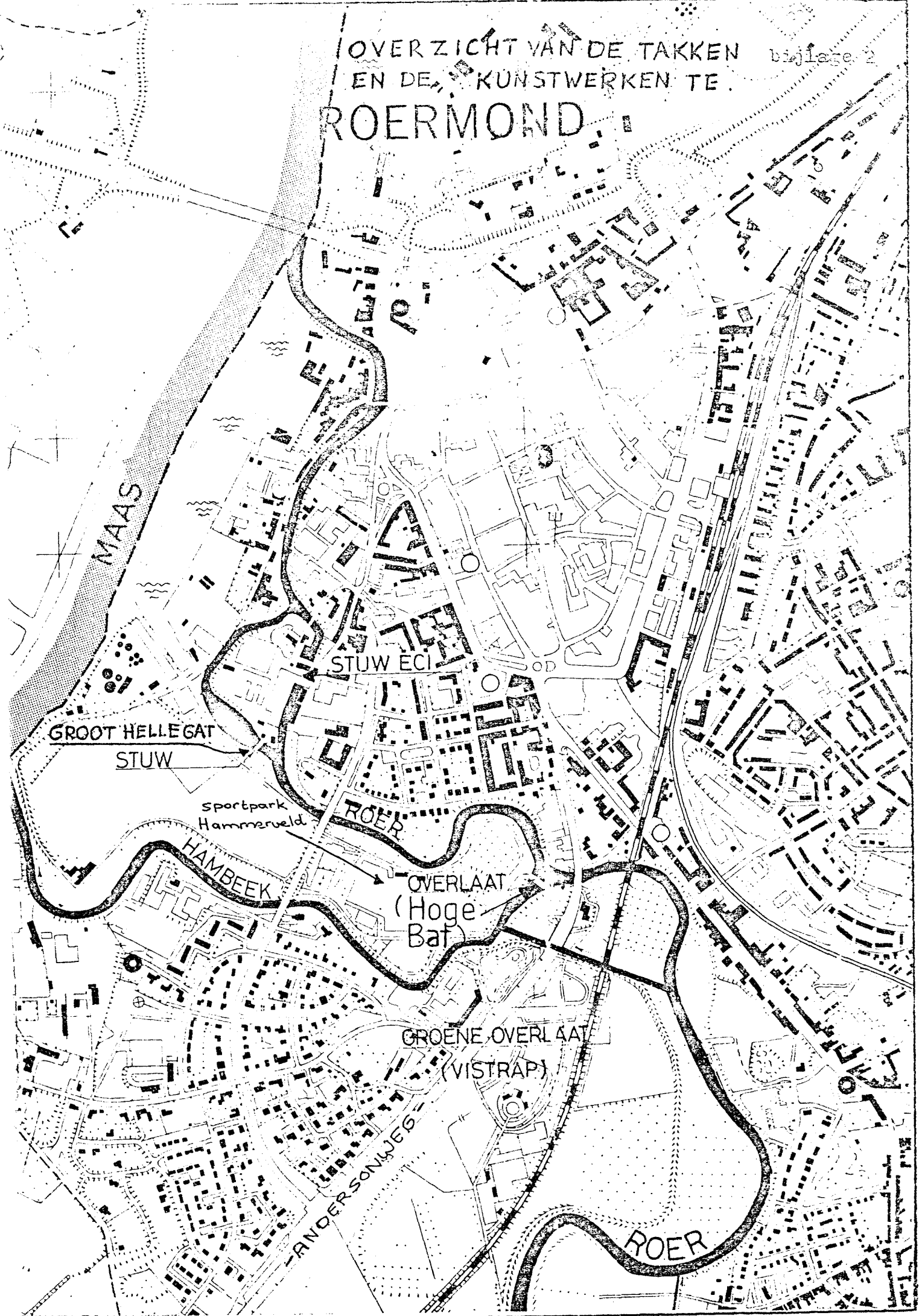
19 OKT. 1970

A4

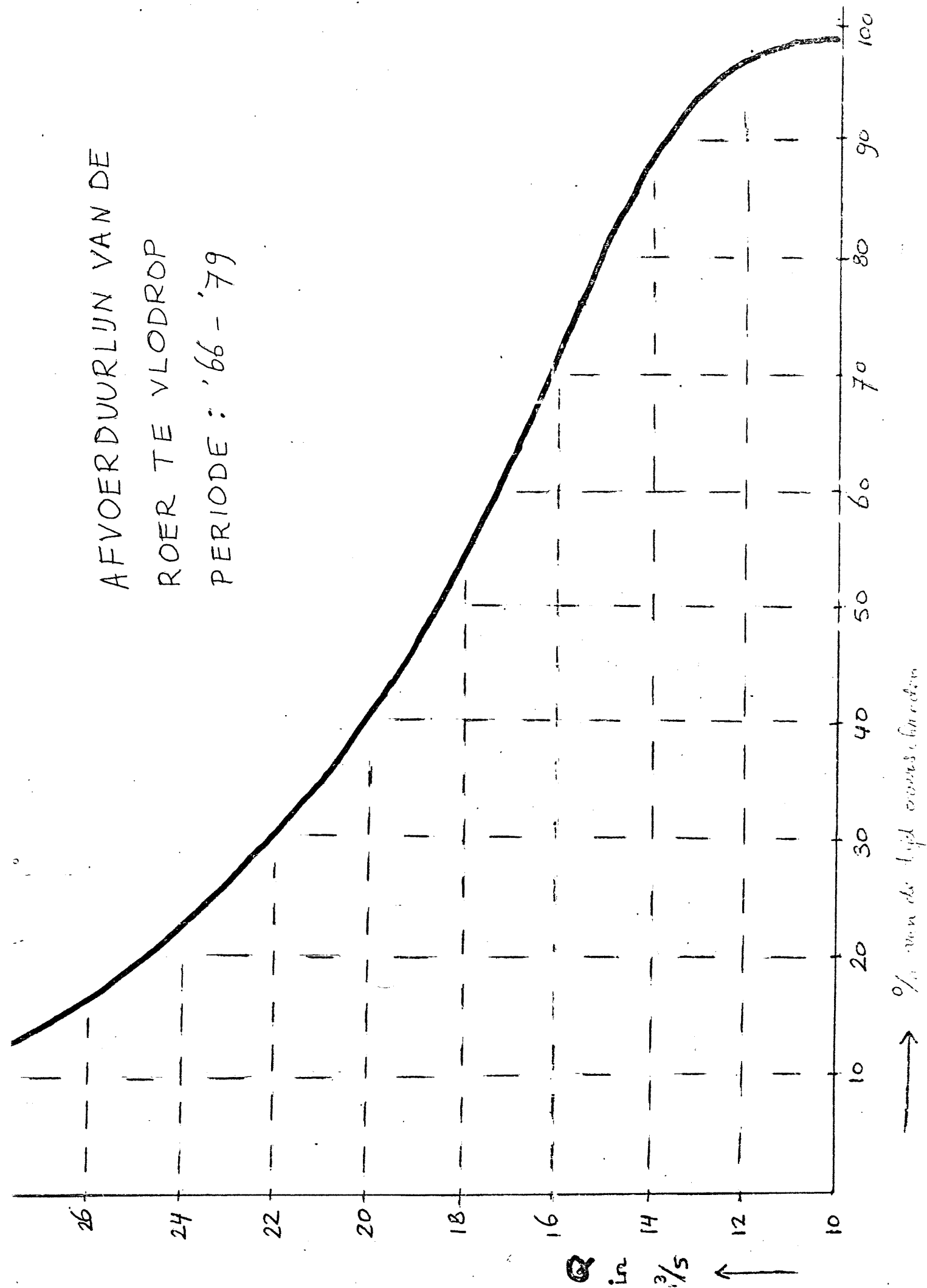
75.486

OVERZICHT VAN DE TAKKEN
EN DE KUNSTWERKEN TE
ROERMOND

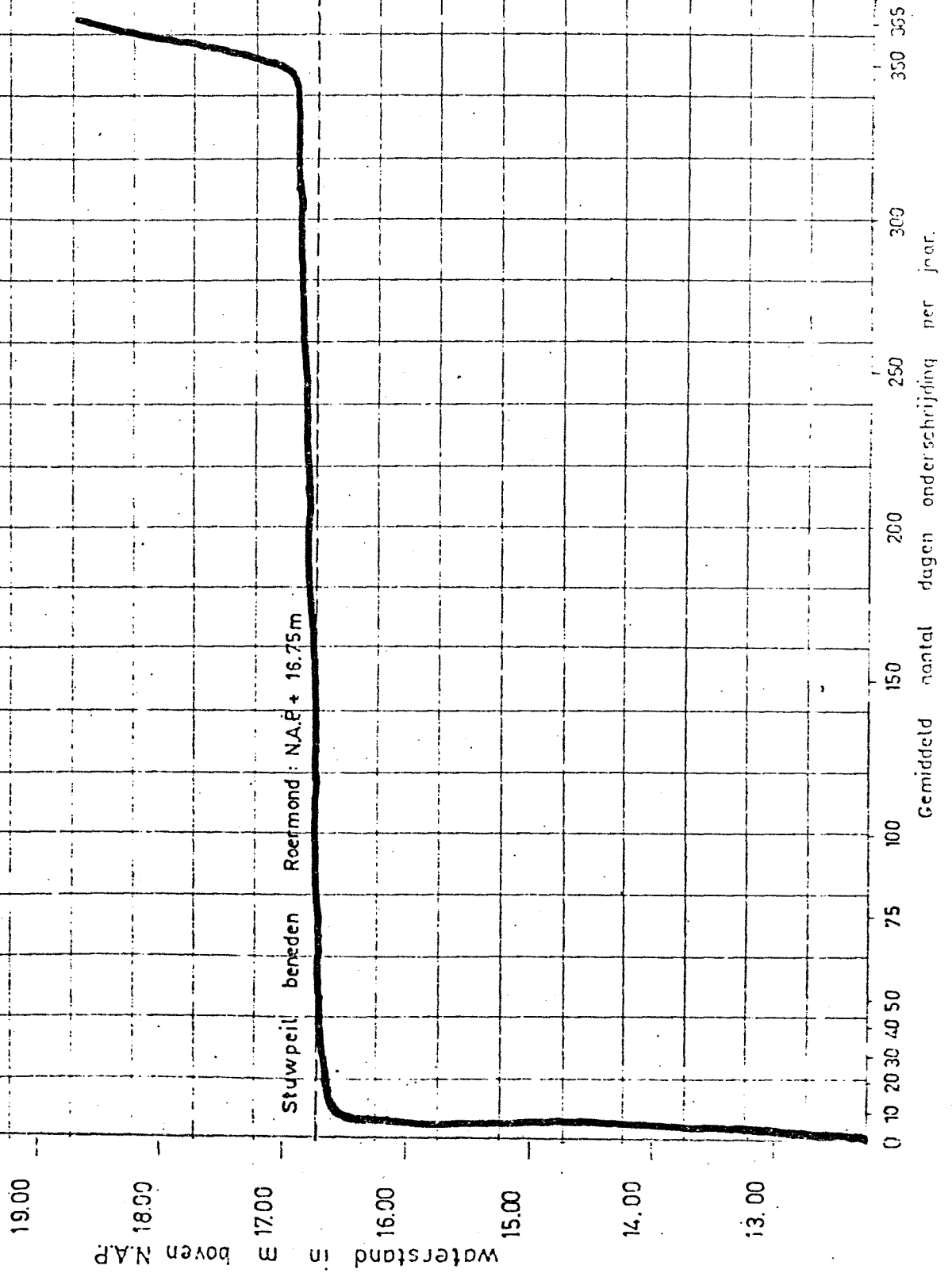
bijlage 2



AFVOERDUURLIJN VAN DE
ROER TE VLODROP
PERIODE: '66 - '79



Gemiddelde duurtij voor de Maas te Roermond (1951 t/m 1960)



DEBIETEN EN ENIGE WATERSTANDEN BIJ WATERKRACHTWERK HOGE BAT
 HET DEBIET NET BOVENSTROOMS VAN ROERMOND BEDRAAGT 18 m³/s

DEBIETEN IN m³/s

WATERSTANDEN IN m N.A.P.

Q = 0.5

16.81 16.81 19.48



Q = 1.0

16.81

41

MAAS

Q = 1.0

19.48 19.49

Q = 16.5

32 31

16.81 19.48

Q = 0.5 Q = 0.5

STADSRUER

17.08

Q = 15.5

Q = 18

28

H.B.

