

1982-3

DANSK VANDBYGNINGSTEKNISK SELSKAB

KRAFTVÆRKER OG KULHAVNE

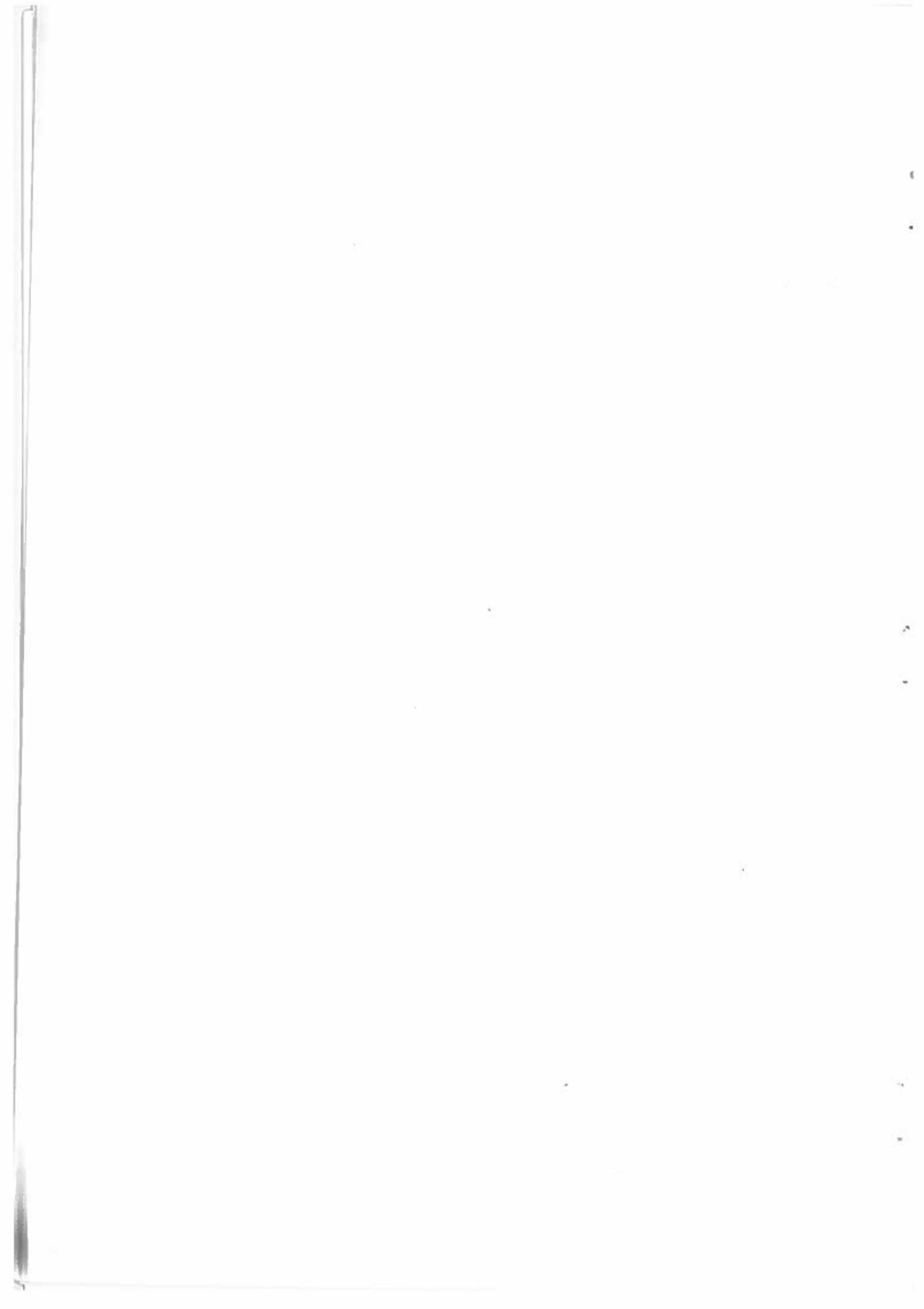
DANSK VANDBYGNINGSTEKNISK SELSKAB

KRAFTVÆRKER OG KULHAVNE

HYDRAULISKE OG VANDBYGNINGSTEKNISKE PROBLEMER

626/627(06) Kra
**DANSK HYDRAULISK
INSTITUT**

SEMINAR PÅ ÅRHUS UNIVERSITET, 19. FEBRUAR 1981.



INDLEDNING

I forbindelse med design af kølevandssystem til kraftværker, som udnytter recipientvand til køling, er omfanget af hydrauliske undersøgelser i recipienten og omkring indtag og udløb forøget væsentligt i løbet af 1970-erne. Dette skyldes dels indførelsen af miljøkriterier vedrørende udledning af spildevand og kølevand dels forbedrede beregningstekniske muligheder for at tage recirkulationens betydning for værkets driftsøkonomi i regning.

De danske miljøkriterier for udledning af kølevand er udformet således at ansøgninger om udledning af kølevand vurderes fra sag til sag på grundlag af en samlet vurdering af omfanget af de miljømæssige ændringer i recipienten som følge af kølevandsudledningen.

Set fra elselskabernes side giver dette betydeligt gunstigere betingelser end f.eks. de amerikanske miljølove, der stiller præcise og strenge krav til udledning af kølevand og ikke skelner mellem forskellige recipienters evne til at modtage opvarmet kølevand. Ved amerikanske kraftværker kræves som følge heraf meget store investeringer i udledningsbygværker, køledamme eller køletårne.

De danske regler gør det imidlertid nødvendigt at udføre grundige hydrauliske og biologiske undersøgelser for at give baggrund for den miljømæssige vurdering.

Analyse af recirkulationsforholdene kræver ligeledes anvendelse af avancerede metoder for at kunne danne grundlag for et optimalt layout af kølevandssystemet.

Nærværende notat har til hensigt at give en oversigt over de metoder og beregningsredskaber, der er til rådighed i forbindelse med kølevandsundersøgelser. Efter en generel oversigt følger vedhæftet to foreliggende notater. Det første notat behandler grundbegreber og metoder generelt i forbindelse med kølevandsudledning, og det andet beskriver en konkret kølevandsundersøgelse med et betydeligt omfang.

KØLEVANDSUNDERSØGELSENS OPBYGNING

Vurdering af undersøgelsesomfang

Omfanget af en aktuel kølevandsundersøgelse vil afhænge af flere faktorer:

1. Forundersøgelse eller endelig undersøgelse.
2. Nyt kraftværk eller udvidelse af eksisterende værk.
3. Kølevandsudledningens størrelse.
4. Eksisterende hydrauliske og biologiske forhold i recipienten.

Vurderingen vil ofte blive støttet af overslagsberegninger med simplificerede modeller. Vurderingen munder ud i et valg af nødvendigt modelværktøj for at kunne beskrive, for den hydrauliske dels vedkommende, fordelingen i recipienten af spildvarme i tid og sted, omfang af recirkulation ved forskellige lay-outs af kølevandssystem samt eventuelt hydraulisk design af udløbs- og indtagsbygværker.

Feltundersøgelser

Feltundersøgelser og indsamling af eksisterende data indleder kølevandsundersøgelsen for at give datagrundlag til

1. Hydrografisk analyse af recipienten.
2. Statistisk beskrivelse af strøm- og vindforhold.
3. Kalibrering og verificering af modelværktøj.

Typiske varigheder af feltundersøgelser er 2-6 måneder med kombineret anvendelse af selvregistrerende instrumenter og intensive in situ målinger fra skibe.

Modelværktøjer

Til rådighed værende modelværktøjer kan primært deles i fysiske og matematiske modeller. Hverken den fysiske eller matematiske modelbeskrivelse kan i én enkelt model beskrive de komplicerede mekanismer, der er ansvarlige for kølevandets fortynding og transport i recipienten. Inden for begge modelkategorier er det nødvendigt at benytte 2 modeller - én for nærfeltet, og én for fjernfeltet.

For de fysiske modeller forholder det sig således, at en model i uforvrænget skala af nærfeltet giver den bedste beskrivelse af kølevandets fortynding og transport tæt ved udløbet samt af en eventuel direkte recirkulation fra udløb til indtag. Derimod kan det, på grund af væsentlige skalaeffekter, ikke anbefales at benytte fysiske modeller af den videre transport og akkumulering af spildvarme i fjernfeltet.

Matematiske modeller er velegnede beregningsredskaber for både nærfelt og fjernfelt. De fysiske forhold i nærfeltet er meget komplicerede, idet der her foregår et samspil mellem de hydrauliske forhold i recipienten og hydrauliske påvirkninger fra udløb og indtag. Foreliggende nærfeltmodeller indeholder alle en række idealiseringer specielt for recipientens hydrauliske forhold og geometri. Dette medfører, at en fysisk model af nærfeltet, i tilfælde hvor der er tale om komplicerede recipientforhold og/eller endelig design af kølevandssystem, må foretrækkes frem for en matematisk model.

Matematiske modeller af fjernfeltet er udviklet i løbet af 1970-erne og udgør idag et meget avanceret værktøj, der kan medtage alle væsentlige parametre af betydning for spredningen af spildevarme i fjernfeltet. I forbindelse med overslagsberegninger og forundersøgelser kan med fordel anvendes idealiserede fjernfelt modeller, der kan håndteres på lommeregnerne eller små computere.

Af ovenstående fremgår, at det optimale modelværktøj idag består af en kombineret anvendelse af fysiske og matematiske modeller. Det andet vedhæftede notat giver et eksempel på en sådan anvendelse.

Designgrundlag

Endelige beregninger af overtemperaturforholdene i recipienten, på grundlag af hvilke kølevandsudledningens miljøpåvirkning kan vurderes, baseres på et designkriterium for strøm- og vindforhold. Der foreligger ingen faste regler for udvælgelse af designsituationer. En ofte benyttet metode består i opstilling af en såkaldt designperiode - en sammenhængende periode af vekslende strøm- og vind-situationer og med en samlet varighed omkring 1 måned. Perioden sammensættes således, at den bedst muligt tilnærmer en ønsket statistisk fordeling af vandskiftesituationer. Designperioden gennemregnes med tidsskridt af størrelsesordenen 10 minutter og resultaterne, lagret på magnetbånd, kan herefter illustreres efter ønske, eksempelvis tidsserier og fordelinger af overtemperaturer i bestemte punkter, middel- og ekstremfordelinger af hele overtemperaturfeltet, fraktilfordelinger o.s.v.

Recirkulationsanalyse

Med de opstillede beregningsmodeller kan foretages en detaljeret analyse af overtemperaturen i kølevandsindtaget for forskellige layout af kølevandssystemet. Dette muliggør beregning af driftstab som følge af recirkulation. Inddrages desuden omkostningsfunktioner for konstruktion og drift af kølevandssystemet, er det muligt at bestemme en økonomisk optimal udformning af kølevandssystemet.

Vedhæftet to notater:

1. "Waste Heat Disposal" by Peter Mortensen
2. "Case Study of the Al Khobar Cooling Water Investigation" by Peter Mortensen, Andrew McCowan and Gaele Rodenhuis.

WASTE HEAT DISPOSAL
by
Peter Mortensen
Danish Hydraulic Institute
Denmark

1. Introduction

Electric power has become a virtual necessity for the health, comfort, and economic well-being of people. The demands for electric power have been approximately doubling each decade for the past several decades.

About 90% of the electric energy produced is generated in steam-electric plants, fossil or nuclear fueled.

The projected installations of steam-electric capacity will from economic reasons be provided by units of increasingly larger sizes. Until the late 1950's, a unit of the order of 300 MW_e was considered maximum. To day units of 1000 MW_e are common and in 1990 units as large as 2000 MW_e are contemplated. With the larger units, individual plant sizes of 4000 MW_e or more can be expected, with the largest approaching 10.000 MW_e.

Because of the impact on the quality of the air and water bodies and on the natural environment, the problems of siting large, new steam-electric generating plants are increasing. The problems we are considering here are those arising from disposing of the waste heat inherent in the generating process.

The heat added to the water as it flows through the condenser must eventually be dissipated to the atmosphere in some manner. Many steam-electric plants use once-through cooling systems to dissipate the waste heat. In such a system, the

water is taken from a river, lake, estuary, fiord or the sea, passed through the condenser, and then returned with its increased temperature to the water body. This chapter deals with computational methods relevant to once-through cooling systems.

2. Energy Conversion and Waste Heat in the Water Environment

The efficiency of electric power production by either fossil or fission fuels is governed by the thermodynamics of the heat cycle. The ideal or Carnot efficiency is determined by the temperature of the heat source and by the temperature of the surrounding water which acts as a heat sink. The ideal efficiency is given by

$$E_i = \left[1 - \frac{T_{\text{sink}}}{T_{\text{source}}} \right] \cdot 100 \quad (2.1)$$

where the temperatures are measured on an absolute scale. In all mechanical and thermodynamic processes, the actual efficiency is less than the ideal. With the present technology of the steam-electric cycle, the actual efficiency is about 60% of the ideal.

In the case of a nuclear power plant the maximum temperature (T_{source}) is governed by the heat transfer characteristics at the surface of the uranium dioxide fuel rods so as to prevent the temperature at the center of the fuel rod from approaching the melting point of the nuclear fuel.

Assuming a mean annual temperature of the heat sink of 15°C (59°F) and a heat source temperature of approximately 315°C (599°F), the ideal efficiency is 51% and the actual efficiency (at 62% of the ideal) is 32%.

In a modern fossil fuel station the steam temperature is approximately 540°C (1004°F). With cooling water of 15°C (59°F), the ideal efficiency is 64%. It is possible to achieve about 60% of the Carnot cycle efficiency for an overall thermal efficiency of 37-38%.

The overall thermal efficiency E_t of a steam-electric plant is given by

$$E_t (\%) = \frac{\text{Electrical Output}}{\text{Thermal Input}} \cdot 100 \quad (2.2)$$

or

$$E_t (\%) = \frac{MW_e \cdot 100}{MW_e + MW_{\text{waste heat}}} \quad (2.3)$$

where

MW_e is the electrical output in megawatt
 $MW_{\text{waste heat}}$ is mainly admitted to the cooling water but in addition contains in-plant and stack losses. It is assumed that these are a constant fraction (represented by δ) of the thermal input. Equation (2.3) may then be written

$$E_t (\%) = \frac{MW_e \cdot 100}{MW_e + MW_c + \delta \cdot MW_e/E_t} \quad (2.4)$$

MW_c is the heat admitted to the cooling water. Equation (2.4) then gives

$$MW_c = \frac{MW_e (100 - E_t - \delta)}{E_t} \quad (2.5)$$

In a 1000 MW_e nuclear plant, $E_t \approx 32\%$, and in-plant losses are approximately $\delta = 5\%$, thus $MW_c = 1970$ MW.

If the cooling water flow

rate is Q_0 m³/sec and the temperature rise through the condenser is ΔT_0 °C, then the heat rejected in the condenser is

$$MW_c = Q_0 \cdot \Delta T_0 \cdot \rho \cdot c \quad (2.6)$$

where

ρc = volume specific heat of water = 4.2 MJ/m³ °C.
Equation (2.6) then gives

$$Q_0 \cdot \Delta T_0 = 4,71 \cdot 10^2 \text{ m}^3 \cdot \text{°C/sec.}$$

If ΔT_0 is 10° C one finds

$$\underline{Q_0 = 47 \text{ m}^3/\text{sec.}}$$

In a 1000 MW_e fossil plant, $E_t = 38\%$ and $\delta = 15\%$ (additional stack losses) thus $MW_c = 1240$ MW

With $\Delta T_0 = 10$ °C,

$$\underline{Q_0 = 30 \text{ m}^3/\text{sec.}}$$

It is desirable to reject the heat at the lowest possible temperature (T_{sink}) since the ideal efficiency increases as the temperature of the heat sink decreases as shown in equation(2.1). The condenser system is constructed to a design steam condensing temperature near the annual mean ambient temperature for the actual plant locality. Consequently through the year there will be a percentage change in basic plant efficiency when ambient temperature deviates from the design value.

Figure 2.1 shows for a nuclear and fossil fueled plant the percentage change in the electrical output for different ambient temperatures.

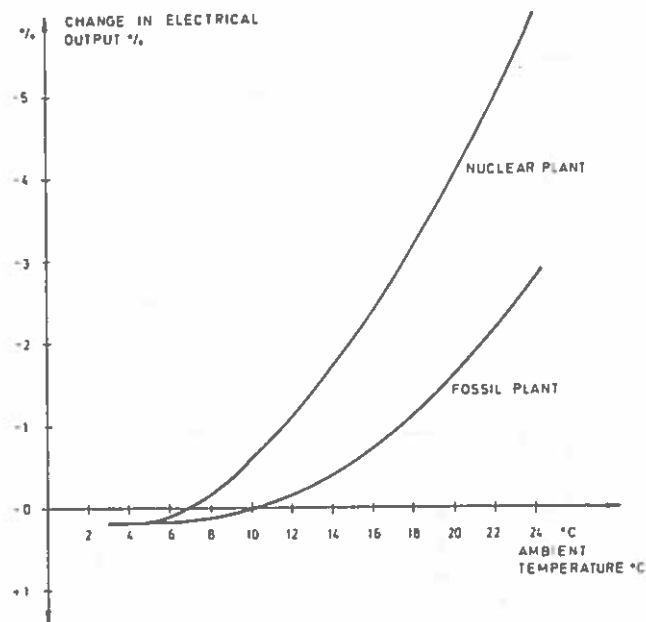


Fig.2.1 Change in electrical output for different ambient temperatures.

3. Basic Physical Processes in Heat Transport

In a water body receiving waste heat, the temperature will increase until surface heat loss balances the heat input. For computational reasons it is common to divide the water body in a near-field and a far-field. In the near-field which is situated close to the outfall, the heated discharge is diluted primarily due to discharge-induced turbulence. The far-field is the large area surrounding the immediate near-field discharge zone. The distribution of heat in the far-field is principally governed by convection by ambient currents, diffusion due to ambient turbulence and heat exchange through the water surface.

The flows of water and heat between outfall, near-field, far-field, and cooling water intake are shown in Fig. 3.1.

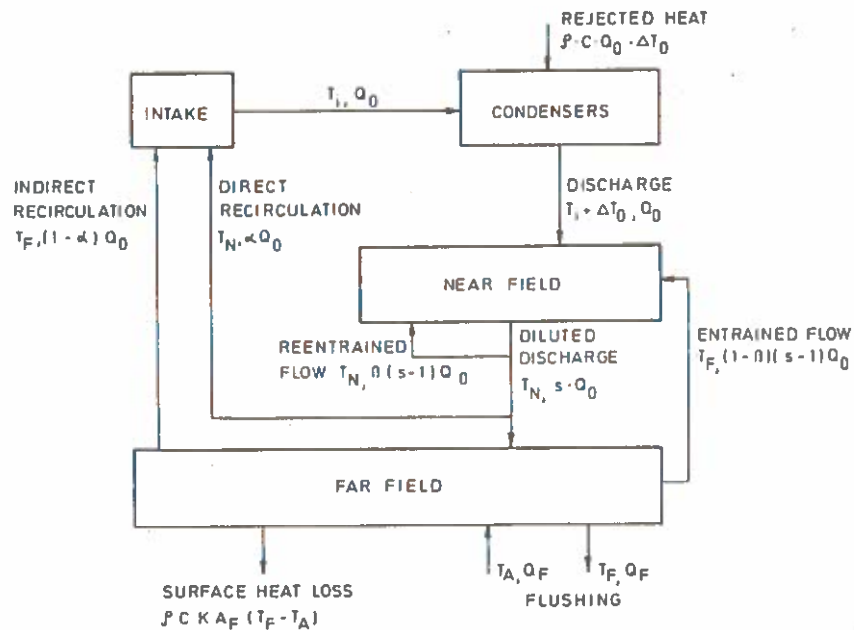


Fig. 3.1 Schematic of heat flow in the water body.

The definitions of the variables are as follows:

- Q_0 = discharge flow
- ρc = volume specific heat of water = $4.2 \text{ MJ/m}^3 \text{ } ^\circ\text{C}$
- $\rho c k$ = K , surface heat transfer coefficient $\text{Watt/m}^2 \text{ } ^\circ\text{C}$
- T_A = Ambient temperature of the far-field region
- T_F = Averaged far-field temperature
- A_F = Effective surface cooling area of the far-field
- Q_F = Far-field flushing flow
- ΔT_0 = Condenser temperature rise
- T_N = Averaged near-field temperature
- T_i = Intake temperature
- S = Near-field dilution i.e. ratio of mixed flow leaving near-field to discharge flow
- β = Fraction of the entrained flow originating in the near-field at temperature T_N
- α = Fraction of intake water drawn from the near-field. The remainder is supplied by the far-field

The near-field, the far-field and the power plant intake dynamically interact with each other; for example there may be re-entrainment of heated water from the far-field into the near-field zone or recirculation into the intake

either direct from the near-field or indirect from the far-field.

The recirculation of diluted cooling water from the far- and near-field into the intake gives rise to an excess temperature $(T_i - T_A)$ of the intake water in proportion to the ambient temperature T_A of the far-field region. As it can be seen from Fig. 2.1 this will change the efficiency of the power plant. In Chapter 6 the economical aspects of recirculation is discussed.

3.1 Governing Equations

Temperature prediction models involve the determination of the spatial and temporal distribution of the waste heat discharge in a water body. This distribution is governed by different heat transport mechanisms which act in the water body and which are functions of the discharge characteristics and of the hydrologic and meteorologic conditions prevailing in the disposal area.

In principle, the governing equations of fluid motion and heat conservation can be stated accurately for a differential volume of water. However, severe obstacles arise in the integration of these equations, as one is interested in the heat distribution in a large region. Therefore it is frequently useful to divide the region into 2 zones with distinct properties (the near-field and far-field). Within these zones it is then possible to simplify the governing equations by dropping unimportant terms. This gives a considerable advantage in the mathematical treatment and improved accuracy in the solution.

The spatial and temporal distribution of excess temperature, ΔT , is given by the equation of heat conservation. For a turbulent flow this equation can be written in time-

averaged form

$$\frac{\partial(\Delta T)}{\partial t} + u_i \frac{\partial(\Delta T)}{\partial X_i} = D_i \frac{\partial^2(\Delta T)}{\partial X_i \partial X_i} + Q_H \quad (3.1)$$

storage term convective term dispersive term heat sources and sinks

D_i = dispersion coefficient
 X_i = koordinate axes ($i = 1, 2, 3$)
 u_i = velocities in direction X_i

The convective term and the dispersive term depend on the state of the flow and are evaluated by simultaneous solution of the hydrodynamic equations. These are the continuity equation

$$\frac{\partial u_i}{\partial X_i} = 0 \quad (3.2)$$

and the momentum equations ($j = 1, 2, 3$)

$$\frac{\partial u_j}{\partial t} + u_i \frac{\partial u_j}{\partial X_i} = - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial X_j} + g_j + \nu \cdot \frac{\partial^2 u_j}{\partial X_i \partial X_i} \quad (3.3)$$

instantaneous acc. convective acc. pressure term gravity term shear term

where

p = pressure
 g = gravitational acceleration
 ν = kinematic viscosity

In addition, an equation of state defines the relationship between temperature and density

$$\rho = \rho (\Delta T + T_A)$$

Initial conditions and boundary conditions have to be specified for the 6 unknowns, u_i , p , ρ and ΔT . Equations (3.1) to (3.3) are written in three-dimensional form. Frequently, however, two-dimensional or even one-dimensional approximations are constructed by averaging over one or two di-

mensions.

In Chapter 4 some numerical and analytical solutions of the equations are discussed.

3.2 Heat Exchange with the Atmosphere

Heat is transferred from the water surface by radiation, evaporation and convection. The heat loss when the ambient temperature is increased by ΔT can in a linearized approach be expressed as

$$\int_A K \Delta T \, dA \quad (3.4)$$

K = Surface heat transfer coefficient (Watt/m² °C)

A = Surface cooling area (m²)

ΔT = Excess temperature (°C)

The surface heat transfer coefficient K is a function of the temperature of the water surface T_A (°C) and the wind velocity W (m/s), and can be determined by the Lake Hefner (see /1/ and /2/)

$$K = (4,6 - 0,09t + 4,06 \cdot W) e^{0,033T_a} \text{ Watt/m}^2 \cdot \text{°C} \quad (3.5)$$

4. Numerical and Analytical Tools

4.1 Near-field models

The spreading of a jet discharged horizontally at the surface of a receiving water of larger density can be investigated by different methods. The two we shall discuss here are an analytical solution obtainable on the basis of similarity assumptions and a numerical solution of the differential equations established from an integral formulation of the conservation equations.

An analytical solution has been set up by Engelund and Fl. Bo Pedersen / /. The theory is based on the main assumptions:

1. Similarity of the velocity and density profiles.
2. The densimetric Froude number defined as

$$F_{\Delta} = \left(\frac{V^2}{\Delta g S} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (4.1)$$

is assumed to be large.

V = the surface velocity; g = the acceleration of gravity; and S = the vertical thickness of the jet. The quantity, Δ , is defined by

$$\Delta = \frac{\rho_0^{-\rho}}{\rho_0} \quad (4.2)$$

in which ρ = the density of the jet fluid at the water surface; ρ_0 = the density of the ambient water. F_{Δ} approaches unity far downstream, but the theory fails to account for the further development of the flow for F_{Δ} less than 3. Large values of F_{Δ} means that the momentum forces are dominating as compared to the buoyancy forces.

3. Entrainment of ambient fluid into the jet. The entrainment is a one-way process and the rate of entrainment per unit area is expressed by the relation

$$E = e\alpha V \quad (4.3)$$

4. Heat exchange with the atmosphere can be neglected in the near-field area.

The flow equations are developed in a horizontal coordinate system with the X_1 -axis in the jet axis (see Fig. 4.1). The flow is assumed to be steady.

A vertical column of the jet is considered, the height being equal to the thickness, S , while the base is a unit area.

The equation of continuity reads

$$\frac{\partial}{\partial X_i} (\alpha V_i S) = E \quad (4.4)$$

net outflow of fluid entrainment

The equation of mass conservation

$$\rho_0 E = \frac{\partial}{\partial X_i} \int_0^S \rho V_i dx_3 \quad (4.5)$$

mass entrainment net mass flux

The momentum equation

$$\frac{\partial}{\partial X_j} (\beta V_i V_j S) = - \frac{\partial}{\partial X_i} \left(\frac{1}{r} \Delta \rho S^2 \right) \quad (4.6)$$

net momentum flux resulting pressure force

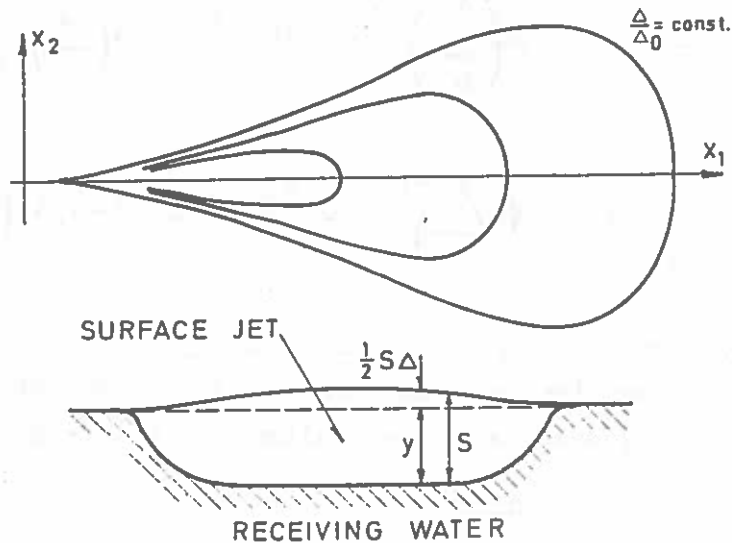


Fig. 4.1 Plan view with density contours and cross section of surface jet /1/.

On the basis of similarity assumptions the dependent variables are written in the following way:

$$V_{1n} = X_{1n}^{-a} f_1(\xi) \quad (4.7)$$

$$V_{2n} = \sqrt{R} X_{1n}^{-b} f_2(\xi) \quad (4.8)$$

$$S_n = X_{1n}^c f_3(\xi) \quad (4.9)$$

$$\frac{\Delta}{\Delta_0} = X_{1n}^{-d} f_4(\xi) \quad (4.10)$$

where nondimensional variables are introduced. The partial differential equations 4.4 - 4.6 can then be transformed into ordinary differential equations, which can be solved analytically. The following solution was found:

$$\frac{\Delta}{\Delta_0} = 23,6 \left(\frac{X_1}{D_0} \right)^{-5/3} \cdot \exp \left(-0,68 \left(\frac{X_2}{B} \right)^2 \right) \quad (4.11)$$

$$\frac{B}{D_0} = 0,053 \left(R^{3/14} \cdot \frac{X_1}{D_0} \right)^{7/3} \quad (4.12)$$

$$S = 0,15 X_1 \quad (4.13)$$

$$\frac{V_1}{V_0} = 23,6 \left(\frac{X_1}{D_0} \right)^{-5/3} \cdot \exp \left(-0,34 \left(\frac{X_2}{B} \right)^2 \right) \quad (4.14)$$

$$\frac{V_2}{V_0} = 2,9 \sqrt{R} \left(\frac{X_1}{D_0} \right)^{-1/3} \cdot \frac{X_2}{B} \cdot \exp \left(-0,34 \left(\frac{X_2}{B} \right)^2 \right) \quad (4.15)$$

X_1 and X_2 are true coordinates, $X_1 \geq 6,67 D_0$. B is the distance from the jet axis to the point at which the local value of Δ equals half the value at the axis.

D_0 , V_0 and Δ_0 are diameter, velocity and relative density difference in the outlet section.

R is the Richardson number

$$R = \frac{\Delta_0 g D_0}{6 \beta V_0^2}$$

In using equation 4.11 on excess temperatures the following approximation can be used

$$\frac{\Delta T}{\Delta T_0} = \frac{\Delta}{\Delta_0} \quad (4.16)$$

A numerical jet model, based on an integral analysis of a turbulent, buoyant surface jet in a turbulent ambient current, taking into account the effects of possible interference with the bottom of the receiving water, has been developed at DHI /4/. Further the model includes the effects of diffusion by ambient turbulence and of surface heat exchange.

Figure 4.2 shows some results from model computations. The distance along the jet axis, L , to the surface isotherms are plotted as function of the outlet velocity V_0 . The discharge flow Q_0 is $50 \text{ m}^3/\text{sec}$. and $\Delta T_0 = 10^\circ\text{C}$. For other values of Q_0 and ΔT_0 ($8 \lesssim \Delta T_0 \lesssim 12$) a rough estimate of L can be obtained from the relation

$$\frac{Q_0 \cdot \Delta T_0}{(Q_0 \cdot \Delta T_0)_{\text{ref}}} = \frac{L}{L_{\text{ref}}} \quad (4.17)$$

$(Q_0 \cdot \Delta T_0)_{\text{ref}}$ and L_{ref} is taken from Figure 4.2.

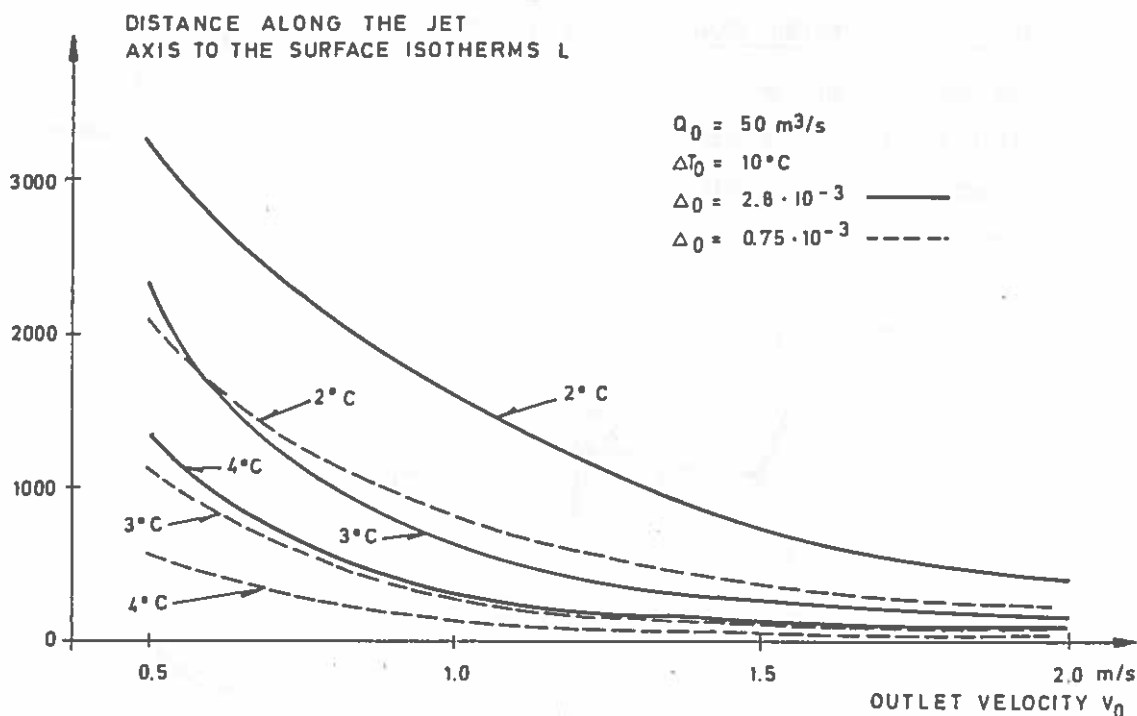


Fig. 4.2 Distance along the jet axis to the surface isotherms as function of the outlet velocity.

The discharge channel is assumed to be rectangular with depth H_0 and width B_0 . The aspect ratio H_0/B_0 has practically no influence on the jet dilution. The important parameters are the outlet velocity V_0 , and the relative density difference Δ .

4.2 Far-field Models

This Chapter discusses mathematical models for the distribution of heat in a large area surrounding the immediate near-field discharge zone. The distribution of excess temperatures in the far field is governed by convection, dispersion and heat exchange with the atmosphere. The linkage of the far-field model to the near-field zone is a rather rough approximation to the true physical situation. At the moment all far-field models have to consider the heated discharge as a passive substance, without any dynamic effects on the fluid motion.

One-Dimensional Models for Rivers and Estuaries

The most simple far-field model is obtained when the estuary is considered as a well-mixed box. The schematics of an estuary with a one box approximation are shown in Figure 4.3.

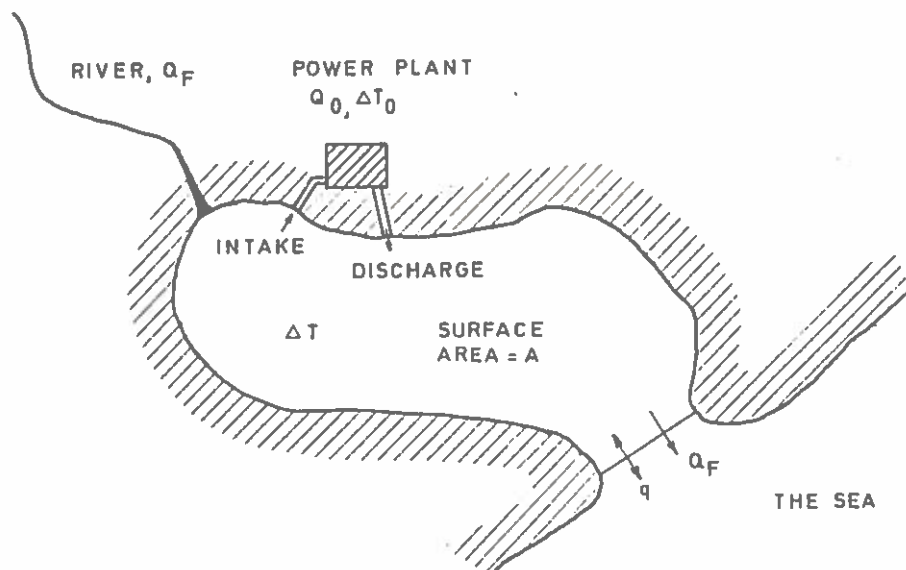


Fig. 4.3 One-box model of an Estuary.

The flow pattern in the estuary is composed of wind induced circulation, tidal flow and the net discharge from the river, Q_F . In the estuary excess temperatures are built up until the discharged heat is balanced by the heat loss from the surface of the estuary and the heat outflow to the sea by convection and dispersion. The mean excess temperature accumulated in the estuary can be computed from the following simple stationary heat balance equation:

$$c \cdot \rho Q_O \cdot \Delta T_O = K \cdot \Delta T \cdot A + c \cdot \rho \cdot \Delta T \cdot Q_F + c \cdot \rho \cdot \Delta T \cdot q \quad (4.18)$$

where q is a mixing term taking into account the tidal action, the wind circulation and the dispersion. q is given by the equation

$$q = \frac{F \cdot D}{\Delta X} \quad (4.19)$$

where F is the cross-sectional area at the entrance to the estuary, ΔX is the box length and D is a mixing coefficient. Equation 4.18 then gives for ΔT

$$\Delta T = \frac{Q_O \Delta T_O}{\frac{K}{c\rho} \cdot A + Q_F + q} \quad (4.20)$$

Equation 4.20 gives a rough estimate of the mean excess temperature in the far-field.

Example: $Q_O = 50 \text{ m}^3/\text{sec}$, $\Delta T_O = 10^\circ$, $Q_F = 200 \text{ m}^3/\text{S}$,
 $K = 42 \text{ Watt/m}^2 \text{ }^\circ\text{C}$, $A = 20 \cdot 10^6 \text{ m}^2$, $D = 100 \text{ m}^2/\text{S}$,
 $\Delta X = 5000 \text{ m}$, $F = 5000 \text{ m}^2$.

$$\Delta T = \frac{500}{\frac{42}{4.2 \cdot 10^6} \cdot 20 \cdot 10^6 + 200 + 100} = 1^\circ\text{C}$$

The basic assumption of the one-dimensional method is that quantities such as velocity and temperature are spatial averages over a cross-section corresponding to a specified period of time averaging. The applicability of the one-dimensional methods is directly related to the degree to which cross-sectional homogeneity of temperature is obtained in rivers and estuaries. The schematics of a river or

estuary with variable cross-sectional area are shown in Figure 4.4. The general form of the one-dimensional heat transport equation is obtained through integration of the three-dimensional equation (3.1) over the cross-sectional area A:

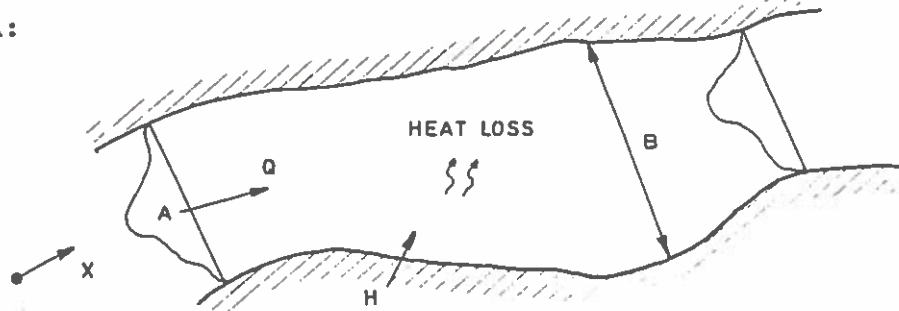


Fig. 4.4 One-dimensional heat transport schematics.

$$\frac{\partial}{\partial t} (A\Delta T) + \frac{\partial}{\partial X} (Q\Delta T) = \frac{\partial}{\partial X} \left(AD \frac{\partial(\Delta T)}{\partial X} \right) - \frac{KB\Delta T}{\rho c} + H \quad (4.20)$$

where H is the rate of heat addition per unit length. X is a coordinate along the axis of the river or estuary.

By assuming constant cross-sectional area A, Q independent of X (no tributary inflow), the dispersion coefficient D independent of X and H = 0 (waste heat enters the river only at X = 0) equation 4.20 can be written as

$$\frac{\partial(\Delta T)}{\partial t} + U \frac{\partial(\Delta T)}{\partial X} = D \frac{\partial^2(\Delta T)}{\partial X^2} - \frac{K}{\rho ch} \Delta T \quad (4.21)$$

U = section average velocity

h = mean depth

The velocity U and the dispersion coefficient D may be functions of time, thus equation 4.21 may be used for either steady or unsteady flow in a uniform channel.

The steady state solution of equation 4.21 with a uniform rate of heat addition of $Q_0 \cdot \Delta T_0 \cdot \rho c$ at X = 0, is

$$\Delta T = \frac{Q_0 \cdot \Delta T_0}{Q} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 + \alpha}} \exp \left[\frac{U}{2D} X(1 - \sqrt{1 + \alpha}) \right] \quad (4.22)$$

where $\alpha = \frac{4KD}{\rho chU^2}$

The dispersion coefficient D may be approximated by (Elder /5/) :

$$D = 6RU_* \quad \text{m}^2/\text{S} \quad (4.23)$$

where U_* is the shear velocity = $U g^{1/2}/MR^{1/6}$
 R is the hydraulic radius $\approx h$
 M is the Manning number $\approx 40 \text{ m}^{1/3}/\text{sec}$

Equation 4.23 can then be written

$$D = \frac{6 g^{1/2} U h^{5/6}}{M} \quad (4.24)$$

Equation 4.23 considers only the velocity variations in the vertical direction (as to the basic concepts of dispersion see Lecture No. 3). Fischer /6/ has shown, that the existence of transverse variations of velocity may increase the dispersion coefficient significantly relative to Eq. 4.23. When tidal flow is dominant the shear velocity U_* corresponds to the tidal velocity averaged over a half period.

A better estimate of the dispersion coefficient can be obtained by means of tracer studies. (See lecture no. 7).

In a river $\alpha \ll 1$ and eq. 4.22 becomes, using $\sqrt{1+\alpha} \approx 1 + \frac{\alpha}{2}$

$$\Delta T = \frac{Q_0 \Delta T_0}{Q} \exp \left[- \frac{BKX}{\rho c Q} \right] \quad (4.25)$$

Example: $Q = 400 \text{ m}^3/\text{S}$, $Q_0 = 80 \text{ m}^3/\text{S}$, $\Delta T_0 = 10^\circ \text{ C}$,
 $B = 400 \text{ m}$, $K = 84 \text{ Watt/m}^2 \text{ }^\circ\text{C}$.

Near the plant the excess temperature will be 2° C (full lateral mixing). 10 km downstream eq. 4.25 gives $\Delta T = 1,6^\circ \text{ C}$.

In a tidal fiord without net convection eq. 4.21 in the steady state can be written as

$$D \frac{\partial^2 (\Delta T)}{\partial X^2} = \frac{K \Delta T}{\rho c h} \quad (4.26)$$

With a constant heat source ($Q_0 \cdot \Delta T_0$) at the farther end of the fiord ($X = 0$) the solution of eq. 4.26 is

$$\Delta T = \frac{Q_0 \cdot \Delta T_0}{AD^{\frac{1}{2}}} \left(\frac{\rho ch}{K} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot \exp \left[- \left(\frac{K}{\rho ch D} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot X \right] \quad (4.27)$$

Example: $Q_0 = 80 \text{ m}^3/\text{s}$, $\Delta T_0 = 10^\circ\text{C}$, $K = 84 \text{ Watt/m}^2 \cdot ^\circ\text{C}$
 $A = 2 \cdot 10^4 \text{ m}^2$, $h = 10 \text{ m}$, $D = 40 \text{ m}^2/\text{s}$.
 $X = 0$ gives $\Delta T = 4,5^\circ\text{C}$
 $X = 10 \text{ km}$ gives $\Delta T = 0,5^\circ\text{C}$

The above solutions are highly restrictive due to the assumptions of uniform geometry and constant flow. A finite difference solution of the original non-restrictive equation 4.20 is recommended for the general case. The finite difference solution is discussed in lecture no. 5.

Two-dimensional Models

Models in this category in general deal with the numerical integration of the heat transport equation 3.1 subject to the given boundary conditions. The convective terms in the heat transport equation is obtained from the separate solution of the hydrodynamic equations 3.3. The basic assumption is the vertically uniform temperature distribution. This is a fair assumption if attention is focused on the long term heat accumulation in a confined coastal zone or tidal bay. Numerical solution methods are discussed in lecture no. 5.

An idealised analytical solution of the two-dimensional heat transport equation can be obtained in the following case (see /7/). Consider an unlimited area of open but shallow sea with a source of heat at a point which may be designated as the origin. It is assumed that no vertical temperature gradient exists. If the horizontal dispersion is isotropic with a constant coefficient D_* the equilibrium distribution of excess temperature is given by the solution to the equation:

$$\frac{\partial^2 (\Delta T)}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial (\Delta T)}{\partial r} - \frac{K \Delta T}{\rho c h D_*} = 0 \quad (4.28)$$

The equation is subject to the conditions that $\Delta T = 0$ at $r = \infty$ and the total rate of heat dissipation is equal to the rate of supply. The solution is

$$\Delta T = \frac{Q_o \cdot \Delta T_o}{2\pi h D_*} K_o \left\{ \sqrt{r^2 \frac{K}{\rho c h D_*}} \right\} \quad (4.29)$$

where K_o denotes the modified Bessel function of the second kind of order zero. If the dispersion is non-isotropic with dispersion coefficients $D_x = D_*$ and $D_y = D_*/\alpha^2$ the solution of the modified equation is

$$\Delta T = \frac{\alpha Q_o \cdot \Delta T_o}{2\pi h D_*} K_o \left\{ \sqrt{(x^2 + \alpha^2 y^2) \frac{K}{\rho c h D_*}} \right\} \quad (4.30)$$

$K_o \{ x \}$ is tabulated below:

x	$K_o(x)$	x	$K_o(x)$	x	$K_o(x)$
0.0	∞	1,8	0,15	3,6	0,017
0.1	2,42	1,9	0,13	3,7	0,0156
0.2	1,75	2,0	0,11	3,8	0,0140
0.3	1,37	2,1	0,10	3,9	0,0125
0.4	1,11	2,2	0,09	4,0	0,0112
0.5	0,92	2,3	0,08	4,1	0,0100
0.6	0,78	2,4	0,07	4,2	0,0089
0.7	0,66	2,5	0,06	4,3	0,0080
0.8	0,57	2,6	0,055	4,4	0,0071
0.9	0,49	2,7	0,049	4,5	0,0064
1.0	0,42	2,8	0,044	4,6	0,0057
1.1	0,37	2,9	0,039	4,7	0,0051
1.2	0,32	3,0	0,035	4,8	0,0046
1.3	0,28	3,1	0,031	4,9	0,0041
1.4	0,24	3,2	0,028	5,0	0,0037
1.5	0,21	3,3	0,025		
1.6	0,19	3,4	0,022		
1.7	0,17	3,5	0,020		

Table 4.1 Modified Bessel function of the second kind and of order zero.

If the heat source is situated on a straight shoreline the solutions 4.29 and 4.30 have to be multiplied by a factor 2.

5. Power Plant Intakes

The temperature of the condenser cooling water flow at the intake is a function of the temperature distribution in the water body around the intake, the flow rate and the intake design. The intake design, including both location and geometric properties, is usually chosen to keep intake temperatures low and to meet certain biological requirements (e.g. minimal entrapment of organisms) related to the velocity of the water entering the intake.

The existence of vertical density stratification is also important for the final intake temperature. Attempts to selectively withdraw water from the lower cooler layers have led to designs of skimmer walls or special submerged intake structures. Figure 5.1 presents the flow under a skimmer wall with an ideal stratification of the ambient water outside the skimmer wall. The design variables are the flow per unit width, q , the relative density difference Δ , the height of the stratification y , and the intake height d .

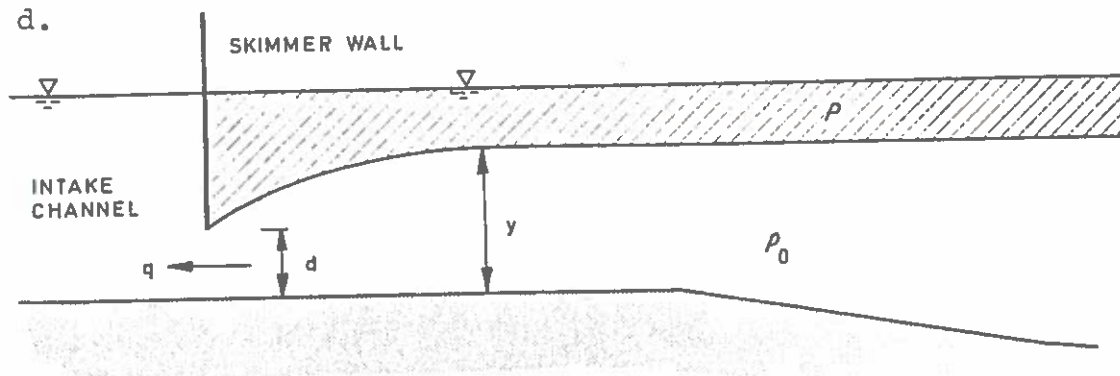


Fig. 5.1 Design Condition for a Skimmer Wall.

The critical condition when the upper layer is drawn down to the lip of the skimmer wall is found from the frictionless stratified flow equation as

$$q = \sqrt{2\Delta g(y-d)d^2} \quad (5.1)$$

The maximum intake flow, q_{\max} , occurs at $d = 2/3 y$:

$$q_{\max} = \sqrt{\Delta g (2/3 y)^3} \quad (5.2)$$

and the required width of the skimmer wall opening is

$$B = Q_0 / q_{\max} \quad (5.3)$$

where Q_0 = total intake flow. This analysis treats only the critical design condition. It does not provide information about the entrainment from the upper layer for cases when $q > q_{\max}$. Theoretical solutions for the critical flow condition for other flow geometries (e.g., submerged intakes) can be found in /8/ and /9/.

6. Economical Aspects of Recirculation

The annual loss of power production ΔE (MWh_e) can be expressed as

$$\Delta E = \sum_{\text{jan.}}^{\text{dec.}} \left[P \cdot E \cdot (\Sigma (\Delta T_i \cdot t_i) + \Sigma (\Delta T_d \cdot t_d)) \right] \quad (6.1)$$

where

P = the percentage reduction in the electrical output when the intake temperature is increased 1°C (%). Can be read from Fig. 2.1.

E = electrical output (MW_e)

ΔT_i = excess temperature caused by indirect recirculation (°C)

t_i = duration of periods with excess temperature ΔT_i (hours/month)

ΔT_d = excess temperature caused by direct recirculation (°C)

t_d = duration of periods with excess temperature ΔT_d (hours/month)

$\Sigma (\Delta T_i \cdot t_i)$ and $\Sigma (\Delta T_d \cdot t_d)$ have to be computed throughout the month as a function of the hydrographical conditions.

The annual economical loss is then given by:

$$K = \Delta E \cdot b \quad (6.2)$$

where K = monetary value per MWh_e.

References

- /1/ Jirka, G.H., Ryan, P.J. and Stolzenbach, K.D., "Basic Physical Processes in Heat Transport". European Course on Heat Disposal from Power Generation in the Water Environment. Lecture-Notes Part 1. Delft, 1975.
- /2/ Ryan, P.J. and Harleman, D.R.F., "An Analytical and Experimental Study and Transient Cooling Pond Behavior". M.I.T., Massachusetts, 1973.
- /3/ Engelund, F. and Pedersen, F.B., "Surface Jet at Small Richardson Numbers", Journal of the Hydraulics Division, HY3, March 1973.
- /4/ Odgaard, J., "Buoyant Surface Discharges in natural water Flows", Danish hydraulic Institute, July 1975.
- /5/ Elder, J.W., "The Dispersion of Marked Fluid in Turbulent Shear Flow," Journal of Fluid Mechanics, Vol. 5, part 4, May, 1959, PP 544-560.
- /6/ Fischer, H.B., "The Mechanics of Dispersion in natural Streams, "Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 93, No. HY6, Proc. Paper 5592, Nov., 1967, PP. 187-216.
- /7/ Williams, J.M., "A Numerical Model of the Temperature Distribution in the Vicinity of Sizewell Power Station Outfall". Rapp. P.-V. Réun. Cons. int. Explor. Mer, 167: 171-176. Dec. 1974.
- /8/ Harleman, D.R.F., "Stratified Flow", Handbook of Fluid Dynamics, V.L. Streeter, Ed., McGraw-Hill Book Company, Inc., (1961).
- /9/ Harleman, D.R.F., and R.A. Elder, "Withdrawal from Two Layer Stratified Flows", Proc., ASCE, Vol. 91, HY4, (1965).

CASE STUDY OF THE AL KHOBAR COOLING WATER INVESTIGATION

Peter Mortensen, Andrew McCowan and G.S. Rodenhuis
Danish Hydraulic Institute, (DHI)
DK-2970 Horsholm, Denmark

ABSTRACT

A large power and desalination plant is planned constructed at Al Khobar in Saudi Arabia. The proposed plant consists of three units each supplying 500 MW to the power network, and a similar amount of power to a desalination plant. The overall cooling water requirement is 200 m³/s with a warm up range of 6°C. Salinity increase in outlet is about 2.3 o/oo. In this paper it is summarized how the cooling water system was analysed by the combined use of physical and mathematical models, calibrated and verified from field data. This approach was selected because of the very complicated physical conditions with combined effects of the surplus temperature and high salinity of the outfall jet, and extremely complex hydrodynamic conditions.

The study included extensive field investigations, recirculation management, environmental impact evaluation, hydraulic optimization of outlet structures, calculation of hydraulic transients in the cooling water system and various other aspects.

1. INTRODUCTION

The site for the Al Khobar power and desalination plant is located approximately 10 km south of Al Khobar city at a point on the Gulf Coast called Al Aziziyah.

The plant is planned for future extensions up to three units, each with the capacity to produce 190.000 m³/day of product water by multistage flash distillation and at the same time generating enough electric power to allow 500 MW to be fed to the transmission grid. During summer approximately 200 m³/s of cooling water will be discharged during normal operation, with its temperature increased about 6°C and its salinity increased 2.3 o/oo above the intake temperature and salinity.

The design of the cooling water system should be based on the requirement that recirculation of the cooling water was kept within tolerable economic and operational limits. Further should be included a study of the environmental impact of the discharge of heated water and brine and the possible influence from this on the selection of the optimal layout.

Oceanographic and environmental studies were carried out in order to provide a basis for the selection of the optimal location of intake and outlet.

Main emphasis in this paper is laid upon a presentation of the hydraulic studies. In consequence of the complicated hydrographic conditions and the small scale interaction in the near field between intake and outlet, the study was based on a combined use of physical and mathematical models, calibrated and verified from field data.

A numerical model of the type employed in the present studies, is limited in its description of integrated values over water depth and of a computational grid with a certain discrete mesh size. It cannot therefore, describe in detail the conditions in the area immediately around the outfall and between outfall and intake, the so-called "near-field". Therefore two physical model studies were carried out to supplement the mathematical models for the details in the "near-field". In order to keep the options for the selection of layout open, these studies were carried out as "parameter studies", in which all important parameters such as intake/outlet alternative, number of plant units in operation, canal length, load case and tidal flow were varied.

Two main alternative layouts of the intake/outlet system were considered. In Fig. 1 the layouts are sketched. In alternative A the intake is located offshore, connected by a culvert below seabed to an onshore pumphouse. Outlet located onshore, constructed as an overflow weir. In alternative B the intake is located onshore, protected by a breakwater which at the same time serves to provide a stilling basin for sediment. Outlet offshore, with a culvert below the seabed.

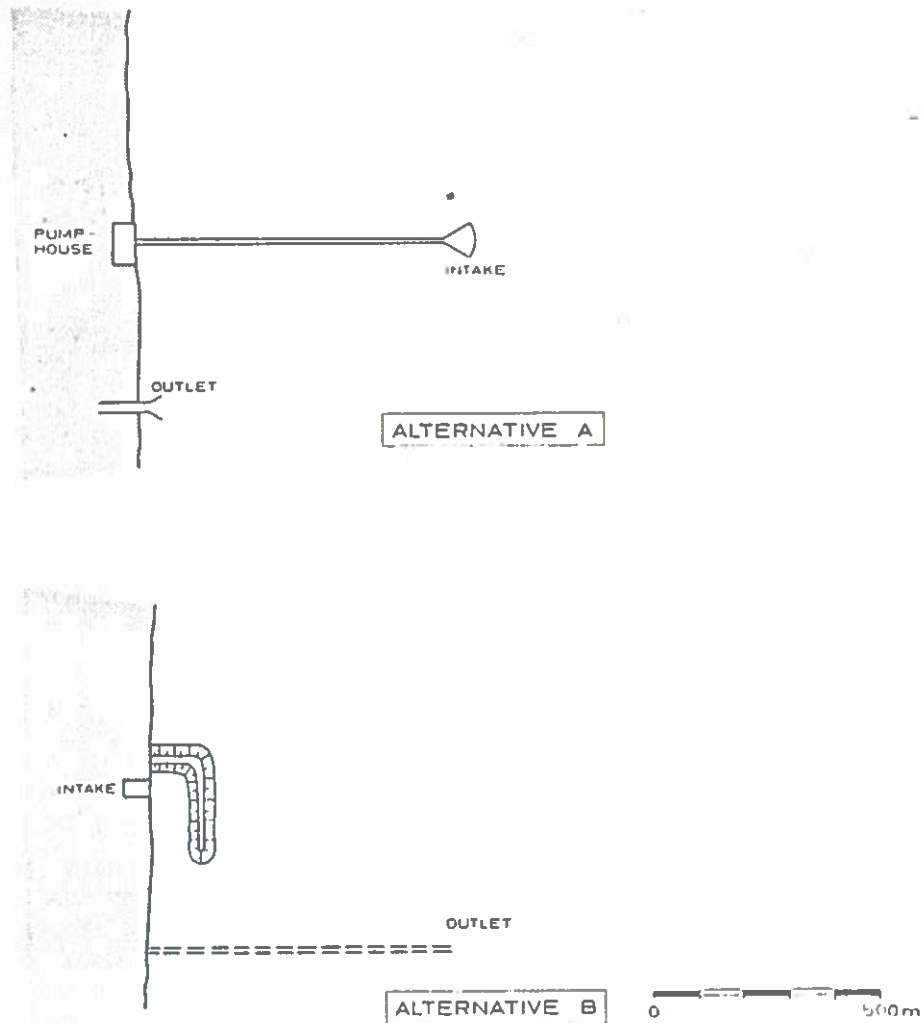


Fig. 1 Layouts for Alternatives A and B with Intake, resp. Outlet Channel perpendicular to the Coast.

Several modifications of alternative A and B were included in the study.

2. FIELD INVESTIGATIONS

The field investigations included a long term measurement program covering a period of 18 months with two intensive survey periods of 2 months' and 1 month's duration.

The measurement program included current recordings and profilings at several locations, water level recordings, temperature and salinity measurements, tracer studies, bottom sampling and suspended sediment sampling, wind and wave recordings, and bathymetric surveys.

The collected data formed the basis for construction and calibration of physical and mathematical models and determination of dispersion coefficients to be used in the mathematical transport-dispersion model.

3. MODEL STUDIES

Physical and mathematical model studies were carried out in order to determine the distribution of heated water and brine discharged into the sea by the planned Al Khobar power and desalination plant. Environmental studies have been carried out to assess the impact of such discharges on the marine environment and to establish the effects the marine conditions can have on plant operation.

Mathematical model studies were initiated immediately at the start of the contract in order to quickly give a first approximation of the heat-fields and salinity fields to be expected for Alternative A and B and for different culvert lengths. The computations used an uncalibrated model and average tide conditions. This gave very important information for the following detailed model studies.

The physical model studies included two different sets of tests:

Tests in a so-called "near-field" model, in which only the outlets were included, and tests in a so-called "interaction" model where both intakes as well as outlets were included.

To include regional accumulation effects a far-field mathematical model was used. The model consisted of a hydrodynamic stage and a transport-dispersion stage.

3.1 Physical Models

The near-field model was the first model being studied. A scale model of the sea bottom and the coast line in the vicinity of the outfall structure was built in a 35 x 26 m test facility. A linear scale of 1:40 was applied such that model covered approximately 600 m coastline on either side of the outfall structure and approximately 900 x 600 m sea bottom.

The data collecting, measuring of temperature, salinity and currents were made from a rack moving through the plume. The set-up is sketched in Fig. 2.

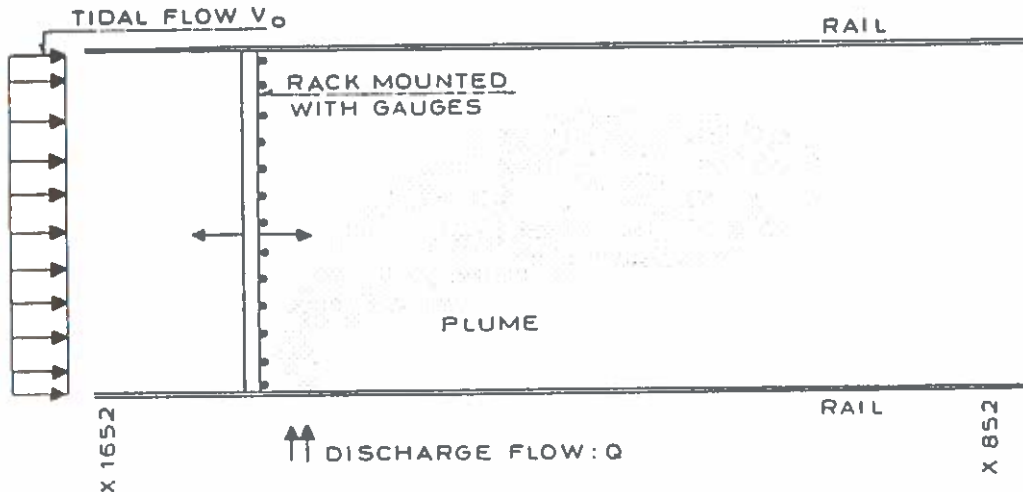


Fig. 2 Definition Sketch of Recording Set-Up.

Gauges were mounted on the rack with a distance corresponding to 32 m in prototype, allowing temperature and conductivity (salinity) to be measured in three levels: 1 m above the seabed (lower level), 1 m below the surface (upper level) and at mid depth.

Tidal flow velocities from 0 to 1 m/s, prototype values were reproduced. Cooling water discharges were produced using heating equipment able to provide a continuous supply of water with a very precise excess temperature in the range $\Delta t = 0-15^{\circ}\text{C}$, and discharges in the range of 0-20 l/s (0-200 m^3/s prototype).

Furthermore, it was possible to add saline water into the discharge to produce the correct density differences in relation to the ambient water.

In the model various shapes of the outfall weir of Alternative A were tested in order to establish the hydraulically optimal form. Further, the distribution of the excess heat and brine in the sea in the immediate vicinity of the outfall was investigated for the Alternative A outlet and Alternative B outlet under different tidal flow conditions, for different loadcases and for different number of plant units in operation. The results were also used to guide the approximation of the near-field distribution of heat and salinity in the mathematical models.

With the shape of the outfall determined in the near-field study, extensive tests for Alternative A and B were carried out in an "interaction" model to establish the risk of direct recirculation for various lengths and angles to the coast of culvert, various loadcases and different number of plant units in operation.

The model was constructed to a linear scale of 1:80. The tests were carried out with varying tidal flow and with a measuring technique similar to the near-field model but with the gauges fixed in a grid.

In the tests were determined the degree of possible direct recirculation between intakes and outfalls. The main conclusions of the tests were in general that culverts perpendicular to the coast gives a lower maximum excess temperature at the intakes than a layout with angled direction of intake culverts. Further the tests gave the excess temperature variation at the intake as

function of culvert length. For same culvert length Alternative B gave a smaller degree of direct recirculation than Alternative A.

3.2 Mathematical Models

The results of the physical near-field models were examined closely to ensure that these effects of the near field, were introduced into the far field mathematical models in a reasonable manner. In this way it is possible to place confidence in the calculation of indirect recirculation due to accumulation of excess temperature and salinity in the far field.

The hydrodynamic conditions in the project area are very complex, with the relatively shallow area between Saudi Arabia and Bahrain forming a sill between the deeper water of the Gulf and the Dawhat Salwa. The tidal wave entering from the Gulf is heavily damped and distorted as it passes over this sill.

The sill which is made up of shallows, channels and reefs, provides a greater resistance to ebb flows at low water than to flood flows at high water. This "pumping" effect generates net drift currents at the plant site as the Dawhat Salwa gradually fills or empties. Net currents induced by evaporation and the circulation around Bahrain also affect the accumulation of excess heat and salinity at the plant site.

Correct reproduction of these regional phenomena was therefore important for the study of indirect recirculation effects. For this to be possible it was necessary to establish boundary conditions for the local models as part of the larger overall system.

Initially the "Dawhat Salwa" model (shown in Fig. 3) available from a previous study of the Saudi Arabia-Bahrain Causeway was considered for this purpose. However, the open northern boundary of this model is located close to the amphidromic points for the diurnal components of the tide in the Gulf. This results in large variations in phase of these components along the boundary, which could not be accurately described by the existing schematization of the model boundary.

Further it was difficult to obtain adequate water level data along the northern boundary. Therefore it was decided to generate the boundary data for the Dawhat Salwa model by direct simulation of the entire Gulf area using DHI's Gulf Model.

In all, four hydrodynamic models with successively finer grids focussing onto the project area were used. The locations of these models are shown in Figs. 3 and 4, and brief descriptions are given below:

Gulf Model: 8000 m grid

The Gulf model was developed as an internal research project at DHI and was specifically designed to provide suitable boundary data for more local models. The model topography is based on Admiralty Charts 2847 and 2837, supplemented by finer scale charts in the complex reef areas along the western and southern coastlines. Boundary data are determined from predicted tides at two secondary tidal stations at either side of the Strait of Hormuz, and the model was calibrated against predicted tides at various locations throughout the Gulf.

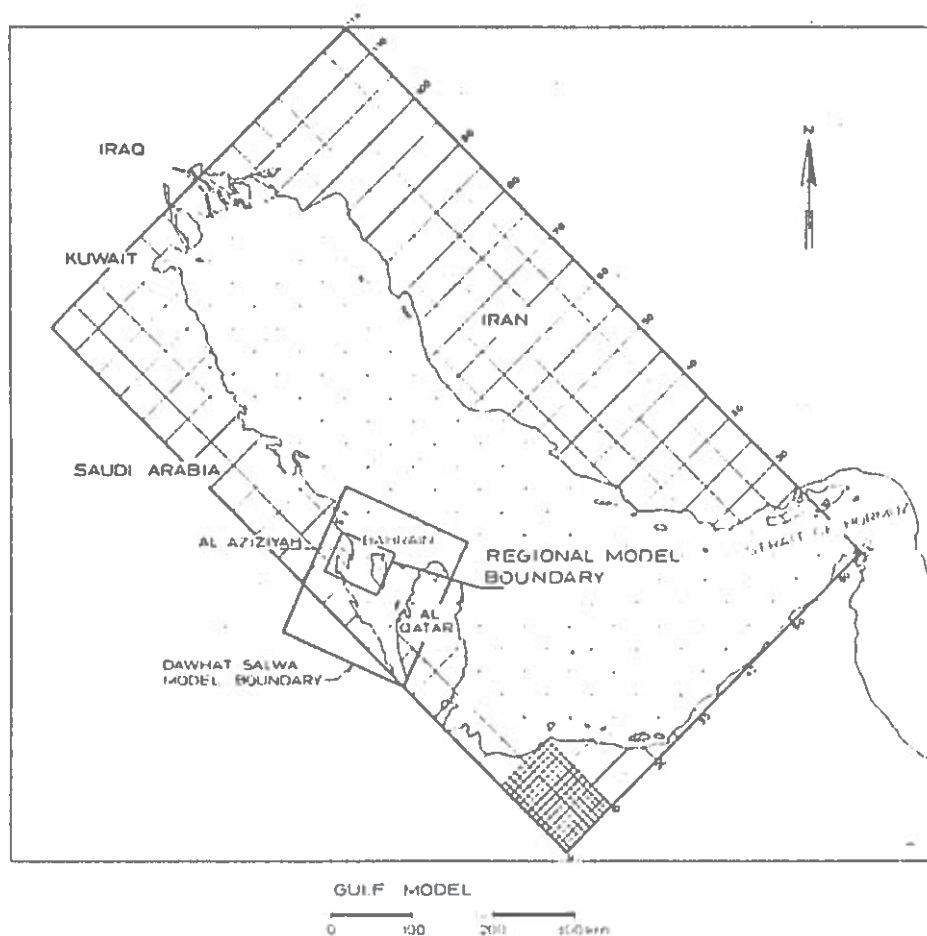


Fig. 3 Gulf Model, Dawhat Salwa Model and Regional Model.

Dawhat Salwa Model: 3000 m Grid

This model is based on the original coarse grid model used in a previous study and covers the entire region of the Dawhat Salwa to its entrance in the Gulf. For the present project, boundary data were transferred by time and space interpolation from the results obtained in the Gulf model.

Regional Model: 740 m Grid

This model was based on the fine grid Dawhat Salwa Model. The rather unusual grid size (740.8 m to be precise) comes from the metric conversion of 0.4 nautical miles which was the grid size originally specified in the Causeway study. Boundary data for this model were transferred from the results of the Dawhat Salwa Model.

Local Model: 247 m Grid

This model was set up to provide a detailed description of the hydrodynamics in the project area to be used as input data to the transport-dispersion model. The boundaries of the local model coincide directly with grid lines in the regional model and the grid size is refined by an integer factor of 3.

Intake and outlet spacings investigated in the local model are therefore multiples of 246.93 m (the resulting grid size) i.e. 494 m, 741 m, 987 m and 1235 m.

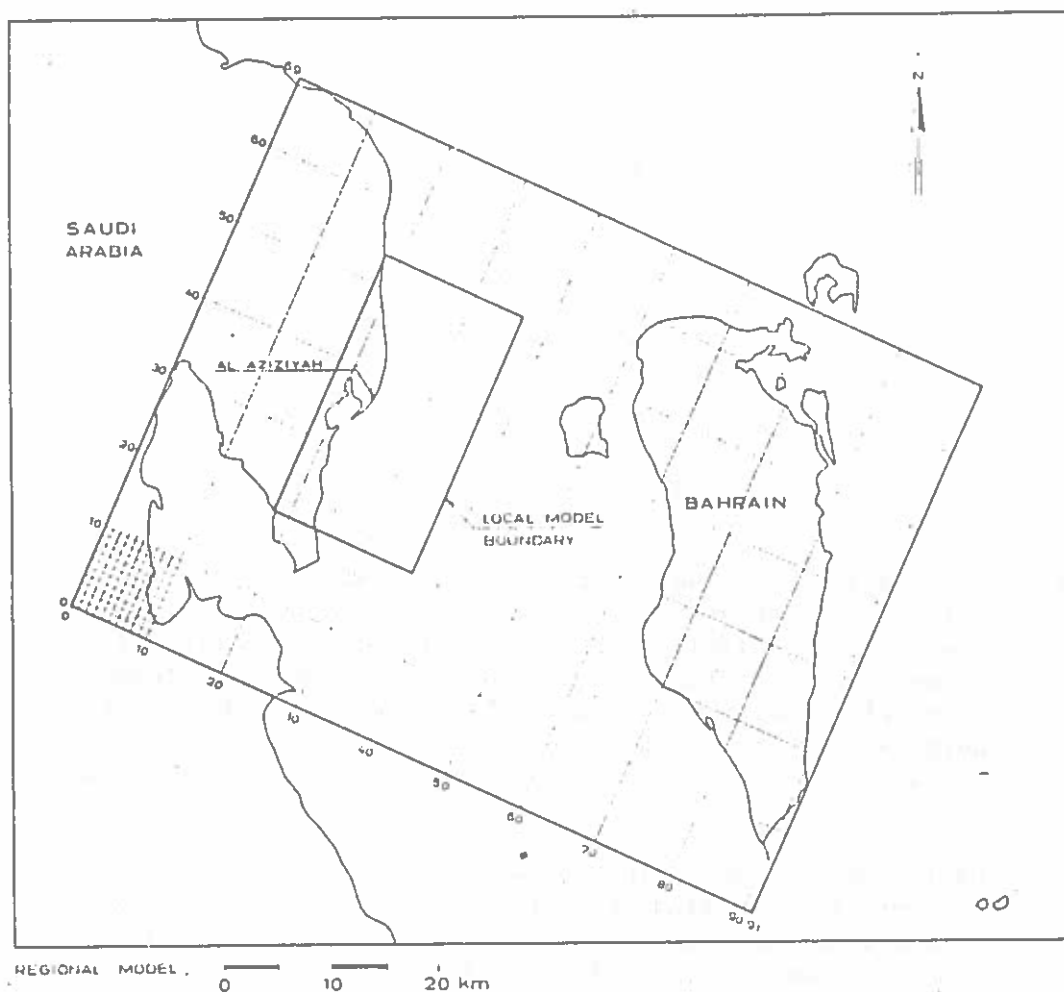


Fig. 4 Regional Model and Local Model.

Transport-Dispersion Model

A single local transport-dispersion model was sufficient to adequately describe the movements of the excess temperature and salinity fields which would arise from operation of the proposed plant. This model was based on the local hydrodynamic model and used the same grid and topography.

For every time step, water levels and velocities computed in the hydrodynamic model are used as input data at each corresponding grid point of the transport-dispersion model. The hydrodynamic input data includes regional effects such as net drift currents from the successive transfer of boundary data originating from the overall hydrodynamic simulation of the Gulf. In this way the effects of regional phenomena will be included in the excess temperature and salinity fields calculated in the "local" transport-dispersion model.

The procedure required for making a typical model run, is outlined in Fig. 5 below.

The mathematical models discussed above were set up using the hydrodynamic and transport-dispersion stages of DHI's System 21 /1/.

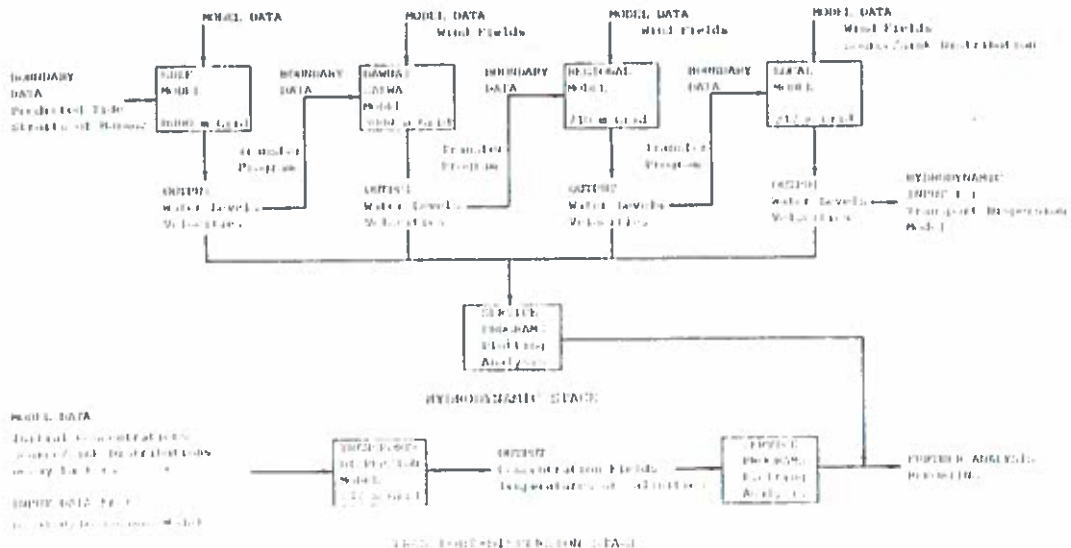


Fig. 5 Typical Sequence Involved in a Full Model Run.

The vertical integration of the equations used in S211D and S21TD assumes the flow to be well mixed, with velocity and concentration profiles uniform over the depth. The vertical salinity and temperature gradients are generally very small. Additionally, the increase in salinity and increase in temperature of the cooling water will combine to reduce the differences in density between the outfall discharge and its receiving waters. Except in the immediate vicinity of the outfall, the assumption of full vertical mixing was therefore considered reasonable.

The hydrodynamic models were calibrated and verified against water level and current measurements taken during the intensive field survey. A six day period covering spring tide conditions was used for calibration. A similar period of neap tide conditions was used for verification.

The principal requirements for any transport-dispersion model, is that the hydrodynamic input data be sufficiently correct and that the model is capable of using this input to accurately transport concentrations without introducing significant numerical dispersion. Further it was secured that the source distribution in the transport-dispersion model reproduced the near-field effects revealed in the physical models, in the most realistic way. A detailed discussion of the importance of the source distribution in transport-dispersion models with a certain discrete grid size is given in /2/.

Dispersion coefficients used in the transport-dispersion model were calculated on the basis of intensive dye tracer investigations. With the calculated dispersion coefficients the transport-dispersion model was checked by simulating two selected dye tests. The degree of spreading of the dye patch obtained in the model showed that the calculated dispersion coefficients were reasonable.

3.3 Recirculation

For comparing and optimizing the intake and outlet channel lengths for Alternative A and B all tests were carried out under actual tidal conditions. As comparison period was chosen two tidal cycles between neap and spring tide. Fig. 6 shows envelopes of maximum and mean excess temperatures occurring during the comparison period for one intake/outlet situation.



Fig. 6 Envelopes of Maximum and Mean Excess Temperatures Alternative A - 700 m.

Typical characteristics of the intake excess temperature are shown in Fig. 7. The direct recirculation is shown added to the far-field indirect recirculation, raising its peak values. Results of the interaction physical model tests reveal a 50-60% direct recirculation for Alternative A, 450 m i.e. a peak value of 50-60% of the discharge excess temperature. It should be noted that the addition of direct and indirect recirculation provides a conservative upper value. For culvert length of 700 m and longer, and for Alternative B the direct recirculation is only very small, i.e. 0.1-0.2°C.

The statistical characteristics of the intake excess temperature variations were evaluated with due consideration to: Tidal conditions, background sea temperature, wind speed, operational conditions, plant layout, culvert length. For this purpose a 15 days' design period was constructed.

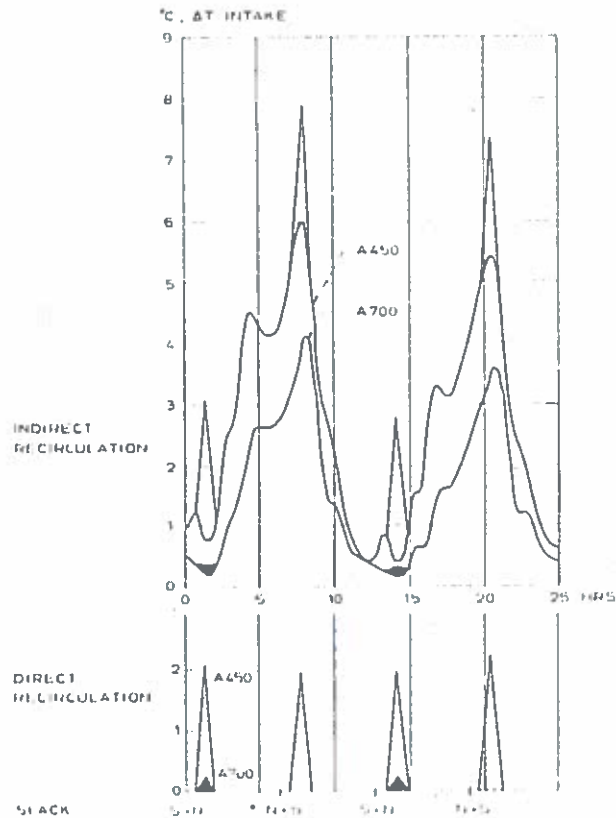


Fig. 7 Direct and Indirect Recirculation for A, 450 m and A, 700 m.

4. RECIRCULATION MANAGEMENT

Preference of one intake/outlet alternative over another depends on the criterion against which the alternative is judged. Therefore the advantage or disadvantage of Alternative A, against B was analysed using various criteria.

After these analyses a final judgement must be made, giving a certain weight to each of the criteria employed. To do this requires insight into the operational characteristics of the plant, costs of certain alternative constructions, as well as an insight in the program and investments for future extensions.

For most of the criteria employed it was found that a specific tendency between Alternative A and B applies regardless of the length of culvert. So, for most of the criteria employed one may first select the alternative and then select the length.

For one criterion however, this procedure is not applicable. When employing an optimum criterion of plant efficiency loss versus construction cost, the optimal length should be computed and then for this length the total cost. Then the total cost obtained for each alternative should be compared.

Below are given examples of applicable criteria.

In Fig. 8 are shown comparisons between Alternative A and B under different temperature exceedance criteria.

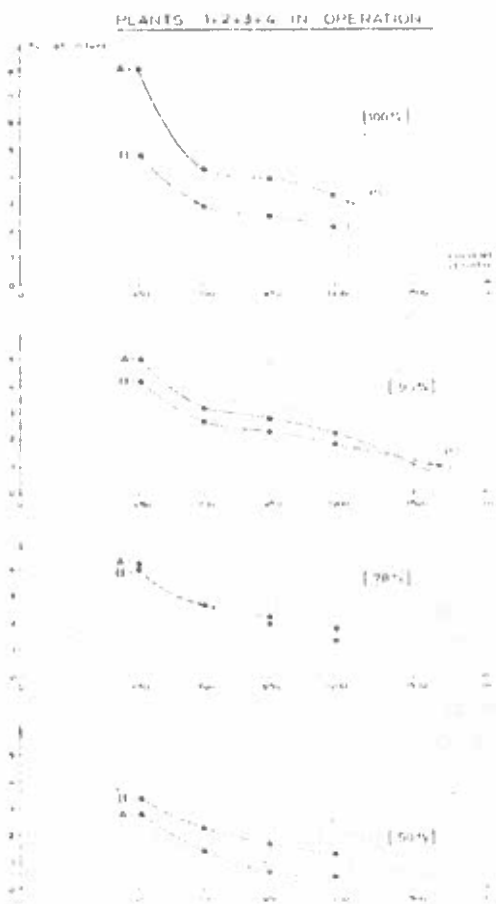


Fig. 8 Comparison Alternative A and B under Temperature Exceedance Criterion. During the percentage or time indicated, ΔT intake is less than the temperature indicated by the curve.

From Fig. 8 it can be seen that whereas the 100% and 90% lines for Alternative A are above those for Alternative B for all culvert lengths considered, the reverse becomes true for the 50% lines. Thus between 90% and 50% some cross-over must take place.

For a 700 m culvert length this cross-over point was found to be, $\Delta T \leq 2.6^\circ\text{C}$ during 78% of the time for all plants in operation.

Thus it could be stated that:

1. For 700 m culverts the excess temperature which is not exceeded during 78% of the time will be the same for both Alternative A and Alternative B.
2. For culverts less than 700 m the excess temperature which is not exceeded during 78% of the time will be greater for Alternative A than for Alternative B.
3. For culverts greater than 700 m the excess temperature which is not exceeded during 78% of the time will be lower for Alternative A than for Alternative B.

A very relevant measure of performance is the sum of the excess temperature over a certain period. This gives a certain "degree.hrs" quantity. For a comparison period of 25 hrs this quantity has been determined for Alternative A and B and plotted in Fig. 9.

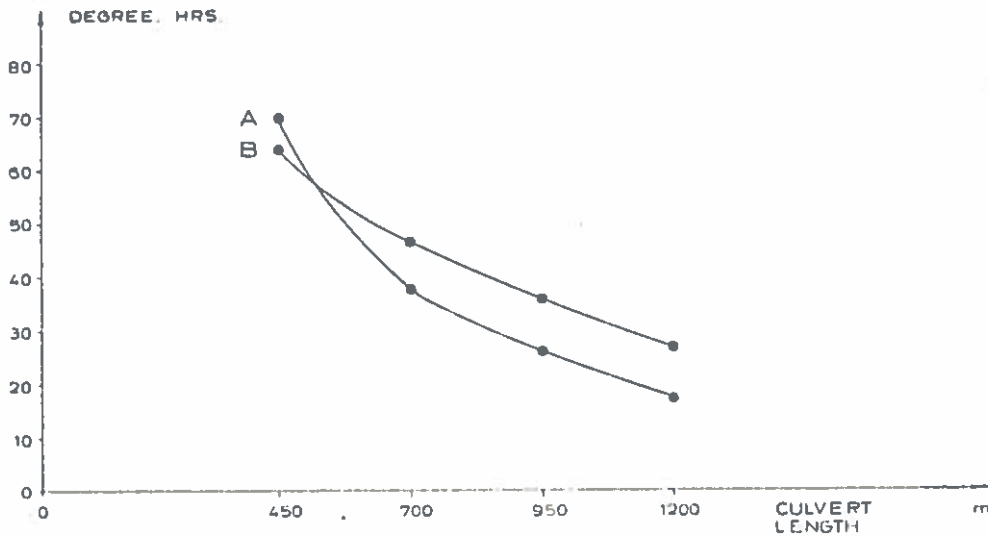


Fig. 9 Comparison of Alternative A and B for the Sum of Excess Temperature over 25 hrs - the "Degree.Hrs" criterion.

In general the objective of recirculation management is to minimize the sum of construction and plant operation costs and possible damages to the aquatic environment. The applicability of this principle is shown in /3/.

In this case study it was obvious that the spacing between intake and outfall has decisive importance for the overall economy of the plant. By providing a small distance between intake and outfall, construction costs are kept low at the expense of a more or less permanent reduction of the plant's efficiency due to the associated higher degree of recirculation. On the other hand, a very large spacing may impose unnecessarily high costs of construction which may not be justified by the associated gain in terms of plant efficiency.

An optimization analysis can only be carried out with insight into the operational characteristics of the plant as well as knowledge of the program and investments for future extensions. This has not been terminated so far.

For illustrative purposes an optimization has been carried out using simplified cost functions. An optimum culvert length was calculated at nearly 1300 m for both alternatives but with smallest loss of efficiency with Alternative A.

5. HYDRAULIC DESIGN

Hydraulic design analyses have been carried out for intake structures, culverts and outfall structures. The design criteria were determined according to a situation which has a probability of occurrence once/50 years.

Based on physical model tests the outfall structure was designed to distribute the flow evenly over the width of the overflow and to discharge the cooling water with so small a momentum as possible.

Transient flow conditions in the intake cooling water system were investigated, including design of measures to control the flow conditions.

6. CONCLUSIONS

The case study has shown that at the moment physical and mathematical models in combination constitute an optimum tool in studies of recirculation of cooling water. Complicated hydrodynamic conditions and intake/outlet interaction demand this approach in final design studies.

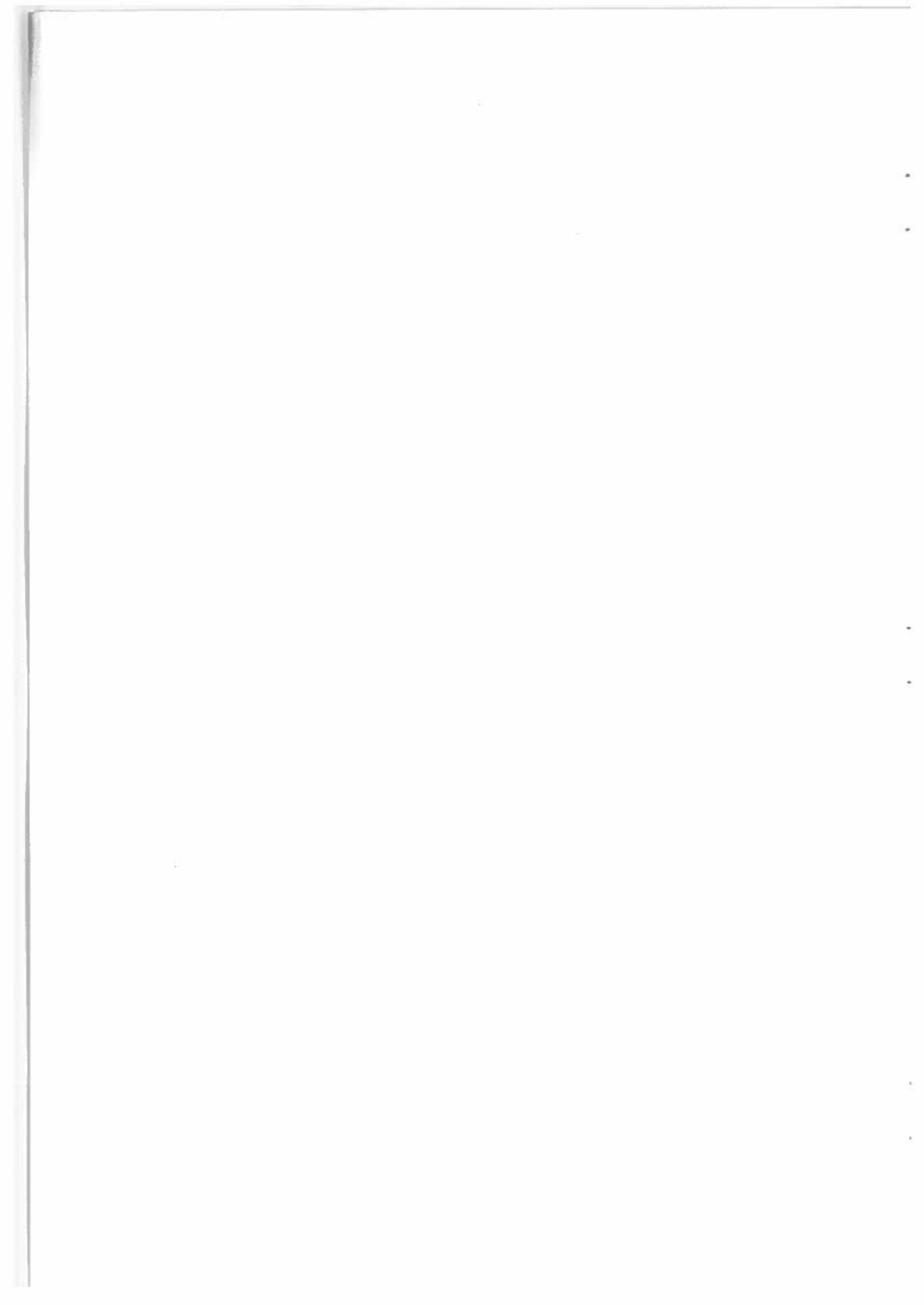
Further it is demonstrated how variations in design parameters easily can be tested in the models and provide the basis for the optimization of the cooling water system. It is shown that preference of one intake/outlet alternative over another is greatly dependent of the criterion against which the alternative is judged.

ACKNOWLEDGEMENT

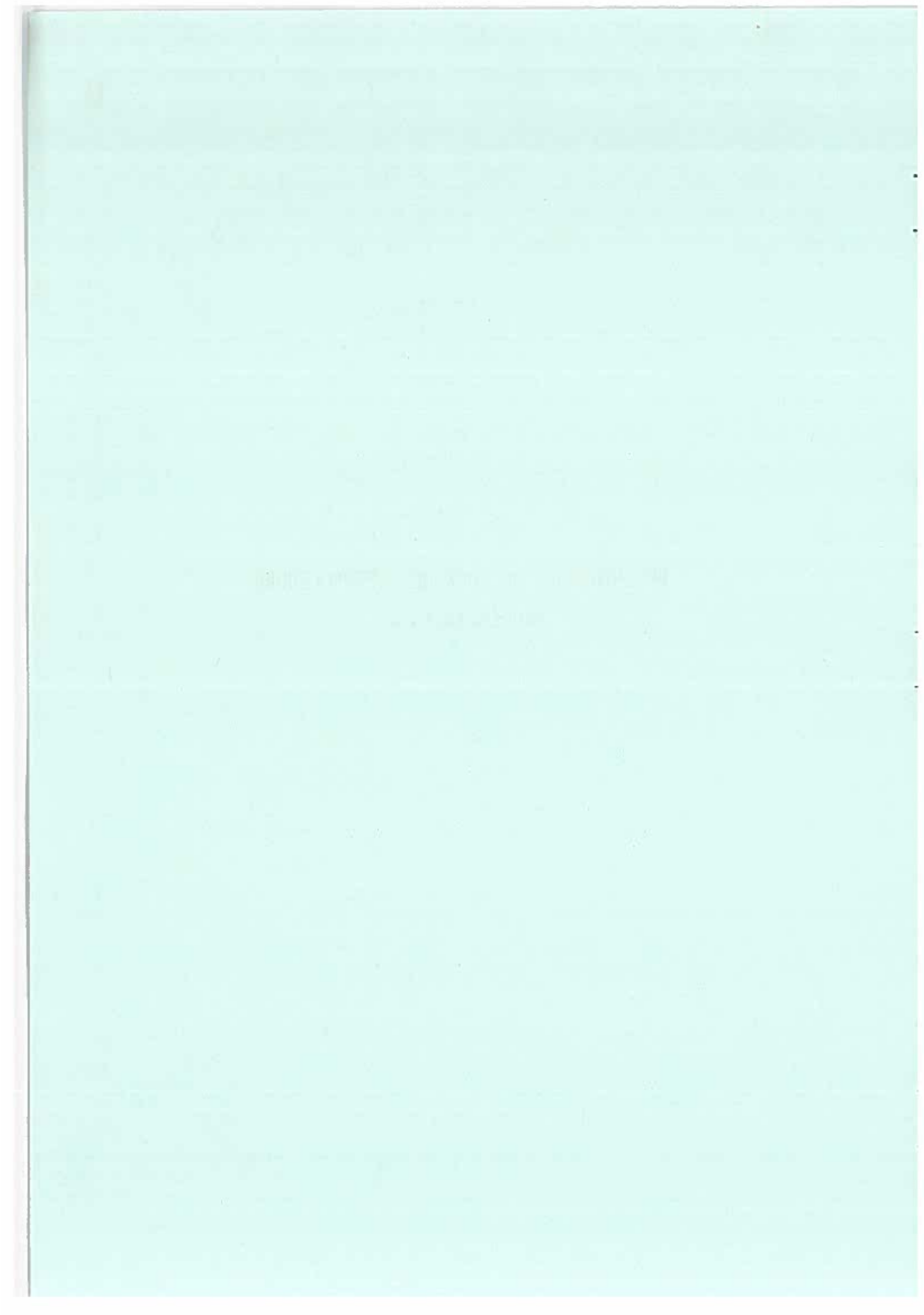
The work reported here was commissioned by Hyundai Construction Company of South Korea. Hyundai as a member of a consortium of companies is in contract with the Saline Water Conversion Corporation, SWCC of Saudi Arabia. Fichtner Consulting Engineers, of Stuttgart, W. Germany, are the SWCC's consultant on the project. Hyundai and Fichtner have participated in discussions of all principal aspects of this study and DHI gratefully acknowledges their active role. We would like to express our appreciation to SWCC, who kindly allowed this work to be reported.

REFERENCES

1. Description of System 21, March 1979, Danish Hydraulic Institute.
2. Rodenhuis, G.S. and Kroszynski, U.: Numerical modelling in Cooling Water Circulation Studies: Techniques, Principle Errors, Practical Applications. Conf. on Waste Heat Management and Utilization, Florida, 1977.
3. Schrøder, H.: Selection of Alternative Coastal Locations. Conf. on Waste Heat Management and Utilization, Florida, 1977.



**BESLUTNINGS- OG GODKENDELSESPROCEDURE
PANELDISKUSSION**



PANELDISKUSSION:

Beslutnings- og godkendelsesproceduren ved anlæg af kraftværker (specielt spildvarme-problematikken)

Deltagere: Afdelingsingeniør Hermansen, Elsam

Formand for teknisk udvalg
Knud Erik Særkjær
Århus Amtskommune

Afdelingsingeniør Tage Lehn-Schiøler
Århus Amtskommune

Overingeniør E. Somer
Miljøstyrelsen

Ordstyrer: Amtsvandinspektør Back, Århus Amtskommune

Referent : Civ.ing. Helge Gravesen, Rambøll & Hannemann.

Hermansen:

Kraftværkernes ansøgning til amtet drejer sig i høj grad om kølevandsproblemer. I Danmark har der generelt ikke været konstateret nogle problemer, men problemdefineringen er herhjemme præget af de udenlandske erfaringer med udledning til floder og søer. Der skelnes mellem placering ved eksisterende pladser og ved nye pladser. Med det erfaringsgrundlag, der nu er indhentet fra undersøgelser på 7 pladser, (se fig. 1), bør det fremover være muligt med et mindre undersøgelsesniveau, men der er en tendens til at vejledningen fra Miljøstyrelsen opfattes som minimumskrav, og hidtil er der anvendt 1 - 2 mill. kr. til undersøgelser pr. plads. Resultatet har altid været, at der blev konstateret, at der ikke var væsentlige problemer.



Figure 1. Locations of power plant survey areas in Denmark.

Der eksisterer gode og veldokumenterede metoder for bestemmelse af hydrauliske parametre, og biologerne kan efterhånden også give gode forudsigelser. Men det springende punkt er acceptable grænser. På trods af at amterne er blevet mere specifikke i deres krav og på trods af relative gode undersøgelser er der stadig for meget subjektivitet i grundlaget for tilladelserne. Dette er f.eks. i modsætning til tilsvarende problemer vedrørende luftforurening, hvor der er klare kriterier.

Som en lidt provokerende opstilling viser Fig, 2, at størrelsesordenen af den totale varmeudledning for Studstrupværket er væsentlig mindre end svarende til variationen i solindfald.

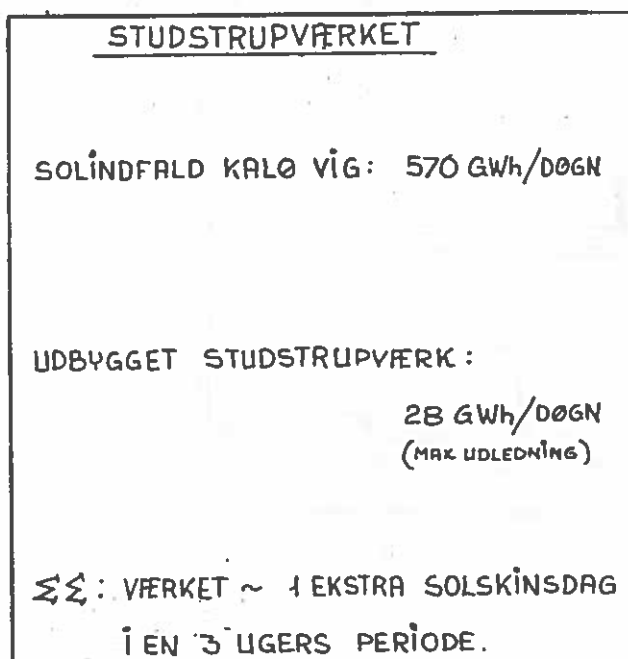
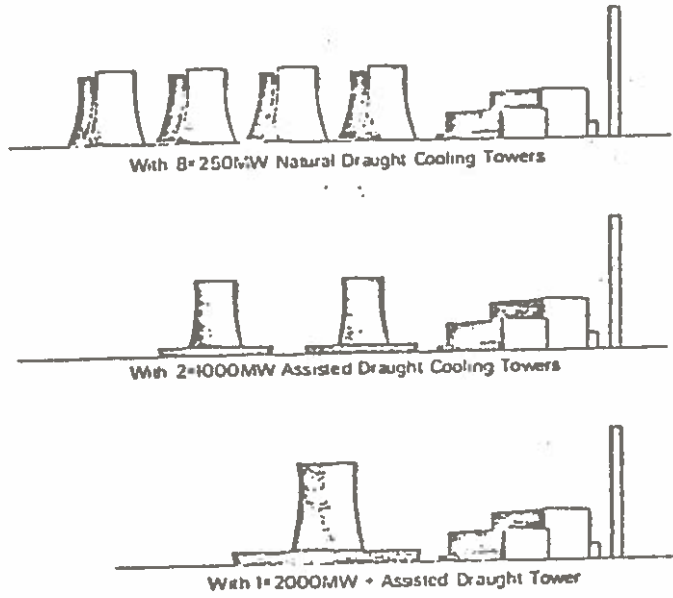


Fig. 2.