50

51

17.03

VISTRAP

Q = 1.5

Q = 16.9

HAMBEEK

GH = STUW GROOT HELLEGAT

K.H = STUW KLEIN HELLEGAT

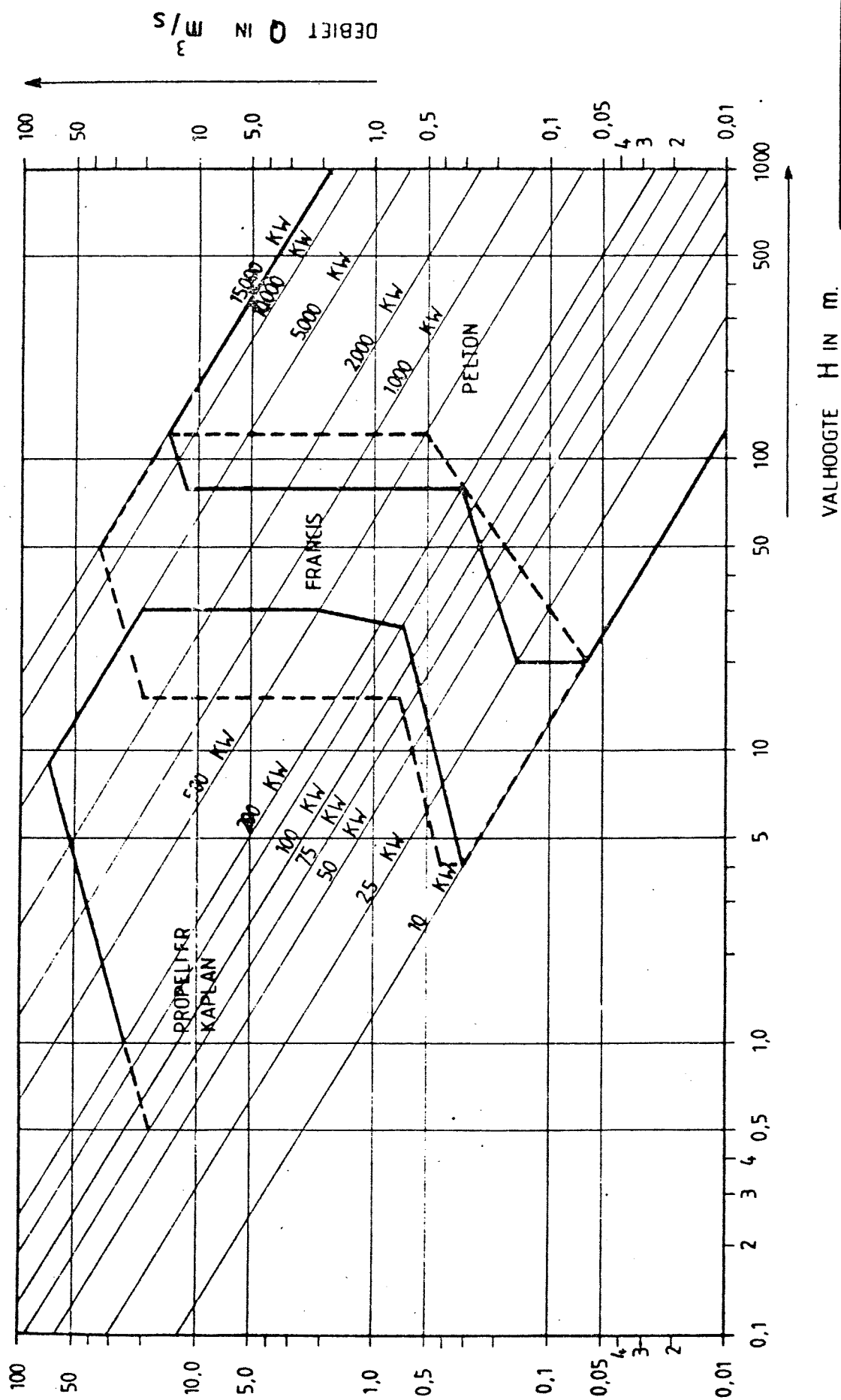
H.B = OVERLAAT HOGE BAT

—O— = WATERKRACHTCENTRALE

16.82

53

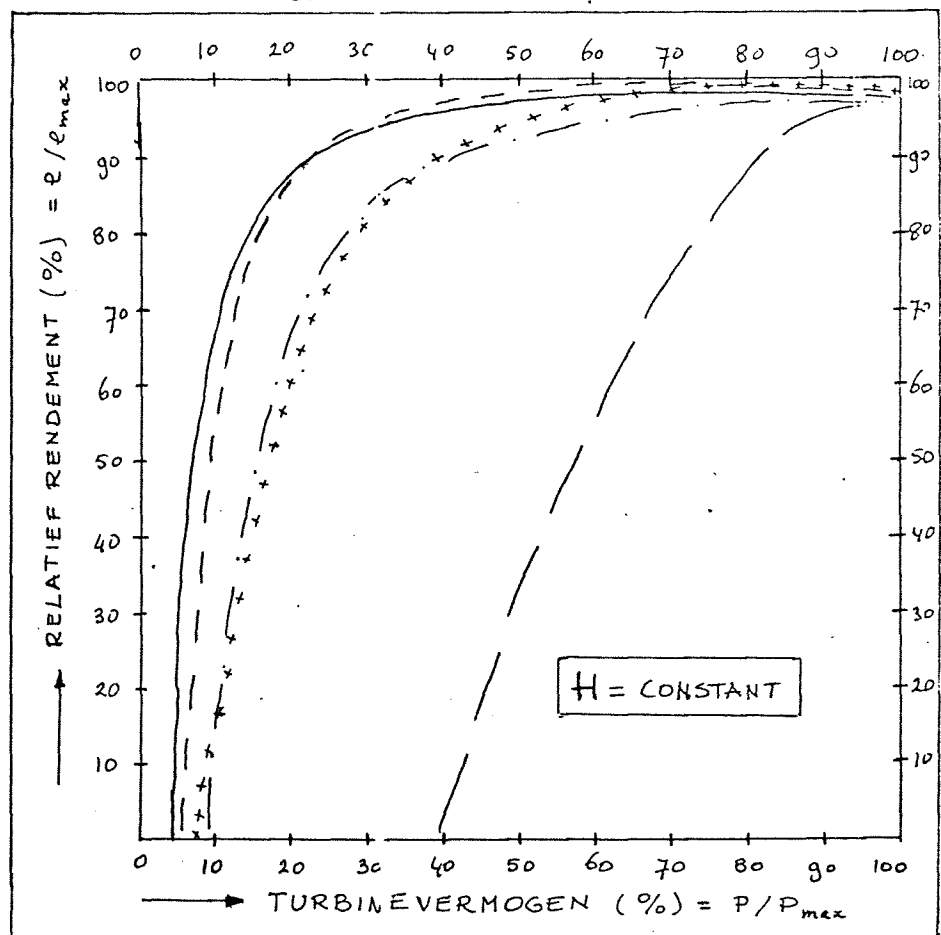
MAAS

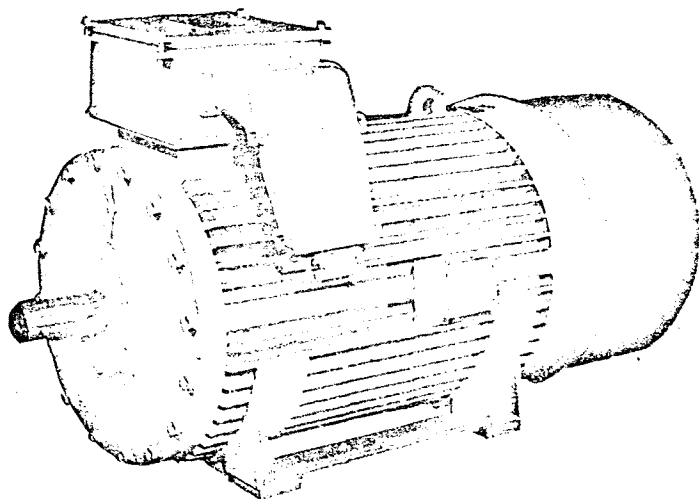


TOEPASSINGSGEBIED
KLEINE WATERTURBINES

RENDEMENTS CURVES VAN ENIGE TURBINETYPEN

- PELTO-TURBINE
 + + + + + FRANCIS-TURBINE
 - - - - - KAPLAN-TURBINE, LOOP- EN LEIDRAD V
 REGELBAAR
 - . - . - KAPLAN-TURBINE, LOOPRAD REGELBAAR
 LEIDRAD VAST
 ———— KAPLAN-TURBINE, LOOPRAD VAST
 LEIDRAD REGELBAAR = PROPELLERTURBINE





heemaf bv

7550 ga hengelo,
postbus 4
bornsestraat 5
telefoon: (074) 45 12 34
telex: 4 43 07 hms nl

datum 25 oktober 1983
onze ref. DD/mw
toestel 451305
uw ref. brief d.d. 12.10.1983

Geachte Heer Oomen,

In antwoord op Uw schrijven zend ik U hierbij technische dokumentatie van de kortsluitankermotoren type UK en NM80. Deze motoren kunnen zonder meer als asynchrone generator worden toegepast. Uiteraard dient de generator wel tegen overtoeren te worden beveiligd. Als maximale overtoerental voor de standaard motoren kunt U 20% aanhouden van het nominale toerental.

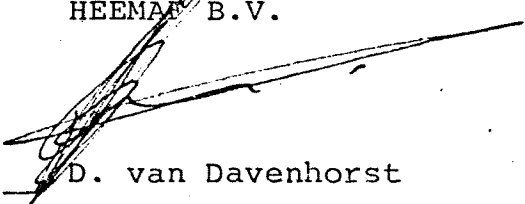
Als prijsindicatie voeg ik een kopie bij uit onze prijslijst 1983 voor motoren tot en met 160 kW - 4 polig. Voor hogere vermogens gelden de volgende prijsindicaties voor 4-polige motoren en een spanning van 220/380 V - 50 Hz:

200 kW	f	19.500,--
280 kW	"	27.000,--
355 kW	"	29.500,--
400 kW	"	35.000,--.

Indien motoren onder water worden opgesteld, verzoek ik U mij meer informatie over diepte, zout of zoet water, temperatuur, etc. ter beschikking te stellen.

Vertrouwend U hiermede van dienst te zijn geweest,

hoogachtend,
HOLEC MACHINES & SYSTEMENGROEP
HEEMAF B.V.