Somer:

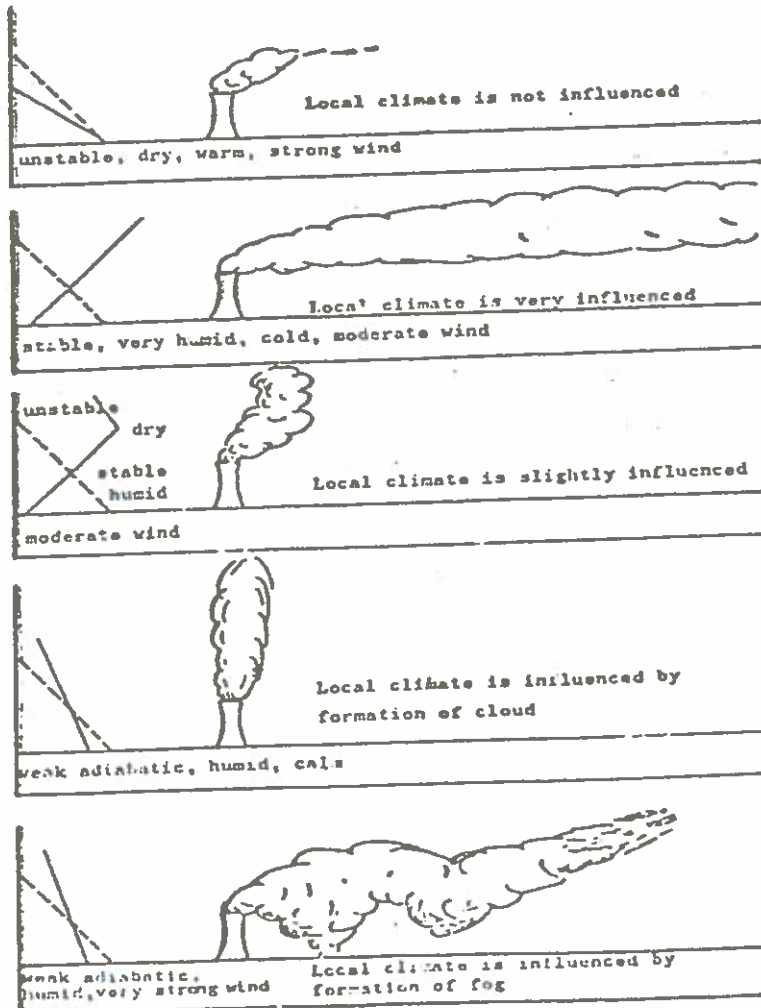
Der er væsentlig forskel på udbygning i forbindelse med eksisterende værker og udbygning på nye pladser. Den førstnævnte kan bedømmes på grundlag af eksisterende erfaringer, mens de sidstnævnte kræver større dokumentation. For at samle op på de hidtil indhentede erfaringer skal der nu laves et fællesarbejde imellem Miljøstyrelsen og kraftværkerne. Dette vil forhåbentlig resultere i forenkede undersøgelsesprogrammer i fremtiden.

For at give den rette proportion i diskussionen om udledning af kølevand kan kort refereres til alternativet med køletårn og de æstetiske og miljømæssige problemer denne løsning medfører (Fig. 3 - 4).



Skyline view of cooling towers.

Fig. 3.



Atmospheric conditions and plume formation on cooling towers.

Fig. 4.

Miljøstyrelsen opererer med følgende administrationskala (Fig. 5)

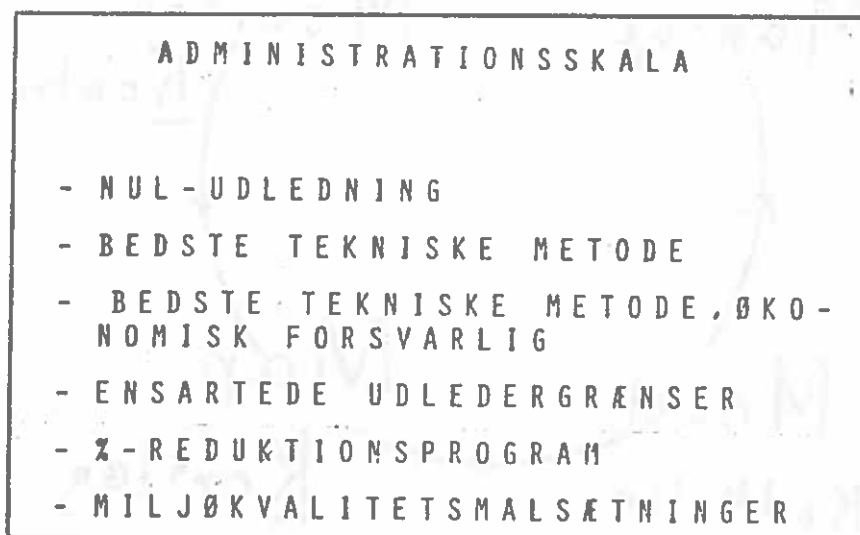


Fig. 5.

I udlandet opereres ofte med faste grænser, men samfundsøkonomisk er det bedre med en lokaliseringspolicy under hensyntagen til den individuelle recipient, d.v.s. ud fra en miljøkvalitetsmålsætning.

Fig. 6 og 7 skitserer beslutningssystemet, hvor feed back anvendes når det viser sig, at de oprindelige krav ikke kan opfyldes, så målsætningen må slækkes.

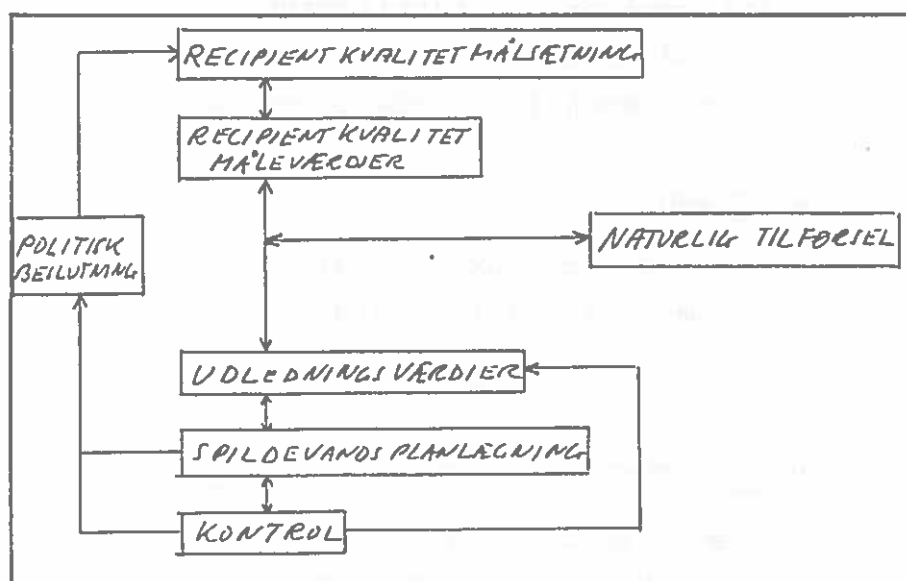


Fig. 6.

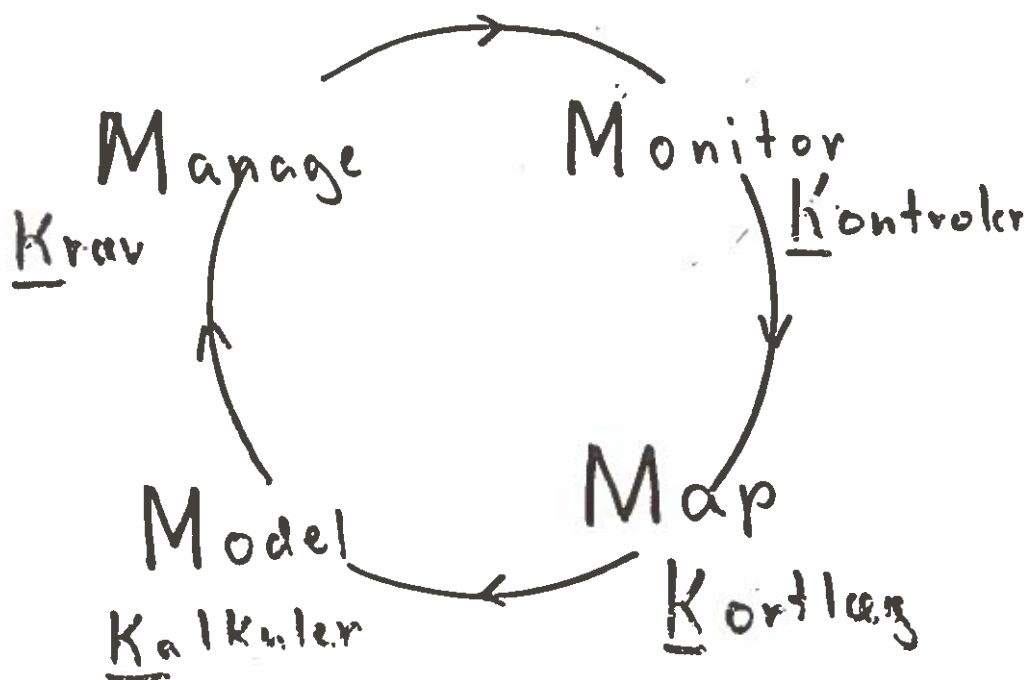


Fig. 7.

<p>GRÆNSEVÆRDIER for RECIPIENTKVALITETSMÅL er:</p> <p><u>FERSKVAND</u></p> <p>(få områder i naturtilstand) anvendelsesbestemte undgå væsentlig skadelig effekt</p> <p><u>KYSTVAND</u></p> <p>(bortset fra lukkede områder og nærområder: næsten naturtilstand) bevar forhold nær naturtilstand</p> <p><u>MILJØFREMMEDE, SKADELIGE STOFFER</u></p> <p>Grænseværdier skal sikre mod toksiske langtidseffekter.</p>

Fig. 8.

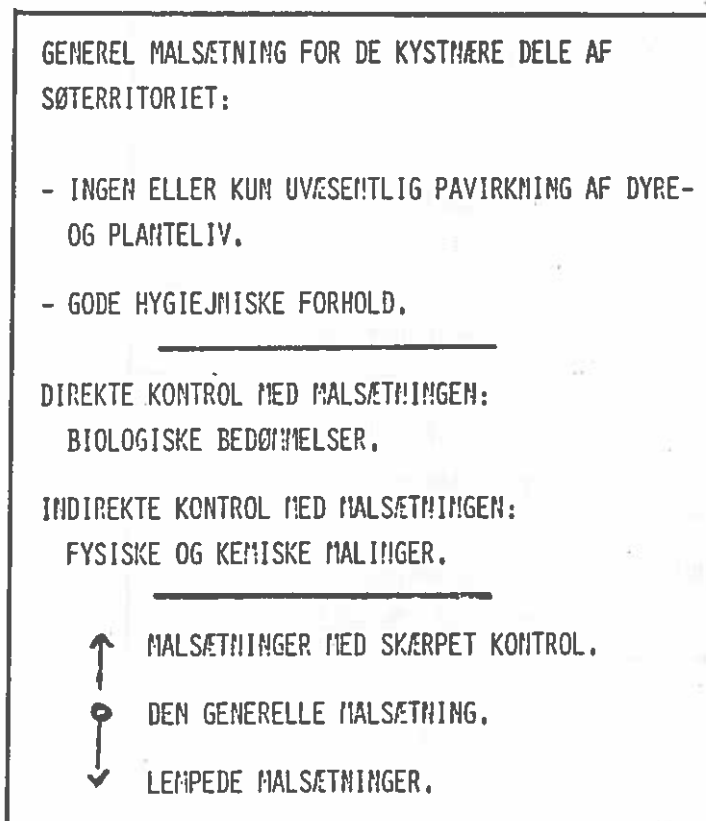


Fig. 9.

<u>TYPER AF MALSÆTNINGER MED SKÆRPET KONTROL.</u>	
NATURVIDENSKABELIGE	A. MARINBOTANISKE OG MARINZOOLOGISKE INTERESSEOMRADER B. VANDFUGLEOMRADER C. SÆLOMRADER
FISKERI	A. OPVÆKSTOMRADER FOR FISK B. BUNDGARNSFISKERI C. ANDET FISKERI D. ØSTERS- OG BLAMUSLINGEFISKERI E. HAVNE MED OPBEVARING AF LEVENDE FISK
REKREATIVE	BADNING
KRITISKE NATURFORHOLD	OMRADER MED NATURGIVENT OXYGENSVIND
KONTROLKRAV	REFERENCEOMRADE FOR DEN GENERELLE MALSÆTNING

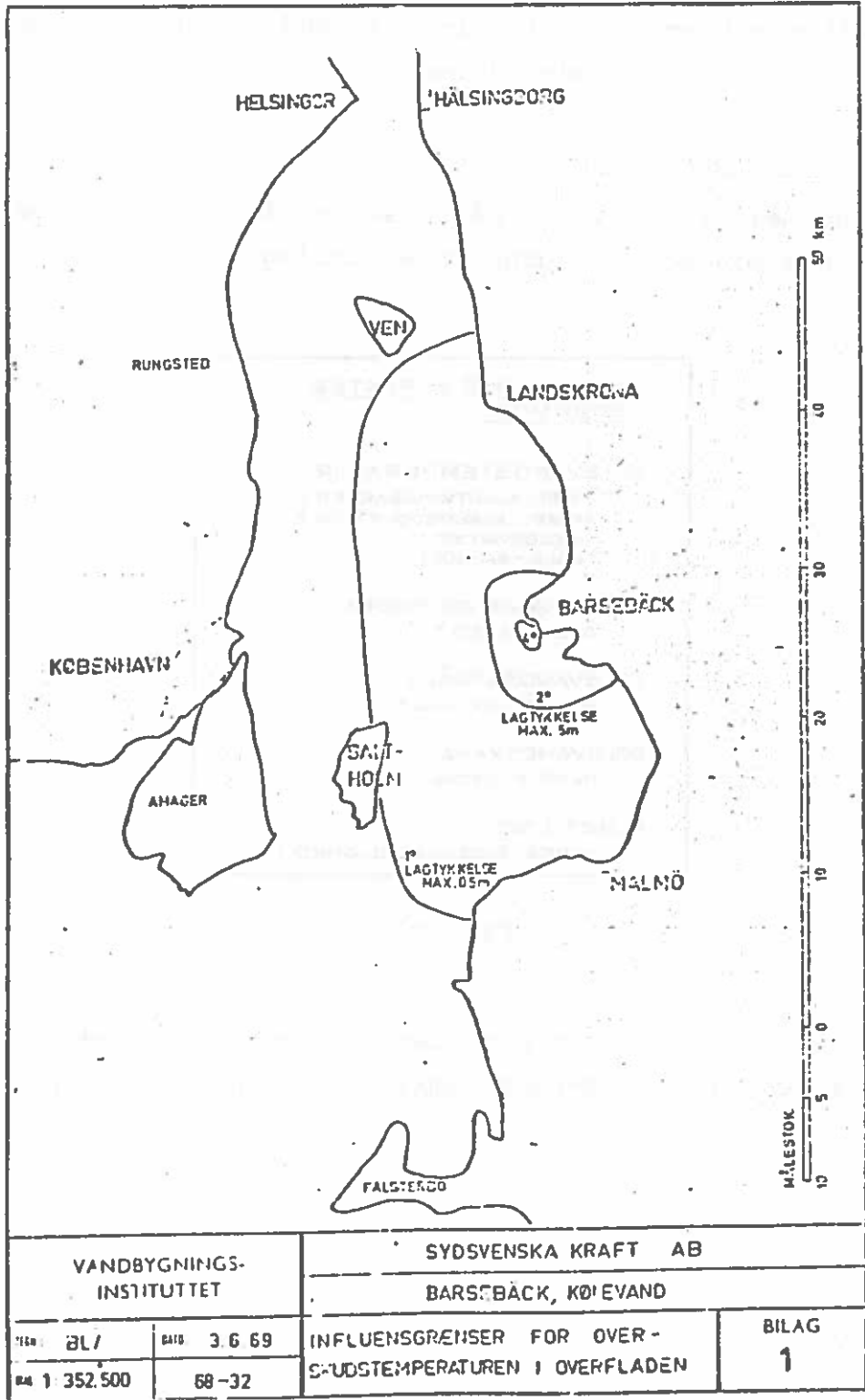
Fig. 10.

<u>TYPER AF MALSETNINGER MED LEMPEDE KRAV</u>	
RECIPIENT	A. SPILDEVANDSNÆROMRADE B. KRAFTVÆRKSOMRADE C. KLAPPEOMRADE D. LANDBRUGSBELASTET OMRADE E. SALTVANDSDAIBRUG
SKIBSFART	A. ERHVERVSHAVN B. SKIBSOPLÆGNING
RASTOFINDVINDING	A. STENOPTAGNING B. SAND- OG RALSUGNING

Fig. 11.

For kølevandsområde defineres området hvor lempede krav må accepteres, nu som det område hvor temperaturen i 20% af tiden er forøget med 1°C (indhyldningskurve). Udenfor dette område optræder der normalt minimale biologiske effekter. Et eksempel er vist på Fig. 12.

Erfaring fra eksisterende værker vil give værdifuld vejledning, når tærskelværdier (f.eks. % stigning i vandtemp.) skal fastsættes.



VANDBYGNINGS- INSTITUTTET		SYDSVENSKA KRAFT AB	
		BARSBÄCK, KÖPEVAND	
TEMA: 2L7	DAID: 3 6 69	INFLUENSGRÄNSER FOR OVER- S-UDSTEMPERATUREN I OVERFLADEN	BILAG 1
MA 1 352.500	68-32		

Fig. 12.

Det skal understreges, at kravene fra Miljøstyrelsen er vejledende medens amterne beslutter. Endelig kan det nævnes, at miljøproblemerne i forbindelse med kulhavn kan være mere kritiske end kølevandsproblemer.

Biologiske problemer

For Bo Møller, VKI, der måtte sende afbud, skitserede Somer kort det biologiske vurderingsgrundlag.

<u>HVILKE MULIGE EFFEKTER BEDØMMES</u>
KØLEVANDSTEMPERATUR . FÆRRE KOLDTVANDSARTER ? STØRRE ALGEPRODUKTION ? FISKEOPVÆKST ? FUGLE - SÆLER ?
PUMPNING AF KØLEVAND DØDELIGHED ?
KØLEVANDSSTRÅLE BUNDPÅVIRKNING ?
KØLEVANDSKANAL „MERE FJORDAGTIGT“ ?
KLORTILSÆTNING UDBREDELSE, SKADELIGHED ?

Fig. 13.

Kloring synes ikke at have mærkbar indvirken undtaget i begrænsede lokale områder omkring udledningsstederne.

DIREKTE KONTROL AF GENEREL MALSÆTNING (BIOLOGISK)	
PLANKTON	MODERAT ALGEBIOMASSE INGEN "UNATURLIG" DOMINANS AF BLAGRØNALGER
MAKROPHYTER	STOR DYBDEUDBREDELSE AF ALEGRÆS OG ALGER VERTIKAL ZONATION INGEN "UNATURLIG" DOMINANS AF GRØNALGER (ULVA LACTUSA, CLADOPHORA SP., ENTEROMORPHA SP.)
BUNDINVERTEBRATER	VARIERET ARTSSAMMENSETNING UDEN DOMINANS AF POLYCHÆTER (BORTSET FRA NORDSØOMRÅDET) MODERAT INDIVIDANTAL UDEN DOMINANS AF ENKELTE ARTER ELLER GRUPPER AF NEMATODER OG OLIGOCHÆTER
FISK	TILSTEDEVÆRELSE AF ALMINDELIGE ARTER (ÅL, SKRUBBE, ISING, RØDSPÆTTE, TORSK, ØRRED) <u>I GOD KVALITET</u> SÆSONMÆSSIG FOREKOMST AF SILD, HORNFISK, MAKREL OG PÅ LAVT VAND(UNDER 2 M) KJUTLINGER (Gobidae), YNGEL (O-GRUPPE) AF FLADFISK

Fig. 14.

Særkjer:

Den politiske stillingtagen er præget af at selv store sager som Studstrup udbygning normalt først forelægges efter tekniske bedømmelser og på et så sent tidspunkt, at hele sagsbehandlingen foregår forceret under tidspres.

Med udgangspunkt i Studstrup-udbygningen kan problemerne for den politiske stillingtagen på amts plan skitseres gennem følgende punkter:

- 1) Værkets placering besluttet
- 2) Første udvidelse var godkendt
- 3) Anvendelse af genbrugsvarme besluttet d.v.s. den store udbygning var besluttet på forhånd

- 4) Hensyn til love
(fysiske planlægning, naturfredning, miljøbeskyttelsen, varmforsyningsplanlægning)
- 5) Udtalelse fra Ministeriet og Styrelsen
- 6) En stor del af sagsbehandling foregår i primærkommunen
- 7) Amtskommunernes administration lidt kompliceret (sagen vedrører mange, koordinationsgruppe nedsat men fungerende ikke så godt).
- 8) Ansøgeren vil helst klare sig med at undersøge for 1 - 2 mill. kr.

Behandling af hensyn til miljøkrav:

Den generelle målsætning for kystnære områder var ikke anvendelig for kølevandet, så der var behov for at vurdere lempede krav. Faste regler for lempede krav vil ikke være gunstige for ansøgeren, idet de nemt ville blive for stramme. F.eks. er Kalø Vig væsentlig mere sårbar end et område ved Grenå eller Glatved. Der må tages hensyn til den samlede skadelige effekt fra flere byggerier, så det enkelte byggeri må ikke udnytte området til grænsen. Specielt må der tages hensyn til spildevand. I Studstrup-tilfældet fungerede lands- og regionsplanloven ikke hensigtsmæssigt, idet rationel anvendelse af overskudsvarme kræver større bebyggelse nær værket i modstrid med eksisterende planer. Problemer optræder, fordi det er billigt at transportere el men ikke varme.

Under hensyn til dette ønskede amtet udbygningen begrænset, men udbygningen var da allerede godkendt i energiministeriet. Resultatet blev lempede krav i 7-8 km² nærområde (fig.15) samt en noget reduceret tilladelig udledning for at der ikke skulle gives tilladelse til mere end skønnet nødvendigt. Udledningsproblemet er størst i sommermånederne, hvor der er et minimalt forbrug af overskudsvarme.

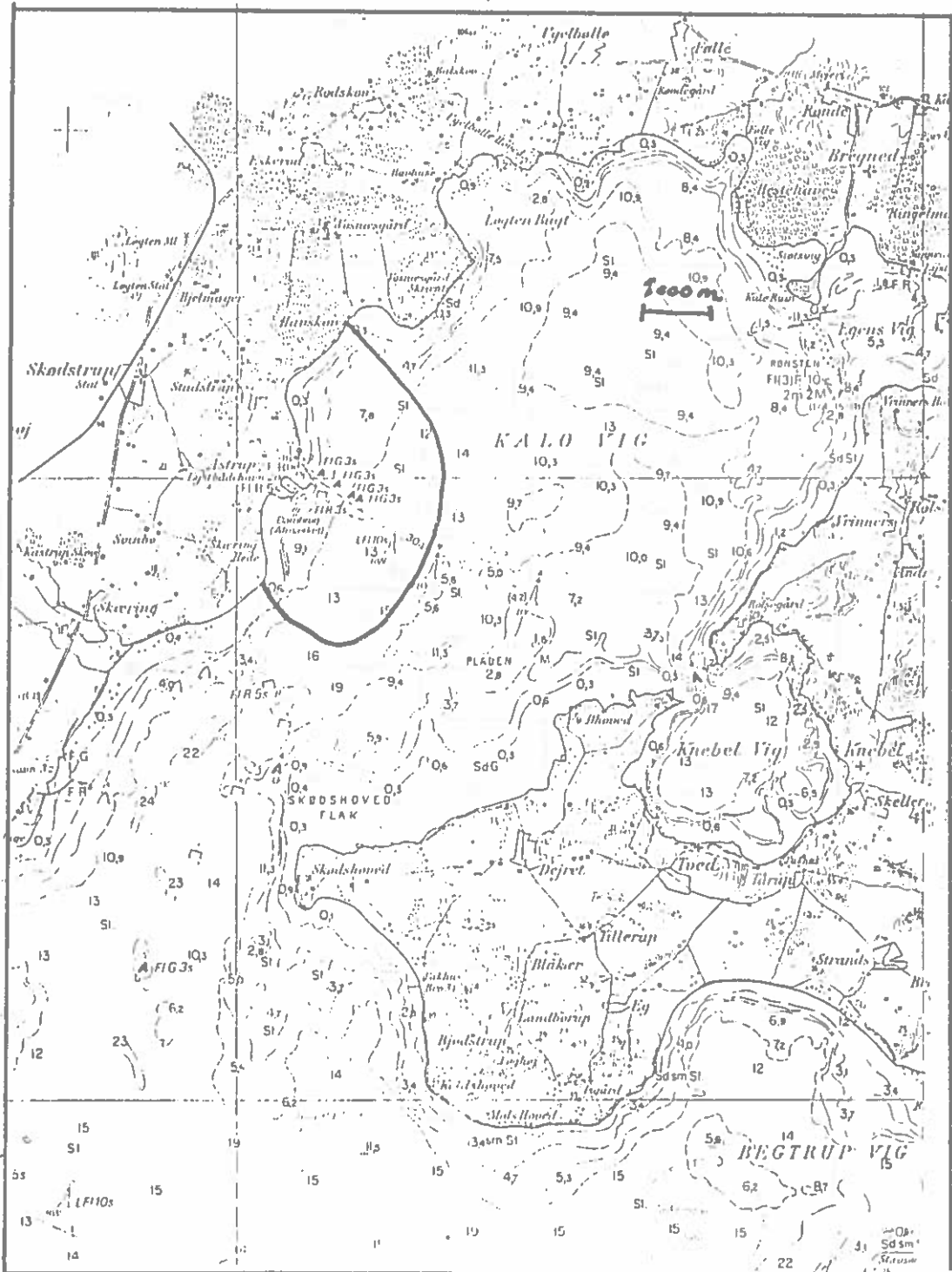


Fig. 15.

Lehn-Schiøler

Omtalte tilblivelsen af recipientkvalitetsplanen for Kalø Vig og konstaterede den meget begrænsede vejledning vedr. de kystnære områder, idet recipientkvalitetsplanen blev udarbejdet, før Miljøstyrelsens vejledning forelå.

Fig. 16 viser behandlingsproceduren ved ansøgning om recipientudledning.

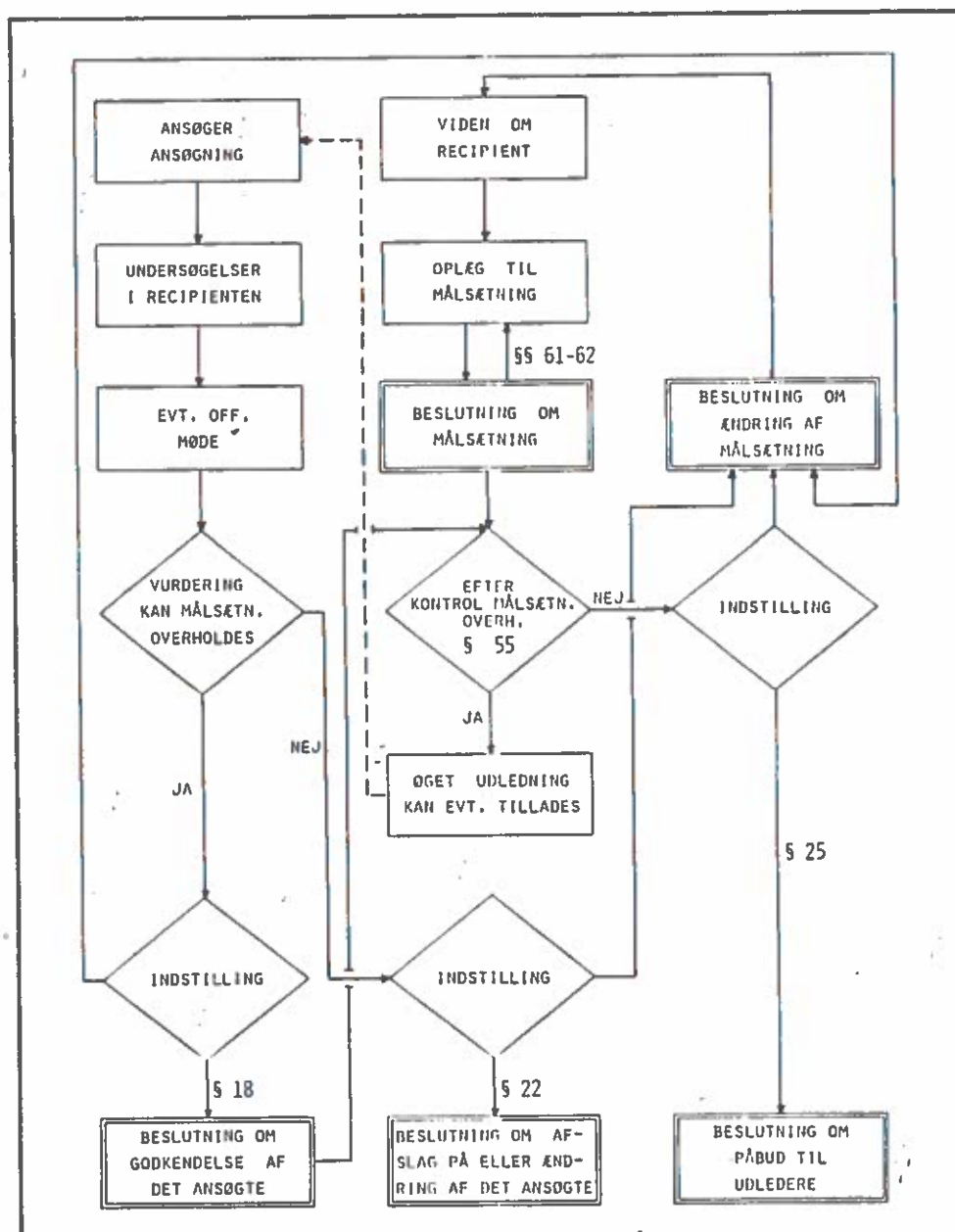


Fig. 16.

I Kalø Vig er det vanskeligt at beskrive vandskiftet på grund af springlagseffekter, og fordi der hvert år sedimenterer ca. 8000 t organisk stof med mange nærings-salte. Det vil være kritisk, hvis der skete noget, så disse nærings-salte blev frigjort. Årstidsvariationen gør vurderingen mere kompliceret end blot en sammenligning mellem udlednings-varmemængde og solindfald.

FORHOLD I OMRÅDE MED LEMPET
MALSÆTNING.

1. ΔT

STRÅLEBEREGNING $\geq 1^{\circ}$ C.

AKKUMULERING $\geq 0,9^{\circ}$ C.

MAX. I STRÅLE $8,3^{\circ}$ C. + AKK. + REC.

2. FASTSIDDENDE ALGER

ÆNDRING AF ARTSSAMMENSETNING

FORØGELSE AF VÆKSTHASTIGHED

FORØGELSE AF NEDBRYDNINGSHASTIGHED

LAVERE MIN. O_2 I ÅLEGRESBÆLTE.

3. BUNDEFAUNA

ÆNDRING AF ARTSSAMMENSETNING

FORØGELSE AF VÆKSTHASTIGHED

4. PHYTOPLANKTON

FORØGELSE AF VÆKSTHASTIGHED

FORØGELSE AF NEDBRYDNINGSHASTIGHED

LILLE FORØGELSE AF ALGEPRODUKTIONEN

5. ZOOPLANKTON

STØRRE ARTER: FORMINDSKELSE AF BESTAND I INDRE DEL
AF KALØ VIG

MINDRE ARTER: FORMINDSKELSE AF BESTAND I NEROMRÅDE

6. FISK

RINGE REDUKTION AF BESTAND I KALØ VIG

LOV OM MILJØBESKYTTELSE.

§ 1. VED DENNE LOV TILSTRÆBES AT:

- 1) FOREBYGGE OG BEKÆMPE FORURENING AF LUFT, VAND OG JORD,
- 2) FOREBYGGE OG BEKÆMPE STØJLEMPER,
- 3) TILVEJEBRINGE HYGIEJNISK BEGRUNDEDE REGLER AF BETYDNING FOR MILJØET, OG
- 4) TILVEJEBRINGE DET NØDVENDIGE ADMINISTRATIVE GRUNDLAG FOR PLANLÆGNINGEN OG INDSATSEN MOD FORURENING.

STK. 2. LOVEN SKAL SÆRLIG ANVENDES TIL AT SØGE SIKRET DE KVALITETER I DE YDRE OMGIVELSER, SOM ER AF BETYDNING FOR MENNESKERS HYGIEJNISKE OG REKREATIVE LEVEVILKÅR OG FOR BEVARELSE AF ET ALSIDIGT DYRE- OG PLANTELIV.

STK. 3. VED BEDømmELSE AF OMFANGET OG ARTEN AF FORANSTALTNINGERNE TIL FOREBYGGELSE OG IMØDEGÅELSE AF FORURENING SKAL DER PÅ DEN ENE SIDE LÆGGES VÆGT PÅ DE YDRE OMGIVELSERS BESKAFENHED OG FORURENINGENS VIRKNINGER PÅ DISSE OG PÅ DEN ANDEN SIDE DEN SAMFUNDSMÆSSIGE NYTTE AF DEN VIRKSOMHED, DER ER NÆVNT I § 2, OG OMKOSTNINGERNE VED BESKYTTELSESFORANSTALTNINGER.

Fig. 18.

Det er vigtigt at fastholde, at lov om miljøbeskyttelse (fig. 18) giver subjektiv afgørelse, fordi der kræves en afvejning af økonomiske og politiske vurderinger.

DISKUSSION

Christian Dyrberg:

- Hvordan vurderer politikerne de svære tekniske spørgsmål?

Særkjær:

Vi støtter os til teknikernes argumenter og anbefalinger.

Hermansen:

Der bruges mange penge til eksakte undersøgelser men beslutningernes egentlige baggrund er ofte uigennemskuelig. Hvor bygningstiden er ca. 4 år, har myndighedsbehandlingen taget 6-8 år.

- Somer: Miljøstyrelsen vil normalt specificere sine kriterier i form af et begrænset areal, hvor lempede krav tillades. Ydermere kræves at et område ikke belastes til grænsen, så der er reserver til nye anlæg.
- Ottesen-Hansen: Hvor stor del af undersøgelserne vedrører driftsøkonomi?
- Hermansen: Bortset fra recirkulationsundersøgelser er anvendelse af resultaterne på driftforhold kun biprodukter af de miljømæssige undersøgelser.
- Arne Jørgensen: Hvor lang tid tager normal godkendelsesprocedurer?
- Lehn-Schiøler: Studstrup-sag startet i 1974. Sagen blev undervejs kompliceret af de store grønalgemængder i sommeren 1975.
 Endelig ansøgning sendes april 1977
 Hydraulisk rapport 1978
 Ny ansøgning blok 4
 Offentlig møde dec. 1978
 Lokalplanlægning forår 1979
 Godkendelse af amtsråd jan. 80
 derefter anke og stadfæstelse men sidste anke ikke behandlet endnu.
 Nye sager kan gå hurtigere, men recipientundersøgelser kræver ca. 1 år.
- Svend Kjær: Er det kølevandsmængden eller energi der er problemet?
- Peter Mortensen (DHI): Til given kraftværk svarer given kølevandsmængde (fast overtemperatur). Mængden svinger med produktionen.
- Hermansen: Hidtil har der været regnet med ekstremforhold, og der er ikke taget hensyn til gennemsnitsbetragtninger (typiske situ-

ationer). Der bør regnes under hensyntagen til svingninger i produktion og forbrug af overskudsvarme.

Lehn-Schiøler:

Det vil være nyttigt med en simulering af aktuelle værdier i stedet for maksimale værdier.

Johnsen:

Hvor mange sagsbehandlingstimer blev anvendt hos myndighederne?

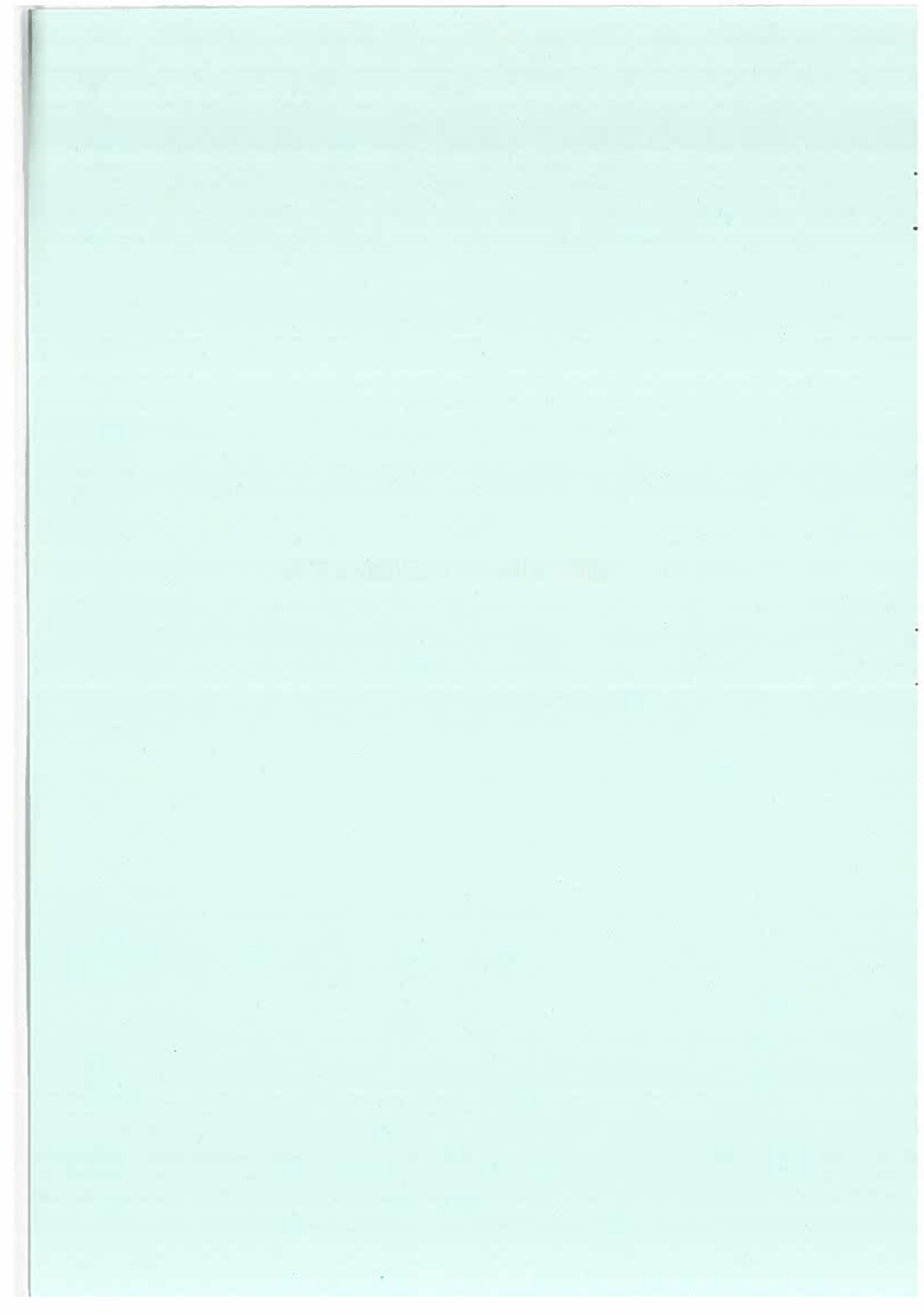
Lehn-Schiøler:

ca. $\frac{1}{2}$ mandår i amtet

Somer:

ca. det samme i Miljøstyrelsen.

UDFORMNING AF KØLEVANDSINDTAG



DANSK VANDBYGNINGSTEKNISK SELSKAB og DIF-ÅRH

SEMINAR OM:

Kraftværker og kulhavne, hydrauliske og vandbygningstekniske problemer.

19. februar 1981.

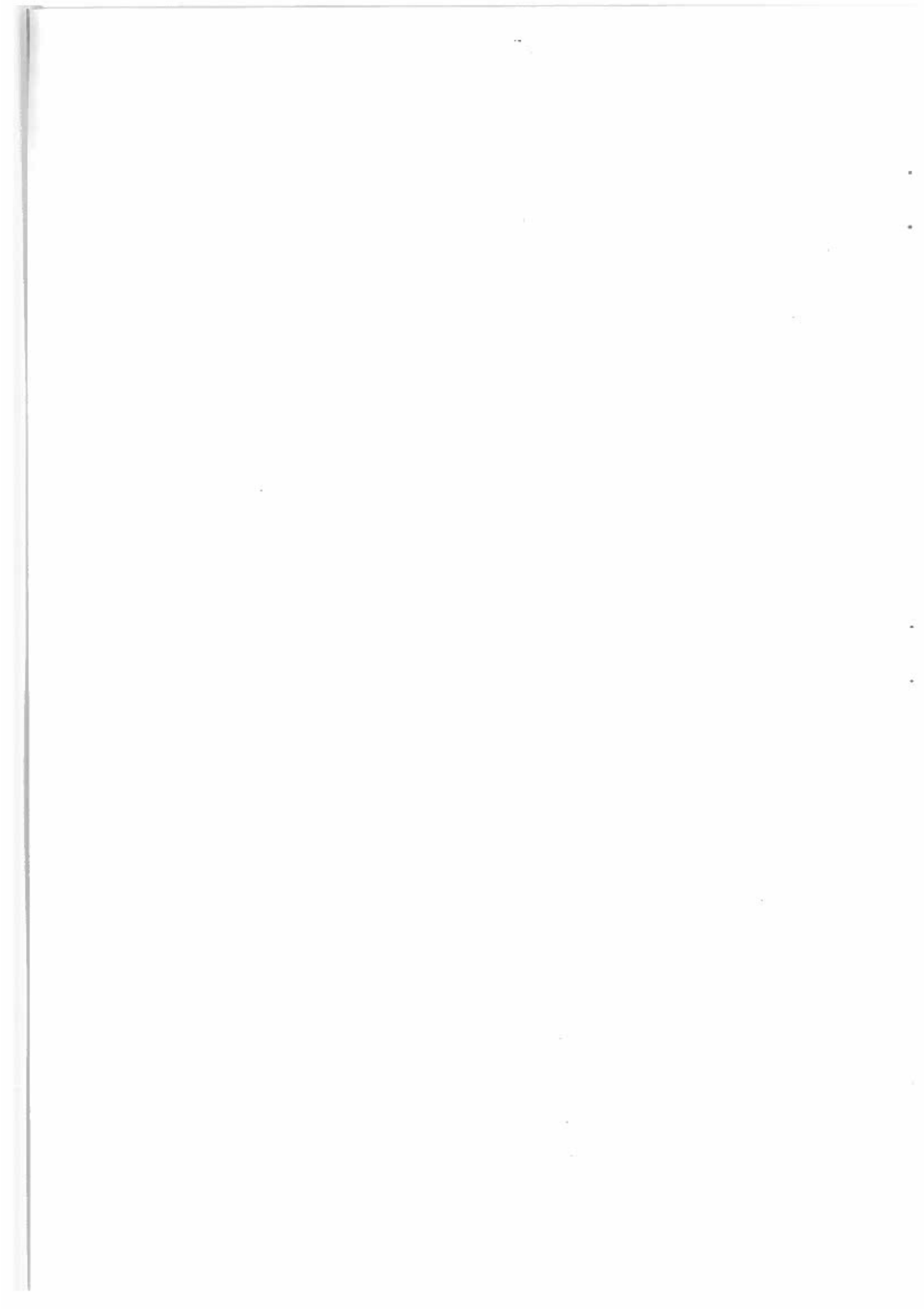
PROBLEMER VED UDFORMNING AF KØLEVANDSINDTAG

af

H.F. Burcharth

Laboratoriet for Hydraulik og Havnebygning

Aalborg Universitetscenter



PROBLEMER VED UDFORMNING AF KØLEVANDSINDTAG TIL KRAFTVÆRKER.

Af de mange problemer, der bør tages hensyn til ved projektering af kølevandsindtag, skal her kort omtales to problemer, nemlig det hydrauliske energitab i indtagsbygværket samt vibrationsfrembringende asymmetri i strømningen på sugesiden af pumpen.

1. Energitab i kølevandsindtag.

Generelt er det ønskeligt at reducere energitabene mest muligt. Almindeligvis vil større tværsnit, og dermed lavere vandhastigheder, samt mere strømlinede og konvergerende forløb af de faste begrænsninger bevirke en formindskelse af det hydrauliske tab, men samtidig en fordyrelse af indtagsbygværket.

En egentlig optimeringsanalyse kan vanskeligt foretages, bl.a. på grund af usikkerheden ved et skøn over den fremtidige pris på effekttabet. Et forsøg på en konsekvent optimering er måske heller ikke så påkrævet, idet det viser sig, at der ud fra almindelig omtanke, erfaring og mindre modelforsøg kan findes udformninger, hvor energitabet praktisk talt er reduceret til ingen ting, uden at bygværkets pris er forøget nævneværdigt.

Med udgangspunkt i modelforsøg udført på Laboratoriet for Hydraulik og Havnebygning, AUC i forbindelse med Rambøll & Hannemanns projektering af Studstrupværkets udvidelse skal problemet belyses. Det bemærkes, at kun indtag, der ligger langs - og ikke for enden af - en tilledningskanal eller en flod, omtales, idet sådanne indtag frembyder de største hydrauliske problemer.

Studstrupværket har idag én kølevandstilledningskanal, der forsyner de to eksisterende blokke 1 og 2. De udførte modelforsøg gik i første omgang ud på at undersøge, om den eksisterende kanal (bredde 7,0 m, bundkote -3,6 m) med eller uden modifikationer også kunne forsyne de

to planlagte blokke 3 og 4, se fig. 1. Modellen var en ufortegnet Froude model i længdemålestoksforholdet 1:50 med kanalruhed svarende til fuld muslingebegroning (Manningtal $35 \text{ m}^{1/3}/\text{sek.}$)

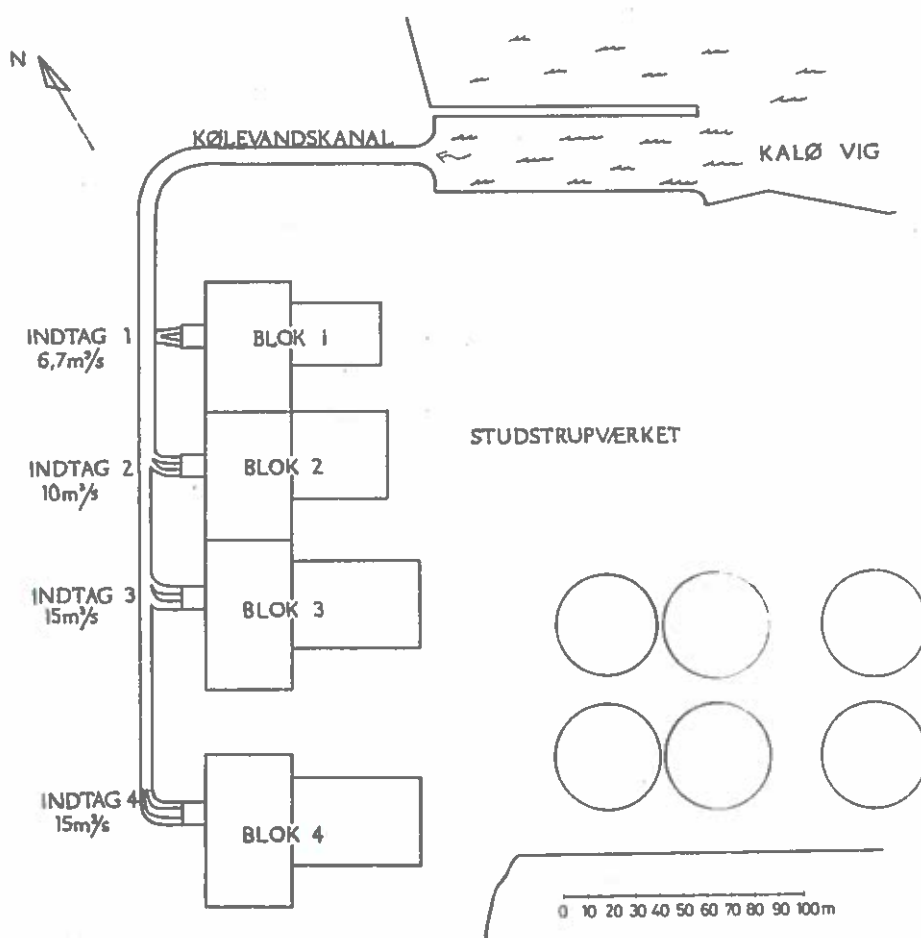


Fig. 1 Oversigtsplan, Studstrupværket

Forsøgene afslørede bl.a., at der ved fuldlastsituationer med samtidig lavvande i Kalø Vig kunne forventes store energitab i kanalen samt dårlige strømningsforhold med store energitab i indtagene. På denne baggrund blev det besluttet at forøge tværsnittet i den eksisterende kanal ved sænke bunden til kote $-4,4 \text{ m}$. For den nye kanalstrækning fra indtag 2 og videre frem blev bredden fastsat til $6,0 \text{ m}$

og bundkoten til -5,0 m. Ud fra den ny kanalgeometri - som i øvrigt blev fastlagt ud fra mange andre hensyn end de rent hydrauliske - blev de hydrauliske forhold i indtagene 1, 2 og 3 nu undersøgt nærmere i en model omfattende såvel kanal som indtag. Modellen var også i dette tilfælde en ufortegnet Froude model i længdemålestoksforholdet 1:50. Forsøgsprogrammet omfattede fuldlastsituationen med max. vandføringen $46,7 \text{ m}^3/\text{s}$ i kanalen ved lavvandstande i Kalø Vig i intervallet -0,15 m til -0,90 m.

Alle indtagene har to rør, der hver via et båndfilterkammer fører til pumpetilløbskammeret, som er forsynet med en hovedpumpe af propeller-typen. Kamrene bag de to rør er under normal drift adskilt ved et lukbart skot. Energieniveauet på sugesiden af de to pumper i et indtag vil derfor være forskelligt, såfremt der er forskelle i energitabet i de to rør. Et forøget energitab bevirker en merbelastning af pumpen.

Da de to hovedpumper i hvert indtag er identiske, bør indtagene i hydraulisk henseende være udformet således, at der opnås lige store vandføringer i de to rør ved samme energitab.

Figurerne 2, 3 og 4 viser hovedudformningen af de tre indtag. Indtag 1 har skarpkantede indløb og desuden tilbagetrukket skillevæg imellem de to rør. Indtag 2 har afrundede indløb og er beliggende i en indsnævring af tilløbskanalen, der bevirker, at såvel skillevæg imellem de to rør som den nedstrøms rørvæg træder frem foran tilløbskanalvæggen. Indtag 3 har et meget afrundet og strømlineet indløb med forkant af rørskillevæg i flugt med kanalvæggen. Som det fremgår af figurerne, er også vertikalsnittene i de tre indtag forskellige. Den vigtigste forskel er her beliggenheden af indløbsrørens bund og loft i forhold til vandspejlskoten i kanalen. De undersøgte lavvandsituationer svarer til kanalvandspejl beliggende i de på figurerne angivne vandspejlsintervaller.

Rent modelteknisk blev problemet med at holde konstant vandføring i indtagene under varierende vandstandsforhold løst ved hjælp af flydende hæverter anbragt i kamrene bag indtagsrørene.

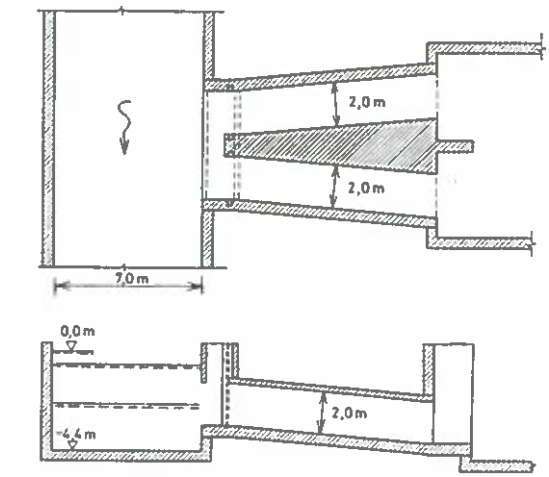


Fig. 2. Indtag 1. $6,7 \text{ m}^3/\text{s}$

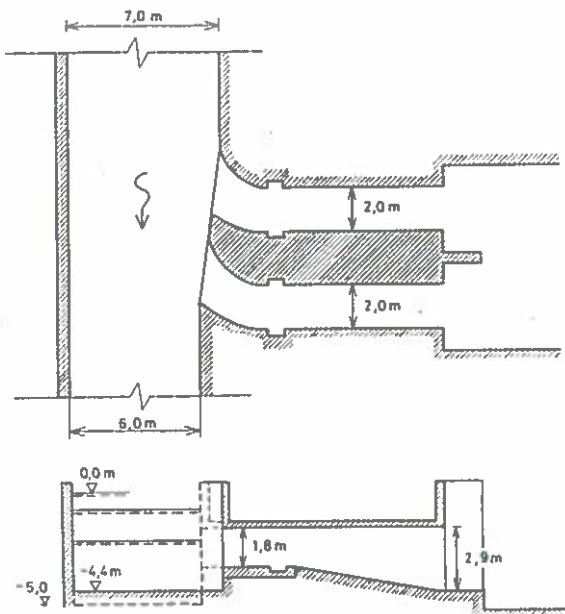


Fig. 3. Indtag 2. $10 \text{ m}^3/\text{s}$

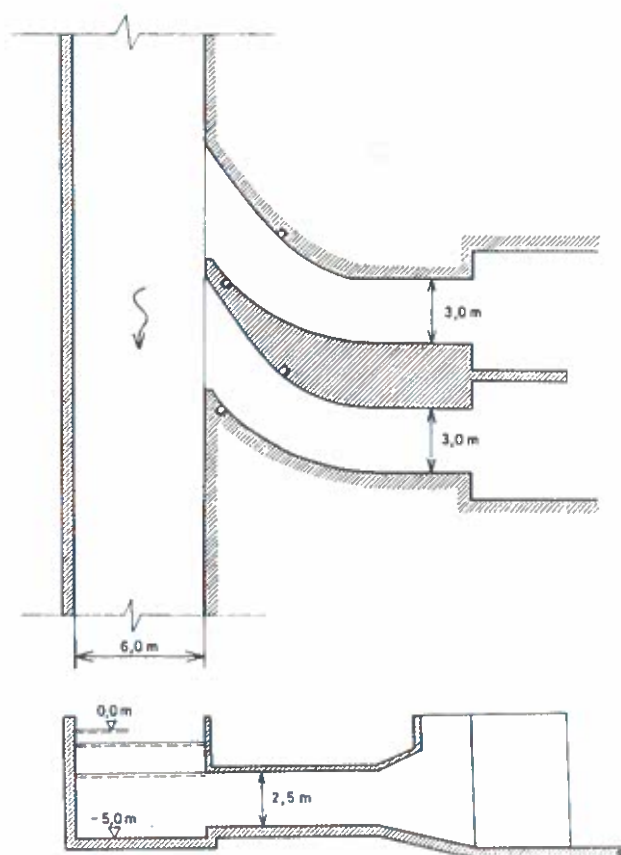


Fig. 4. Indtag 3. $15 \text{ m}^3/\text{s}$

De store forskelle i indtagenes geometriske udformning gav sig tydeligt udslag i energitabene. Fig. 5 viser de ved modelforsøgene fundne energitab målt i meter vandsøjle. Resultaterne inkluderer udvidelsestab efter rørene og svarer til ubegroet overflade. I øvrigt afspejler resultaterne ikke helt de virkelige forhold, idet der ved forsøgene blev opretholdt samme energiniveau bag de to rør i samme indtagsbygværk. Dette har dog ingen betydning for den principielle sammenligning imellem de tre indtag.

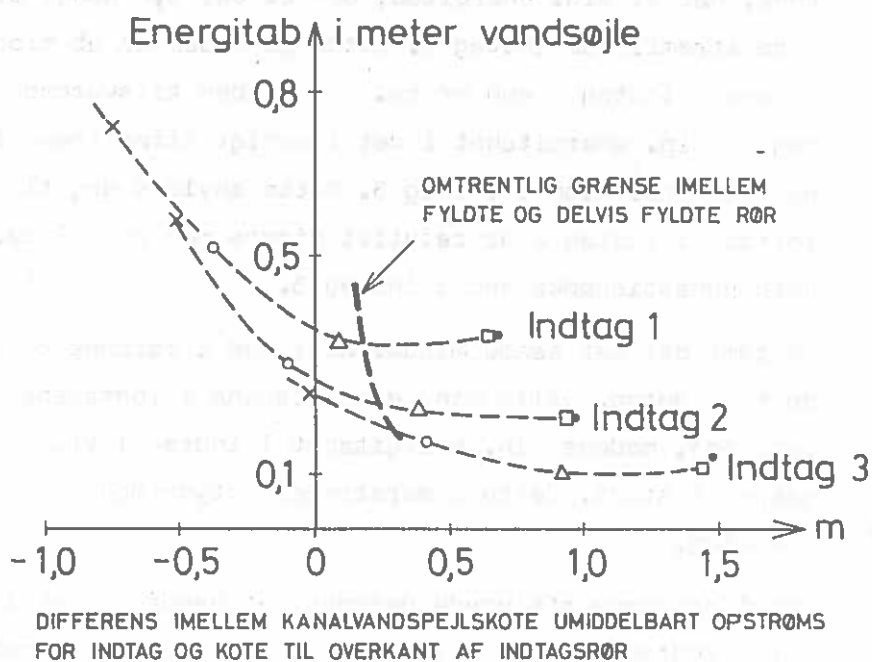


Fig. 5 Energitab i indtagsbygværker, Studstrupværket

Det fremgår af figuren, at energitabet generelt stiger voldsomt, når vandspejlet i kanalen er så lavt beliggende, at rørene kun bliver delvist fyldte. Begrundelsen er selvsagt, at det effektive rørtværsnit formindskes, hvilket giver større vandhastigheder med følgende større kontraktionsvirkninger og oven i købet mulighed for dannelse af hydrauliske spring i rørene.

Det følger heraf, at indtagene bør placeres så lavt, at rørene vil være vandfyldte, eller sagt på en anden måde, middelvandhastigheden i rørene bør holdes under en vis kritisk værdi. Ved sædvanlige indtag ligger denne værdi omkring 1 m/s, men er i øvrigt afhængig både af selve indtagsudformningen og vandhastigheden i kanalen forbi indtaget.

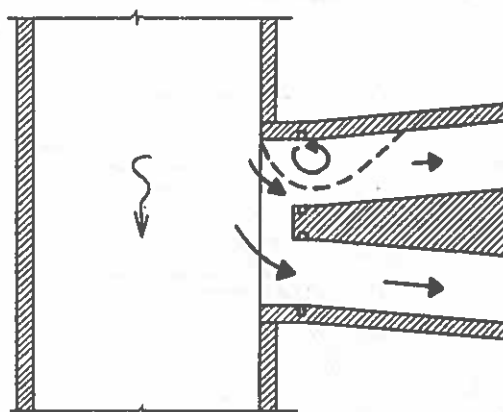
Figur 5 viser endvidere, at når rørene først er dykkede, vil vandspejlsstigning i kanalen ikke ændre energitabet i det enkelte indtag væsentligt. Det fremgår også, at energitabene i de tre indtag er meget forskellige, et forhold som i hovedsagen skyldes forskelle i de geometriske udformninger, hvor indtag 1, der er det mest kantede, har et min. energitab, der er ca. 3,4 gange større end det mere strømlinede indtag 3. Dette på trods af at middelhastigheden i rørene i indtag 1 kun er ca. 85% af den tilsvarende hastighed i indtag 3. Min. energitabet i det i øvrigt strømlinede indtag 2 er dobbelt så stort som i indtag 3. Dette skyldes dog til dels, at rørtværsnittet i indtag 2 er relativt mindre med op til ca. 40% større middelvandhastigheder end i indtag 3.

Såfremt der var samme middelhastighed i rørenes mindstetværsnit i de tre indtag, ville min. energitabene i indtagene 2 og 3 stort set være ens, medens min. energitabet i indtag 1 ville være ca. fire gange så stort. Dette understreger betydningen af en strømlinet udformning.

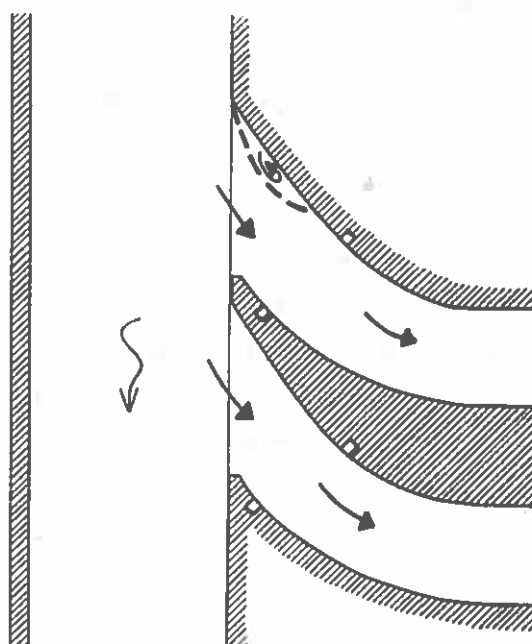
Modelforsøgene afslørede desuden, at vandføringen i det opstrøms rør i indtagene 1 og 3 var mindre end i det nedstrøms rør. Især ved indtag 1 var der meget store forskelle. Sådanne forskelle forekommer ikke i virkeligheden, hvor de to kanaler er separerede og forsynet med hver sin pumpe, der leverer den ønskede vandmængde, men de i modellen konstaterede forskelle afslører, at energitabet i det opstrøms rør og dermed også energiforbruget i pumpen er for stort.

Årsagen til den reducerede vandføring i det opstrøms rør er separation af grænselaget langs opstrømsvæggen, hvilket medfører en hvirveldannelse, der delvis blokerer åbningen. Separationstendensen vil, alt

andet lige, være kraftigere jo mere pludselige retningsændringer vandet skal foretage, og jo større vandhastigheden er. For eksempel vil et 90° skarpt hjørne, som ved indtag 1, i praksis altid føre til hvirveldannelse, men selv ved en afrundet form, som ved indtag 3 (der dog har et mindre knæk), vil der - om end i meget mindre grad - optræde separation og hvirveldannelse, når vandhastigheden overstiger den til fuldtløbende rør svarende, se fig. 6.



Indtag 1



Indtag 3

Fig. 6. Delvis blokering af opstrøms rør på grund af hvirveldannelse.

At fenomenet er almindeligt ses også af fig. 7, der viser strømforholdene omkring et indtag fra en flod, ref. 2. På trods af en meget strømlinet udforming af afgreningen ses det, at der optræder blokering af en væsentlig del af indtaget. Eksemplet viser, hvor svært det er at undgå generende separation, hvis man alene søger at løse problemet ved opstrømsvæggens forløb.

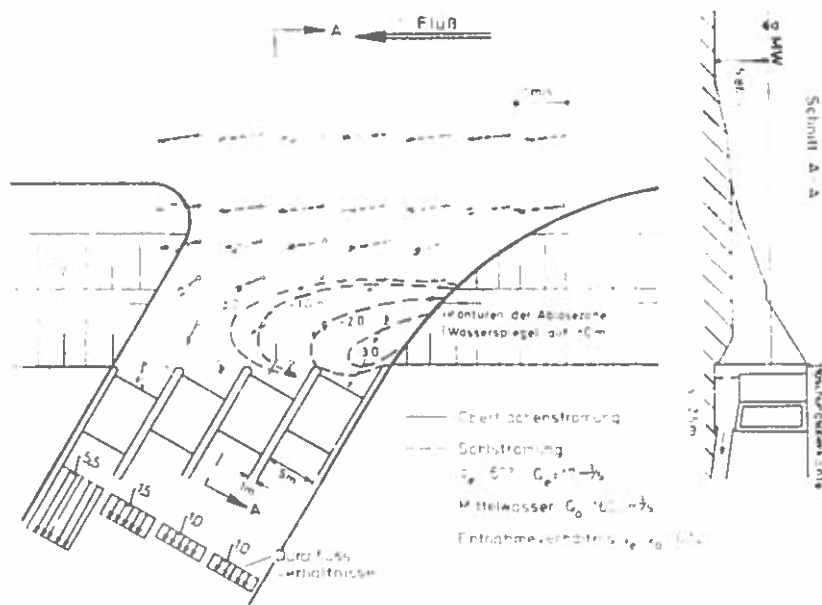


Fig. 7. Strømningsforhold ved indtagsbygværk i flod.

Ved Studstrupværkets indtag 2 fandtes ingen hvirveldannelse eller forskelle i vandføringen i de to rør. Dette skyldes til dels indtagets afrundede form, men i høj grad også indtagsfrontens drejning i forhold til kanalvæggen, der, som tidligere nævnt, medfører, at rørskillevæggen springer frem, se fig. 3. Virkningen er en trykforøgelse i indtagsåbningen, som hjælper med til at balancere centrifugalkraften på vandet, der skal føres rundt om det opstrøms hjørne. Separationstendensen reduceres hermed.

Et kraftigt trykfald igennem røret kan, selv ved indtag 1, praktisk talt hindre blokerende hvirvler, men da et sådant trykfald jo er ensbetydende med et stort energitab, er det ikke en hensigtsmæssig løsning.

To løsninger er umiddelbart indlysende. Enten må afgrøningen foregå uhyre gradvist, d.v.s. med meget lille krumning af opstrømsvæggen, eller også må rørskillevæggen række ud i kanalstrømningen. En kombination af de to forslag vil ofte være den naturlige løsning.

For at forbedre forholdene ved indtag 1 blev det besluttet at forlænge rørskillevæggen ud i kanalen. Modelforsøg, hvor forskellige udformninger blev afprøvet, godtgjorde, at den på fig. 8 viste løsning med en beskeden skillevægsforlængelse, der peger lidt opstrøms, vil sikre, at energitabet i det opstrøms rør reduceres til omtrent samme niveau, som i det nedstrøms rør.

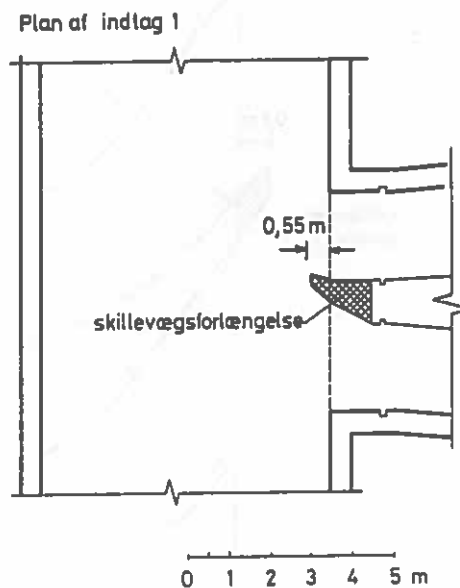


Fig. 8. Modifikation af indtag 1, Studstrupværket.

Samme løsning vil blive anvendt ved det ny indtag 3, evt. kombineret med fjernelsen af det lille knæk i den opstrøms væg, jfr. fig. 9.

Det skal bemærkes, at de to viste, relativt beskedenne, men effektive skillevægsforlængelser, der begge peger noget opstrøms, ikke medfører separation og forøgelse af energitabene i de nedstrøms rør.

De omtalte modelforsøg vedr. Studstrupværket er udført på foranledning

af og i samarbejde med Rambøll & Hannemann, Århus.

Når der i det her omtalte projekt blev foretaget modelforsøg og ikke teoretiske beregninger til bestemmelse af energitabene, skyldes det, at strømningsforholdene i indtagene var udpræget tredimensionale. I tilfælde, hvor der er tale om todimensionale eller tilnæret todimensionale strømninger, vil en teoretisk beregning være nærliggende, evt. som grundlag for et verificerende modelforsøg.

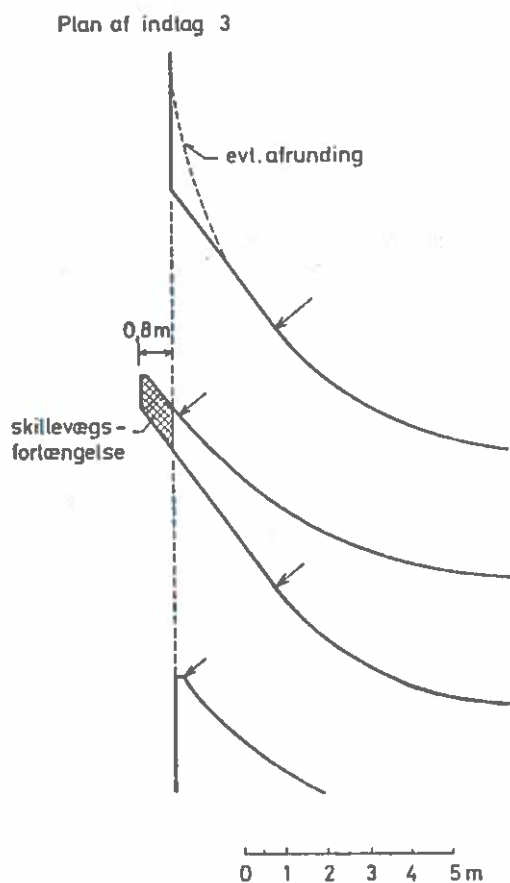


Fig. 9. Udformningsforslag til indtag 3, Studstrupværket.

2. Vibrationsfrembringende strømninger i pumpe- sugekammeret.

Hovedkølevandspumper i kraftværker er sædvanligvis propellerpumper med vertikalt monteret sugeledning. Der tilstræbes en radier, aksosymmetrisk tilstrømning til sugerøret, idet dette giver den bedste virkningsgrad i pumpen. Ofte er der dog ved projekteringen af suge-

kammeret ofret meget lidt omtanke på dette forhold. I en række tilfælde har der oven i købet på grund af uens hastighedsfordeling og hvirveldannelse (evt. med luftindsugning) været så megen asymmetri i tilstrømningen, at de deraf følgende vibrationer i pumpen har fremkaldt træthedsbrud.

Fig. 10 viser skitsemæssigt det oprindelige arrangement i en pumpestation (ved et overrislingsanlæg), hvor asymmetri forårsagede succesivt havari på pumperne, ref. 3.

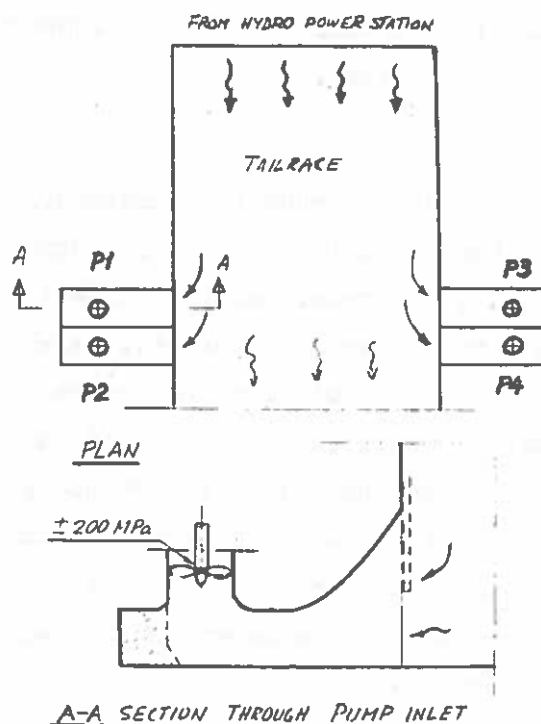


Fig. 10. Eksempel på uensigtsmæssig vandtilledning til pumper.

Fra Vattenbyggnadslaboratoriet, Älvkarleby i Sverige, vises ved Fig. 11 et eksempel på en målt uens tilstrømning ved et pumpeugerør, ref. 3.

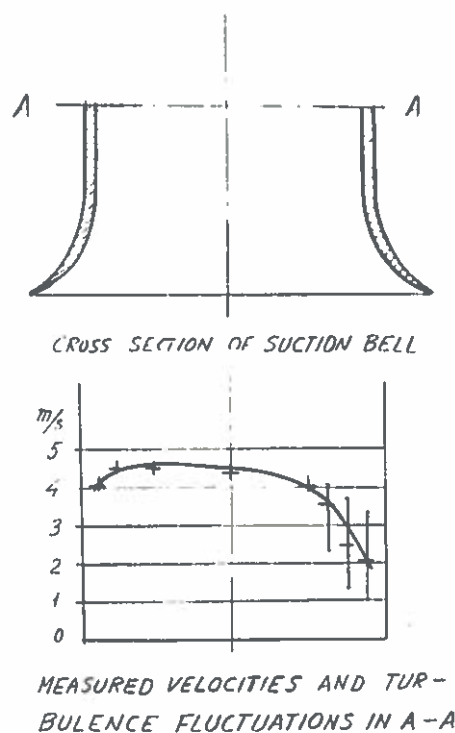


Fig. 11. Eksempel på uens hastighedsfordeling i pumpe-sugerør.

Hvirvler i tilstrømningen til sugerøret, og dermed kvaliteten af sugekammeret, kan i modelforsøg bl.a. kontrolleres ved et såkaldt vortometer, d.v.s. en propel med lodret akse og lodrette plane blade, der monteres i munden af sugerøret. Asymmetri i strømningen vil afsløres ved ensidig rotation af vortometeret. Fig. 12 viser to typer vortometre fremstillet og anvendt af Vattenbyggnadslaboratoriet, Älvskarleby i Sverige, bl.a. i forbindelse med projektering af atomkraftværket Forsmark. Resultatet af dette modelforsøg fremgår af fig. 13, der viser det endelige forslag til udformning af sugekamrene, ref. 4. Man bemærker systemet af ledevægge, der forhindrer større permanente hvirvler.

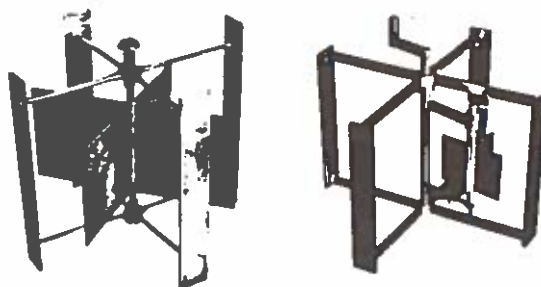


Fig. 12. Vortometre, Vattenbyggnadslaboratoriet, Älvskarleby, Sverige.

PLAN VIEW + 96.5

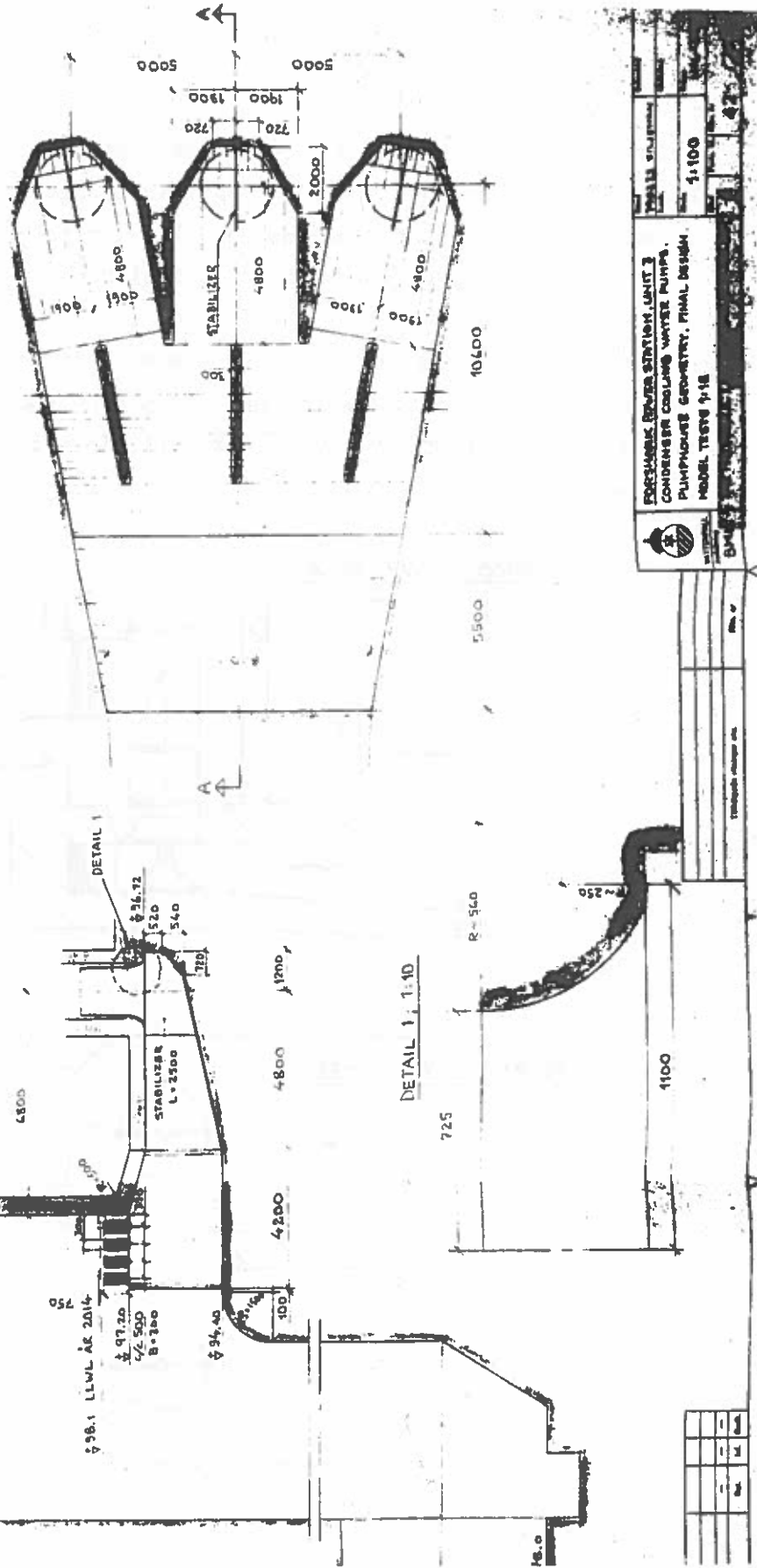


Fig. 13. Sugekamre, Forsmark kraftværk.

Som et andet eksempel på sugekamre vises afslutningsvis på fig. 14 principudformningen af Studstrupværkets sugekamre. Det fremgår, at muligheden for større hvirveldannelse i røret er forhindret dels ved den i planen spejlsymmetriske, dobbeltbuede udformning af væggene i sugekammeret samt dels af ledevæggen, der gennemskærer keglen i røråbningen. Arrangementet har ikke været genstand for specielle modelforsøg, men er udført efter pumpefabrikantens specifikationer. Det er oplyst, at Studstrupværket ikke har haft vibrationsproblemer med pumperne. .

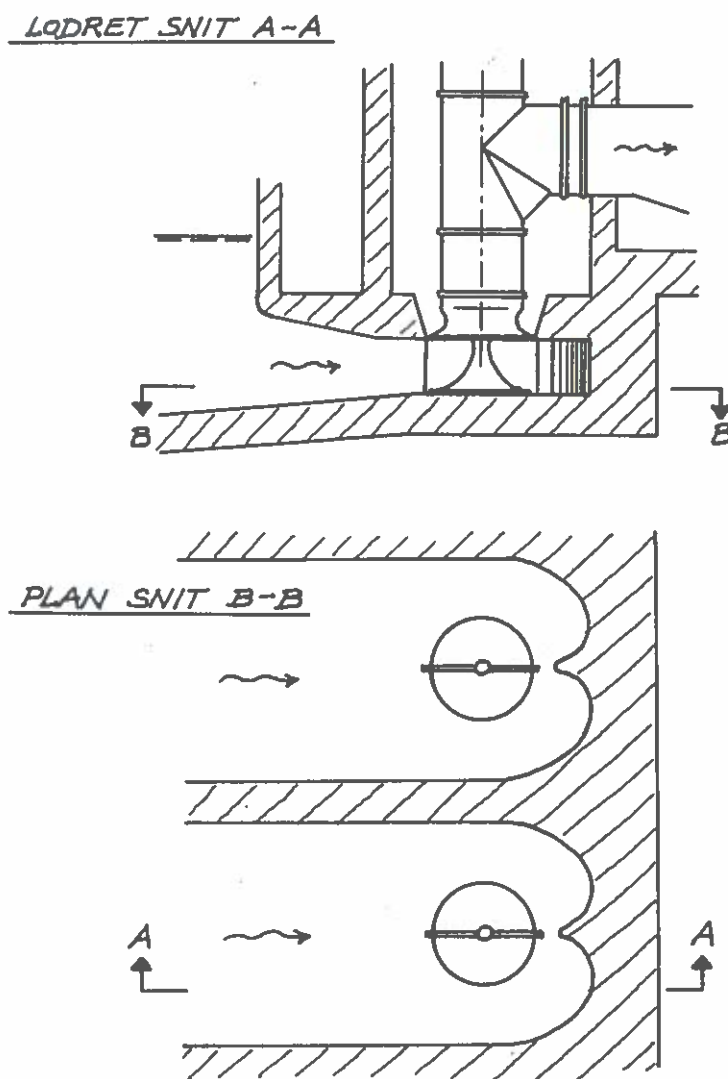
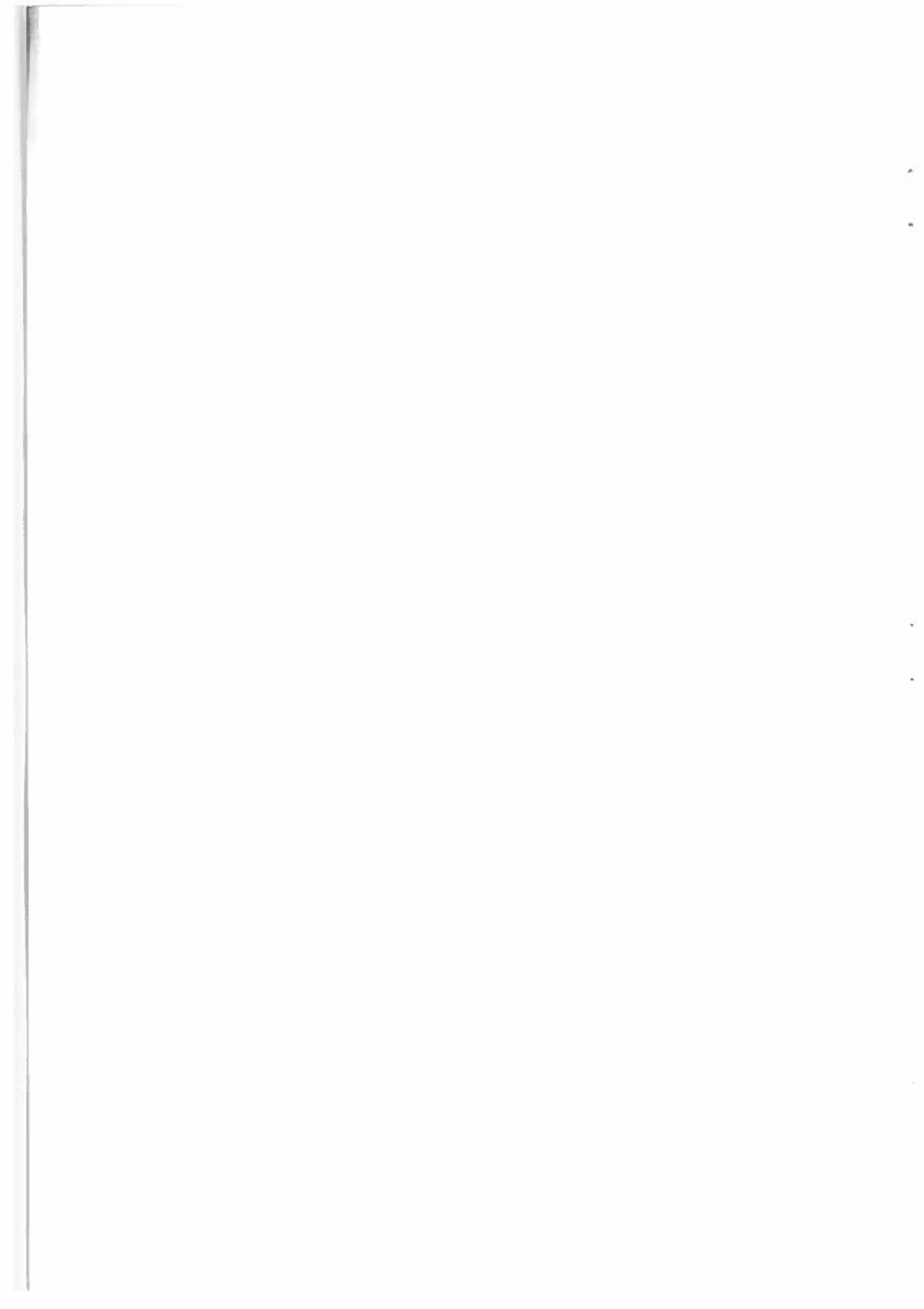


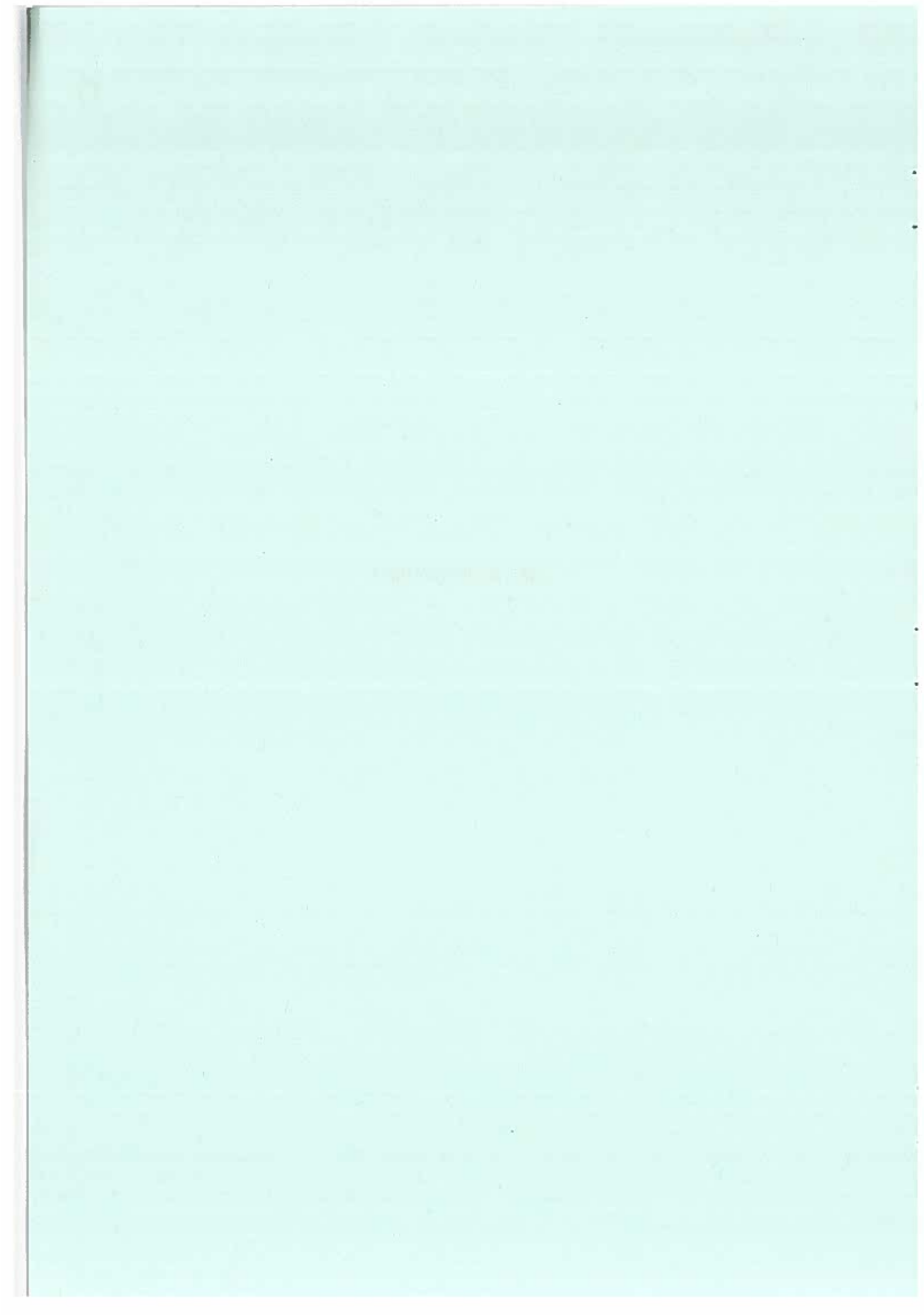
Fig. 14. Principskitse af sugekammer blok 3, Studstrupværket

REFERENCER:

1. Rapport om modelforsøg med kølevandsindtag, Studstrupværket, November 1979 samt tillægsrapport, December 1979. Laboratoriet for Hydraulik og Havnebygning, AUC, Aalborg.
2. Mitteilungsheft Nr. 4. Wasserbauliches Versuchswesen. DVWV, 1978.
3. Peter Larsen: Where turbulence bothers the engineer. Vattenbyggnadslaboratoriet, Älvkarleby, Sverige, Mars 1979.
4. Forsmark kraftstation. Block 3. Tilloop til kondensorkylvattenspumper. Redegørelse för modellförsök. Vattenbyggnadslaboratoriet, Älvkarleby, Sverige, Mars 1979.



INDTAGSBYGVÆRKER



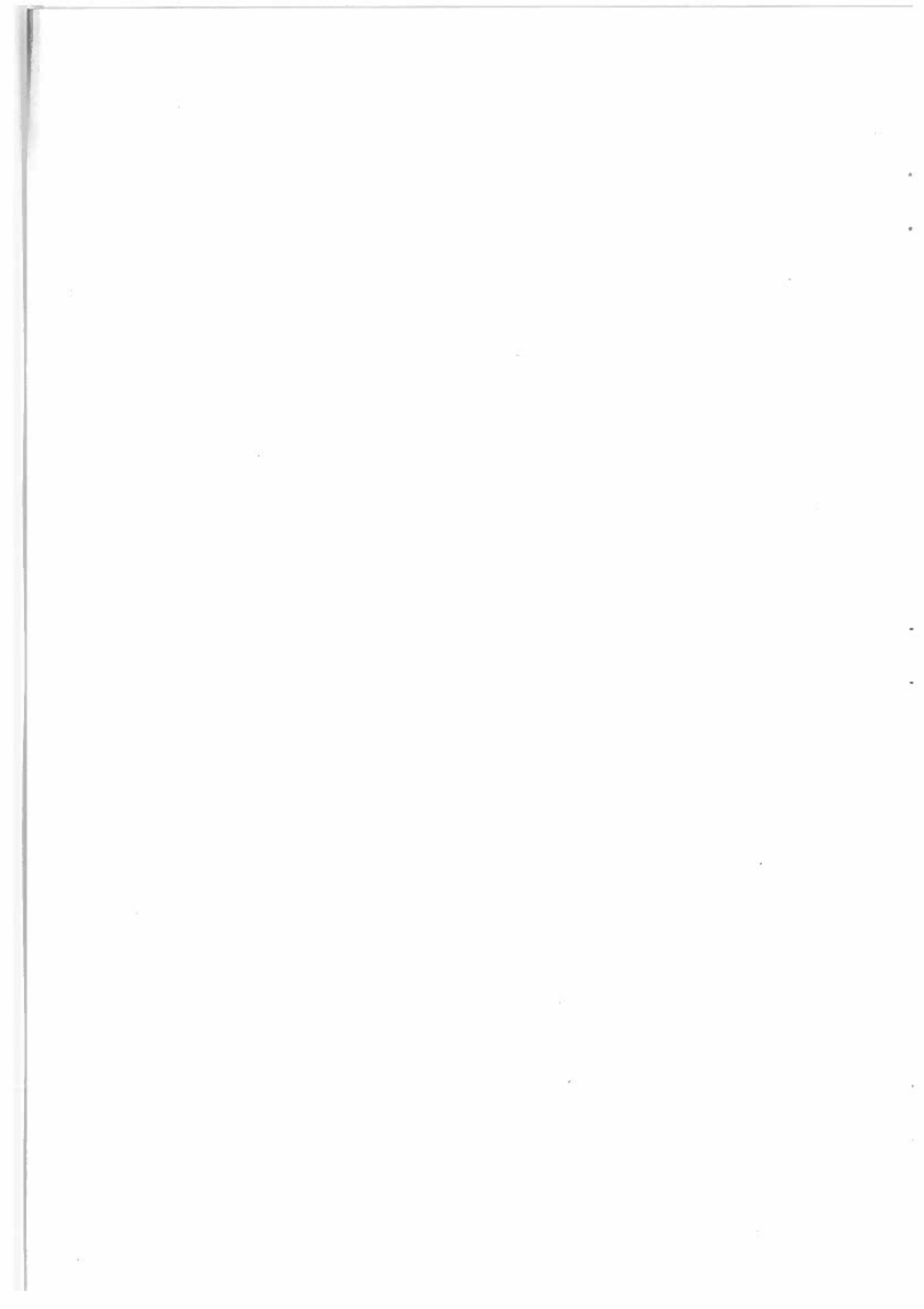
INDTAGSBYGVÆRKER

af

Niels-Erik Ottesen Hansen

ISVA
Instituttet for Strømningsmekanik
og Vandbygning

DECEMBER 1980



1. INDLEDNING

Indtagsbygværker udføres normalt efter følgende principper:

- A. De skal være simple at udføre.
- B. De skal være rimeligt økonomiske at vedligeholde.
- C. De skal kunne afspærres og tømmes for vand.
- D. De skal kunne oprensnes for sedimenter, muslinger og ruere.
- E. De skal have minimum indtag af "fedtmøj" (grønalger).
- F. De skal have så små hydrauliske tab som muligt.
- G. De skal eventuelt trække vand ind fra et bestemt niveau.
- H. De skal være fri for svingningsproblemer.
- I. De må ikke skabe så stærke strømme, at skibsfarten generes eller, at der er fare for indsugning af svømmere.

Nærværende skrift vil give en kort beskrivelse af punkterne D-G.

2. EKSEMPEL PÅ INDTAGSBYGVÆRK.

Fig. 2.1 viser indtagsbygværket i Brunsbüttelværket ved Elben (indtagsvandføring $Q = 37 \text{ m}^3/\text{s}$). Bygværket er anbragt vinkelret på strømmingen i floden. Strømningerne er domineret af tidevandet. Det skal bemærkes, at indtaget er forsynet med lukker, således at hver enkelt tunnel kan afspærres, tømmes og derefter renses for begroning på sider og bund. Udførelsen er foregået i præfabrikerede enheder, som vist på figuren.

Fig. 2.2 viser en anden type indtag - i dette tilfælde uden lukker. Det vil sige, det vil være vanskeligt at udføre vedligeholdelsesarbejder på tunnelen ind til kraftværket.

Fig. 2.3 viser et kombineret kraftværks- og afsaltningsanlæg i Saudi Arabien (Al Khobar projektet). Ved dette projekt er indtagsbygværket udformet således, at sedimentindtag minimeres samt således, at indtagshastigheden ikke overstiger $0,7 \text{ m/s}$. Det sidste krav skyldes ønsket om at undgå indsugning af svømmere i systemet, og den valgte hastighed er netop valgt således, at en svømmende m/k kan kæmpe sig fri. Indtaget er omgivet af et fenderværk. Uden for dette fenderværk er kravet, at hastigheden vinkelret på indtaget ikke overstiger $0,3 \text{ m/s}$ for at undgå påvirkning af forbi passerende fartøjer.

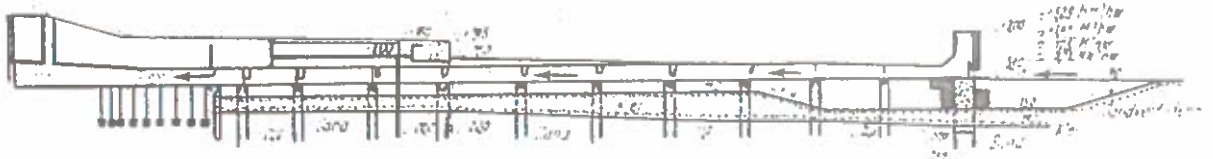
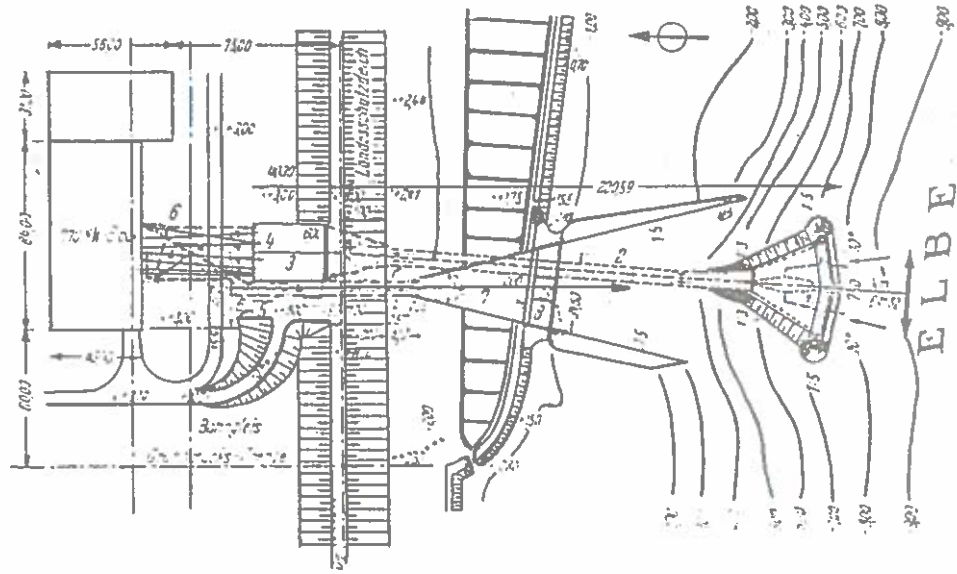


Fig. 2.1a Plan og snit af indtagsbygværk for Brunsbüttelværket.