D. van Davenhorst

Bijlagen

standaardspecificatie

De gegevens in onderstaande tabel gelden bij continue belasting, voor een maximaal toelaatbare temperatuurstijging van de wikkeling van 80 °C en een omgevingstemperatuur van maximaal 40 °C.

ver- mogen	type	IEC- code	volland- toeren- tal omw/ min	GD ² kgfm ²	volland- stroom A	aan- loop- stroom %	aan- loop- koppel %	min. koppel %	max. koppel %	cos φ			rendement			massa kg
										100% volland	75% volland	50% volland	100% volland	75% volland	50% volland	

380 V, 50 Hz - 3000 omw/min

160	UK 315MGT-2	315 M	2975	10	278	700	120	105	310	0,92	0,91	0,88	95,0	94,5	93,5	1350
180	UK 315MGT-2	315 M	2975	10	315	730	115	105	320	0,91	0,89	0,84	95,5	95,3	94,3	1350
200	UK 315LHT-2	315 L	2975	10	350	700	120	105	300	0,91	0,90	0,86	95,4	95,2	94,0	1350
224	UK 315LHT-2	315 L	2972	11	388	620	85	75	270	0,92	0,92	0,90	95,5	95,3	94,8	1350
250	UK 355LFV-2	355 L	2970	19	424	670	85	75	300	0,94	0,93	0,91	95,4	95,0	94,0	2100
280	UK 355LFV-2	355 L	2975	19	479	670	75	65	300	0,93	0,92	0,91	95,6	95,3	92,1	2100
315	UK 355LFV-2	355 L	2975	21	537	670	70	70	300	0,93	0,92	0,91	96,0	95,8	95,4	2100

380 V, 50 Hz - 1500 omw/min

160	UK 315MGT-4	315 M	1484	14	290	670	120	120	240	0,88	0,86	0,80	95,0	94,9	94,0	1400
180	UK 315MGT-4	315 M	1485	16	325	750	150	150	280	0,87	0,84	0,77	95,3	95,0	94,0	1400
200	UK 315LHT-4	315 L	1485	16	367	660	140	140	280	0,87	0,85	0,79	95,3	95,2	94,3	1400
224	UK 315LHT-4	315 L	1485	18	400	700	140	140	250	0,89	0,87	0,81	95,6	95,5	94,9	1500
250	UK 355LFV-4	355 L	1485	27	455	640	120	120	240	0,87	0,85	0,81	96,0	96,0	94,3	1800
280	UK 355SFV-4	355 S	1486	28	505	625	100	100	230	0,88	0,87	0,82	95,8	95,6	94,9	2100
315	UK 355LFV-4	355 L	1487	32	567	660	105	105	240	0,88	0,86	0,79	96,0	95,8	95,1	2250
355	UK 355LFV-4	355 L	1489	36	630	650	100	100	240	0,88	0,86	0,80	96,1	96,0	95,4	2400
400	UK 400LFX-4	400 L	1487	60	712	670	100	100	270	0,89	0,88	0,81	96,0	95,8	95,0	2800

380 V, 50 Hz - 1000 omw/min

160	UK 315MGT-6	315 M	998	24	296	620	120	120	240	0,88	0,86	0,80	95,0	94,9	94,0	1200
180	UK 315LHT-6	315 L	990	30	330	650	130	130	280	0,86	0,83	0,75	95,0	94,8	93,5	1400
200	UK 315LHT-6	315 L	990	30	375	620	110	120	250	0,86	0,84	0,75	95,0	95,0	94,5	1500
224	UK 315LHT-6	315 L	989	29	410	680	135	150	250	0,89	0,87	0,81	95,6	95,5	94,9	1700
250	UK 355SFV-6	355 S	990	55	455	660	125	125	220	0,90	0,90	0,88	95,5	95,4	95,1	2100
280	UK 355LFV-6	355 L	989	58	506	650	100	100	230	0,88	0,87	0,82	95,8	95,6	94,5	2250
315	UK 400SFX-6	400 S	990	75	585	600	105	105	240	0,88	0,86	0,79	96,0	95,8	95,1	2500
355	UK 400LFX-6	400 L	990	85	660	630	100	100	240	0,88	0,86	0,80	96,1	96,0	95,4	2900
400	UK 400LFX-6	400 L	990	96	746	640	110	110	240	0,85	0,83	0,76	96,0	95,8	95,0	3200

3000 V, 50 Hz - 3000 omw/min

160	UK 315MGT-2	315 M	2975	8	37	650	120	110	270	0,88	0,86	0,80	94,5	94,2	93,3	1300
200	UK 315LHT-2	315 L	2975	10	46	650	110	100	270	0,89	0,87	0,82	94,5	94,5	93,5	1400
250	UK 315LHT-2	315 L	2970	12	56	660	110	100	270	0,90	0,89	0,83	95,3	95,3	94,2	1700
315	UK 355LFV-2	355 L	2975	21	69	660	90	90	290	0,92	0,91	0,87	95,0	94,8	93,5	2200

3000 V, 50 Hz - 1500 omw/min

160	UK 315MGT-4	315 M	1484	15	38	630	120	120	260	0,86	0,83	0,76	95,0	94,9	94,6	1350
200	UK 315LHT-4	315 L	1485	18	46	640	120	120	260	0,88	0,85	0,79	95,0	95,0	94,1	1500
250	UK 315LHT-4	315 L	1485	22	58	670	130	130	270	0,87	0,84	0,76	95,7	95,7	95,0	1700
315	UK 355LFV-4	355 L	1487	30	73	680	130	130	280	0,87	0,84	0,77	95,5	95,4	94,6	2100
400	UK 355LFV-4	355 L	1487	38	93	680	130	130	280	0,87	0,84	0,76	96,0	95,8	95,0	2400
450	UK 400LFX-4	400 L	1488	55	106	650	130	130	260	0,85	0,83	0,75	96,3	96,2	95,5	3000