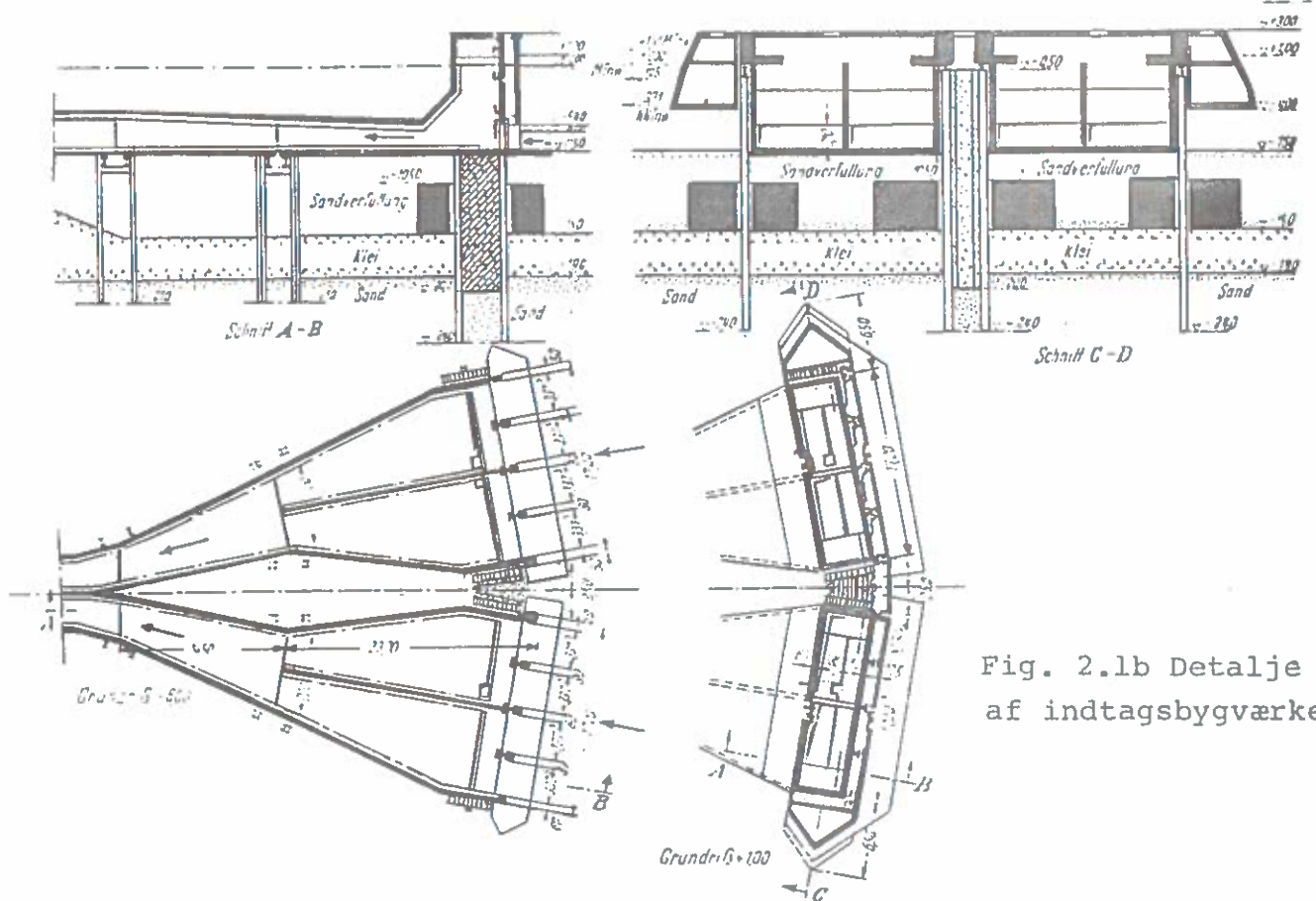


Fig. 2.1b Detalje af indtagsbygværket.

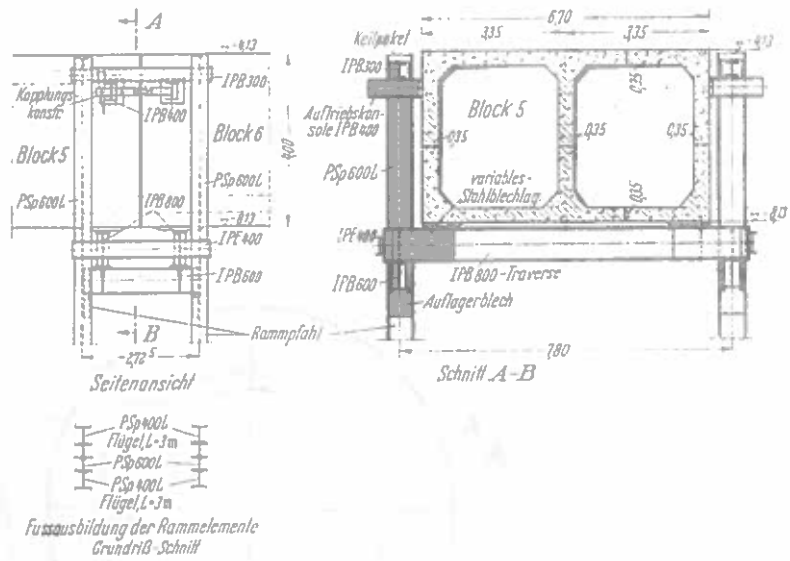


Abb. 14. Entnahmekanal — Auflagerkonstruktion

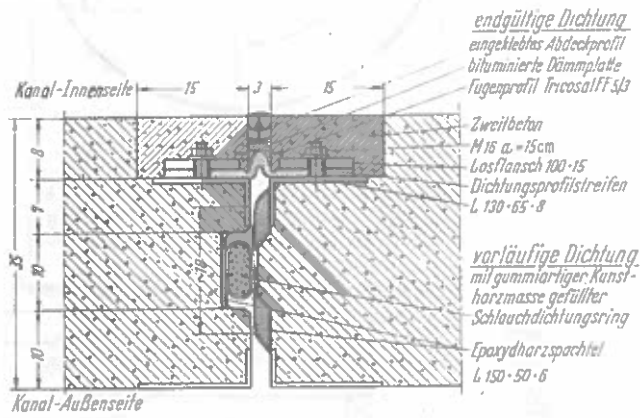


Abb. 15. Entnahmekanal — Fugendichtung

Fig. 2.1c

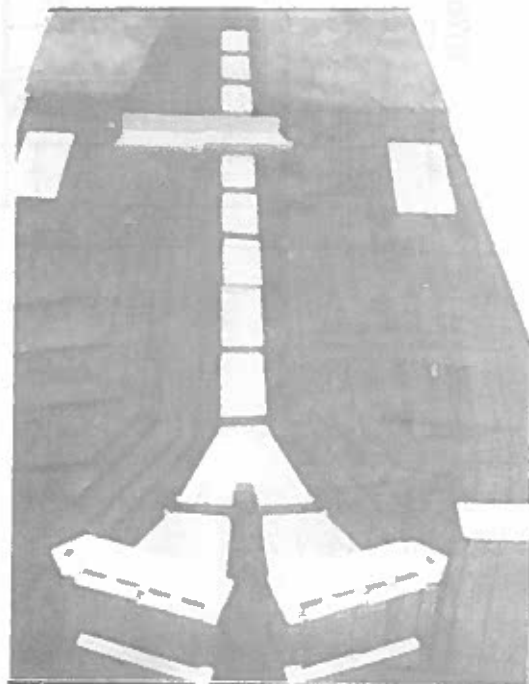


Abb. 7. Modell der Baugrube

Fig. 2.1d

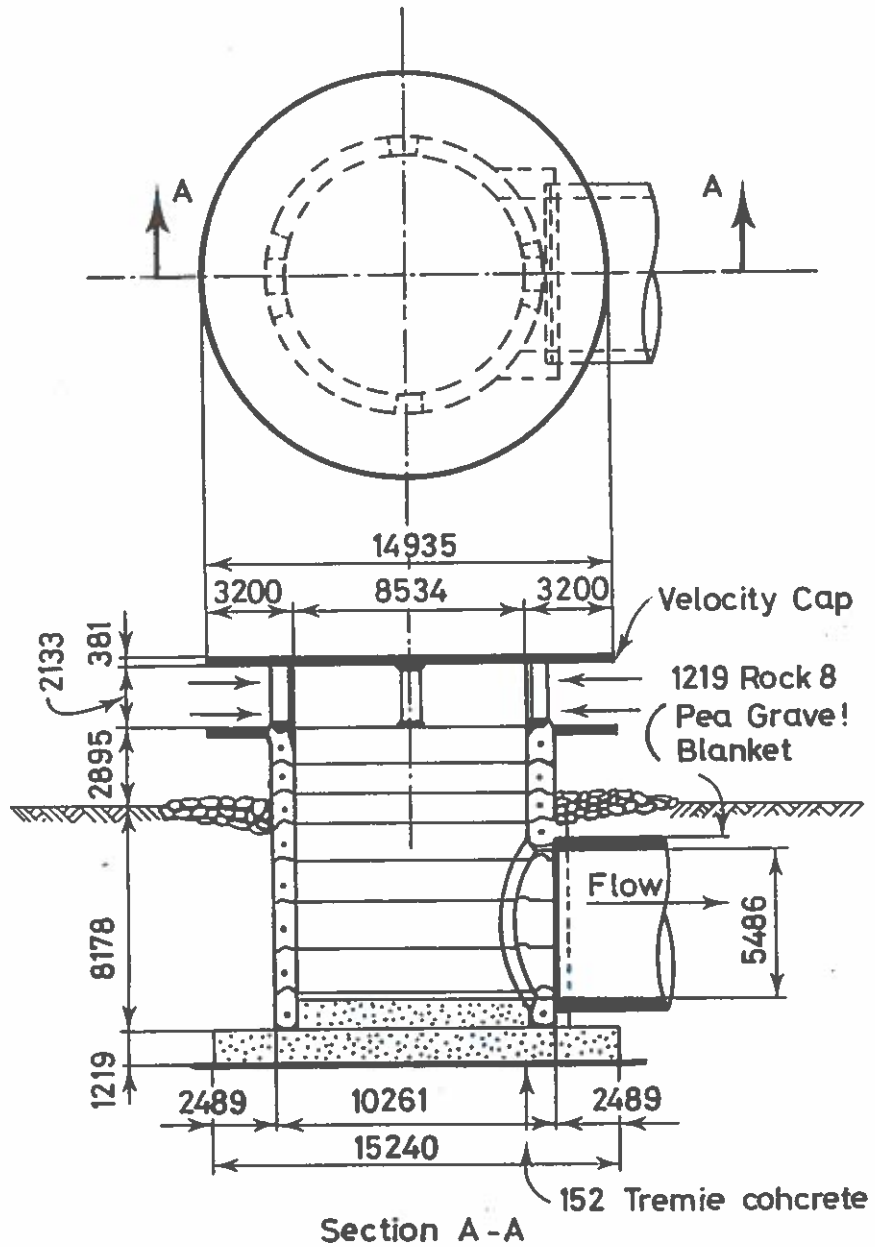
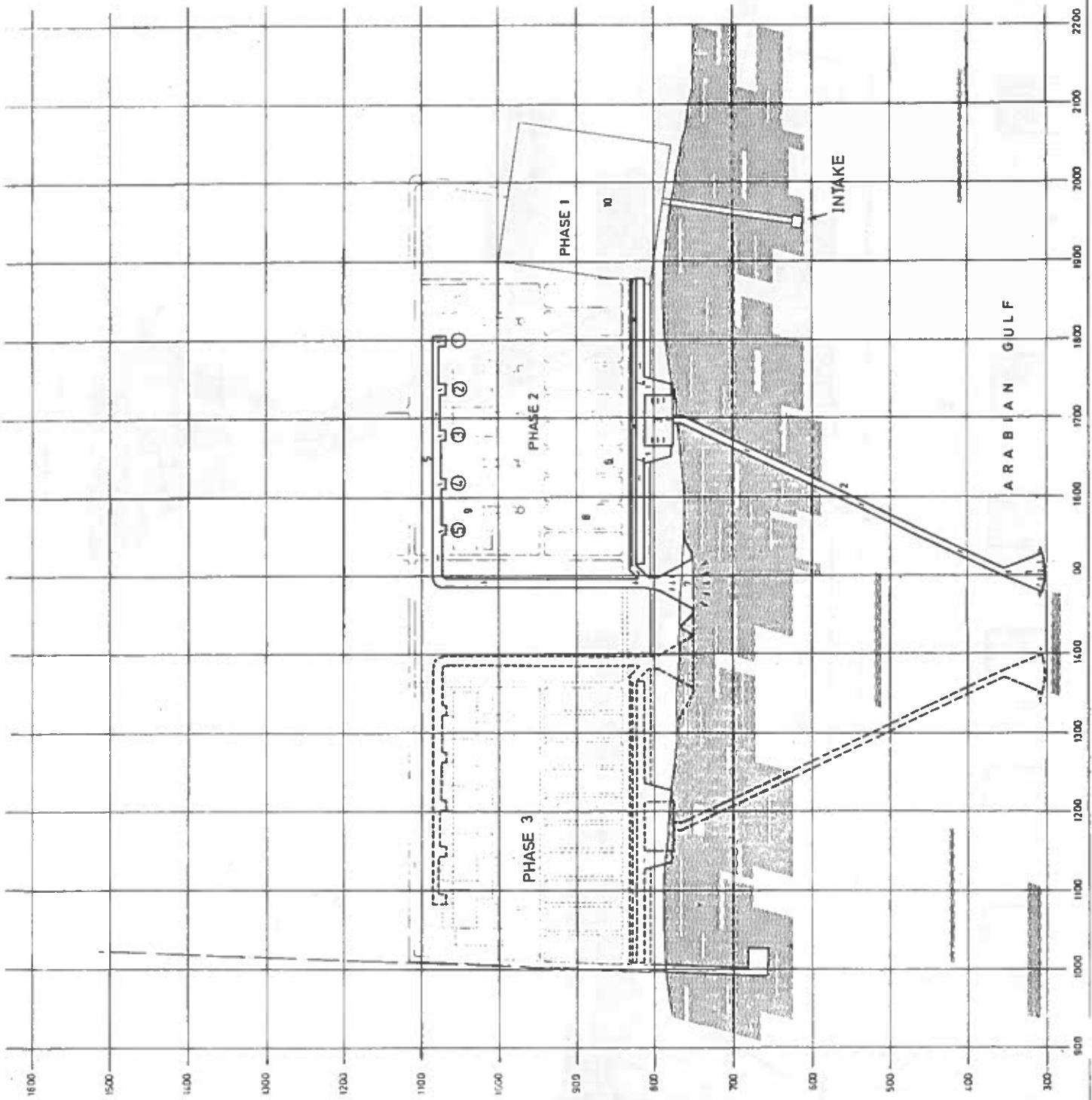


Fig. 2.2 Indtagsbygværk til San Onofre kraftværket
(sifonindtag).



LEGEND

- 1 C W INTAKE STRUCTURE
- 2 C W INTAKE CULVERT
- 3 C W PUMPING AND SCREENING STATION
- 4 C W DISTRIBUTION CHANNEL
- 5 C W OUTLET CHANNEL POWER STATIONS
- 6 C W OUTLET CHANNEL DESALINATION
- 7 C W OUTLET STRUCTURE
- 8 DESALINATION PLANT
- 9 POWER PLANT
- 10 EXISTING PLANT

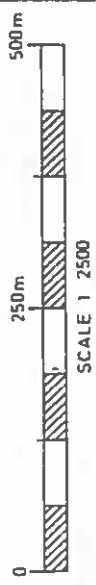
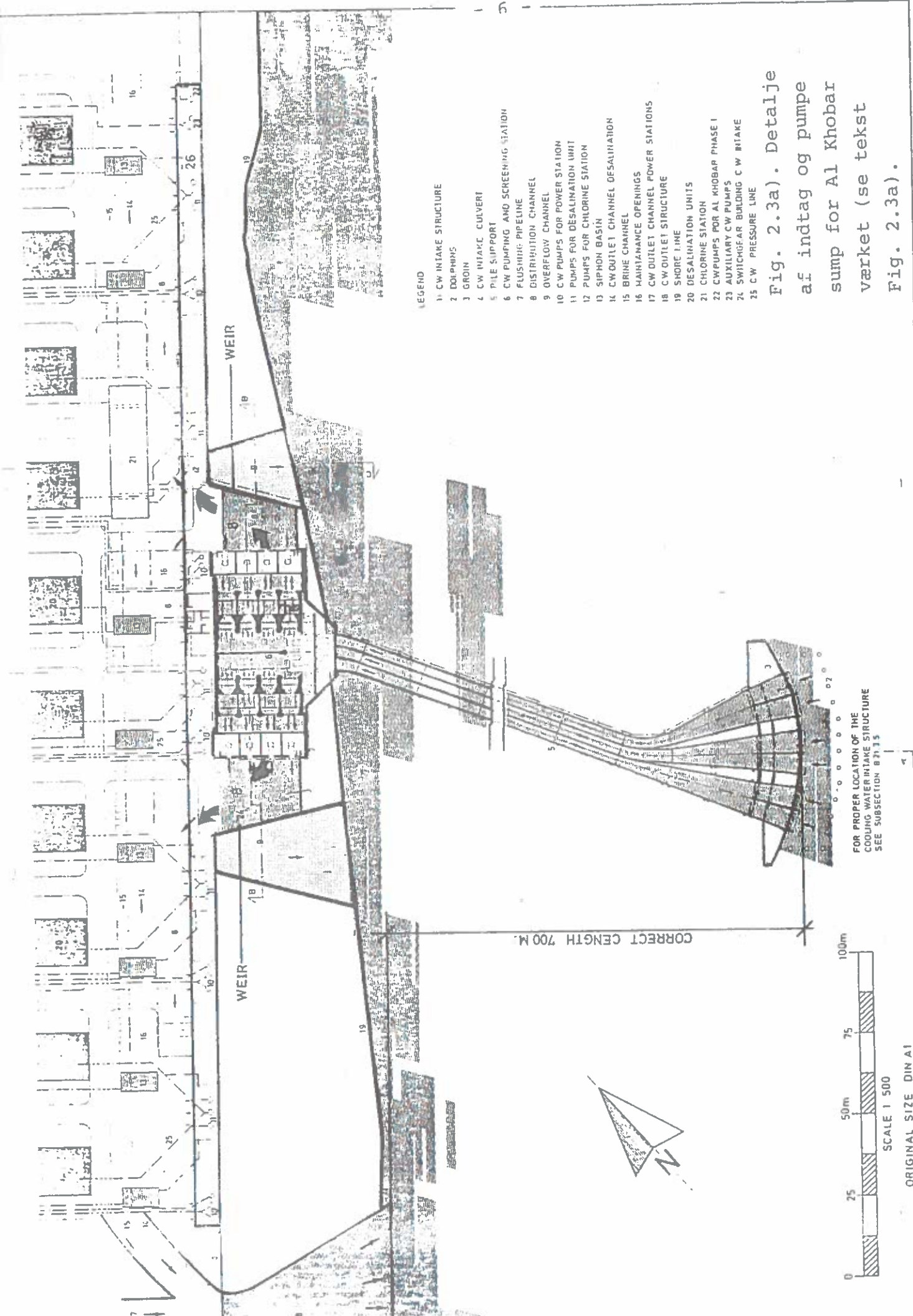


Fig. 2.3a Plan af kraft- og afsaltningsanlæg, Al Khobar, Saudi Arabien (rådgiver, for entreprenører, Dansk Hydraulisk Institut).



LEGEND

- 1 CW INTAKE STRUCTURE
- 2 DOLPHINS
- 3 GROIN
- 4 CW INTAKE CULVERT
- 5 PILE SUPPORT
- 6 CW PUMP AND SCREENING STATION
- 7 FLUSHING PIPELINE
- 8 DISTRIBUTION CHANNEL
- 9 OVERFLOW CHANNEL
- 10 CW PUMPS FOR POWER STATION
- 11 PUMPS FOR DESALINATION UNIT
- 12 PUMPS FOR CHLORINE STATION
- 13 SIPHON BASIN
- 14 CW OUTLET CHANNEL DESALINATION
- 15 BRINE CHANNEL
- 16 MAINTENANCE OPENINGS
- 17 CW OUTLET CHANNEL POWER STATIONS
- 18 CW OUTLET STRUCTURE
- 19 SHORE LINE
- 20 DESALINATION UNITS
- 21 CHLORINE STATION
- 22 CW PUMPS FOR AL KHOBAR PHASE I
- 23 AUXILIARY CW PUMPS
- 24 SWITCHGEAR BUILDING CW INTAKE
- 25 CW PRESSURE LINE

Fig. 2.3a). Detalje af indtag og pumpe sump for Al Khobar værket (se tekst Fig. 2.3a).

FOR PROPER LOCATION OF THE COOLING WATER INTAKE STRUCTURE SEE SUBSECTION B 21.15

CORRECT LENGTH 700 M.



ORIGINAL SIZE DIN A1

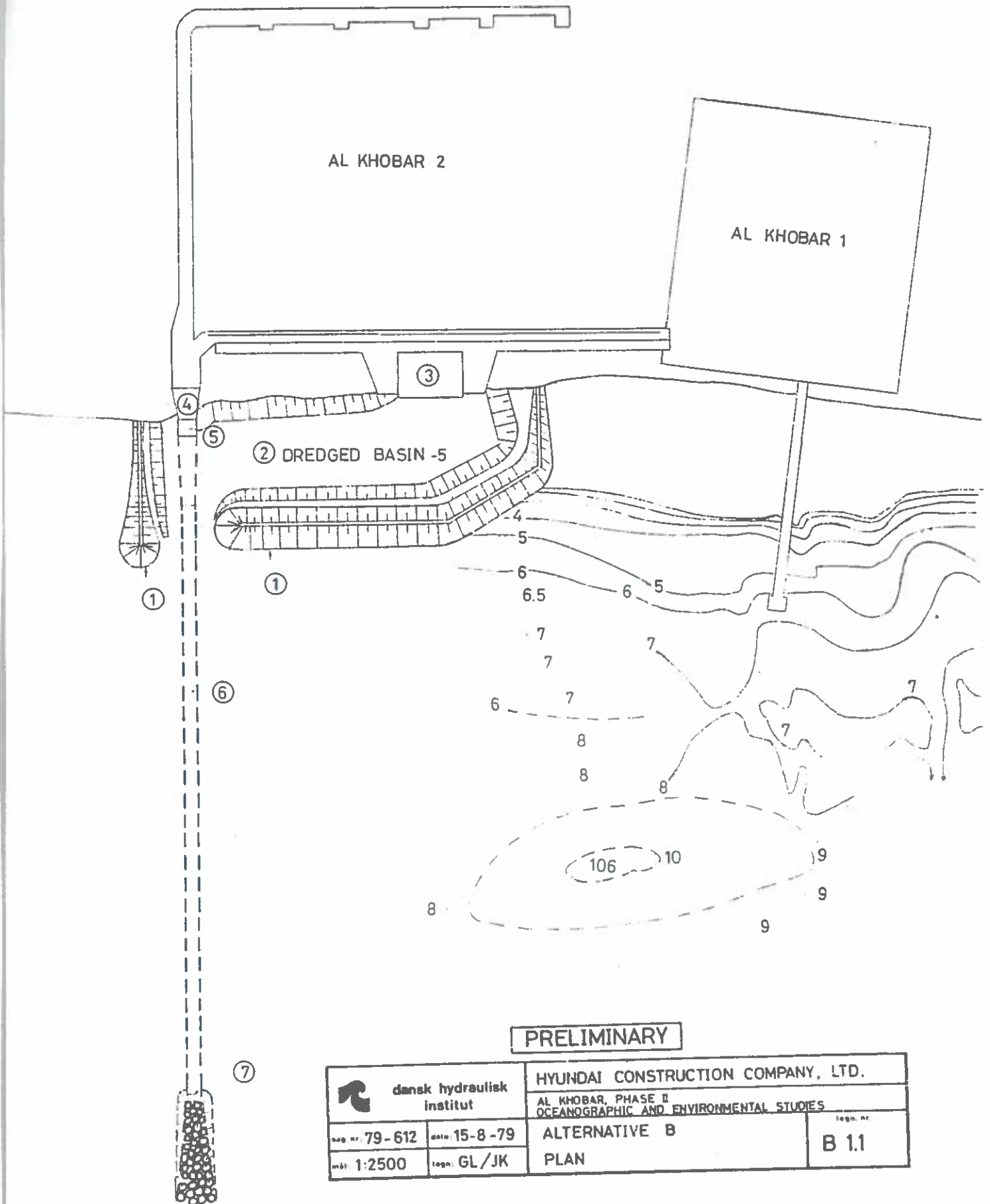
3. SEDIMENT OG BEGRONINGSPROBLEMER

Alle indtag vist på figurerne 2.1 til 2.3 er udformet således, at indtaget af sedimenter minimeres. Idet sedimentet transporteres i de største koncentrationer ved bunden, kan indtaget af sediment minimeres ved at anbringe en tærskel i indtaget. De viste udformninger er særligt fordelagtige ved åbne kyster, idet de kan lægges ud på dybder, hvor den langsgående sedimenttransport er lille.

I områder, hvor indtag af vandplanter og fisk er et problem, vil udformningerne vist i afsnit 2 være mindre hensigtsmæssige, idet de vil suge alt direkte ind. I stedet udføres ofte en løsning med et sedimentationsbassin foran indtaget. Sedimentationsbassinet kan f.eks. være udformet som havn, som vist på fig. 3.1 (Al Khobar Projekt, Alternativ B. Projekt: Dansk Hydraulisk Institut).

Fig. 3.2 viser et eksempel, hvor udformningen af indtaget er domineret af sedimenttransport langs kysten (Ruwais, Abu Dhabi). Indtaget sker gennem en kanal, der enten kan udformes som et bundfældningsbassin eller kan udformes således, at der hele tiden transporteres sediment frem til indtaget. I den sidste løsning tillades således et sedimentindtag i systemet. Det blev ved en undersøgelse fundet acceptabelt, at sedimentkoncentrationen ved pumpestationen i gennemsnit var på 0,05 0/00, og at en maksimalværdi på 0.2 0/00 kunne tillades. Den begrænsede faktor i systemet var "corrosion wear" i kondensatorrørene. Hvis de nævnte sedimentkoncentrationer blev overskredet, ville det være nødvendigt at benytte titanrør i kondensatorerne i stedet for det mere normale kobber, nikkel 30 stålrør, hvilket ville betyde en voldsom forøgelse af anlægsomkostningerne. I det forelagte problem var det nødvendigt at give kanalen sådanne dimensioner, at sedimenttransporten ikke kom over de 0,2 0/00 i koncentration i indtaget. Dette er naturligvis stærkt afhængigt af sedimentkorndiameter, vanddybder samt bølger og strøm. Det viste sig, at projektet kunne løses, således at grænserne for sedimenttransport var tilfredsstillende.

Beregningerne blev udført ved hjælp af beregningsmetoder udviklet af J. Fredsøe (1979).



PRELIMINARY


 dansk hydraulisk institut		HYUNDAI CONSTRUCTION COMPANY, LTD.	
		AL KHOBAR, PHASE II OCEANOGRAPHIC AND ENVIRONMENTAL STUDIES	
teg. nr. 79-612	dato. 15-8-79	ALTERNATIVE B	teg. nr. B 1.1
skala. 1:2500	teg. GL/JK	PLAN	

Fig. 3.1 Al Khobar Projektet, Alternativ B.

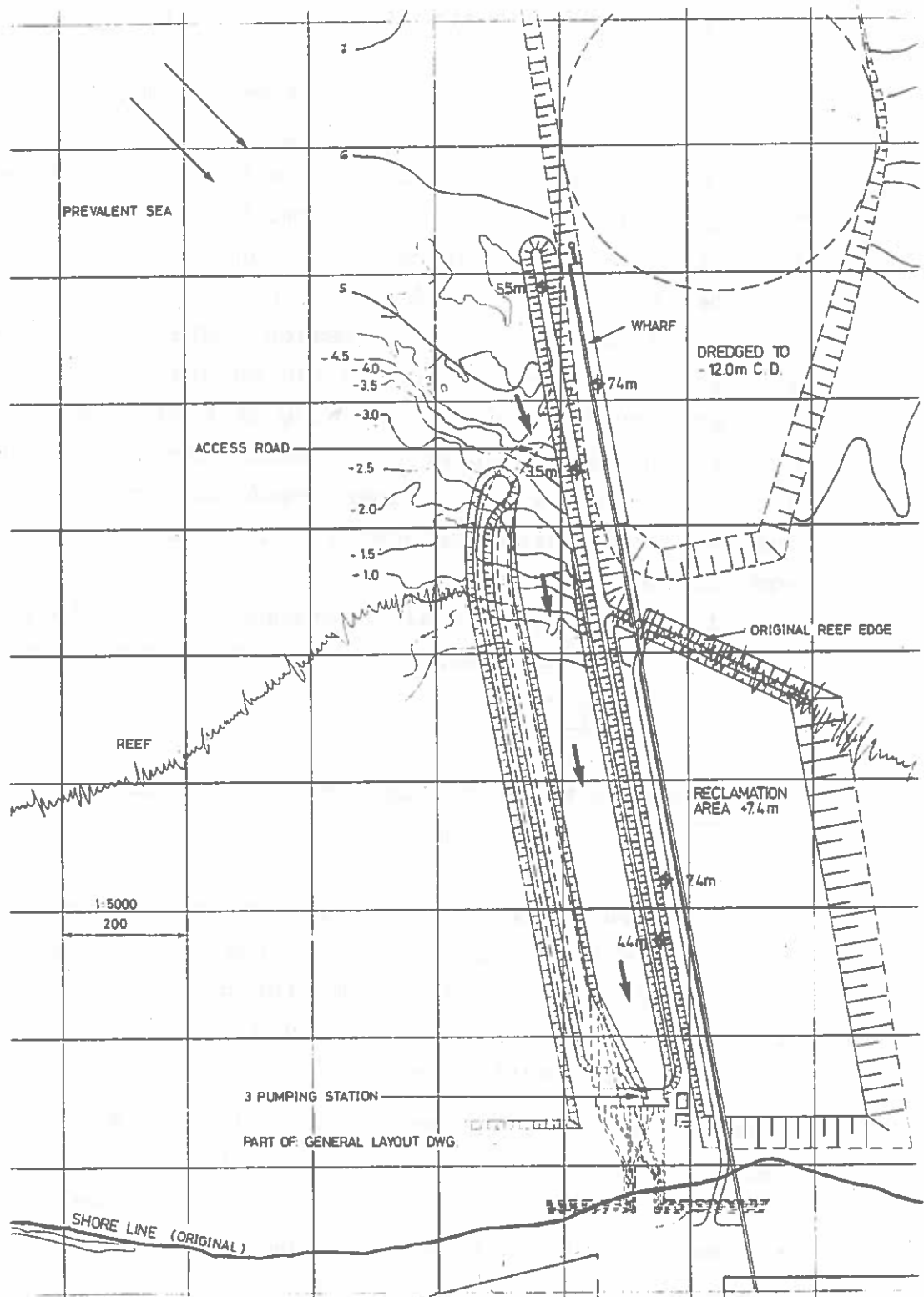


Fig. 3.2 Indtagskanal til "Ruwais Industrial Complex"
(Dansk Hydraulisk Institut 1979).

Indtag af sediment er iøvrigt ganske ubehageligt, idet der er eksempler på, at pumpe-sumpe er blevet så tilstoppet, at pumperne ikke har kunne startes, f.eks. kraftværket Um al Nahr i Abu Dhabi city.

Til brug for beregningerne af et sedimentationsbassins længde kan formlerne i Fig. 3.3 benyttes.

Det skal nævnes, at for danske kraftværker er det såkaldte "fedtemøj" (grønalger) et problem. Bliver de taget ind i større koncentrationer, sætter de sig i kondensatorerne og stopper systemet. De er nemlig for små til at blive stoppet af risteværker eller båndstationer. Derfor lægges indtaget ofte længst inde i et bassin, således at algerne kan bundfældes. Principperne i Fig. 3.3 kan benyttes ved en beregning af dette. Barsebäk- og Stignæsværkerne er eksempler på en sådan løsning. I samme forbindelse skal nævnes, at vandmænd også kan være et problem, og at indtagelsen af disse reduceres ved at benytte et opholdsbassin, som ovenfor beskrevet.

Til vurdering af sedimentationsbassiners længde kan følgende formel for længdeskalaen L for aflejring benyttes:

$$L = \frac{1}{13} \frac{U_f U \cdot D}{w^2} \quad (3.1)$$

hvor U er middelhastigheden, U_f friktionshastigheden ($= \sqrt{\tau/\rho}$), D vanddybden og w sedimenternes eller algernes faldhastighed.

En anden situation, der vil være af interesse for sedimentationsberegninger er tilfældet, hvor en sedimentholdig strøm strømmer forbi et bassin, som vist på Fig. 3.3. Udvekslingen af sediment Q_s (m^3/s) er givet ved

$$Q_s \approx 0.07 U \cdot B \cdot D (c_1 - c_2) \quad (3.2)$$

B er bredden af indløbet, c_1 er middelkoncentrationen af sediment i hovedstrømmen og c_2 er middelkoncentrationen af sediment (alger) i bassinet. Koncentrationen i bassinet afhænger stærkt af bassinets dimensioner. Hvis det er meget stort, vil alt sediment kunne nå at bundfælde sig inden circulationen i bassinet bringer det frem til munden igen. Er bassinet på den anden side lille vil bundfældningen kun være delvis og dele af sedimentet vil blive transporteret ud i hovedstrømmen igen. En

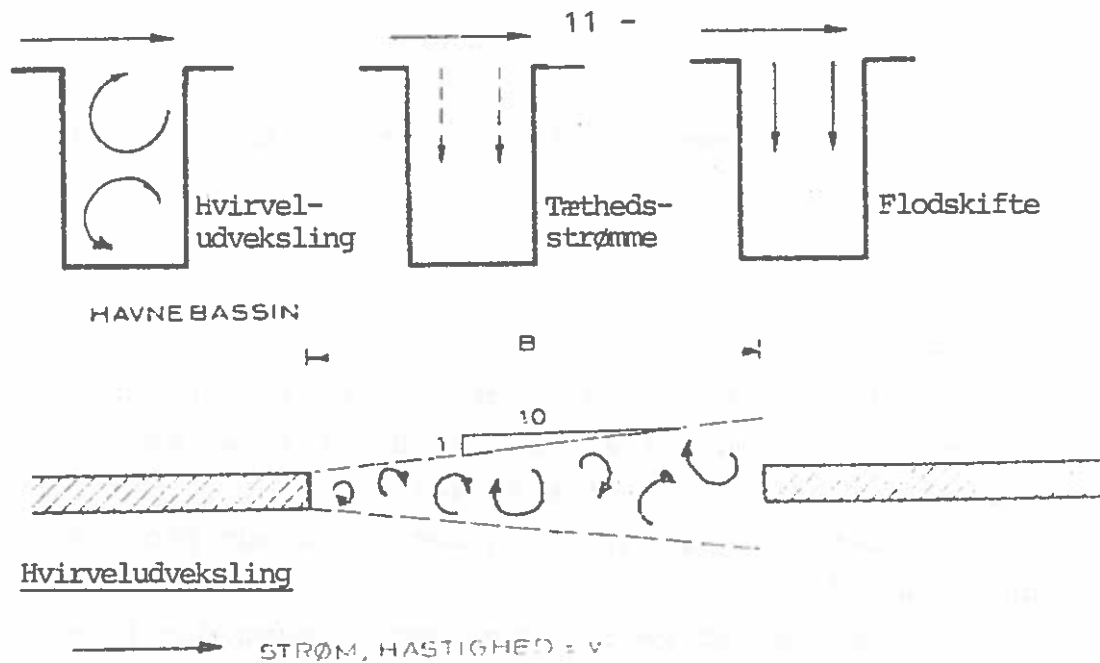


Fig. 3.3 Udveksling af sedimenter.

vurdering af dette kan foretages ved hjælp af ligning (3.1). På Fig. 3.3 er vist en række eksempler på strømningsformer i sedimentationsbassiner og den dertil hørende udveksling af sediment.

For praktisk projektering er det vigtigt at kende det nøjagtige strømningsforløb og den nøjagtige turbulensgrad i sedimentationsbassinet. I visse simple tilfælde kan strømmingerne beregnes; men ofte må der benyttes hydrauliske modelforsøg til den detaljerede projektering.

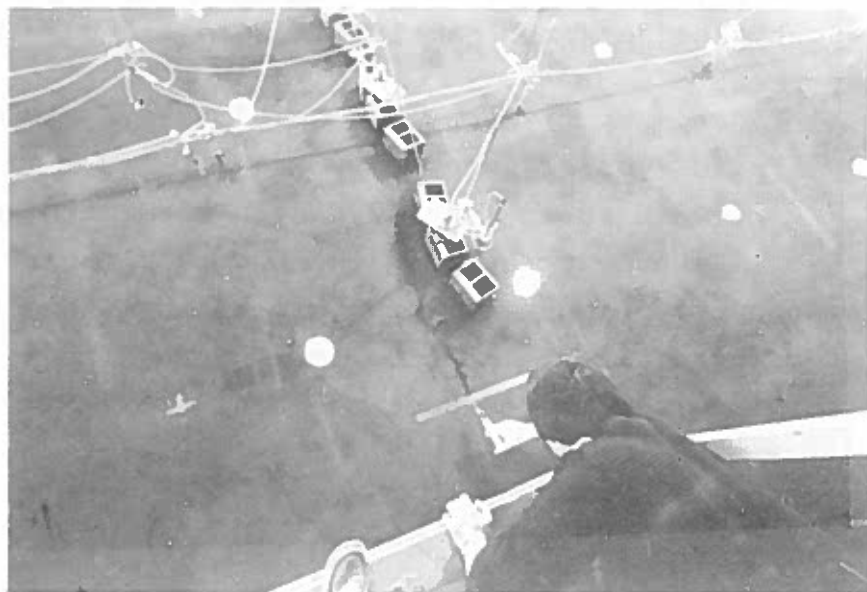


Fig. 3.5 Model af strømmingerne omkring indtagsbygninger i Al Khobar projektet (Dansk Hydraulisk Institut, 1980). En tidevandsstrøm på 0,45 m/s løber på langs af indtagene.

Husk, at strømmingen i sedimentationsbassiner sjældent er ensformig fordelte.

4. BEGRONING

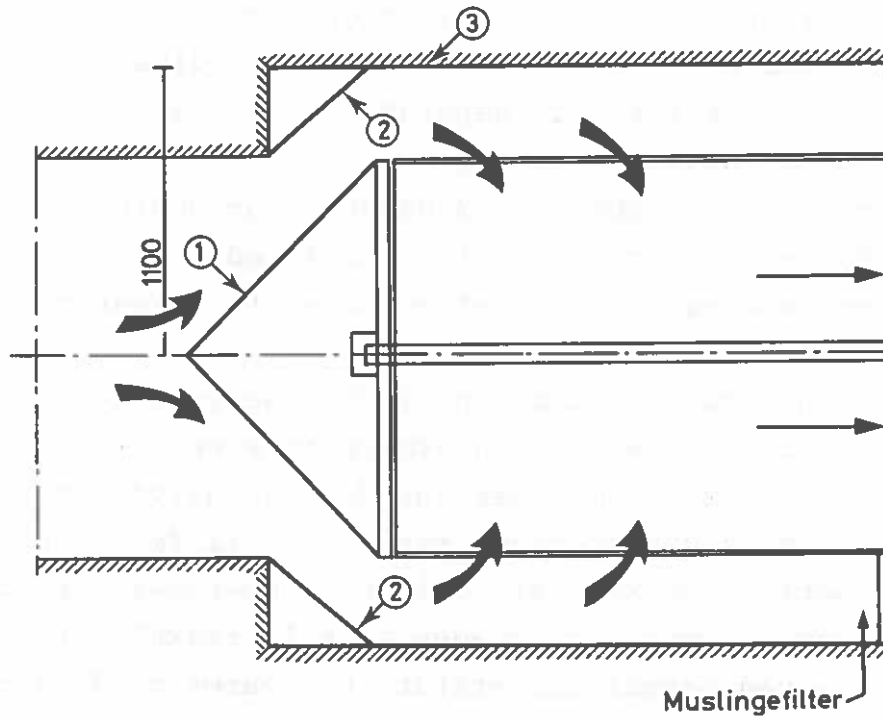
Ved dimensionering af indtag og rørledninger i forbindelse hermed er det vigtigt at tage hensyn til den marine begroning. Hvis den ikke hindres, f.eks. ved kloring, kobberforhudning eller "anti-fouling paint", kan den forårsage problemer på følgende områder:

- forøgelse af vægruheden (med en samtidig formindskelse af lysningsarealet) og dermed kraftig forøgelse af de hydrauliske friktionstab
- begroning i forbindelse med lukker, hvorved operationen af disse hindres.

Ruere (størrelse ca. 12 mm) kan være et stort problem, idet den samlede begroningstykkelse kan gå helt op til 250 mm, hvis der ikke tages særlige forholdsregler. For eksempel er tabet i hydraulisk trykhøjde i udløbsledningen forøget med en faktor 3 i udløbsledningen fra St. Lucie-atomkraftværket, Florida, U.S.A. Det ekstra tab var på 2,3 m V.S. ved en vandføring på 35 m³/s, hvilket er et betragteligt økonomisk tab. Den forhøjede trykhøjde fører samtidig til lejlighedsvis oversvømmelse af værket.

Begroning af ruere kan undgås, hvis strømhastigheden holdes over 2 m/s.

Foruden ruere kan indtrængen af muslinger også være et problem. På Asnæsværket i Kalundborg har man således planlagt oprensning af indtaget ved hjælp af en mindre bulldozer (efter tømning). Ellers benyttes særlige muslingefiltre umiddelbart i forbindelse med indtaget (se Fig. 4.1).



Længesnit 3:3
Skala 1:20

- ① Ny kegleflade
- ② Ny kejløbælteflade
- ③ Ny plade

Note:

Alle mål i mm.
Eksisterende konstruktion
kun angivet skematisk
overgang mellem ② og ③
ikke vist i detalje.

Fig. 4.1. Muslingefilter med overgangstykker
(LICconsult)

5. INDLØBSTAB

Hvis en strømning divergerer eller separerer vil det altid føre til hydrauliske enkelttab. Et eksempel er vist på Fig. 5.1 (Ruweis-projektet), hvor indtagskanalen oprindeligt var projekteret som en divergerende kanal. Hvis divergensen er større end 6° vil dette føre til separation og strømmen vil klæbe til den ene side (under 6° er der normalt ingen problemer). I den anden side vil der skabes et dødvande, hvor sedimentationen vil finde sted, uanset hvor stor strømhastigheden er. I tilfælde, hvor der dimensioneres således, at sedimentet trækkes gennem anlægget kan dette naturligvis ikke tillades.

Den ustabile strømning i divergerende kanaler kan også føre til andre problemer. Ved atomkraftværket i Las Vegas var dette således et problem, idet kun den ene halvdel af pumperne for enden af en divergerende kanal blev tilført vand.

Separation kan føre til andre ubehageligheder, f.eks. til kavitation, når hastigheden er tilstrækkelig høj (højere end 15 m/s ved normal temperatur. For varmt vand falder den kritiske hastighed). For aflastningsbygværket vist på Fig. 5.2 blev en stålplade på 500 mm tykkelse således ædt op på 3 timer af kavitationen, fordi tilløbet ikke var tilstrækkeligt strømlinet.

I forbindelse med plane tilfælde er det relativt enkelt at beregne strømlinede flader, således at separation undgås. Det første eksempel, vi skal betragte, er det mest simple - en uendelig spalte (se Fig. 5.3). Løsningen for en fri stråle er kendt og er givet ved ligningen:

$$y = \frac{b}{2} \frac{\pi}{\pi+2} \{ \text{Arctanh} \sqrt{1-\xi^2} - \sqrt{1-\xi^2} \} \quad (5.1)$$

$$\text{hvor } \xi = \frac{\pi}{2} \left(-1 + \frac{\pi+2}{\pi} \frac{x}{b/2} \right)$$

Indlægges vægge, der nøjagtigt følger begrænsningen udregnet ved ligning 5.1, vil der ikke komme separation. Normalt gøres krumningerne lidt mindre, således at indsnævringen bliver større. De mest anvendte overgangskurver er vist på Fig. 5.3. Mere komplicerede former kan løses ved hjælp af konform afbildning eller ved optegning af strømnet. Optegningen af strømnet er relativt enkelt, idet hastigheden forbliver konstant på den separerende strømlinie, jfr. Bernoullis ligning

$$p + \frac{1}{2} \rho v^2 = \text{konst} \quad (5.2)$$



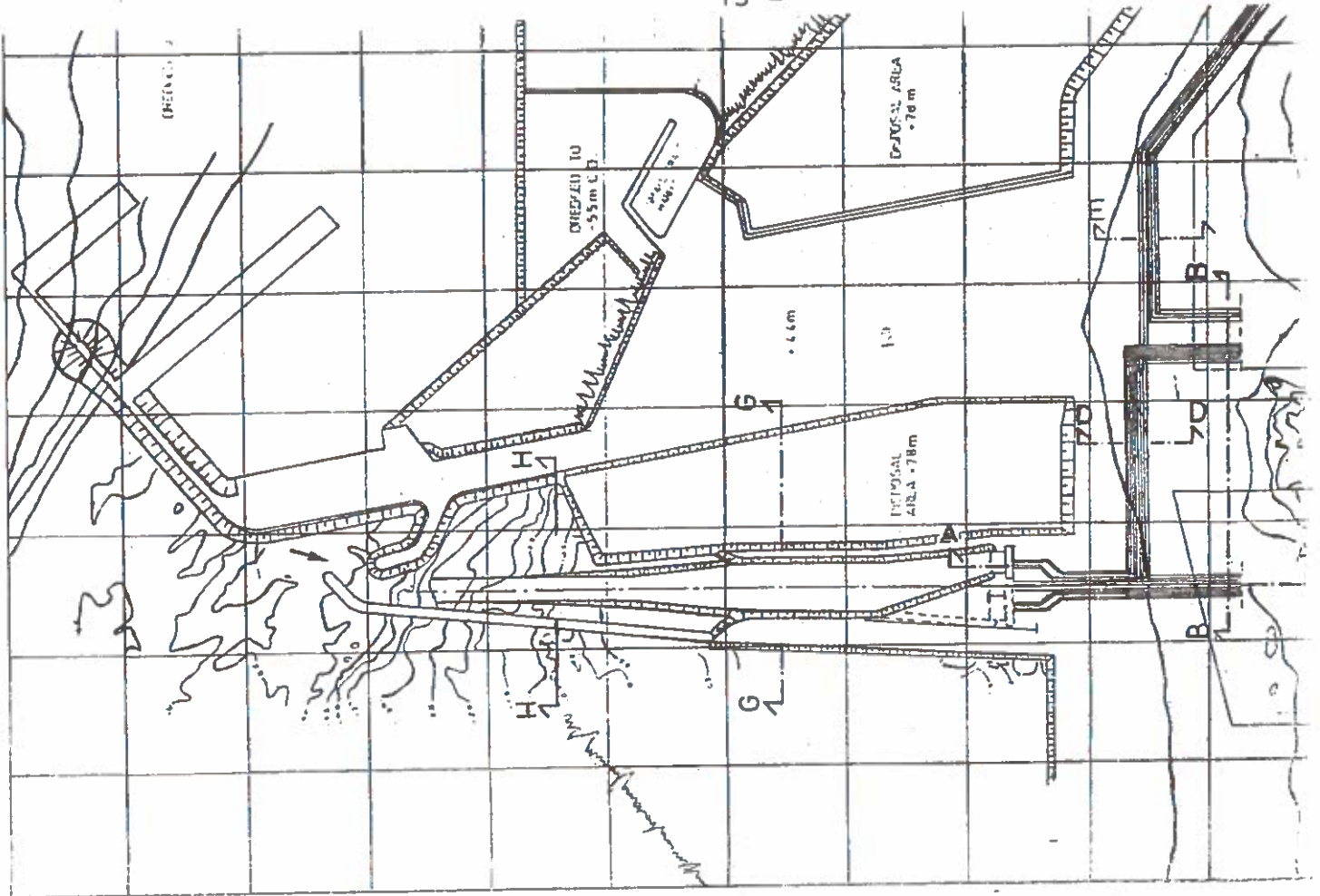


Fig. 5.1 Indtag til Ruwais Industrial Complex, Abu Dhabi. (oprindelige forslag).

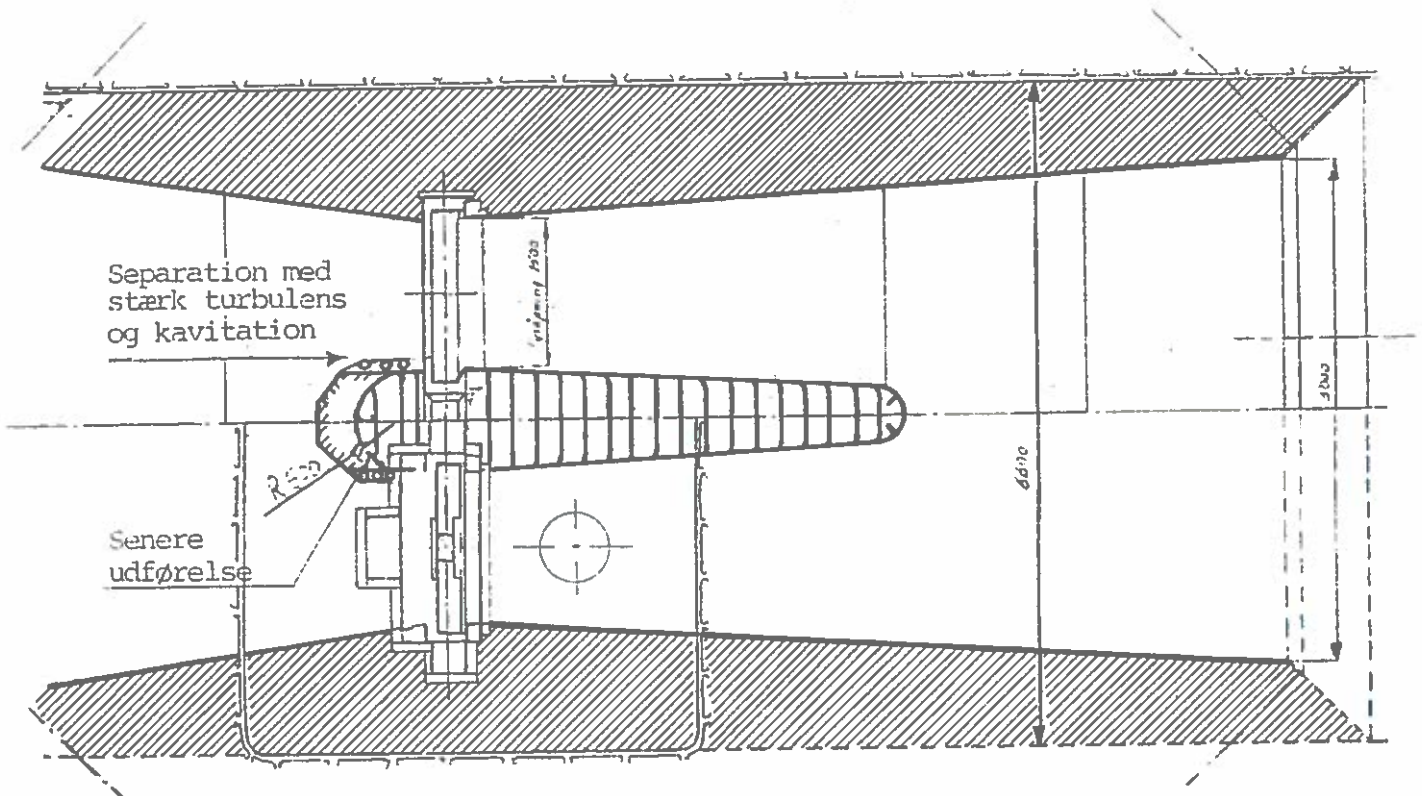


Fig. 5.2 Aflastningsbygværk med kavitation.

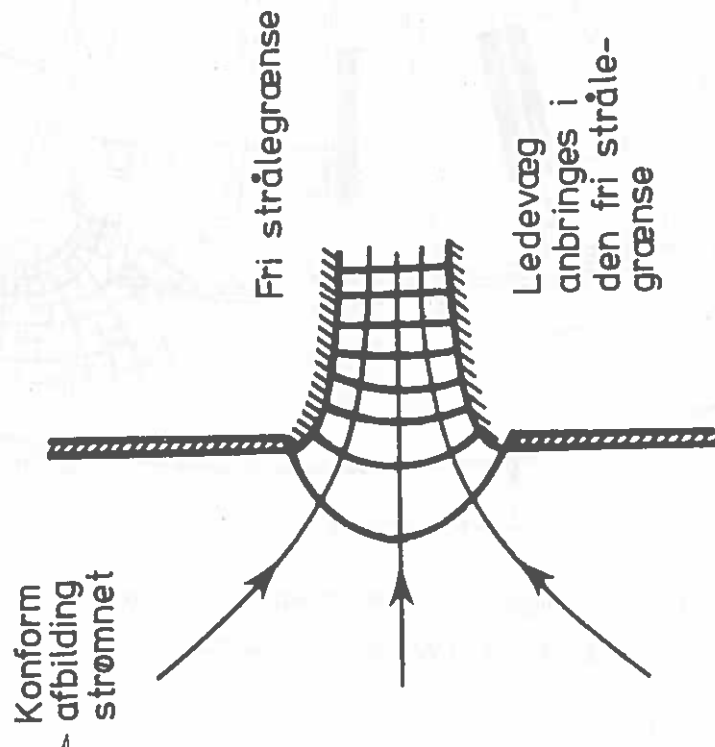
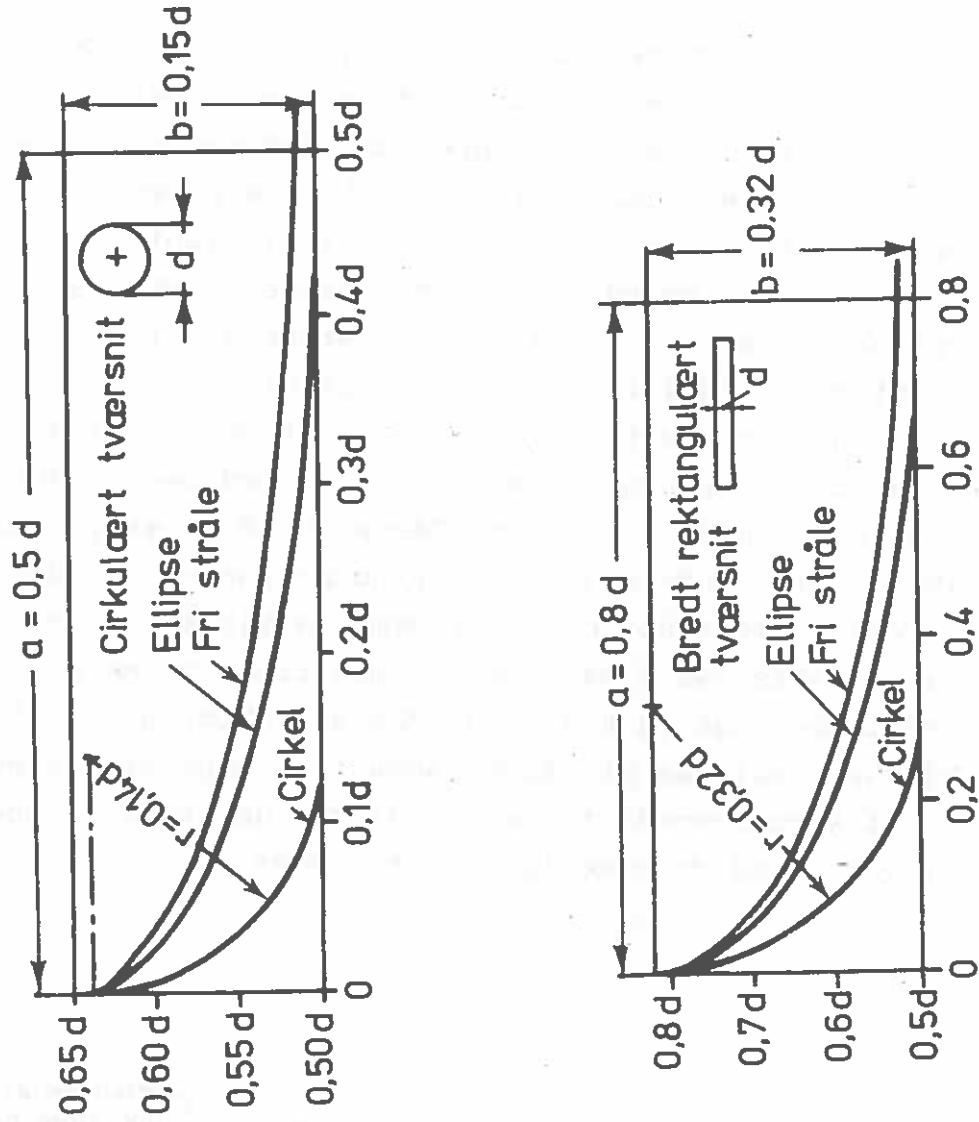


Fig. 5.3 Overgangsformer for indtag.

De viste former på Fig. 5.3 gælder kun i det tilfælde, hvor der ingen strøm er på tværs af indtaget. Hvis vi igen betragter et plant tilfælde, men denne gang med strøm på tværs, kan vi se, at det i allerhøjeste grad vil påvirke strømmingen. På Fig. 5.4 er vist et eksempel, Al Khobar, Saudi Arabien (Dansk Hydraulisk Institut). På grund af de meget store ledekurver var dette teoretiske forslag upraktisk at konstruere. Af konstruktionsgrunde valgtes i stedet løsningen vist på Fig. 2.3.

Den nævnte metode med brug af strømnet til optegning af separationskurverne (sammenfaldende med ledevægge) er naturligvis kun brugbar i plane tilfælde. Normalt er normale indtag imidlertid 3-dimensionale. Principperne kan imidlertid stadig anvendes, idet der ofte tilnærmelsesvis kan regnes to-dimensionalt. Dette kan f.eks. gøres (med tilnærmelse selvfølgelig) i løsningen vist på Fig. 2.3. Man skal blot huske at afrunde alle hjørner, således at strømmingen ikke separerer noget steds.

I komplicerede tilfælde udføres der normalt modelforsøg for at fastlægge de endelige udformninger.

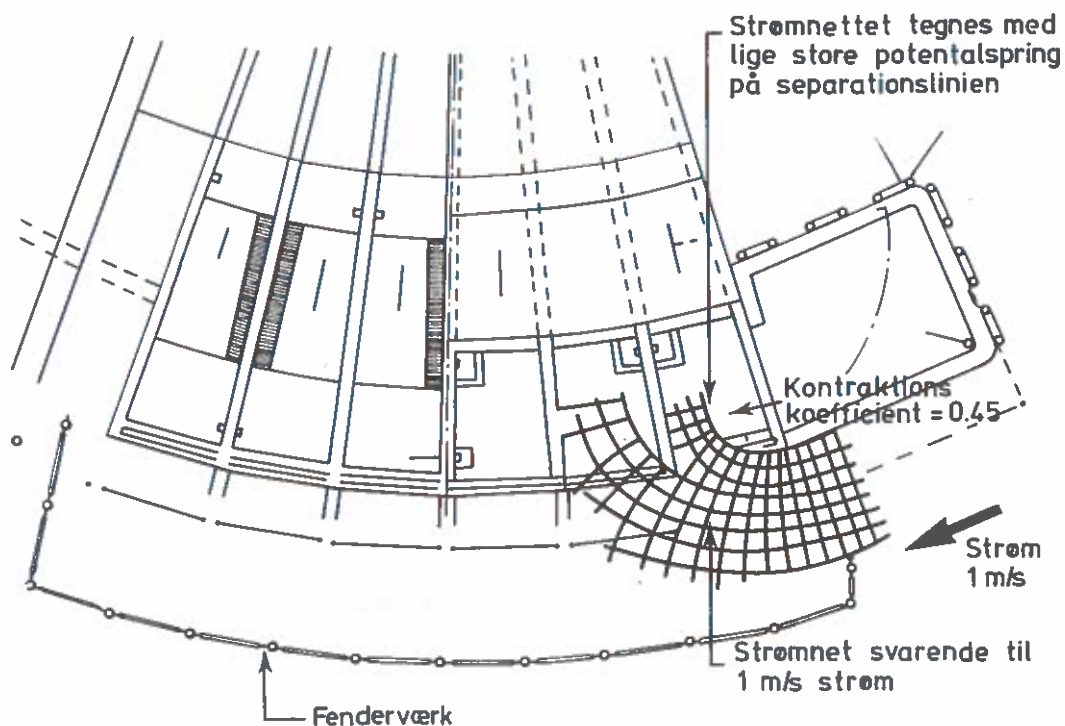
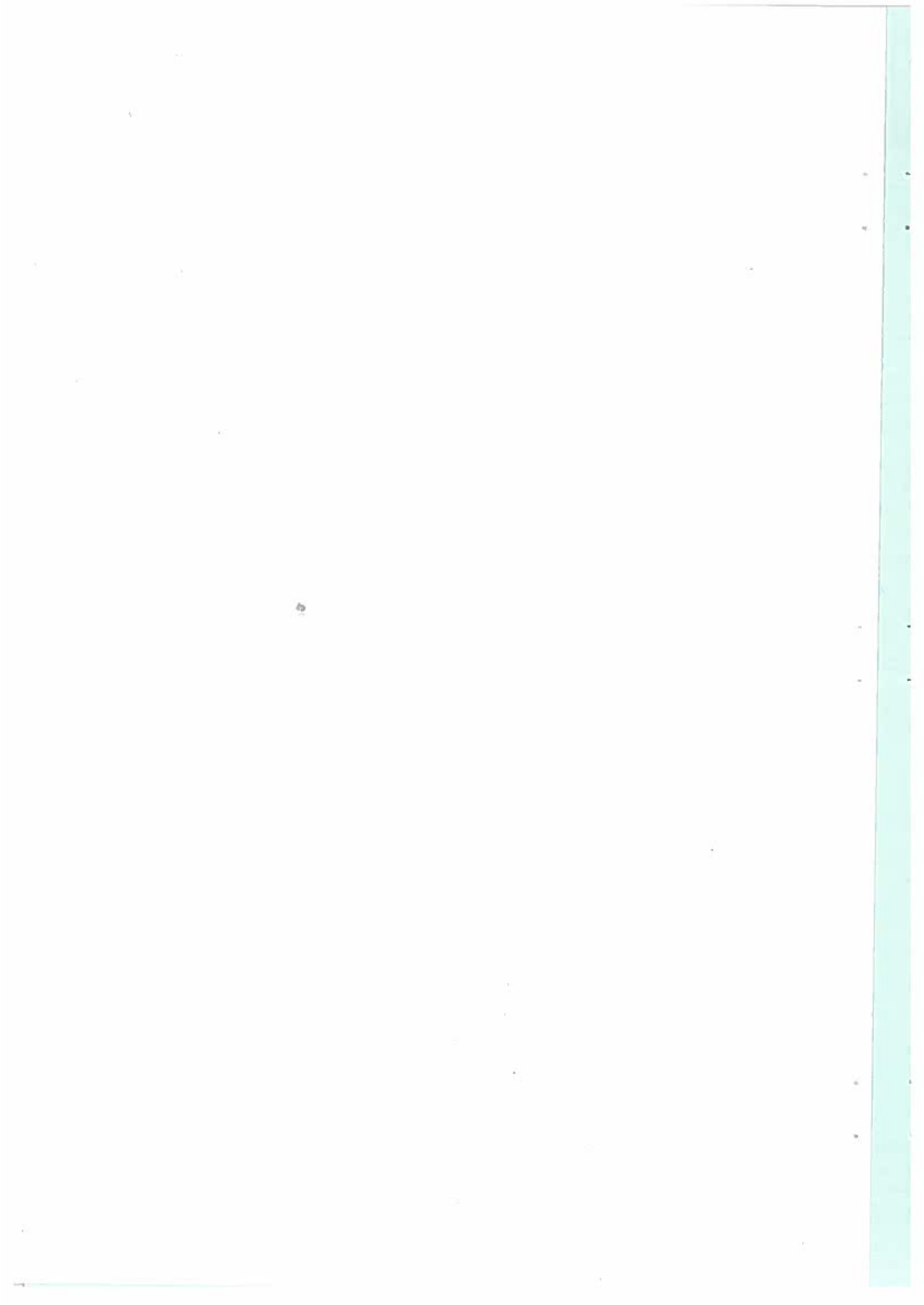


Fig. 5.4 Eksempel på overgangsform af indtag i tilfælde af strøm på tværs af indtag.

KILROOT KRAFTVÆRK

KØLEVANDSUDLØB



1. INDLEDNING

Kilroot kraftværket ligger i Nordirland på nordkysten af Belfast Lough, ca. 20 km nordøst for Belfast, ved Carrickfergus.

(se Figur 1A og Figur 1B)

Belfast Lough munder ud i the NORTH CHANNEL, der forbinder Atlanterhavet med det Irske Hav.

Kraftværket, der opføres for det nordirske elektricitetsselskab, NORTHERN IRELAND ELECTRICITY SERVICE, var oprindeligt planlagt for fire 300 megawatt konventionelle dampturbiner, der skulle fødes af oliefyrede kedler. Nu overvejes det at ændre de to sidste kedler for kulfyring, og også størrelsen af de to sidste turbiner er genstand for revurdering på grund af de nuværende svagere økonomiske konjunkturer.

Fuldt udbygget var det oprindeligt planlagt, at kraftværket skulle forøge elektricitetsforsyningen i Nordirland med ikke mindre end 60%.

Det vandbygningsarbejde, der her skal berettes om, er kølevandsudløbet, der blev udført af Christiani & Nielsens engelske datterselskab i årene 1975 til 1979 under en kontrakt, der også omfattede bølgebrydere til beskyttelse af indtagskanal, kystbeskyttelse, pumpehus og kølevandsledninger på land til et stykke bag pumpehuset.

Ved fuld belastning er det forudset, at der vil være brug for at indtage og udlede op til 33 kubikmeter kølevand pr. sekund. Dette vand tages ind i kølevandssystemet fra Belfast Lough ved den forhåndenværende temperatur og udledes op til 8^o Celcius varmere.

KENNEDY & DONKIN er rådgivende ingeniører for kraftværkets mekaniske og elektriske udstyr, ALLOTT & LOMAX for de civile arbejder.

Christiani & Nielsen Ltd. fik kontrakten efter offentlig licitation og arbejdet er interessant dels på grund af den måde kontrakten blev opnået dels på grund af, at kølevandsudløbet skulle udføres i bølger på en ubeskyttet kyst.

2. UDBUDT PROJEKT OG ALTERNATIVT FORSLAG FRA C&N

2.1 Udbudt projekt

(se Figur 2)

I det udbudte projekt bestod kølevandsudløbet af to separate ca. 650 m lange, ca. 3 m diameter, borede tunneler, der i begge ender var tilsluttet lodrette skakte.

I landenden udgik skaktene fra bunden af hvert sit udligningsbygværk med overfald, mens skaktene i søenden endte i 90° bøjninger for at opnå vandret udløb umiddelbart over havbunden.

Jordbunden består af stenet moræneler og hård Keuper-mergel, og der var regnet med tunnelboring ca. 21 m under højvandsniveau uden brug af trykluft.

De lodrette skakte på land var tænkt udført på konventionel vis, mens skaktene til søs var forudset udført ved boring og sænkning af stålør med en diameter på ca. 3 m fra fast stillads, f.eks fra en benflåde.

Indtagskanalen var selvsagt udformet sådan, at den fornødne vandmængde kunne tages ind ved lavvande og med en så tilpas lav strømningshastighed, at slam og vraggods kun i ubetydeligt omfang ville blive revet med af vandstrømmen.

Kanalen var på begge sider beskyttet af bølgebrydere, som var ført ud til en vanddybde på 3 m ved middelvande, for at hindre at kanalen skulle kunne blive lukket på grund af materialevandring langs havbunden under storme fra specielt SØ.

2.2 Alternativt forslag fra C&N

Christiani & Nielsen præsenterede imidlertid ved licitationen et alternativ, der var billigere end det udbudte projekt, og som kom til udførelse. (se Figur 3A)

Alternativet bestod i hovedsagen i at erstatte de to separate borede tunneler af et ca. 120 m langt stykke tunnel bygget på stedet inden for indtagskanalens bølgebrydere og en 460 m lang sænketunnel bestående af fem elementer, der lå tæt under eller ragede lidt op over den eksisterende havbund. Det foreslåede tunneltværsnit var rektangulært 6,91 x 3,53 m og ved en midtervæg opdelt i to stort set kvadratiske rør-tværsnit på 2,63 x 2,63 m. Tunnelens længdeprofil var retlinet, stigende 1:500 fra overfaldsbygværket.

Ved at slå overfaldsbygværkerne sammen og placere dem tæt op ad pumpehusets østside samt ved at ændre linieføringen for bølgebryderne langs indtagskanal og indtagsbassin blev det muligt at udnytte indtagsbassinet som byggedok for sænketunnelelementer og dertil hørende midlertidige fundamenter, idet en midlertidig afskærende spunsvæg blev rammet langs indtagsbassinets sydside.

(se Figur 3B)

I bunden af denne dok kunne også den på stedet byggede tunnelsektion udføres.

På grund af den snævre sammenhæng mellem projekt og udførelsesmetoder blev dok og sænketunnel projekteret af Christiani & Nielsen, nærmere betegnet ved hovedkontoret i København, hvorfra også den detaljerede planlægning af udtransport, sænkning og fundering af tunnelelementerne blev leveret.

Da det var den første sænketunnel, der udførtes i Storbritannien i nyere tid, og iøvrigt første gang tunnelelementer skulle transporteres ud og sænkes i åbent hav, hvor bølgekræfter spiller ind, påkaldte kølevandsudløbsprojektet sig en betydelig interesse i britiske ingeniørkredse.

3. PROJEKTBEKRIVELSE

3.1 Byggedok

Der blev rammet en afskærende stålsponsvæg omkring hele byggedokken, denne ramning foregik samtidig med, at bølgebrydernes kerne blev bygget. Spunsjernene var Frodingham 2N og 3N, og de var fra 7 til 10 m lange, topkoten var 3,5 m over middelvande.

I dokken var der langs dennes periferi installeret et drænsystem, ligesom der var indbygget dræn i det 25 cm tykke skærvelag, der blev udlagt over dokbunden til sikring af, at vandtrykket under tunnelelementerne, til sin tid i den vandfyldte dok, ville være som udenfor.

3.2 Tunnelsektion bygget på stedet

Denne 121 m lange tunnelsektion blev bygget i åben udgravning på konventionel vis. Udgravningen nåede 10 m ned under middelvande. Mindre mængder indtrængende vand blev pumpet til ovennævnte periferi-dræn i dokken.

Denne tunnelsektion blev bygget samtidig med de første tunnelelementer og blev straks omkringfyldt, så der derefter kunne disponeres over hele dokarealet. I sydenden blev tunnelsektionen lukket med et midlertidigt skot og forsynet de for det første tunnelelements tilslutning nødvendige fugekonstruktioner.

3.3 Tunnelelementer

Tunnelelementerne var 94 m lange og blev støbt i 8 sektioner, 6 ca. 15 m lange og 2 korte endesektioner. Hver 15 m sektion blev bygget i to operationer; først støbtes bundpladen dernæst vægge og topplade; der var 2 sæt stålforme til rådighed.

De korte endesektioner omfattede vandtætte skot med døre og de fornødne fugepakkingsdetaljer. På grund af tunneltværsnittets beskedne dimensioner

blev skot og enderammer udført i stål som én præfabrikeret enhed, der efter omhyggelig indmåling og justering blev støbt sammen med elementet.

Der indbyggedes i hvert tunnelelement løfteøjer til brug under udtransport og sænkning af elementerne samt lodrette og vandrette ståldorne for midlertidig understøtning af elementerne efter sænkning, indtil den permanente fundering var etableret.

3.4 Midlertidige fundamenter

Mens den permanente fundering blev opbygget, understøttedes hvert tunnelelement på to U-formede midlertidige fundamenter, gennem ovennævnte ståldorne, der hvilede af mod svære stålplader.

3.5 Uddybningsarbejder

(se Figur 3C)

Da byggearbejderne i dokken var nær deres afslutning indledtes uddybningsarbejderne ved indsats af en underentreprenørs 700 l spand-kædemaskine. Uddybningsarbejderne omfattede indtagskanal og tunnelrende og de beløb sig til ca. 35000 m³ stenet moræneler og Kauper-mergel.

Ved uddybningsarbejdernes afslutning blev byggedokken fyldt med vand og den afskærende spunsvæg mod syd trukket.

Der var derefter åbnet op for sænkearbejderne.

3.6 Forberedende arbejder for udtransport og sænkning

Ankerpæle

Til brug for forankring og varpning af sænkerig og andet flydende materiel, blev der fra starten rammet 12 Rendex 6 pæle i havbunden på begge sider af tunnelrenden. Når der ikke var tale om meget lette fortøjninger, overførtes belastningen ved havbundsniveau; hvor der kunne påføres en vandret kraft på 25 t. Bortset fra at pælestrøpper var udsat for en betydelig

tæring og derfor jævnligt måtte udskiftes, fungerede dette ankerarrangement fortrinligt. Der blev foretaget prøvebelastning af pælene før udtransport og sænkning af tunnelelementerne påbegyndtes.

Midlertidige fundamenter

(se Figur 5)

Inden de midlertidige fundamenter kunne placeres måtte der bygges gruspuder i dertil uddybede områder i tunnelrenden, disse gruspuder målte ca. 12 x 12 m i planen. Efter oprensning for mudder blev et 30 t tungt afretningstårn placeret på gruspudens plads og gruspuden blev derefter bygget med dykkerhjælp på traditionel vis. Projektet var baseret på, at de midlertidige fundamenter skulle ligge i specificeret højde indenfor ± 10 cm, og det lykkedes meget vel. Det tog gennemsnitligt ca. 4-5 dage at bygge et sådant fundament.

De midlertidige fundamenter, som vejede 200 t i luften, 120 tons neddykket, skulle placeres indenfor 12-15 cm i planen, og også det lykkedes med ret enkle indmålings hjælpemidler, i det alt væsentlige kalibrerede stålwirer. Til transporten anvendtes et af sænkeriggene.

Til sikring af at vandrette bølgekræfter kunne overføres fra tunnelelementerne gennem de midlertidige fundamenter, blev disse lodrette vægge bagfyldt med knuste stenmaterialer, hvilket skete ved grab fra en pontonmonteret kran.

Oprensning og kontrolmåling af tunnelrende

Umiddelbart før udtransport og sænkning af de enkelte tunnelelementer foretoges der en omhyggelig oprensning af renden for slam og derefter en skinnepejling af renden.

Specielt ved de to inderste elementer var oprensningen en større opgave, der indledtes med grabning og afsluttedes med, at en dykket elektrisk pumpe fra en speciel pram førtes hen over rendebunden.

Udrustning af tunnelelementer

(se Figur 6)

Tunnelelementerne blev udrustet dels indvendig med det fornødne mekaniske og elektriske udstyr dels udvendig med måletårne, adgangsskakte og sænkerig.

Sænketaljerne blev først slået på under det sidste lavvande før hævning, udtransport og sænkning i et stræk skulle finde sted.

Klargøring af varpetove

(se Figur 4)

For at gennemføre varpeoperationen inden for den ret begrænsede tid, der var til rådighed selv under udvalgte høje højvander, måtte varpetove og stopper udlægges på forhånd, og hvor der skulle skiftes ankerpunkter på bølgebryderne stilledes der kraner til rådighed, op til 4-5 stk.

Indhentning af vejrudsigter og måling af bølgehøjder

London Weather Centre leverede dagligt vejr og "sea-state" udsigter for de følgende tre dage. Udsigterne blev modtaget pr. telex og var rimelig troværdige og meget nyttige.

Bølgehøjder blev målt med en "Wave Rider", der var udlagt lidt uden for de yderste ankerpæle. Ved hjælp af et filter var det ved modtageren på land muligt at få "swell" udskrevet særskilt.

Detailplanlægning og instruktion af personel

På basis af modelforsøg var de bølgeforhold, hvorunder udtransport og sænkning kunne gennemføres, fastlagt.

Da operationerne skulle udføres ved et passende højt højvande for at begrænse dybden af byggedokken og sænketunnelen og i det alt væsentlige i dagslys, blev der kun 6-7 dage om måneden, hvor operationerne kunne udføres, hvis vejret ellers tillod det. Det var altså meget

vigtigt at operationerne virkeligt blev gennemført "på dagen", og det lykkedes også for alle 5 tunnelelementer, takket være en meget detaljeret planlægning og omhyggelig instruktion af mandskaberne.

3.7 Udtransport og sænkning

For at undgå ballasttanke og tilhørende pumpeinstallationer var tunnelelementerne bygget således, at de fuldt neddykkede lå med en overvægt på 240 t, det vil altså sige, at elementerne skulle løftes op fra byggedokkens bund, hvilket stillede betydelige krav til kontrolmålinger af betondimensioner og betonrumvægt.

Under udtransporten holdtes elementet neddykket, og der var således en udgangslast i hver af de fire sænketaljer på ca. 60 tons.

Sænkningen foregik indefra og udefter, hvilket vil sige at det blev en længere og længere varpning, og da tunnelens langedprofil var svagt stigende blev der for det samme højvande kortere og kortere tid til rådighed. Her hjalp det naturligvis, at mandskabet blev øvet og operationerne gennemførtes da også planmæssigt. Det første element blev bragt på plads i dec. 1977 og ved udgangen af juni 1978 var samtlige elementer sænket og sandunderskylningen af det sidste element i fuld gang.

3.8 Sandunderskylning og tilbagefyldning

(se Figur 7)

Det permanente fundament for sænketunnelen blev bygget med den af Christiani & Nielsen udviklede sandunderskylningsmetode. Ved hjælp af et flytbart, rørbærende apparat pumpes der en kontrolleret sand/vand blanding ind under tunnelelementet, og der opnås en homogen og fuldstændig opfyldning af hulrummet mellem tunnelelement og redebund.

Den påfølgende tilbagefyldning foretoges ved hjælp af klappramme, der blev forstøjt til en pram, der var forankret over sænketunnelen, og hvis position blev indmålt og kontrolleret.

4. HYDROLOGISKE FORHOLD

(se figur 3D)

Som nævnt i indledningen var det forhold, at sänketunnelen skulle udføres i bølger noget nyt, og det forhold gav da også anledning til at Christiani & Nielsen fra projekterings start konsulterede Dansk Hydraulisk Institut, der for Christiani & Nielsen udførte

- a) undersøgelse af bølgeforholdene på stedet med henblik på fastlæggelse af beregningsgrundlag ("Designbølge") for såvel de permanente konstruktioner som for de midlertidige konstruktioner og sänkeudstyret.
- b) modelforsøg til bestemmelse af stabiliteten af stenbeskyttelsen på sänketunnelens yderste del og til bestemmelse af bølgekræfter på det netop sänkede tunnel-element og på sänkerigstaljer og sänkerigsfortøjninger.



Figure 1A



Figure 1B

A
NORTHERN IRELAND ELECTRICITY SERVICE
PROJECT

Plan of offshore works at tender stage

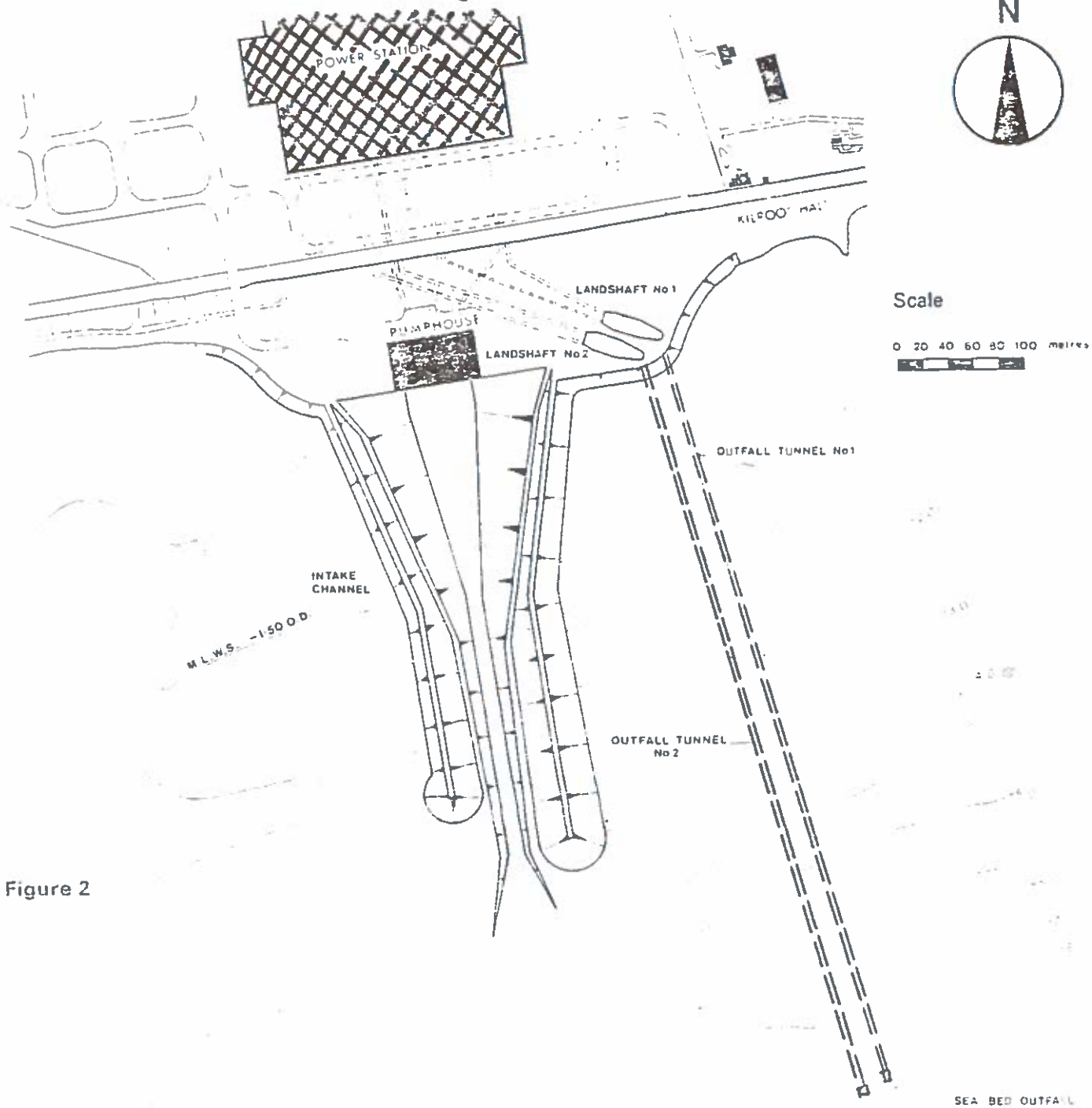


Figure 2

A
 NORTHERN IRELAND ELECTRICITY SERVICE
 PROJECT

Plan of offshore works as constructed

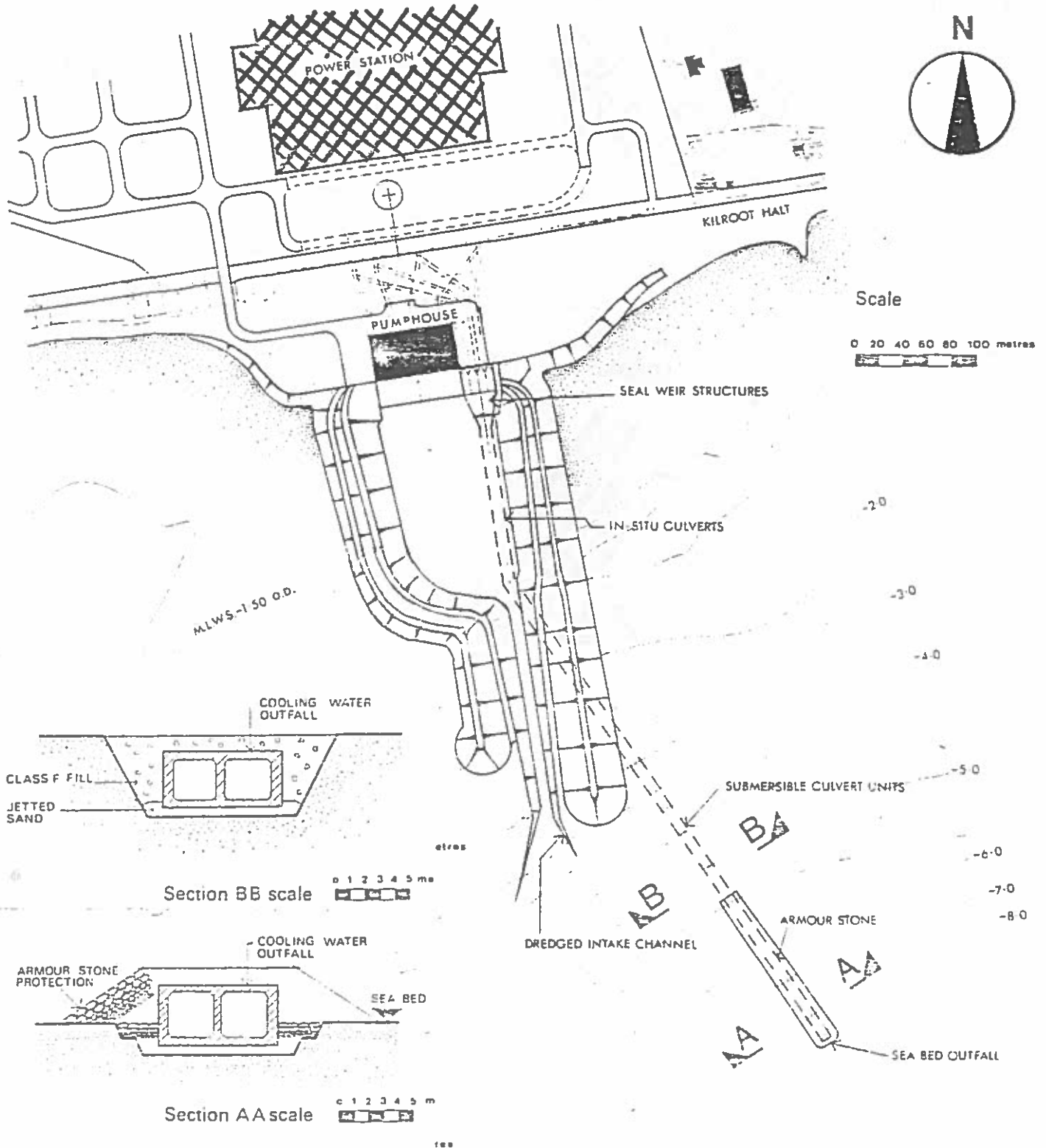


Figure 3 A

A
NORTHERN IRELAND ELECTRICITY SERVICE
PROJECT

Plan of offshore works as constructed

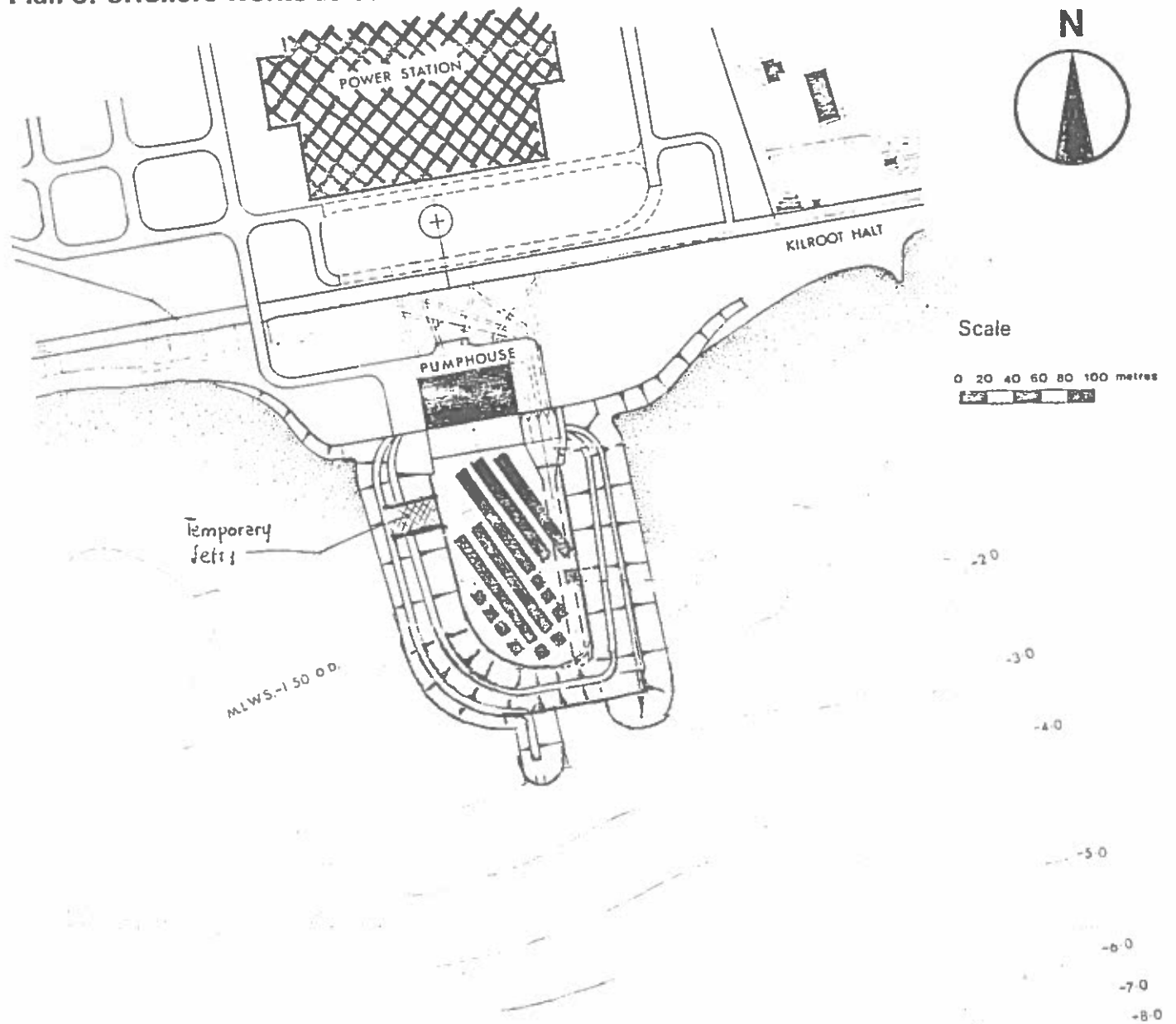


Figure 3B

A
NORTHERN IRELAND ELECTRICITY SERVICE
PROJECT

Plan of offshore works as constructed

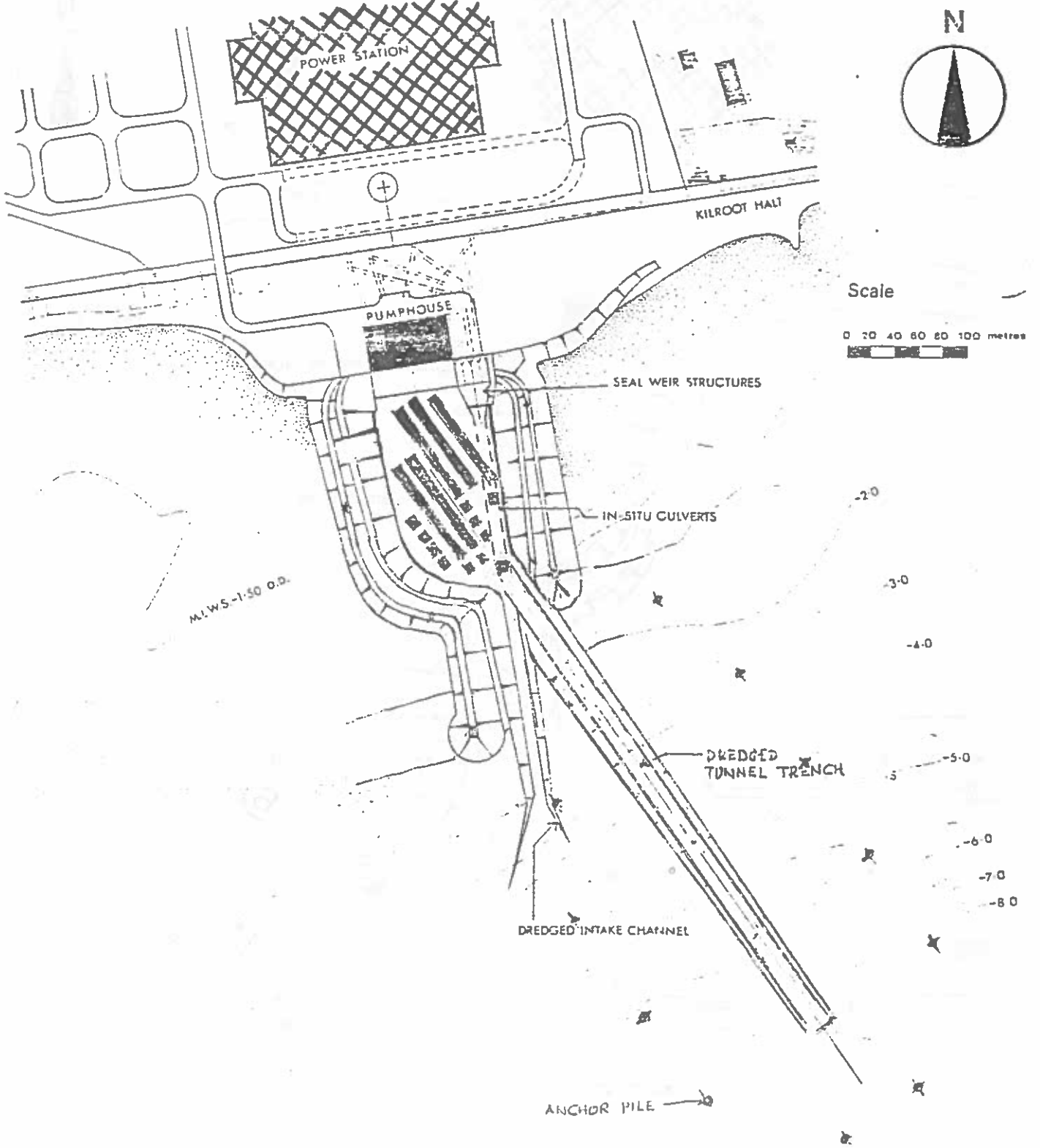


Figure 3 C

A
 NORTHERN IRELAND ELECTRICITY SERVICE
 PROJECT

Plan of offshore works as constructed

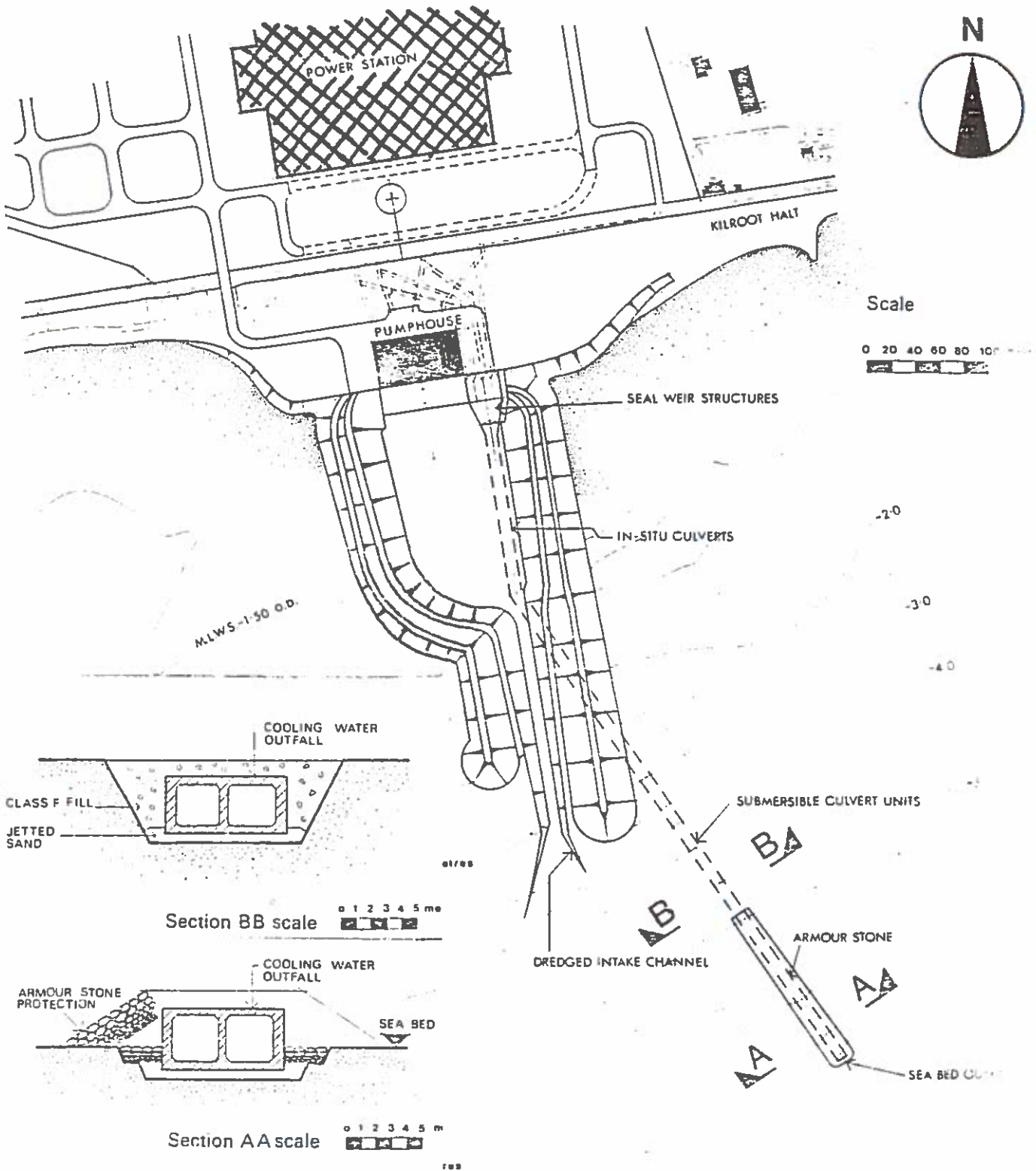


Figure 3 D

A
NORTHERN IRELAND ELECTRICITY SERVICE
PROJECT

Warping of CE1

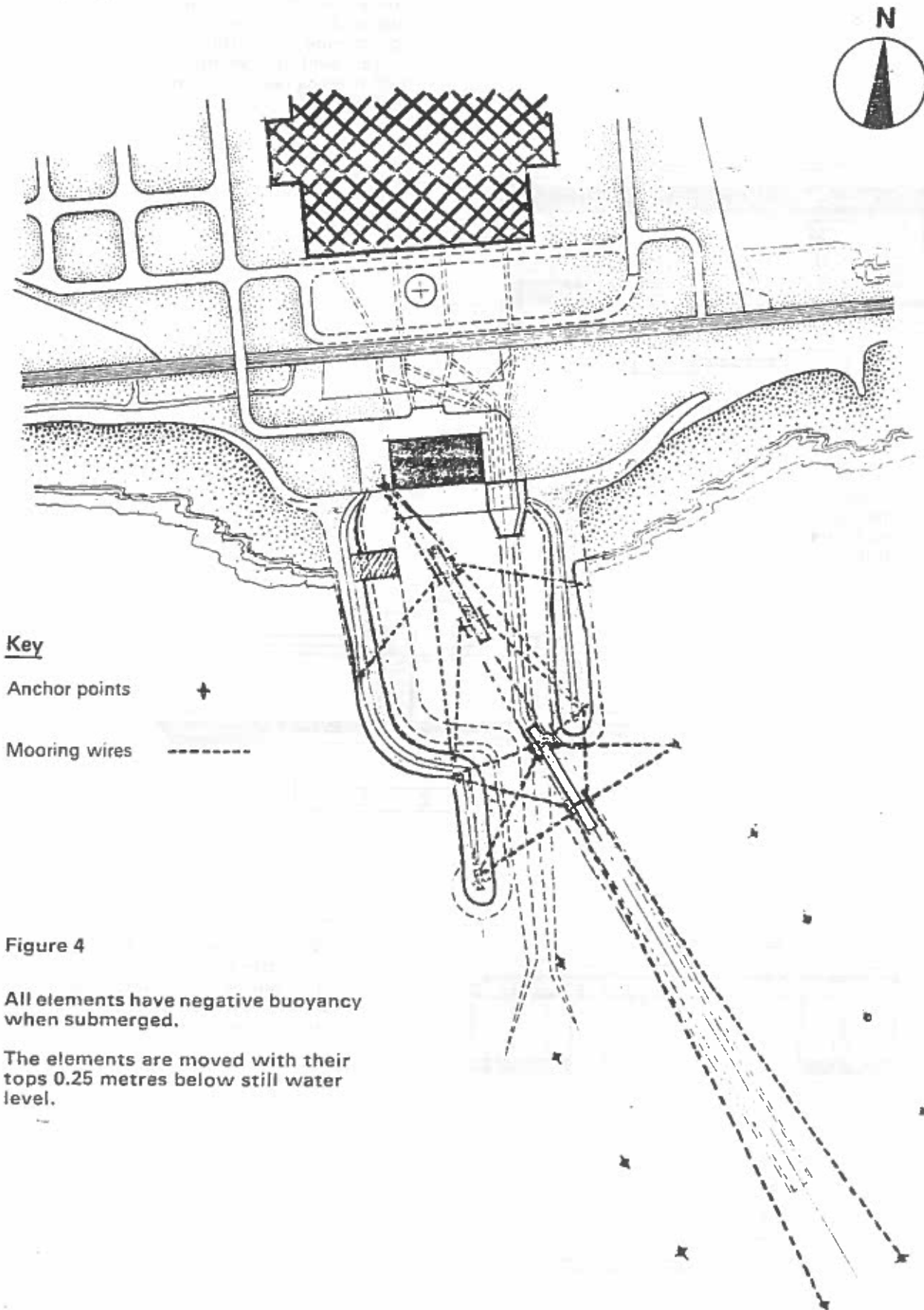


Figure 4

All elements have negative buoyancy when submerged.