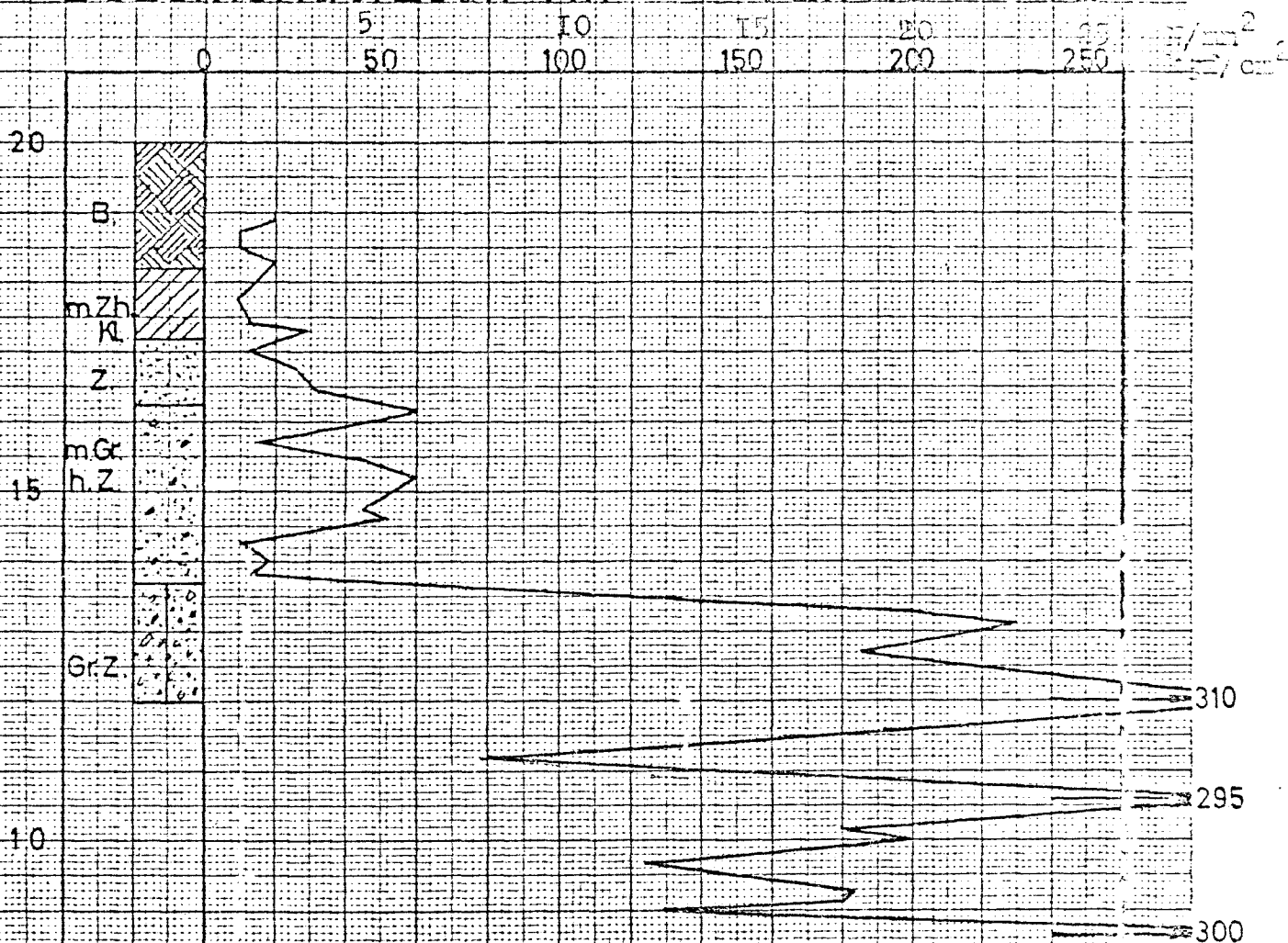
6000 V, 50 Hz - 3000 omw/min

160	UK 315LKT-2	315 L	2975	10	19	670	120	110	300	0,88	0,84	0,76	93,5	93,3	92,0	1400
200	UK 355LFV-2	355 L	2965	19	23	500	60	60	230	0,91	0,90	0,88	93,3	93,0	92,0	2100
250	UK 355LFV-2	355 L	2977	20	28	680	90	90	290	0,91	0,89	0,86	94,2	94,0	92,8	2200
315	UK 450LFX-2	450 L	2977	30	36	620	80	80	280	0,90	0,88	0,83	94,5	94,2	93,0	2500

6000 V, 50 Hz - 1500 omw/min

160	UK 315LHT-4	315 L	1485	18	19	600	140	130	230	0,87	0,85	0,78	94,5	94,5	93,5	1400
200	UK 355SFV-4	355 S	1485	24	24	660	120	120	270	0,86	0,83	0,75	94,5	94,3	93,5	1900
250	UK 355LFV-4	355 L	1485	30	30	600	120	110	230	0,87	0,85	0,78	95,0	95,0	94,5	2100
315	UK 400SFX-4	400 S	1488	45	37	600	110	100	230	0,86	0,84	0,77	95,5	95,3	94,5	2500
400	UK 400LFX-4	400 L	1490	50	47	680	110	110	270	0,86	0,82	0,73	95,8	95,5	94,7	2700
450	UK 400LFX-4	400 L	1488	55	52	600	100	100	240	0,87	0,85	0,79	96,0	95,8	94,5	3000

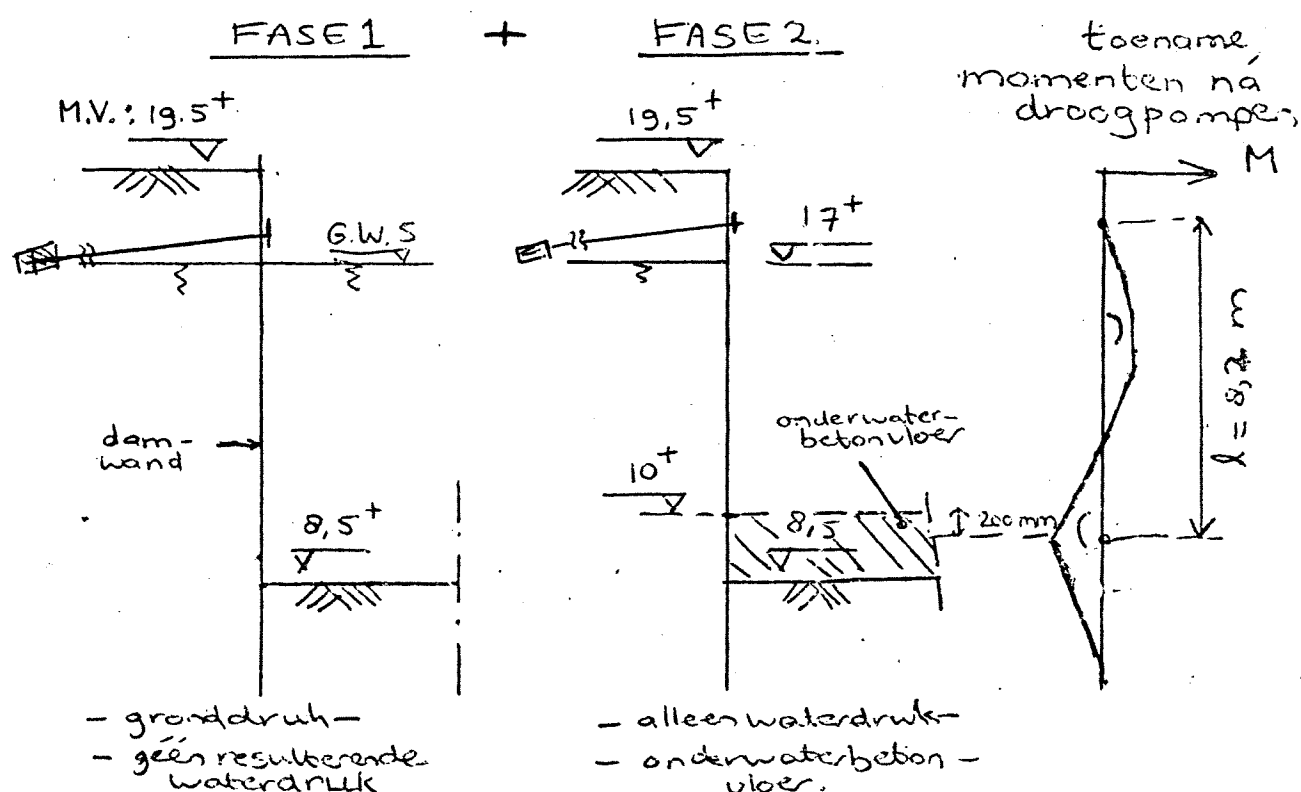
Bodemonderzoek Nr. 25. Vak no. 179 b+s.



Locatie : op ongeveer 200
m. vanaf de Hoge Bat.

bijlage II Berekening benodigde damwandprofiel

In deze bylage is het damwandprofiel geschat dat
 → benodigd is voor de bouwkuip met de vloer van
 onderwaterbeton, ter bepaling v.d. kosten van de damwand.
 Tijdens de bouw, vlak voor het storten van de
 onderwaterbetonvloer, is de bouwkuip nog met
 water gevuld. (fase 1) De damwand wordt
 dan belast door korreldruk (zowel actief als
 passief), en door waterdruk. Deze waterdruk
 werkt in fase 1 tweezijdig op de damwand.
 Na het storten van de onderwaterbetonvloer en
 het leegpompen van de bouwkuip wordt de wand
 extra belast door grondwaterdruk aan de buiten-
 zijde van de damwand. (= extra fase 2).
 In onderstaande schets zijn deze twee fasen aan-
 gegeven, waarbij tevens de toename van de mo-
 menten t.g.v. het droogpompen is weergegeven.



Het anker wordt geplaatst op een peil van 18 m^+ NAP, terwijl de Grondwatersstand is aangenomen op 17 m^+ NAP.

Het verloop van de totale horizontale druk op de damwand volgt uit de vertikale grond-, korrel- en waterdrukken.

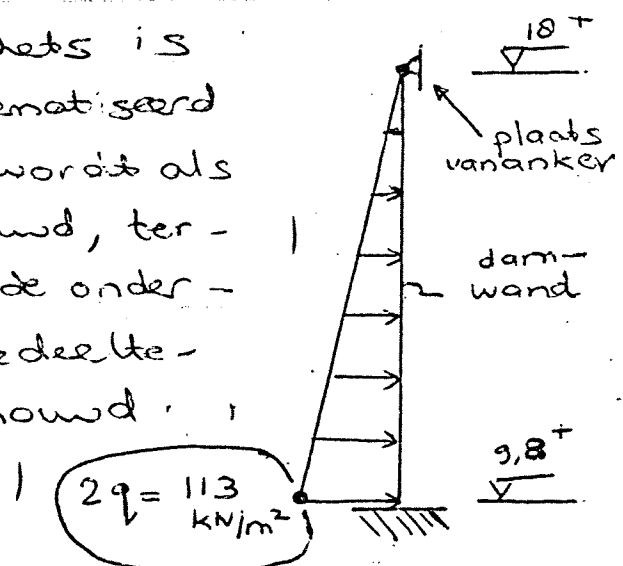
Het boorprofiel van bijlage 10 is aangehouden, de bovenste $2,5 \text{ m}$ grond is opgebouwd uit klei / teelaarde met de volgende gegevens:

- $\lambda_a = 0,34$ (actieve gronddruk)
- $\lambda_p = 3,9$ (passieve gronddruk)
- $\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3$ (droog volume-gewicht)
- $\gamma_n = 20 \text{ kN/m}^3$ (nat volume-gewicht)

De daaronder gelegen lagen bestaan uit een mengsel van zand, grof zand en grind. De volgende gegevens zijn gebruikelijk:

- $\lambda_a = 0,28$
- $\lambda_p = 5,7$
- $\gamma_d = 15 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma_n = 20 \text{ kN/m}^3$

In de hiernaast gelegen schets is de druk op de wand geschematiseerd weergegeven. Het anker wordt als een vrije oplegging beschouwd, terwijl de aansluiting met de onderwaterbetonvloer als een gedeeltelijke inklemming is beschouwd.



Voor het maximum optredend moment wordt $\frac{2}{3}$ deel aangehouden van het moment bij een absolute inklemming (ref. 5);

$$M_{\max} = \frac{2}{3} \cdot \frac{2}{15} q l^2 \\ = \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{15} \cdot 113 \cdot (8,2)^2 = 338 \text{ kNm/m}$$

M.b.v. $\bar{\sigma}_{\text{staal}} = 14 \text{ kN/cm}^2$ volgt voor het weerstandsmoment :

$$W = \frac{M_{\max}}{\bar{\sigma}} = \frac{338 \cdot 10^2}{14} = 2412 \text{ cm}^3$$

Gekozen is voor de toepassing van Hoesch V - damwandprofiel met een $W = 3000 \text{ cm}^3$.

Voor de inheidiepte is als schatting een waarde van 13,5 m. aangehouden.

Opmerking : Het is mogelijk een iets lichter damwandprofiel te kiezen. Door een fout in eerdere berekeningen is echter dit Hoesch V - damwandprofiel aangehouden. De kosten voor de benodigde damwand kunnen dan ook iets lager uitvallen dan volgt uit de berekening van Hoofdstuk 4 (Economische berekening)

Bijlage I2 : Bepaling bekistingsoppervlak

I) storten betonnen vloer van de constructie (d = 1 m)

- onder het gebouw : lengte 20 m en breedte 7,9 m.

$$\text{bekistingsoppervlak : } (2 \cdot 20 + 2 \cdot 7,9) = 56 \text{ m}^2$$

- vloer van de inlaat : lengte 8 m

$$\text{bekistingsoppervlak : } (2 \cdot 8 + 2 \cdot 5,7) \cdot 0,6 = 17 \text{ m}^2$$

- vloer van de uitlaat : lengte 12,7 m.

$$\text{te bekisten oppervlak : } (2 \cdot 12,7 + 2 \cdot 8) \cdot 0,75 = 31 \text{ m}^2$$

$$\text{totaal bekisten vloer : } 104 \text{ m}^2$$

II) storten wanden en dak van de zuigbuis + wanden in- en uitlaat.

- onder het gebouw : lengte 20 m en de gemiddelde hoogte van de zuigbuis is 3,7 m.

$$2 \cdot 20 \cdot 3,7 = 148 \text{ m}^2$$

- wanden van de inlaat : $2 \cdot 8 \cdot 5 = 80 \text{ m}^2$

- wanden van de uitlaat : $2 \cdot 12,7 \cdot 5,5 = 138 \text{ m}^2$

$$\text{totale oppervlak II : } 368 \text{ m}^2$$

III) Bovenbouw van de centrale

- lange wanden van het gebouw : lengte 16 m,

$$\text{breedte 6 m en aantal : } 2 \cdot 2 \cdot 16 \cdot 6 = 192 \text{ m}^2$$

- korte wanden van het gebouw :

$$(6,5 \cdot 6 + 6,5 \cdot 2) = 52 \text{ m}^2$$

- tussenwand gebouw (verwaarloosd)

- dakplaat : $16 \cdot 6,5 = 104 \text{ m}^2$

$$\text{totale oppervlak III : } 348 \text{ m}^2$$

Het totale bekistingsoppervlak volgt na optelling van

$$\text{I) t/m III) : } A_{\text{bekisting}} = 104 + 368 + 348 = 820 \text{ m}^2$$

bijlage I3 : Bepaling hoeveelheid af te graven grond

De maaiveldhoogte van het huidige terrein rondom de over-
laat de Hoge Bat bedraagt ca. 19,5 m⁺ NAP.

De afmetingen van de bouwput zijn ongeveer 10,5 x 45 m,
terwijl de breedte nabij de uitlaat 16 m is (par. 2.7)

Het oppervlak van de bouwput is dan :

$$(30 \cdot 10,5 + 15 \cdot \frac{16 + 10,5}{2}) = 513 \text{ m}^2$$

De hoeveelheid uit te graven grond voor de bouwput be-
draagt : 3260 m³ grond

Tevens moet er grond uit het toekomstige instroomkanaal
worden weggegraven. De gemiddelde bodemhoogte van dit in-
stroomkanaal is 17 m⁺ NAP, terwijl de lengte 25 m. bedraagt.
Voor dit instroomkanaal zal dan :

$(19,5 - 17) \cdot 10 \cdot 25 = \underline{625 \text{ m}^3 \text{ grond}}$ moeten wor-
den afgegraven. (taluds 1:3)

Ook zal t.b.v. het uitstroomkanaal grond moeten worden ver-
zet. Dit vergt :

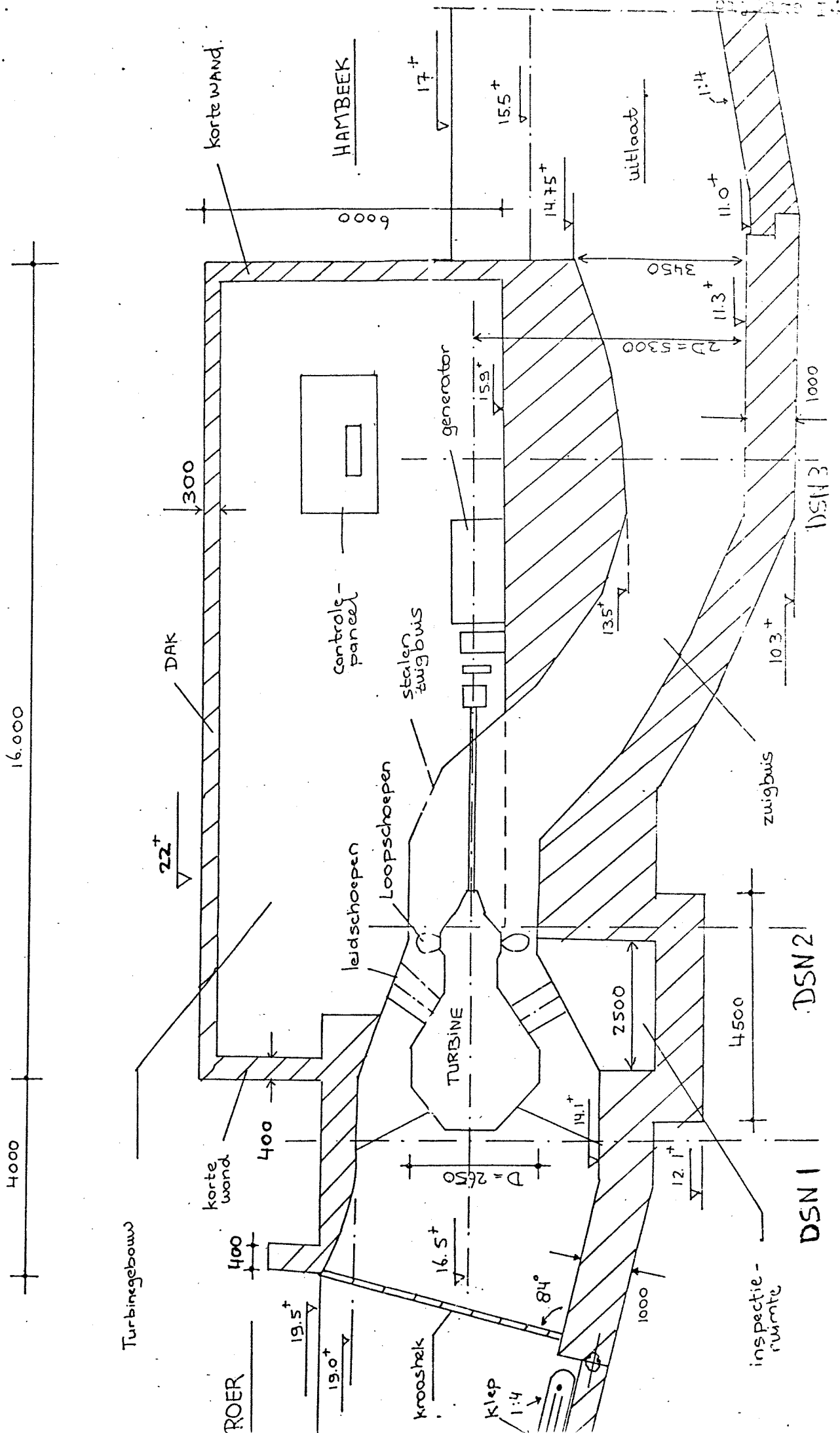
$$(19,5 - 15) \cdot 0,5 \cdot 15 \cdot 10 = \underline{340 \text{ m}^3 \text{ grondverzet}}$$