The elements are moved with their tops 0.25 metres below still water level.

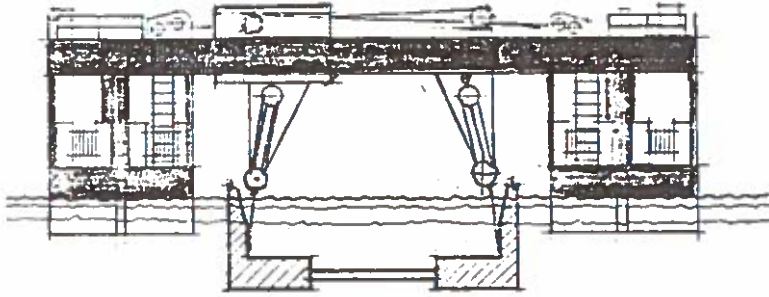
Figure 5
Lifting and placing of a sill

5a

A sill is moved and placed using one sinking rig.

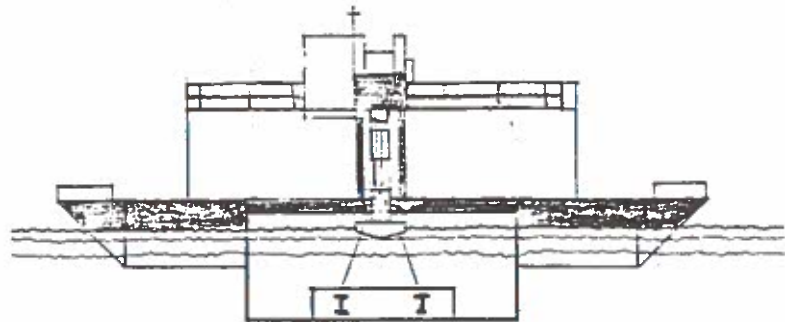
The sill is lifted on a rising tide and ~~warping~~ can commence when the water level has reached 0.85 metres below mean sea level. ✓

0.85 m below mean sea level



5b

The sill is warped by hydraulic winches and mooring wires to its correct location.



5c

When the sinking rig is correctly located over the final sill position the sill is slowly lowered by the sinking winches.

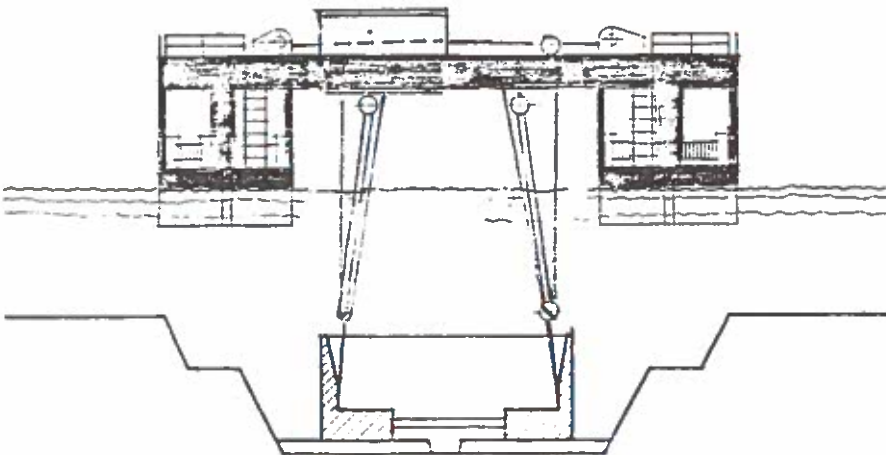
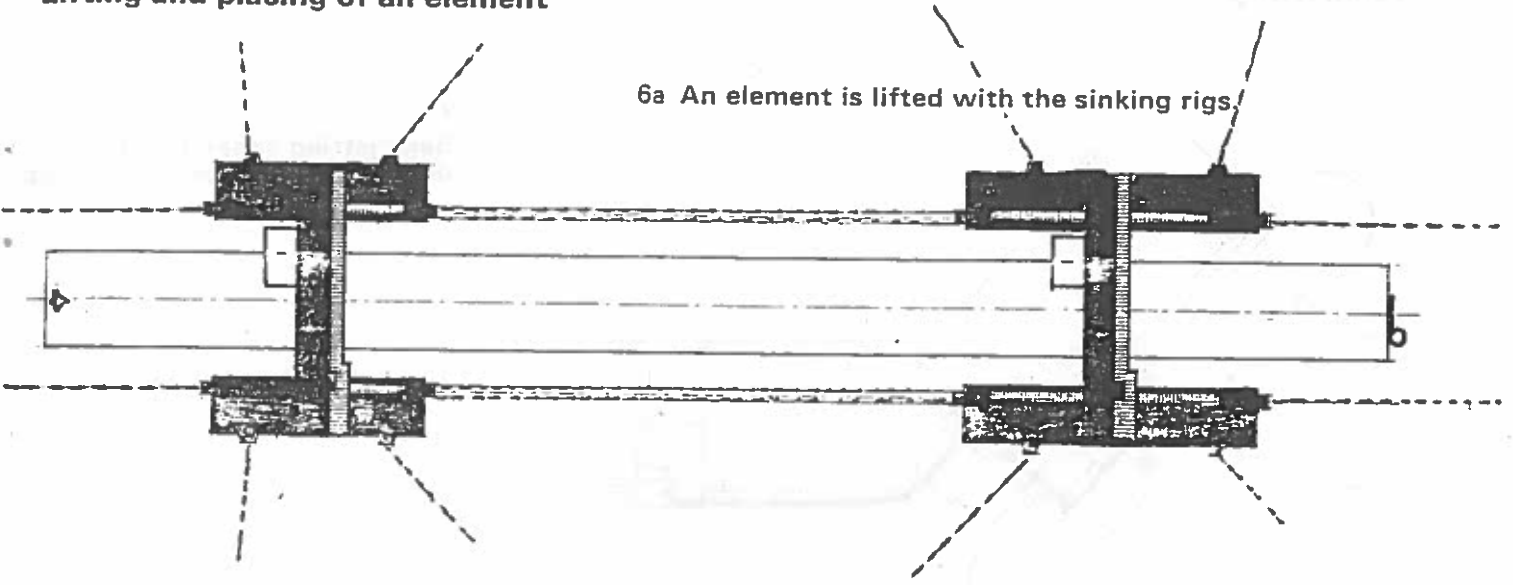


Figure 6

Lifting and placing of an element

6a An element is lifted with the sinking rigs

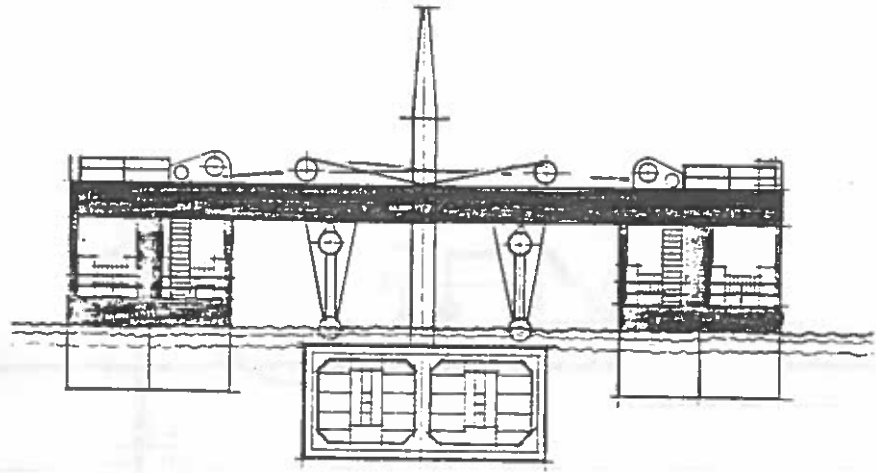


6b

After lifting an element winches warp the rigs along the line of the tunnel.

winches may be used to adjust the location of the unit

The location of the unit is constantly monitored and the alignment corrected by adjusting mooring winches.



6c

When the unit has been positioned slightly seaward of its final location it is lowered by the sinking winches.

The rams are used for final adjustment of the position of the unit.

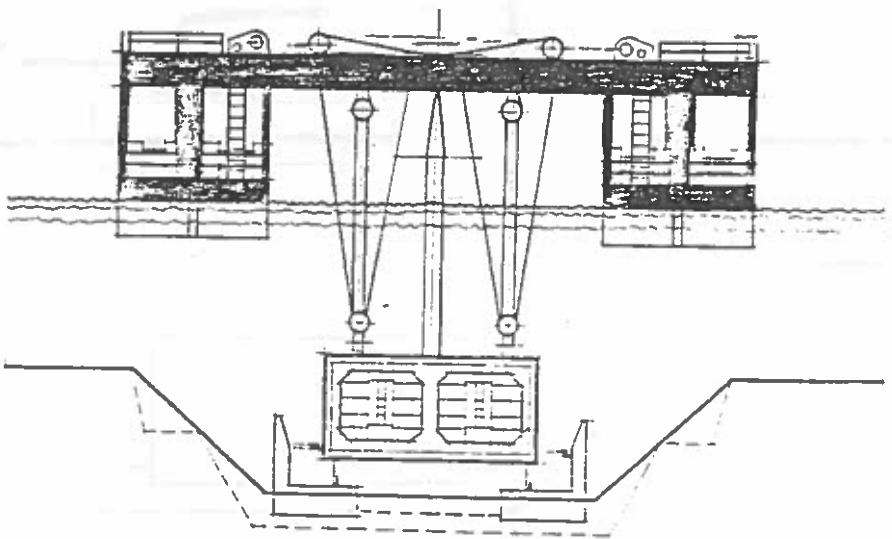
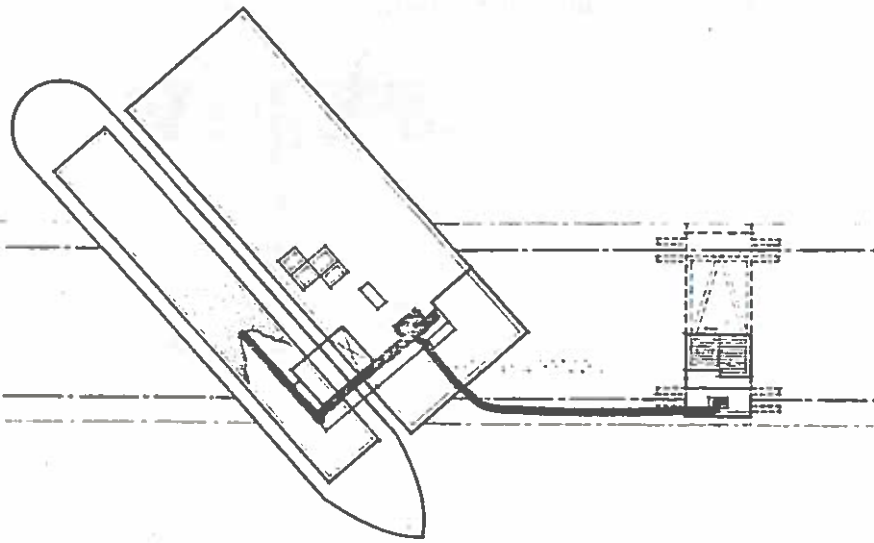
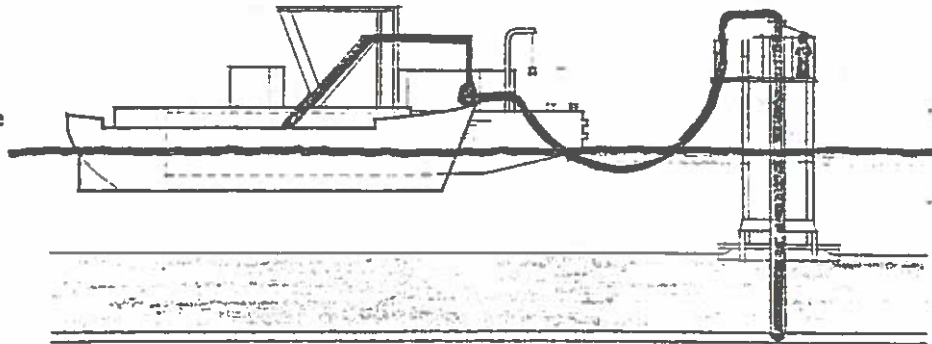


Figure 7
Sandjetting

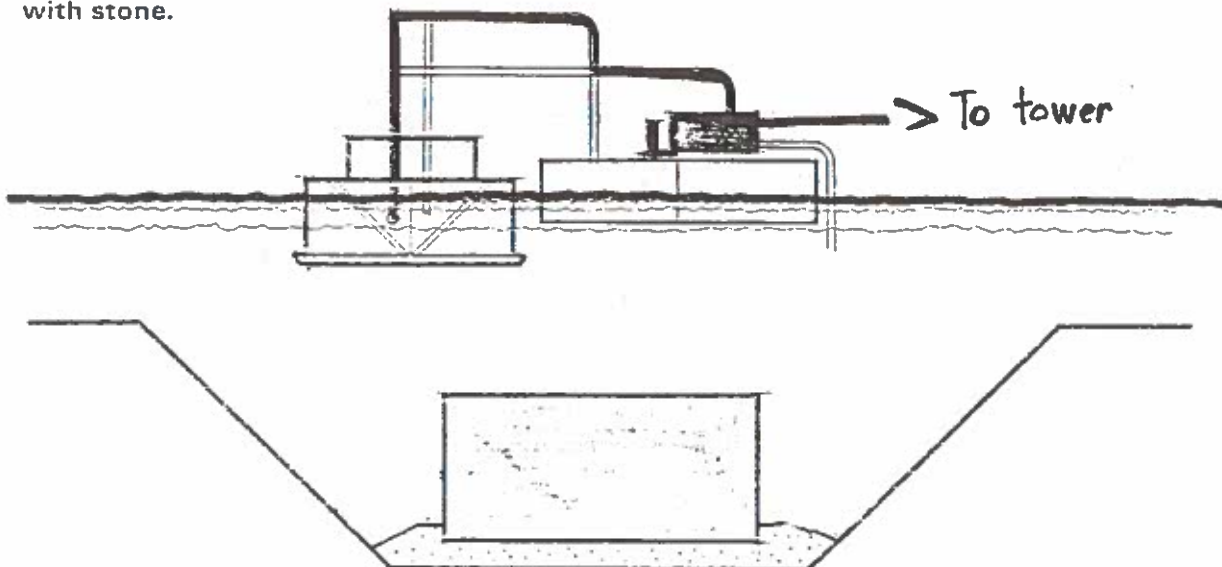


7a
Sand jetting apparatus is positioned over sunken element.

7b
The permanent foundation of the culvert is formed by jetting sand into the void between the underside of the element and the dredged trench.



7c
The jetted sand is continued up the sides of the element, and is subsequently protected with stone.



HAY POINT KULTERMINAL

THE GREAT WALL

CHRISTIANI & NIELSEN A/s



KUL UDSKIBNINGS ANLÆG VED HAY POINT, QUEENSLAND

Foredrag for Dansk Vandbygningsteknisk Selskab 19. februar 1981

12.05.1981

BD/YH

1000

Jeg skal nu beskrive et projekt, som Christiani & Nielsen var med til at udføre i Australien i 1973 til 1975.

Projektet drejede sig om udvidelsen af en eksisterende kuleksportkaj i Hay Point på kysten af Queensland.

FIGUR 1 KORT AF AUSTRALIEN

I Queensland er der meget store forekomster af kul, der brydes i åbne brud med store gravemaskiner. Bruddene ligger fra 150 til 300 km fra kysten, og der er en stadig stigende eksport af kul, der køres med jernbane til adskillige udskibningshavne, og Hay Point er altså en af dem.

En stor aftager er Japan, og vor bygherre var da også et partnerskab mellem det amerikanske UTAH Development og det japanske Mitsubishi.

FIGUR 2 SØKORT AF HAY POINT

Installationen i Hay Point bestod af en 2100 m lang adgangsbro på stålrørspæle og med overbygning af stålbjælker, der bar et transportbånd og en kørebane for lette køretøjer.

Molehovedet var ligeledes på stålrørspæle, dolphinerne havde beton overbygning, og resten var stål. Største skibsstørrelse var ca. 100.000 tons. I 1973 eksporteredes ca. 10 M. tons med lastegrej, hvis kapacitet var 4000 tons i timen. Dette anlæg blev bygget i 1970-71.

Inden jeg går over til at beskrive udvidelsen, vil jeg lige give en oversigt over de fysiske forhold:

Hay Point ligger ca. 20 km Syd for Mackay, en by på ca. 40.000 indbyggere, centrum for en stor produktion af sukker, der eksporteres gennem den havn, De ser der. Havarealet udfør kysten er beskyttet mod Stillehavets lange bølger af Great Barrier Reef, som her ligger fra 50 til 100 sømil ude. De vil kunne studere lokaliteterne nærmere på det søkort, der er slået op der.

Klimaet er næsten tropisk, fugtig varme om sommeren, sjældent over 32° . Om vinteren kommer man af og til ud for $+4^{\circ}$. Vind er hovedsagelig fra SØ og sjældent over 32 km/t, højst om eftermiddagen. Det er cyclon zone. De kommer oftest om sommeren og kan naturligvis give meget høje men kortvarige vindstyrker.

Der er stort sidevand. Vandstandsvariationer er ca. 6 m ved springtid og 2,3 ved niptid. Ud for Hay Point er strømmen hovedsagelig påvirket af tidevandet, og den går mod Nord ved ebbe og når ca. 1,5 knob.

Hvad angår bølger, er største fetch fra Ø. Observationerne har kun stået på systematisk i de senere år, og de viser, at man har:

	H_s	0,5 m	50% af tiden
	H_s	1,0 m	80% af tiden
og	H_s	1,5 m	sjældent
Der er målt	H_s	3,0 m	i løbet af en to-årig periode.

Bølgernes periode er mest mellem 5 og 8 sekunder.

Lad os så se på udvidelsen:

FIGUR 3

Til venstre er den eksisterende pæle konstruktion. Adgangsbroen fra land derop ad.

Da denne installation allerede arbejdede langt over beregnet kapacitet, kunne bygherren ikke tolerere nogen som helst gene fra anlægsarbejderne på udvidelsen, og det krav har bevirket, at projektet er blevet bemærkelsesværdigt som et eksempel på, hvorledes forhold af en ikke-teknisk natur har reduceret handlefriheden i udførelsesmetoderne og derved fået afgørende indflydelse på bygværkets udformning.

Det naturlige ville have været at lave en pælekonstruktion igen, selv om jordbundsforholdene på udvidelsen var noget mindre gunstige. Men bygherrens krav: så lille gene som mulig fra byggeriet og helst så lidt kontakt som mulig mellem bygherrens personale og entreprenørernes p.g.a. uundgåelige forskelle i lønoverenskomster bevirkede, at man måtte finde en bygge metode, der ikke krævede megen adgang over den eksisterende konstruktion, og d.v.s., at man måtte arbejde med flydende grej. For at undgå spildtid p.g.a. bølgeuro, kom man også ind på at præfabrikere så meget som muligt i en beskyttet havn, Mackay, 20 km op ad kysten. Det hjalp også, hvad angår at holde arbejdstyrken adskilt.

Det var endda sådan, at personale til arbejder, der nødvendigvis måtte udføres på stedet blev transporteret i hurtige fartøjer fra Mackay hver dag, og de fik ikke lov til at komme på arbejde ad anden vej, førend til allersidst, da der arbejdedes med nathold, og man erkendte, at det medførte et stort tidspilde. På det tidspunkt var lønaftalerne også blevet revideret flere gange!

Man valgte så at fundere det nye anlæg på jernbetoncaissoner og udføre overbygningen i stålkonstruktion.

På figur 3 ses de 5 små caissoner, som understøtter det nye transportbånd, der skal bringe kul til den nye anlægsplads. De er på 17,5 x 17,5 x 7,9 m og 2250 tons. Næsten identiske men med en anden ståloverbygning ses to caissoner, som fungerer som fortøjningspunkter.

Selve anlægspladsen består af 3 caissoner, hvoraf den største er 46,1 x 41,4 x ca. 8,0 m og udstyret med 4 hjørnetårne på 12 x 12 x 18 m højde, hvoraf de første 6 m blev støbt inden søsætningen fra byggedokken. Deplacementet var 17.250 tons, og den færdige caisson blev sejlet ud med kullastemaskinen monteret på. Disse store caissoner blev funderet på kote -17 m.

FIGUR 4 er en perspektiv tegning af det færdige bygværk.

FIGUR 5 viser den interimistiske byggedok, der blev indrettet i Mackay's havn. Den var 165 m lang, 46 m bred og 8 m dyb med tærskel i -2,1 m, således at man havde 2 perioder på 4 dage hver måned ved spingflod til at få caissonerne sejlet ud. Der var ca. 2 timers nyttig tid til det per højvande.

En 35 tons portalkran sørgede for placering af de færdigstøbte lodrette vægelementer til caissoner. Disse elementer blev transporteret fra støbepladsen på en specielt konstrueret vogn. Dokporten bestod af 2 stk. jernbeton caissoner. Dokken blev bygget under en separat entreprise.

FIGUR 6 viser stadier i bygningen af en stor caisson. Først lægges et gruslag på dokbunden. I det lægges færdigstøbte skær, som kommer til at sidde under de lodrette vægelementer. Disse stilles derefter op på opklodsninger. Der lægges bølgeblik i de kvadratiske felter mellem skærene, som fungerer som bundforskalling for bundpladen i caissoner. Denne støbes. Derefter udstøbes samlingerne mellem vægelementerne, og til sidst toppladen.

Rør, ventiler og pumper til kontrol af ballast vand blev nu monteret. Ligeledes forspændtes bund- og topplade i to retninger med ialt ca. 690 tons Ø12 mm kabler for de tre store caissoner. Sidste beton arbejde i dokken er støbning i glideforskalling af de første 6 m af hjørnetårnene.

Der arbejdedes i 2 og senere 3 skiftehold.

FIGUR 7

På figur 7 ses en caisson af hver type ved arbejdskajen, hvor de blev sat af på et afrettet gruslag efter, at de var kommet ud af byggedokken. Kajen var en interimistisk konstruktion med svært dæk til kran-kørsel. Ved denne kaj blev følgende udført :

- For de store caissoners vedkommende blev hjørnetårnene støbt op til fuld højde.

- For de små vedkommende blev stålørsoverbygningen påmonteret.
- De dele af stålkonstruktionerne til anlægspladsens overbygning, som kunne monteres inden udsejlingen, blev anbragt.
- Al grej til brug under udsejling og placering ved Hay Point blev monteret, d.v.s. midlertidige opdriftstanke, kompressorer, generatorer, brændstoftanke, lys, nødankre, spil, skure, etc. For de store caissoner's vedkommende var spillene 2 stk. 3-tromle Skagit spil, eet med 46 tons træk og eet med 25 tons træk.

Inden udsejlingen blev dybgang og krængnings vinkler kontrolleret, og der blev fundet rimelig overensstemmelse med beregningerne, dog med nogen tendens til større dybgang end beregnet.

FIGUR 8

På figur 8 ses caissonerne, som de var under sejladsen fra Mackay til Hay Point. Man bemærker de høje ballasttanke på de små caissoner. Ved hjælp af dem var man i stand til at styre caissonen under hele den endelige placering. Figuren viser også placeringen af slæbetrossen på de store caissoner. Dybgangen under den første del af sejladsen til Hay Point var ca. 10 m for de store caissoner og 7 m for de små.

Det blev aftalt med bygherren, at man kun ville forlade Mackay Havn, hvis significant bølge var under 1 m og vinden under 20 km/time. Når man først var sejlet, ville man fortsætte, indtil bølgerne nåede 1,8 m og vinden 40 km/time. Hvis det indtraf, ville man iværksætte de nødforanstaltninger, der var planlagt. Tilfældet forekom nu ikke. Det viste sig, at de vejrprognoser, vi fik, baseret på satellitfotografier, var overordentlig gode.

For at kunne forlade Mackay måtte man have et højvande på 4,6 m, og man måtte udnytte den meget korte tid, hvor der ingen tidevandsstrøm var ud for havnemundingen.

Man forlod havn om aftenen for at være fremme ved Hay Point om morgenen ved næste højvande og have resten af dagen til at foretage placeringen.

FIGUR 9 viser den rute, der blev benyttet fra Mackay til Hay Point. Den blev bestemt efter meget grundige pejlinger, tilsidst med en Honeywell Profiler, således at følgende krav blev opfyldt på bedste måde :

- Kortest mulige rute
- Tilstrækkelig, men ikke for dybt vand
- Grundt vand i nærheden i nødsituationer.

De store caissoner blev slæbt af 3 bugserbåde med en samlet trækraft på 70 tons. Desuden havde man mindre fartøjer til at styre caissonerne. Til at kontrollere, at man virkelig fulgte den planlagte rute, havde man et Decca Trisponder navigationssystem, som kunne angive position hvert sekund. Man havde også radar og noget så primitivt som teodolitter.

Praksis var som omtalt at ankomme i Hay Point ved højvande om morgenen. Man fortøjede caissonen til de allerede udlagte ankre og opererede derefter med de store spil og under kontrol ved hjælp af teodolitter og laserstråler. Skulle der gå noget galt, ville den nordgående elbestrøm fjerne caissonen fra den eksisterende konstruktion. Tolerancen ved placeringen var fastlagt til ± 600 mm, og det lykkedes at placere alle caissoner inden for ± 150 mm.

Monteringen af den resterende del af ståloverbbygningen fulgte efter caisson placeringen og blev foretaget ved hjælp af en stor flydekran.

Der blev foretaget mørtelinjektion under de store caissoner, se figur 10.

FIGUR 10

Det gjaldt om at fremstille en mørtel sand/cement, som ikke trængte væk mellem kulrummene i stenene, kunne pumpes og holde sig flydende i passende tid.

1. krav opfyldte ved hjælp af bentonite, men det gjorde mørtelen for uhåndterlig for mørtelpumper.

Derfor gik man over til squeezecrete pumper.

Som retarder brugtes Daratard, der gav 8 timer.

Max. tryk : 0,45 MPa (sikkerhedshætter)

Mørtelen steg i 70% af stigrørene.

Hætterne sprang af i resten af tilfældene efter injektion af rimelig mængde.

Til BESKYTTELSE MOD EROSION ved siderne af caissonerne udlagde man mætter af 450 x 450 x 380 betonklodser forbundet med 30 mm wire.

For at forøge stabiliteten af DE SMÅ CAISSONER blev disse fyldt med sand efter placeringen.

Til slut bør jeg nævne de firmaer, der deltog i projektet :

Bygherre var : Utah Development Company
Mitsubishi Development Company Pty Ltd.

Byggeleder : Bechtel Pacific Corp. Ltd.

Rådgivende ing. : Rendel & Partners, AUSTRALIA
Ben Gerwick, San Francisco.

Udførelse : John Holland Construction Pty Ltd
Christiani & Nielsen.

Byggeomkostninger : Ialt 32,4 mill A.\$.

Tid : Januar 1973 til Oktober 1975, 34 måneder.

Og allersidst skal det nævnes, at entreprenørerne fik tildelt den årlige præmie som gives af Australian Federation of Construction Contractors for det mest bemærkelsesværdige projekt i Australien.

AUSTRALASIA Political

Projection Lambert's Equal Area

Scale: 1: 27,000,000



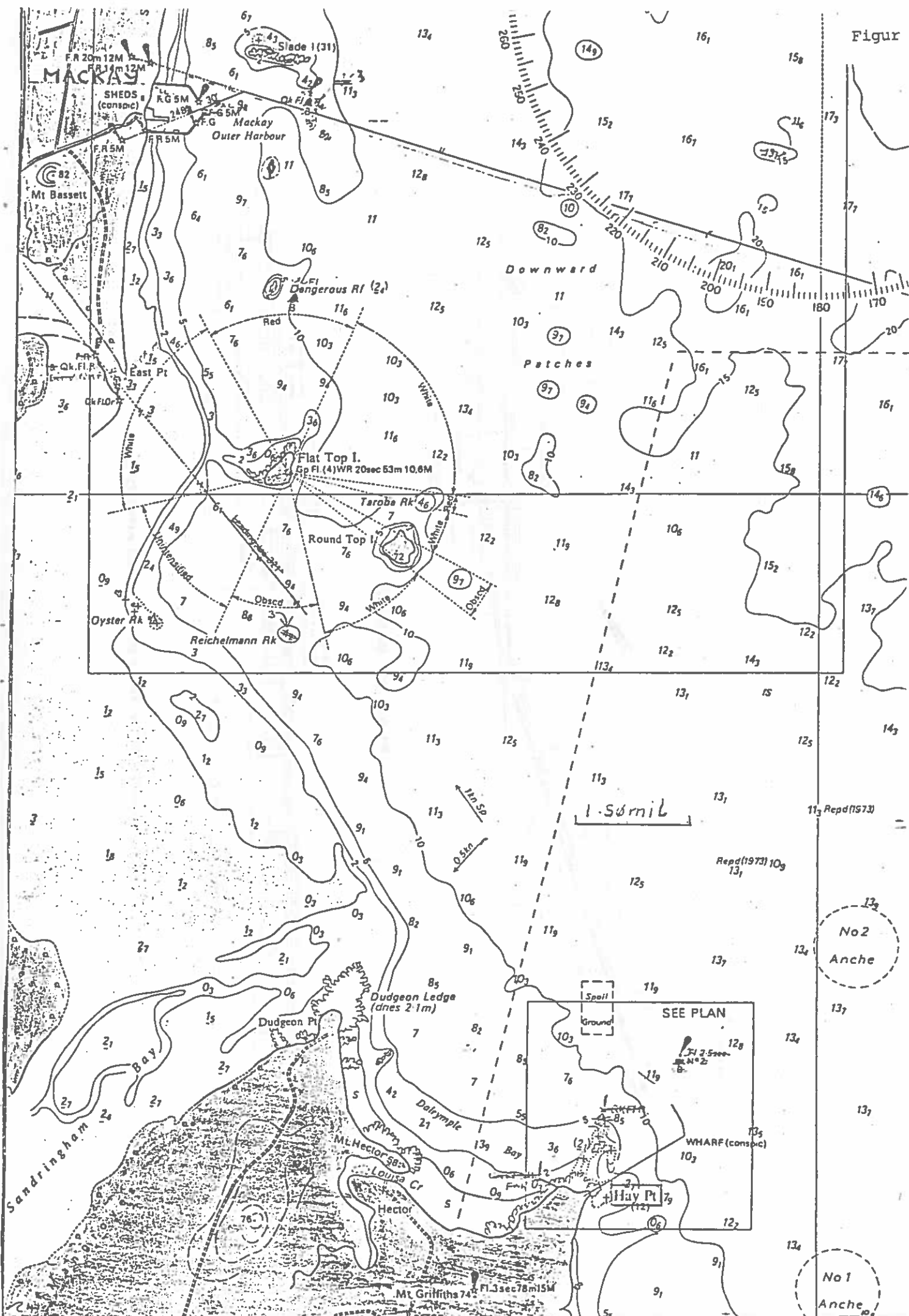
• Capital cities

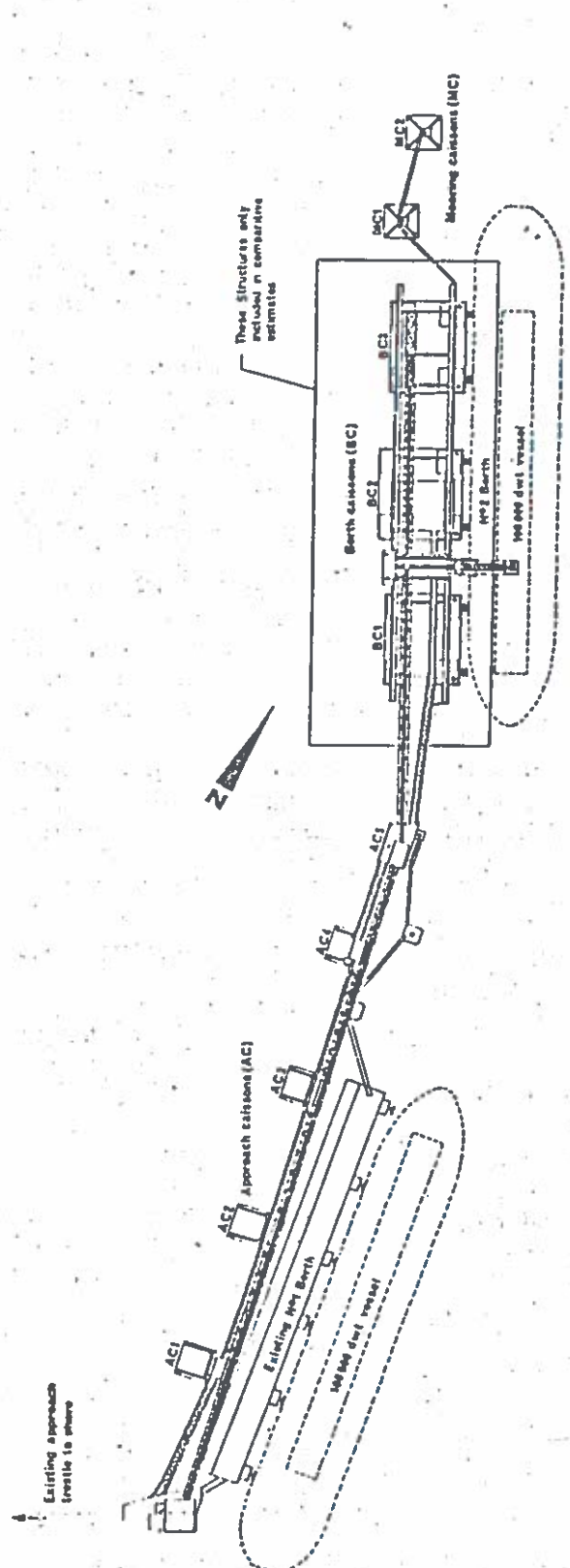
Geographical Projects



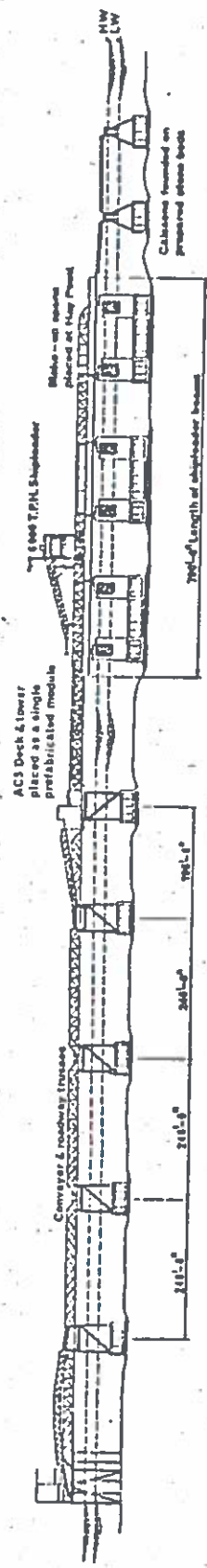
Figure 1

Figur 2



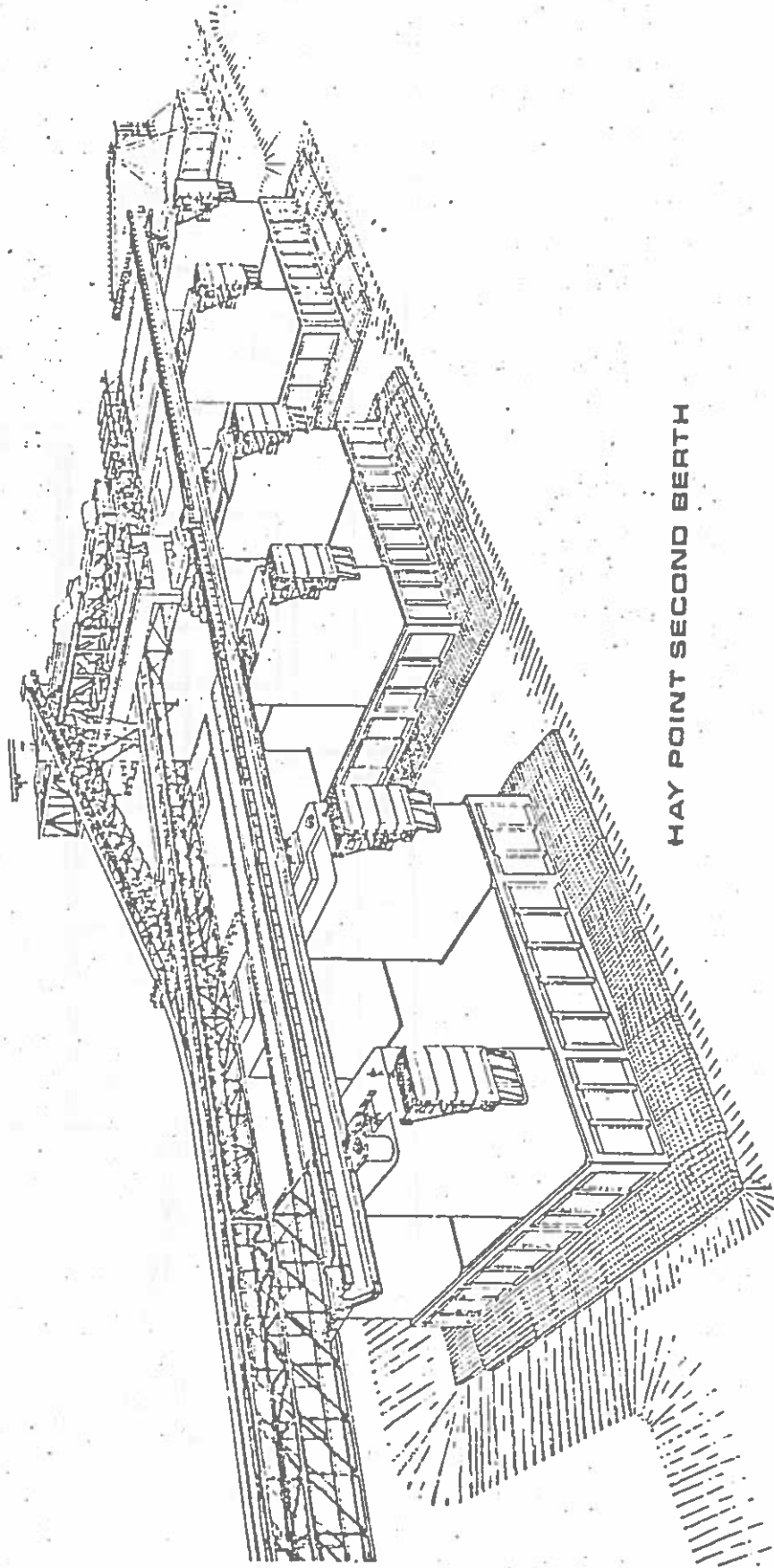


PLAN ON BERTHS



ELEVATION OF NO 2 BERTH AND APPROACH

Figure 2



HAY POINT SECOND BERTH

Figur 4

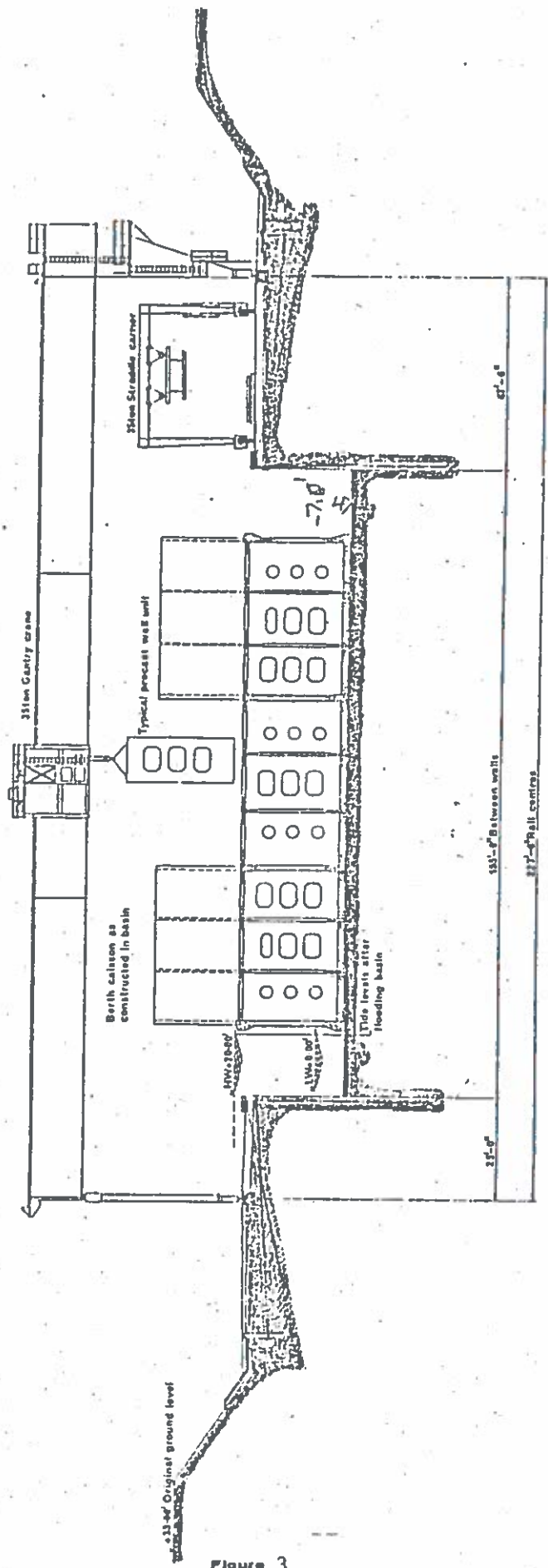
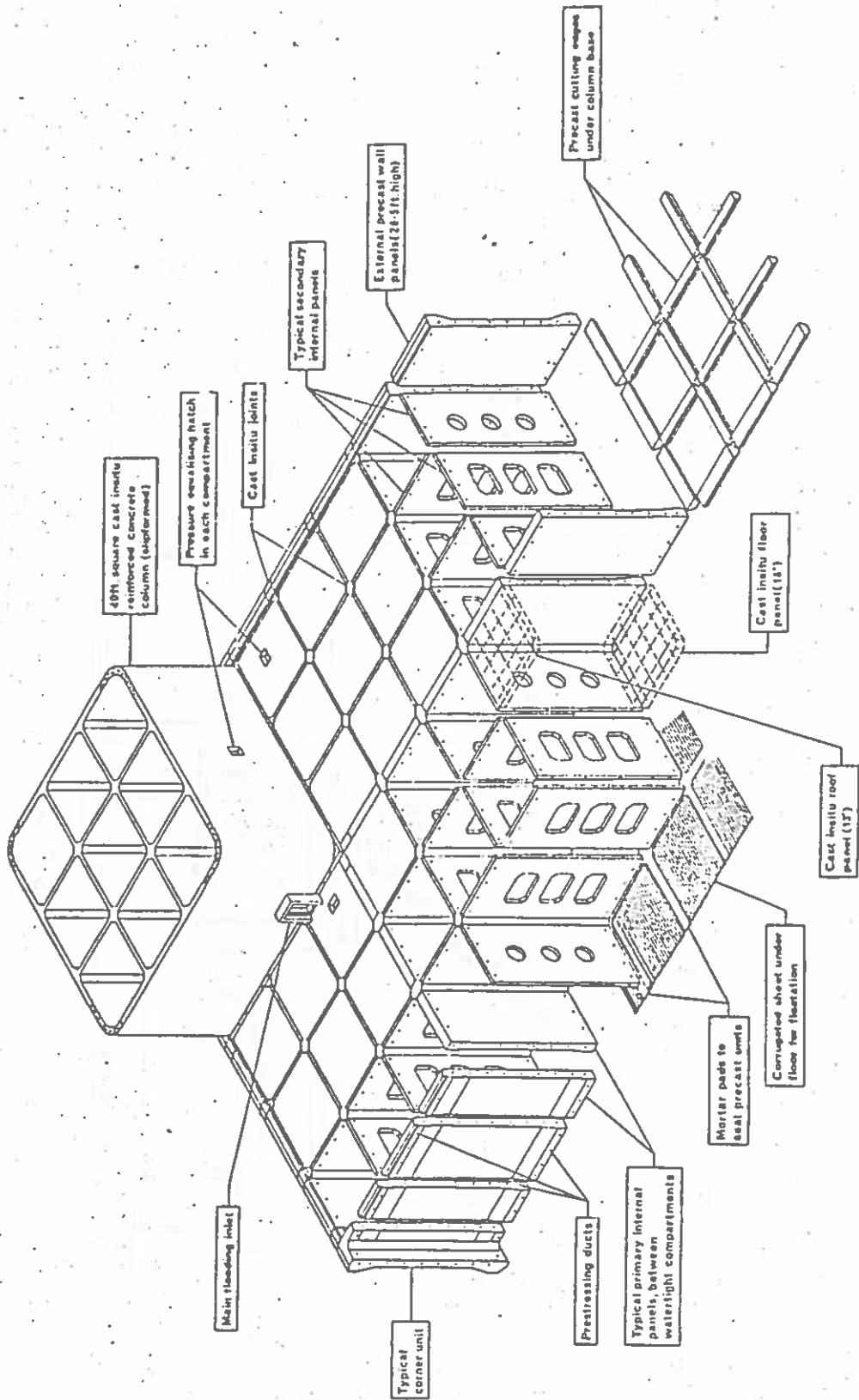