Totaal grondverzet :

$$3260 + 625 + 340 = \underline{4425 \text{ m}^3 \text{ grond}}$$

De uitgegraven grond kan worden gebruikt om het terrein ron-
dom de centrale op te hogen, de taluds van het in- en uitstroom-
kanaal te maken, en voor het maken van een permanente toe-
gangsweg.

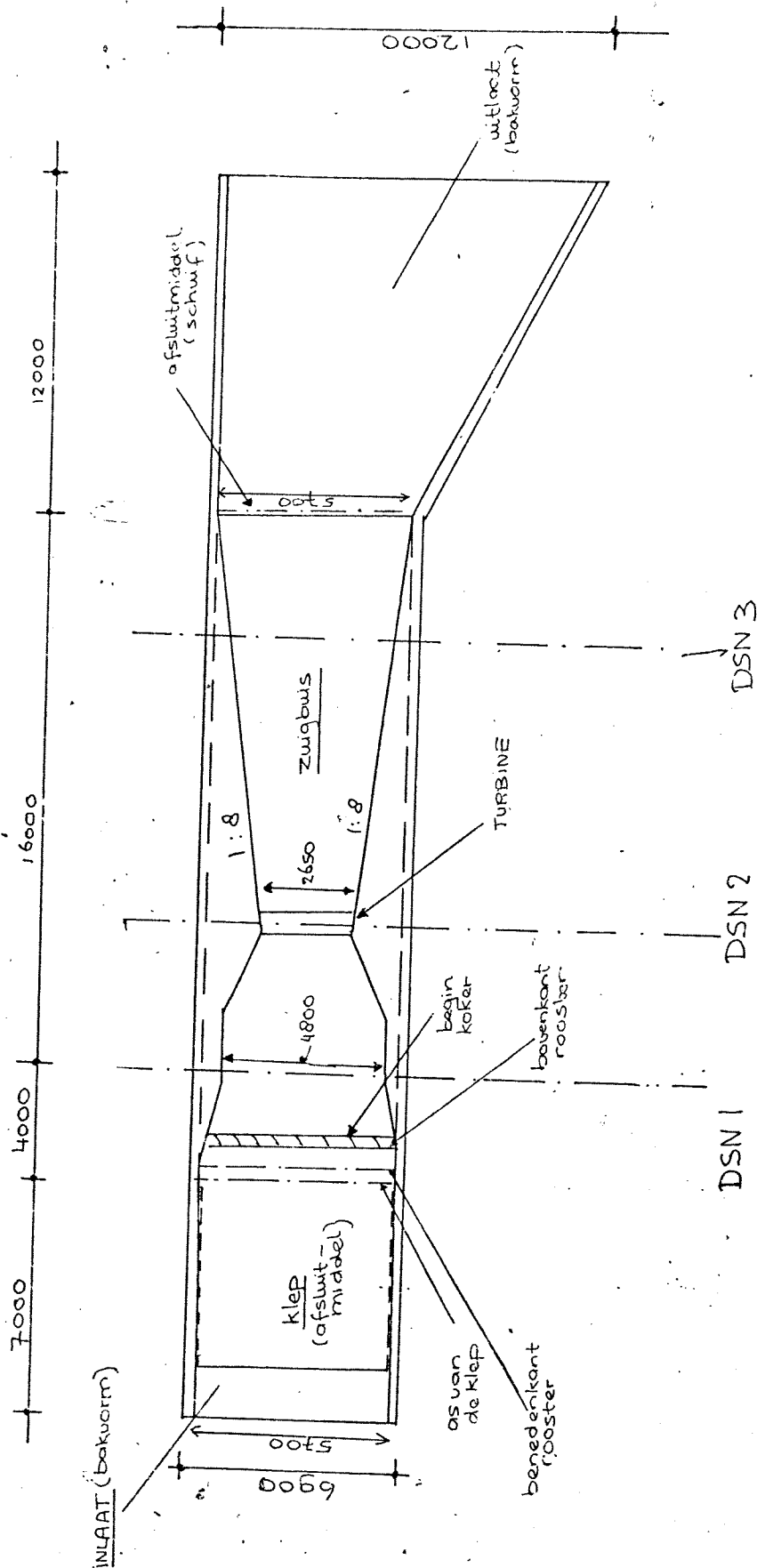
Schaal 1:100
maten in mm
peilen in m. tov. NAP



HORizontALE DOORSNEDE W.K.C.

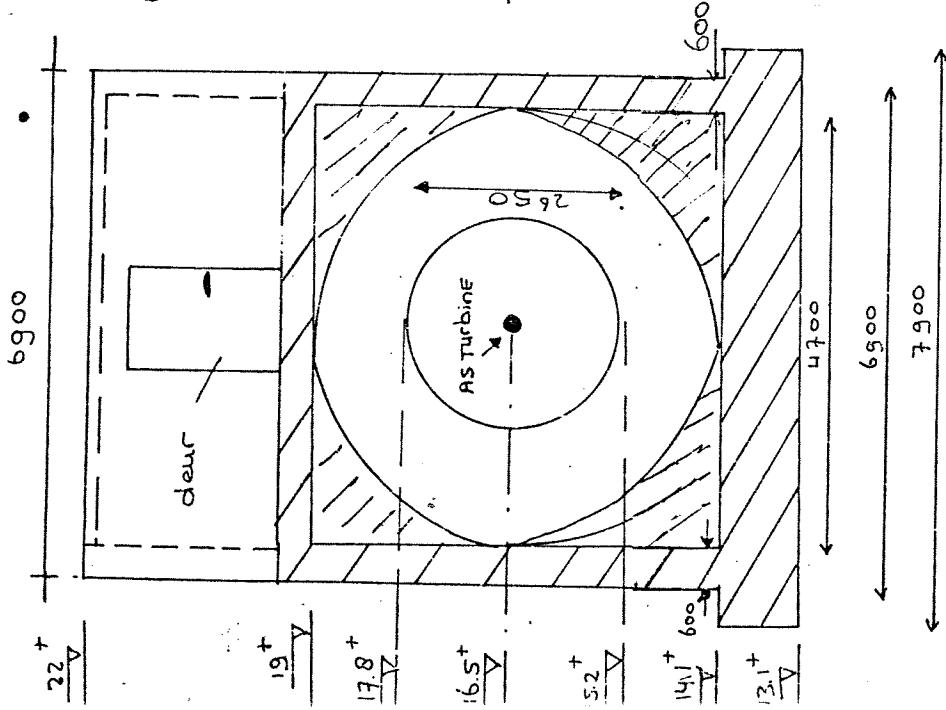
• schaal 1:200
• maten in mm

39000

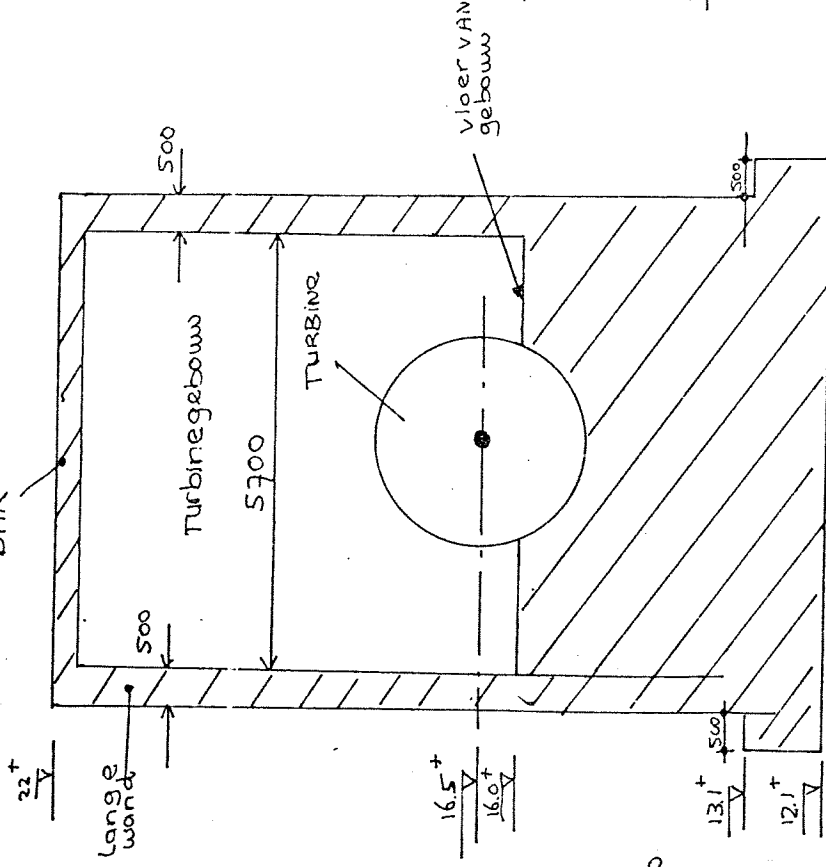


DWARSDOORSNEDEN

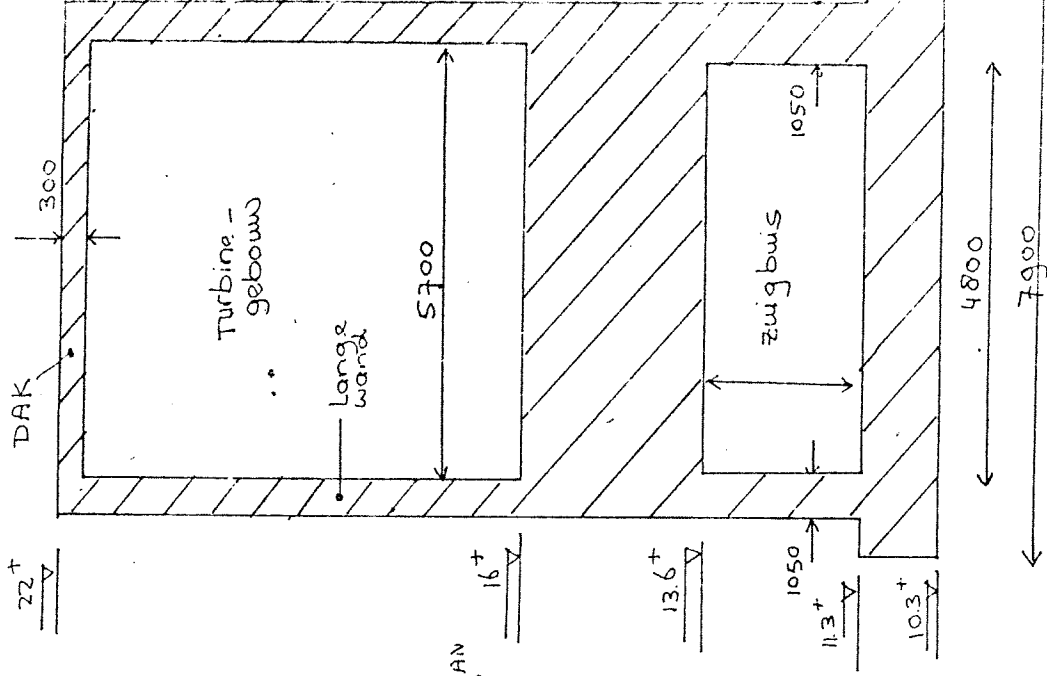
Schaal 1:100



DSN 1



DSN 2



DSN 3

GEMEENTELIJK ENERGIEBEDRIJF ROERMOND

bijslage 17



ROERMOND, 18 jan. 1985.

Carmelitessenstraat 2
6041 CA Roermond
Postrekening 1030674
Amro-bank rek.nr. 47.88.28.101
Telefoon 04750- 89334
Toestel:
Afdeling:

PER EXPRESSE
De Heer W.W.J. Oomen
Roland Holtlaan 57
2624 HB DELFT.

Uw nummer Uw brief van Ons nummer
24 december 1984 13713
Betreffende waterkrachtcentrale nabij overlaat "De Hoge Bat" te Roermond.
Bijlage(n)

In antwoord op bovenaangehaalde brief kan ik U, voor de door het G.E.B. te treffen voorzieningen, het volgende mededelen:

Het maximum vermogen van de centrale bedraagt volgens Uw opgave 500 kVA.

Teneinde dit vermogen te kunnen injecteren in het net van het G.E.B. Roermond, is het noodzakelijk i.v.m. de grootte van het ampérage bij een spanning van 220/380 Volt (800 à 1000 Ampère), dit vermogen te injecteren via een transformator 220/380/10.000 Volt in het middenspanningsnet van 10.000 Volt.

Bij de generator dient een ruimte van + 4x5 meter beschikbaar te zijn voor opstelling van genoemde transformator inclusief de benodigde schakel- en beveiligingsapparatuur alsmede de meetinrichting. Vanaf deze ruimte wordt een middenspanningskabel 10 kV gelegd van voldoende capaciteit naar het dichtstbijzijnde transformatorstation.

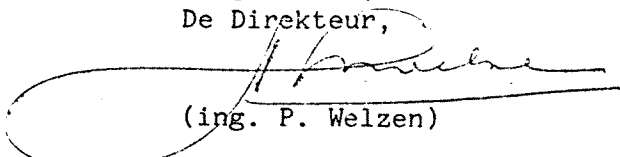
Het huidige transformatorstation aan de Andersonweg is niet geschikt voor uitbreiding met deze voorziening. In de onmiddellijke nabijheid van het huidige station dient een transformatorstation gebouwd en ingericht te worden, geschikt voor opname in het midden- en laagspanningsnet en tevens geschikt voor invoeding van het door de centrale te leveren vermogen.

De totale kosten hieraan verbonden worden geraamd op f. 300.000,- exkl. B.T.W.

Indien de plannen gerealiseerd worden, behoeven zij toestemming van onze stroomleverancier, de N.V. PLEM.

Hopende U voldoende te hebben ingelicht.

Hoogachtend,
De Directeur,


(ing. P. Welzen)

P.S.

Helaas ben ik niet in de gelegenheid tot het bijwonen van Uw afstudeervoordracht, doch ik wens U veel succes.