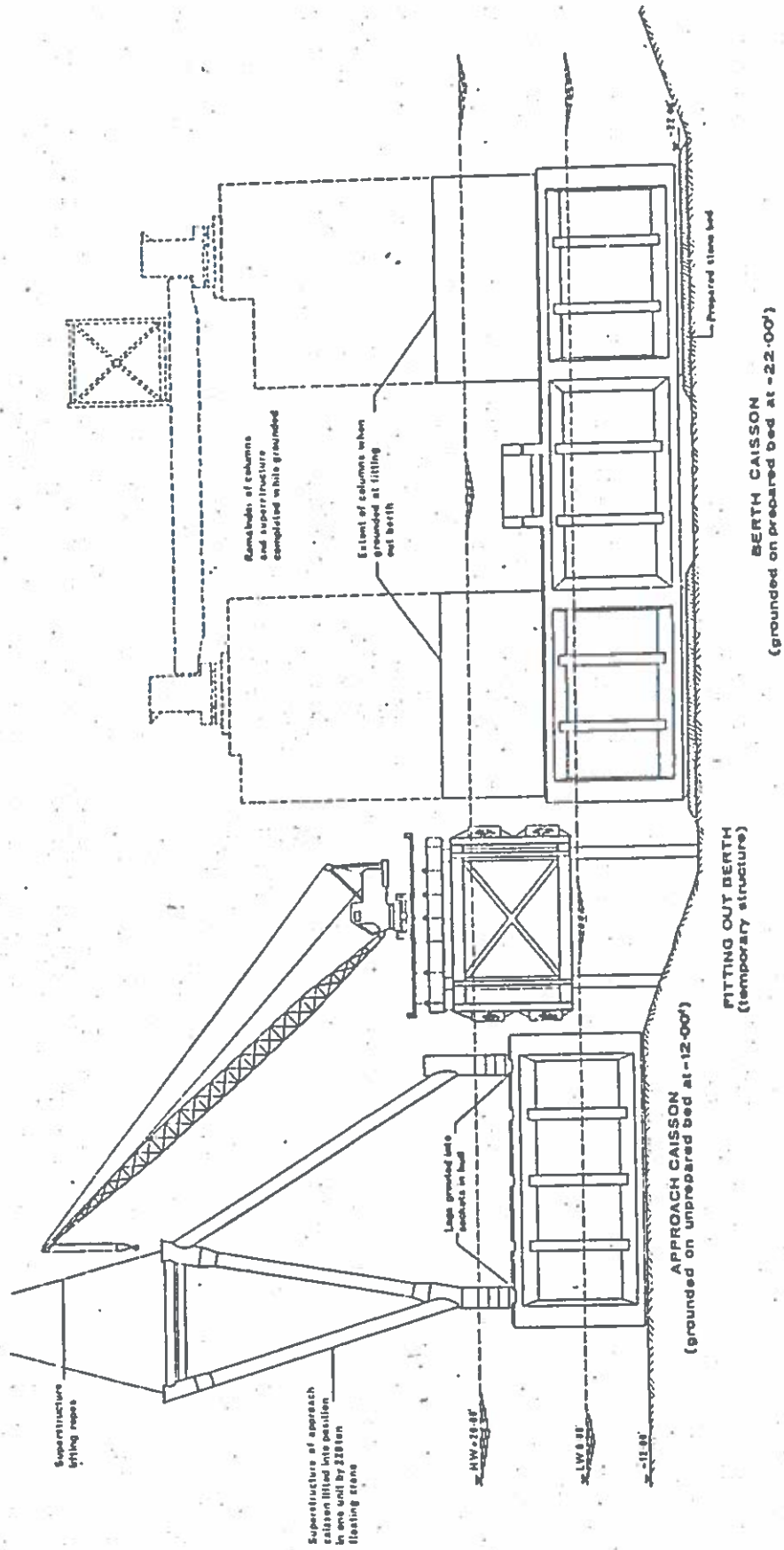
Figure 3

CROSS SECTION THROUGH CONSTRUCTION BASIN

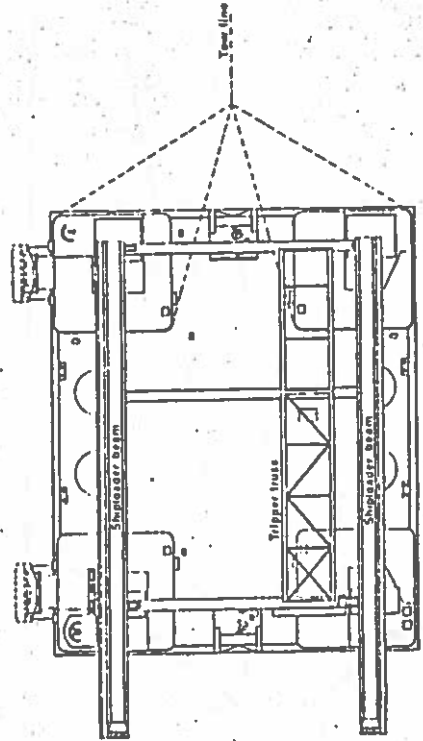
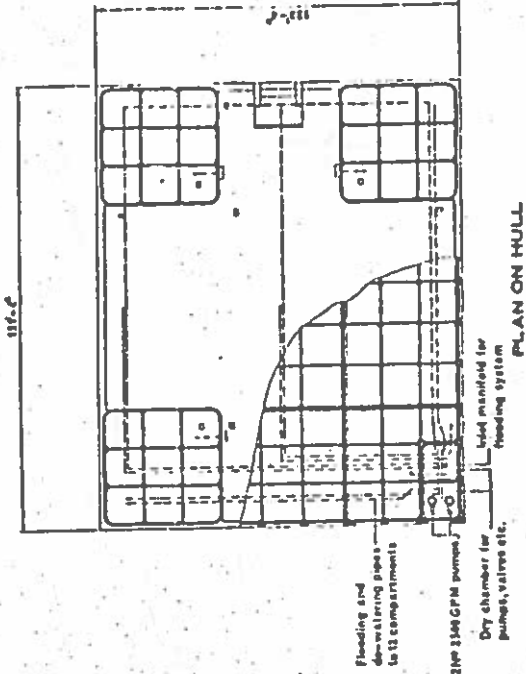


CONSTRUCTION OF CAISSON

Figur 6

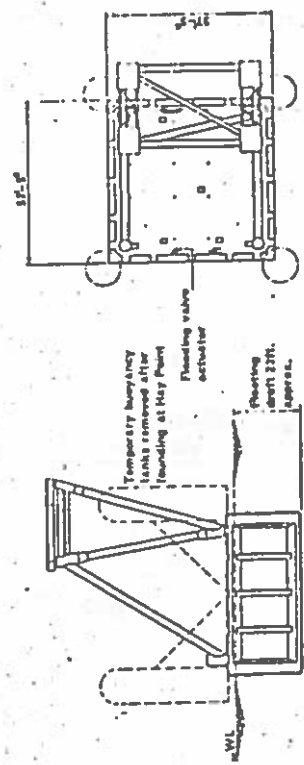


ARRANGEMENT OF CAISSONS AT FITTING OUT BERTH

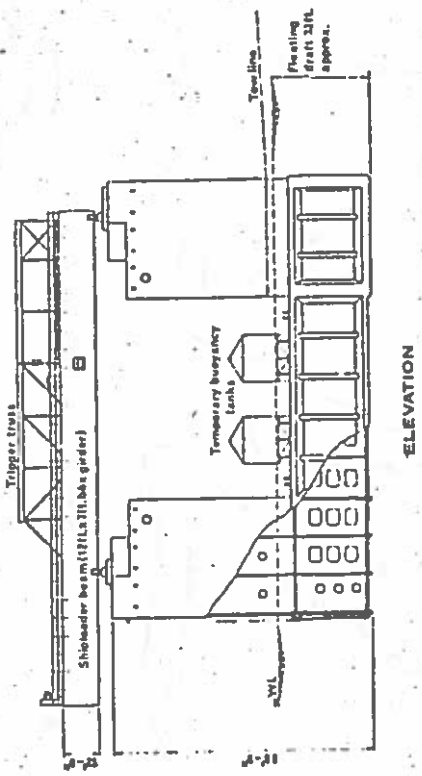


BERTH CAISSON IN FINAL FLOATATION ARRANGEMENT

TYPICAL BERTH CAISSON



APPROACH CAISSON IN FLOATATION ARRANGEMENT



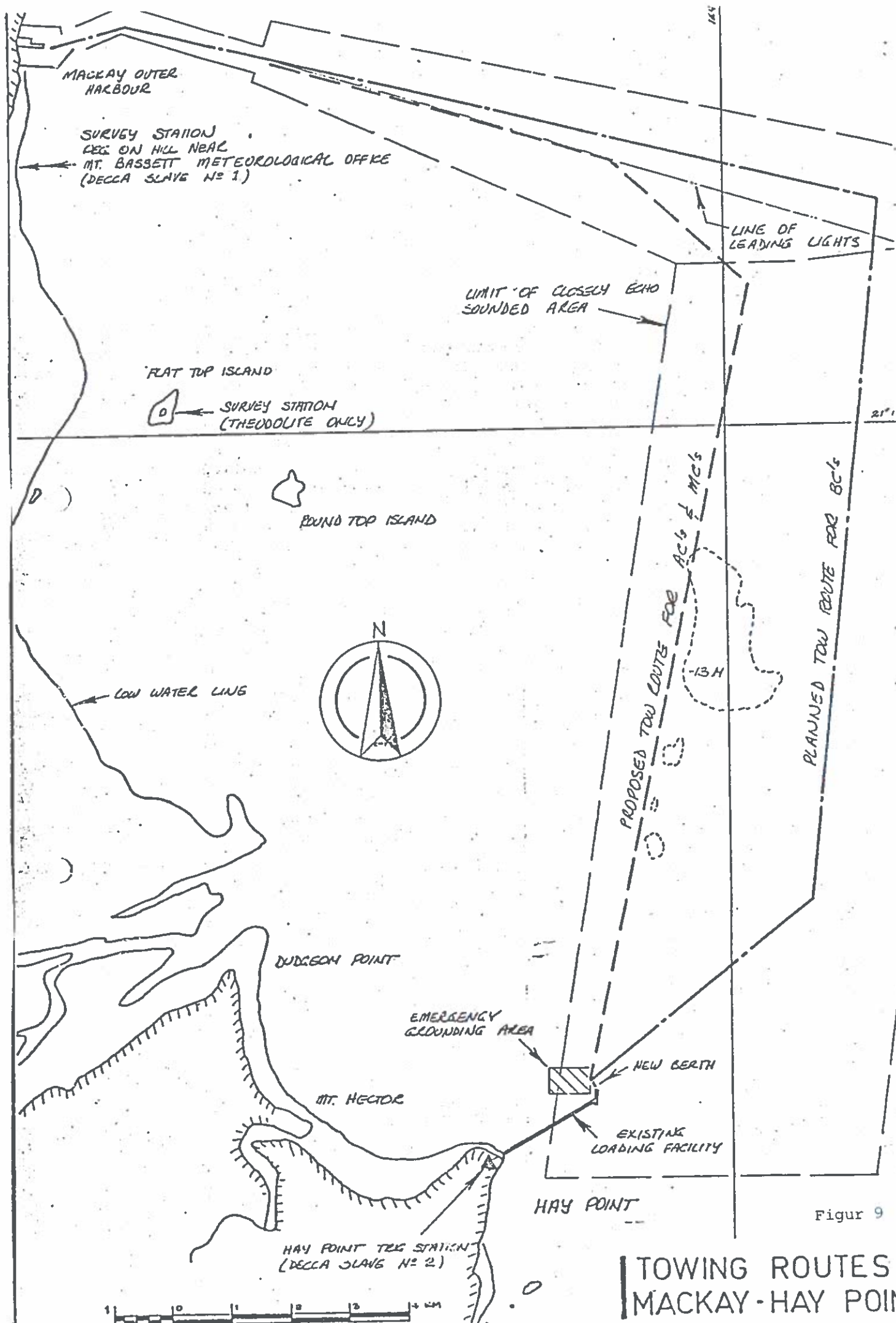


Figure 9

TOWING ROUTES
MACKAY-HAY POINT

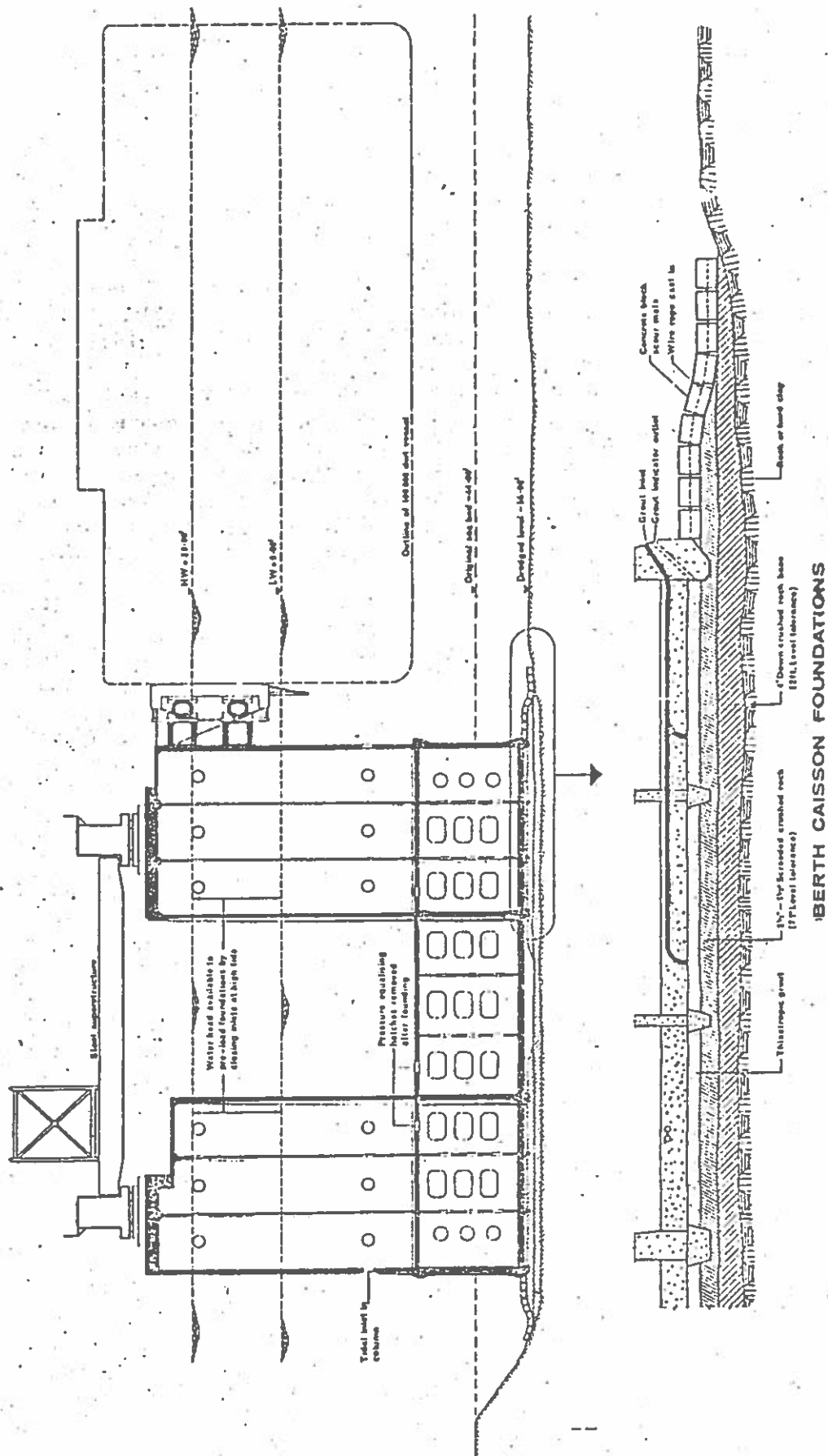
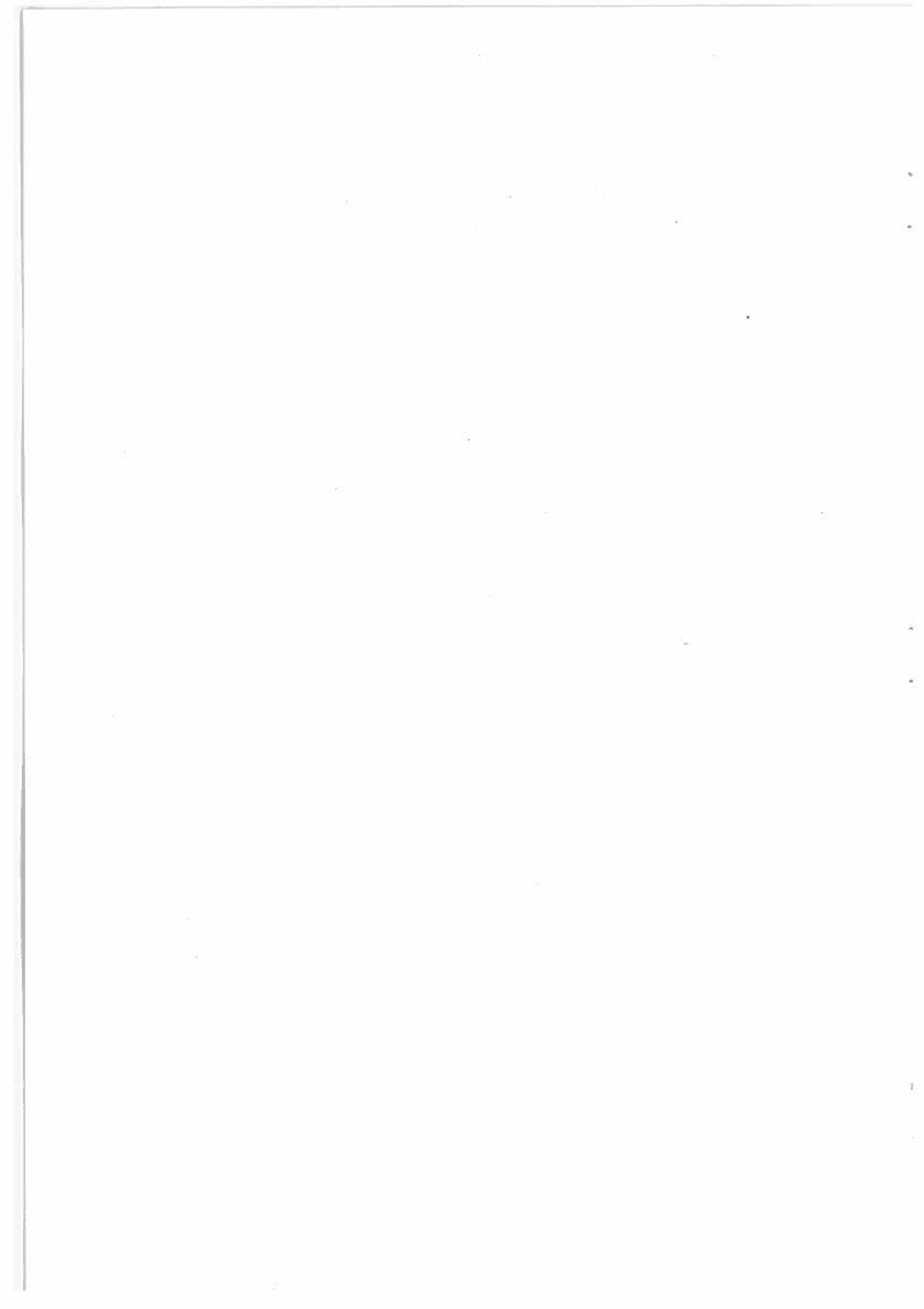
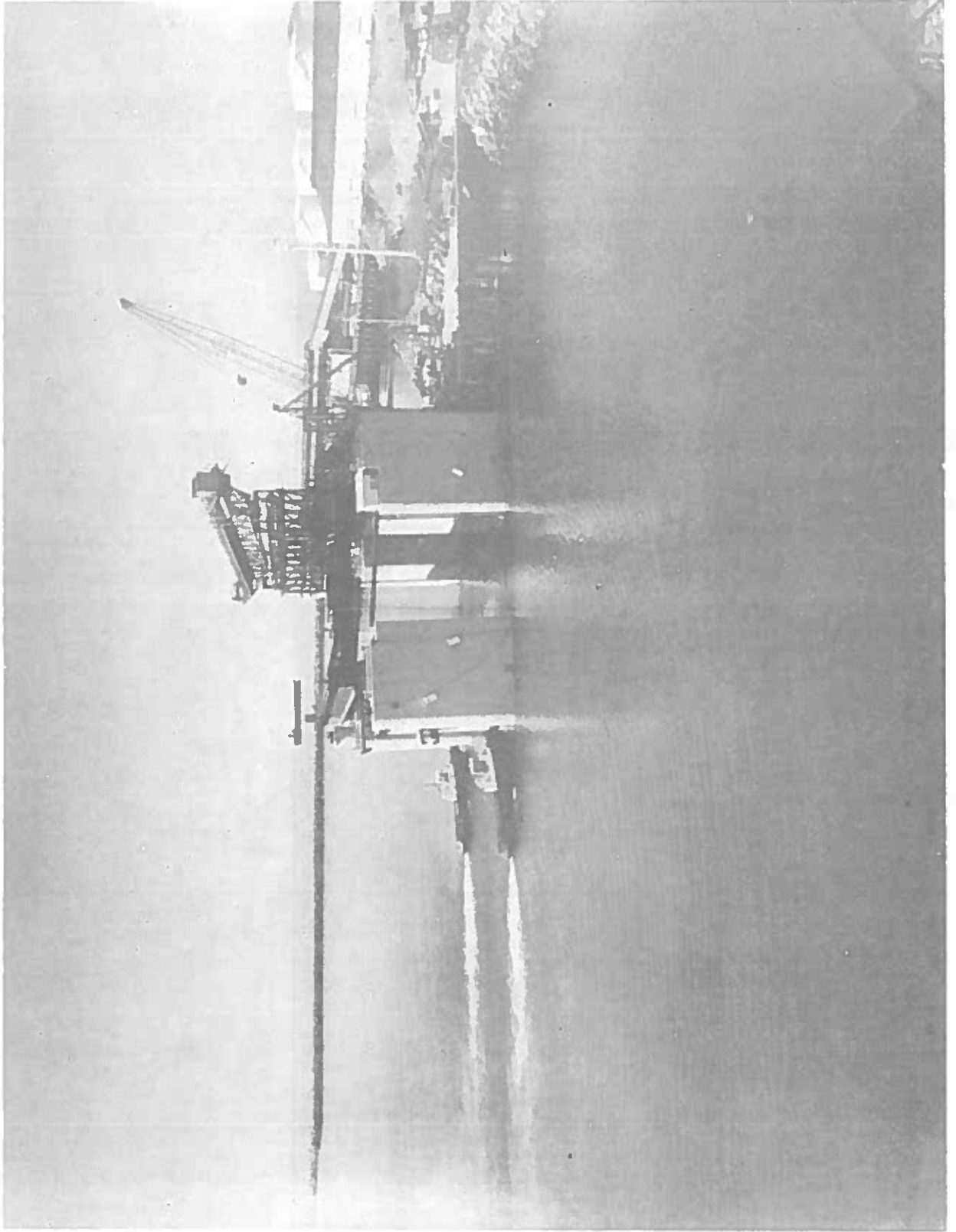
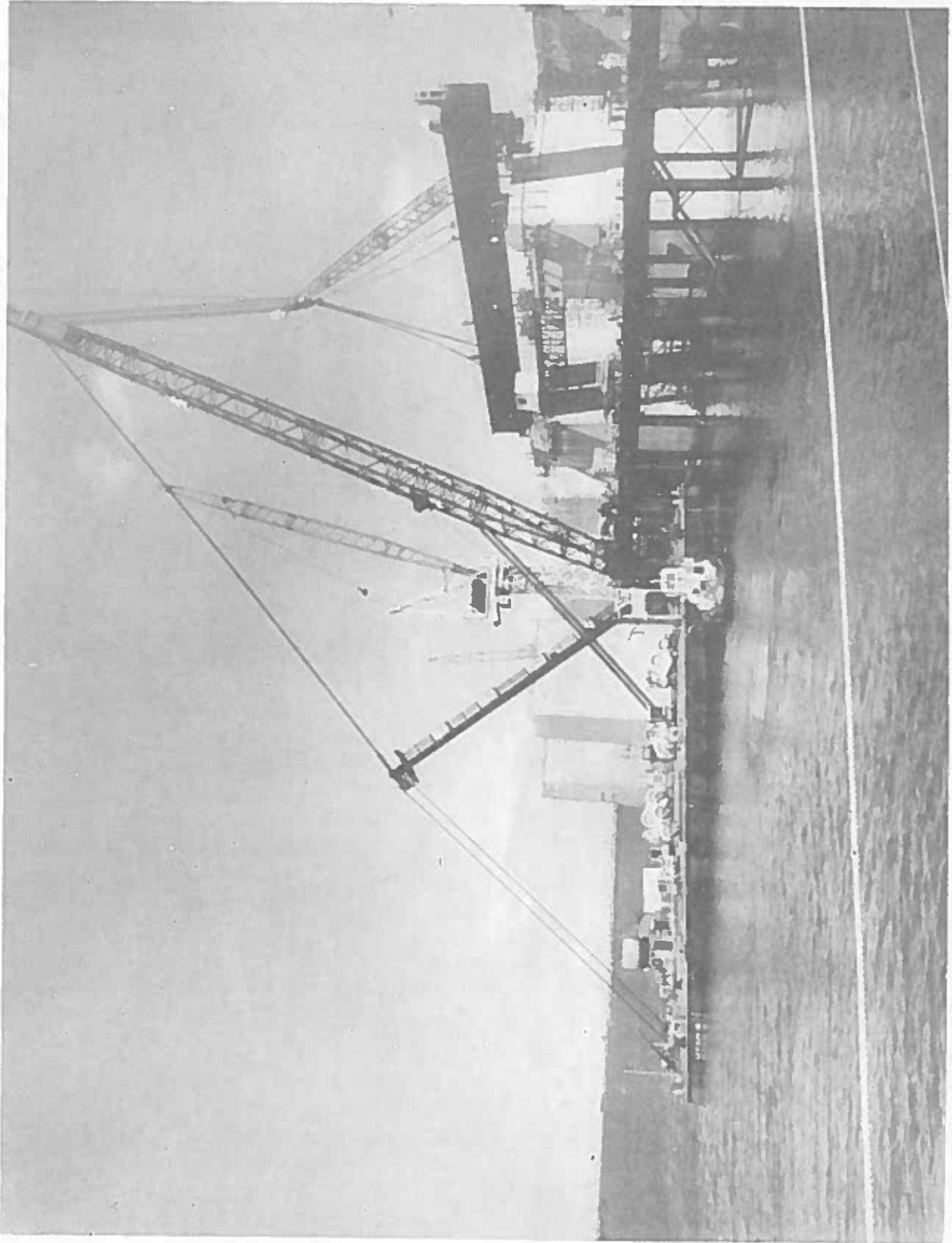


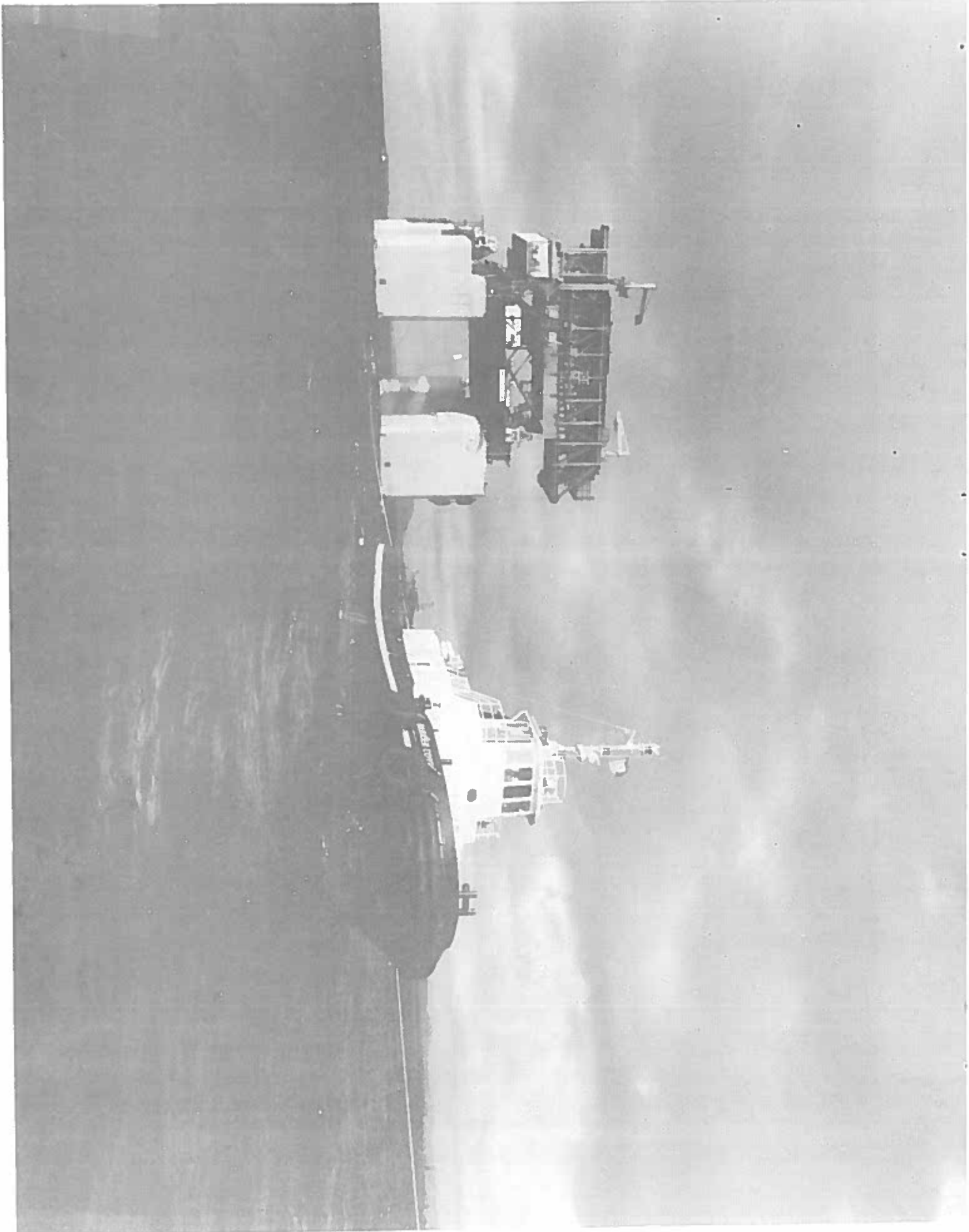
Figure 10

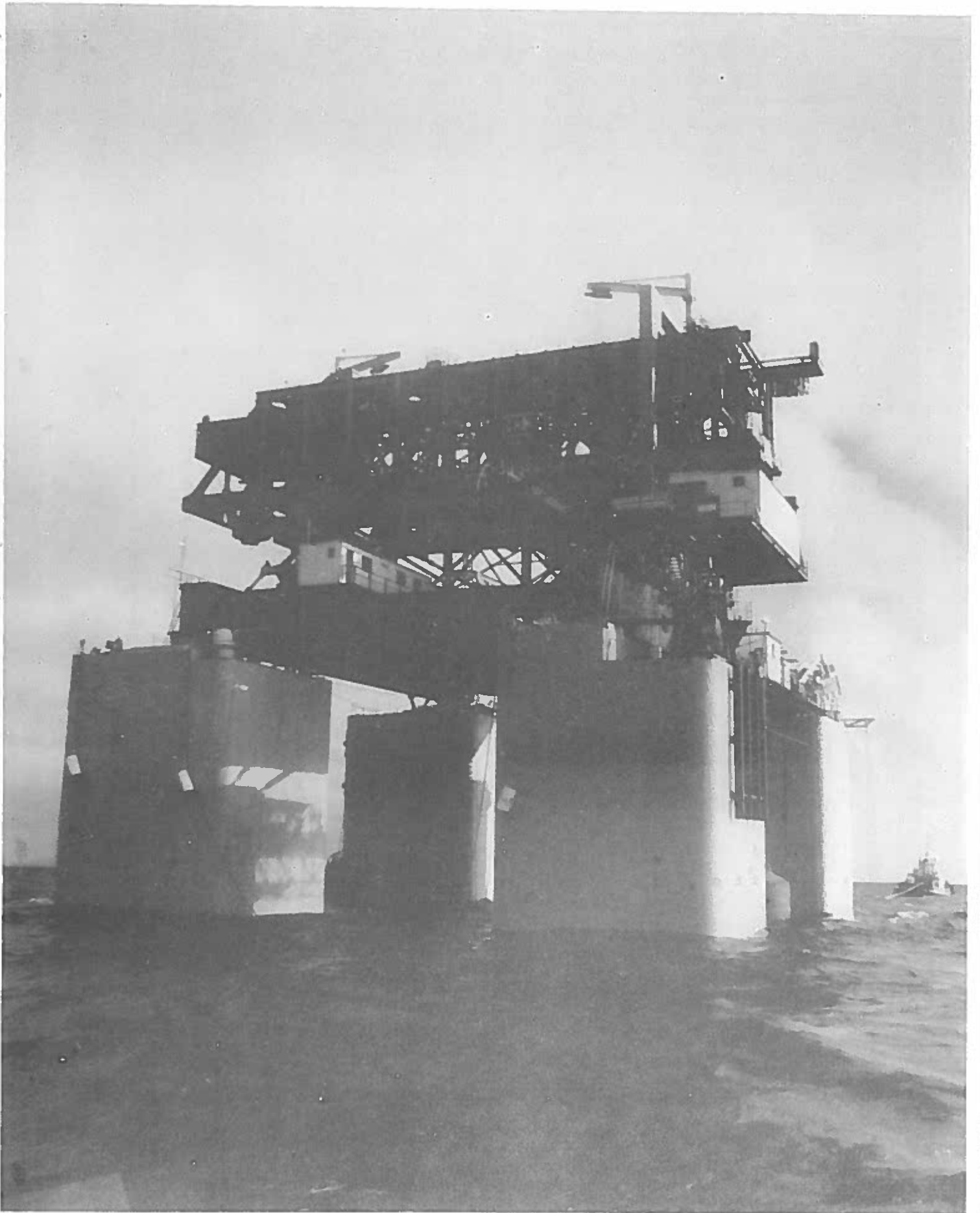


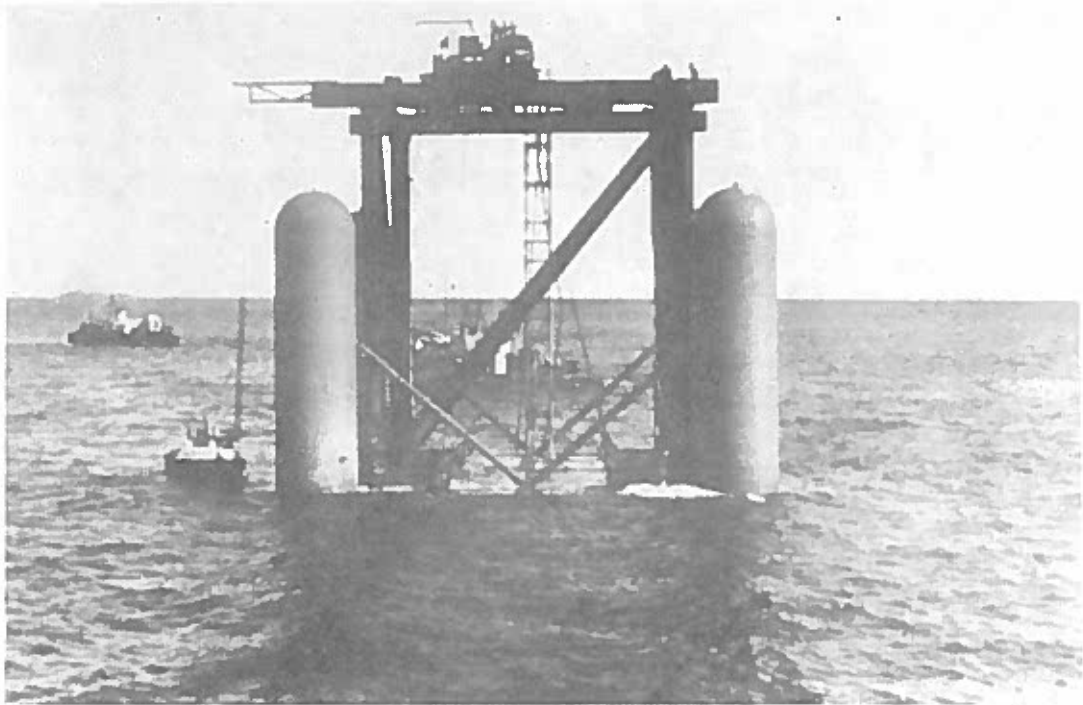




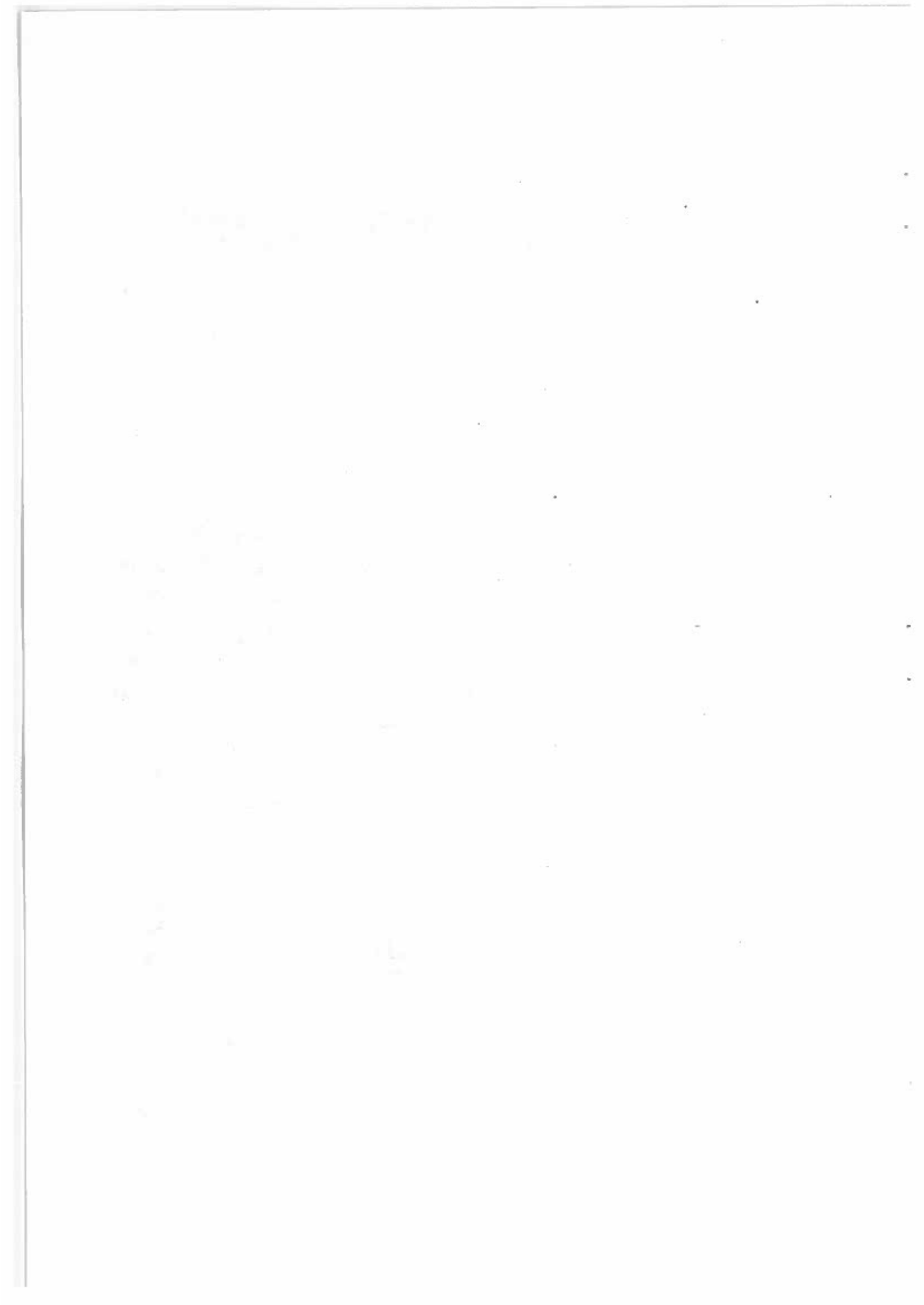




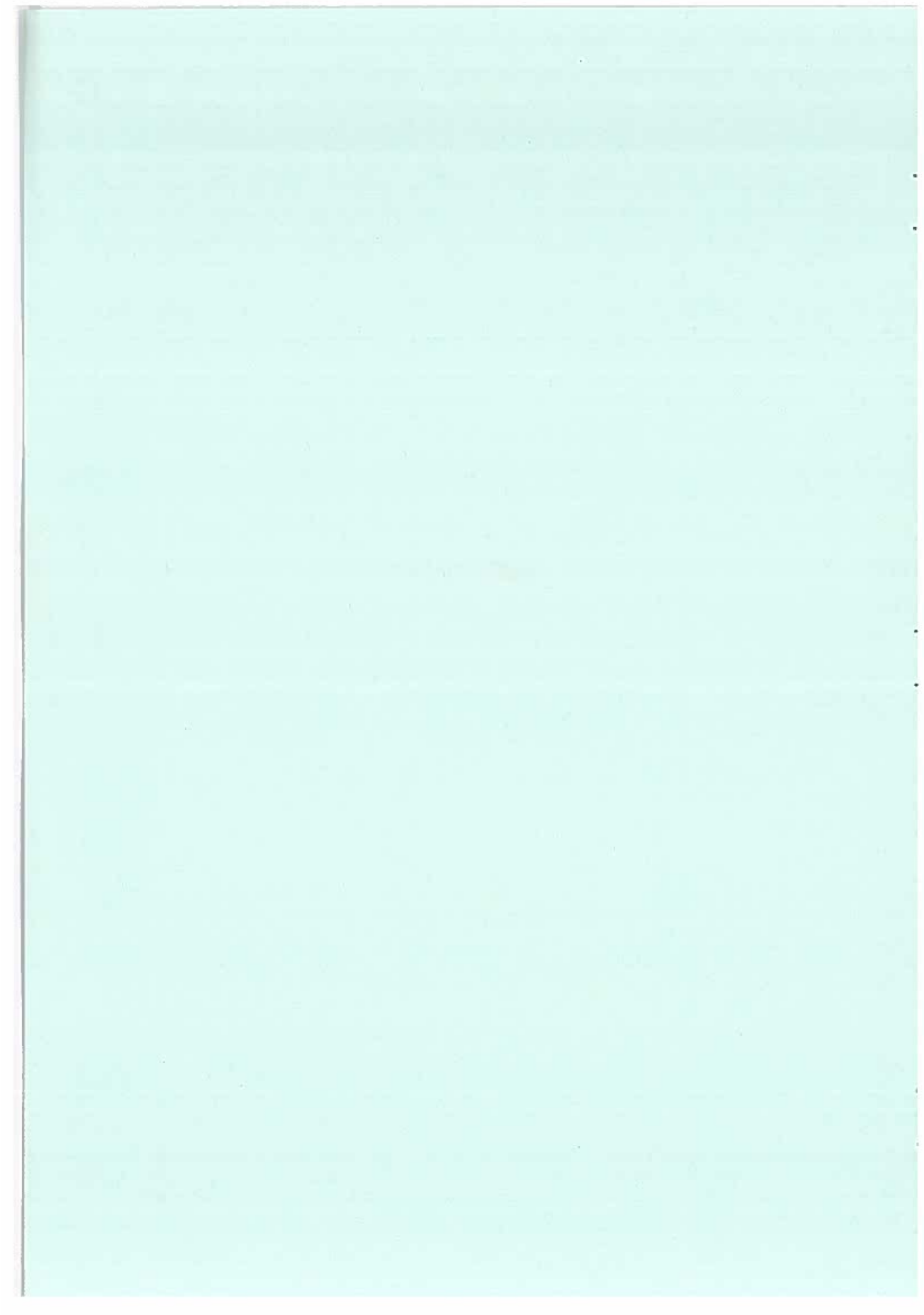








ASNÆS KULHAVN

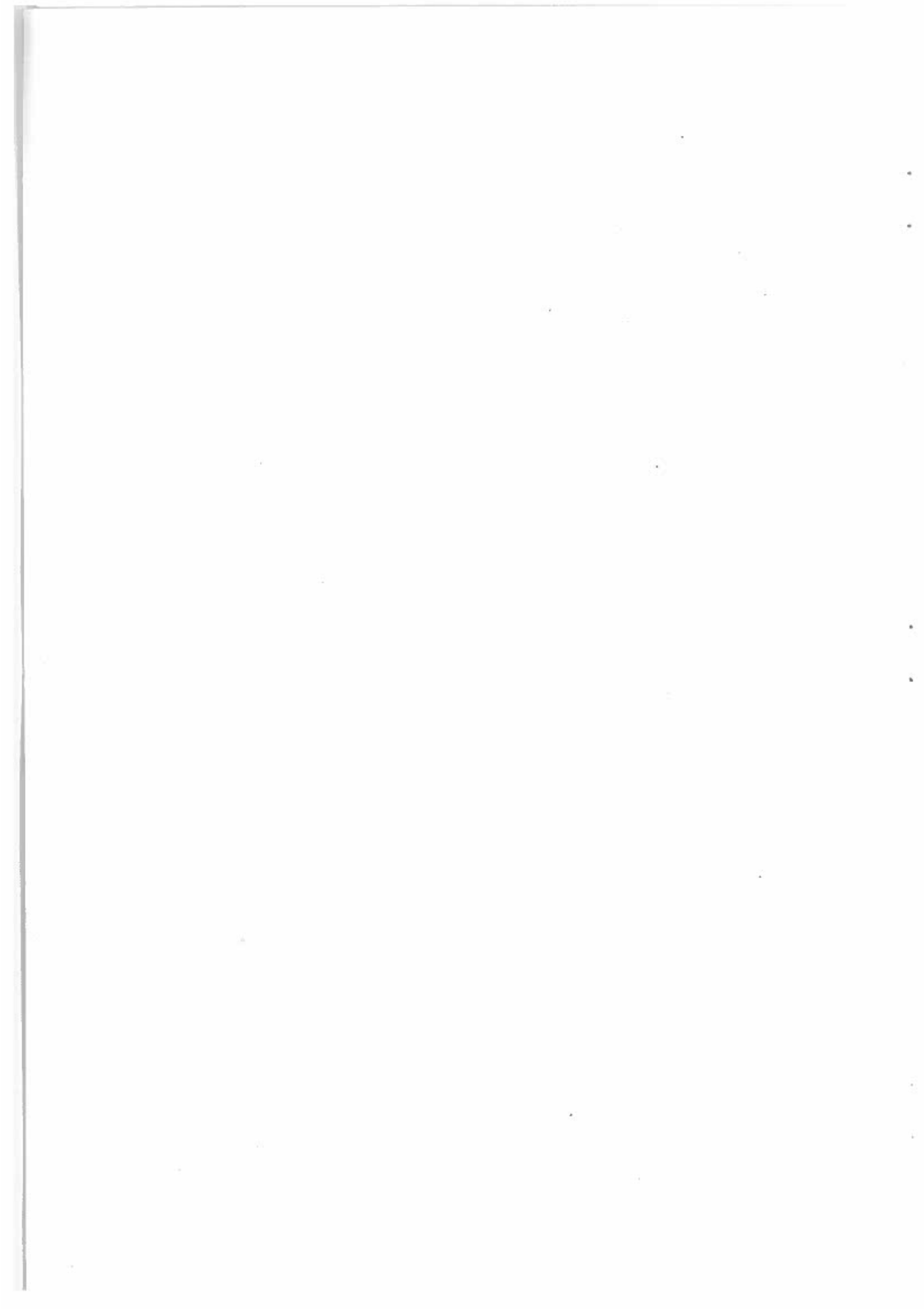


DANSK VANDBYGNINGSTEKNISK SELSKAB

Seminar om kraftværker og kulhavne
i Århus februar 1981

ASNÆS KULHAVN

v/sekterleder, civilingeniør Jan Løgstrup



1. INTRODUKTION

I forbindelse med den nye kulfyrede Blok 5 til Asnæsværket, som er beliggende i bunden af Kalundborg Fjord, udførtes kølevandsanlæg med fælles kølevandsafgangskanal og kølevandsindtag, kulpladsudvidelse, askeeksportanlæg og en kulpier. (Situationsplan, se fig. 1.)

Bygherren er Isefjordsværket I/S med IFV's tekniske afdeling som udøvende bygherre, mens detailprojektering, fagtilsyn og byggeledelse af de ovennævnte anlæg er varetaget af Rambøll & Hannemann.

2. UDFORMNING

2.1 Forudsætninger

Opgaven indledtes med en planlægning, hvis væsentligste forudsætninger var som følger:

- . Hovedelementerne skulle være de nævnte kølevandsanlæg, kulplads og kulpier.
- . hovedelementerne skulle udføres i den nævnte rækkefølge uden at medføre væsentlige merinvesteringer p.g.a. hensyntagen til efterfølgende elementer.
- . anlæggene må ikke forøge bølgeuroen i Kalundborg havn.

2.2 Dæmninger og indfatninger

De på oversigtsplanen viste dæmninger og indfatninger udførtes som stenkastningskonstruktioner.

Fig. 2 viser tværsnit i dækværk ved askeplads.

Med topkote i +2.5 m, bundkote i -10.0 m og op til 5.5 m dynd blev dæmningens maksimale konstruktionshøjde 18 m. Dæmningen består af en vold af indpumpet sand, hvorpå dæmningskronen hviler.

Da kulpladsen fyldes op med flyveaske ønskede miljømyndighederne en vis tæthed af dæmningen. I den øverste del sikres tætheden med en spunsvæg og en plastikmembran.

For den nederste del af dæmningen accepteredes en minimumstykkelse på 3 m sand som tilstrækkeligt, idet analy-

ser af fjordvandet kun udviste ubetydelige forskelle i kemien.

2.3

Kulpier

Placering af kulpieren i forhold til den eksisterende sejlrende fremgår af fig. 1.

Placeringen medfører, at bølger fra den altdominerende retning fra Storebælt rammer et fortojet skib over langs og derfor ikke på den pågældende lokalitet kan medføre generende skibsbevægelser. Det indtegnede skib viser placeringen af et 120.000 dwt kulskib ved pieren. De punkterede streger antyder at et evt. 175.000 dwt kulskib i dellast skal forhales, såfremt alle lastrum skal tømmes i denne havn.

Anlæggets hoveddata

Importmængde		ca. 3.0 Mt/år
Største fuldlastede skib		120.000 dwt
Største dellastede skib	90% af	175.000 dwt
Nuværende vanddybde		13.5 m
Forberedt vanddybde		17.0 m
Pierlængde		220 m
Kransporvidde		20 m
Pier kote		+ 4.0 m

Kulpieren blev udbudt i offentlig licitation på grundlag af to forskellige projekter med den begrundelse, at nogle entreprenørfirmaers materiel og erfaring måske væsentligst knyttede sig til kun ét af de udbudte projekter. Fremgangsmåden skønnedes derfor at gøre flere firmaer konkurrencedygtige, hvorved muligheden for at få danske entreprenører også mentes at blive større.

De to projekter adskiller sig ved, at pierdækket i det ene er understøttet af jernbeton caissoner og i det andet af rammede stålørspæle.

Licitationen faldt ud til fordel for stålspæleløsningen, og arbejdet blev overdraget et konsortium bestående af HBM, Holland/Wright, Thomsen & Kier/H. Hoffmann og Søner.

Anlæggets økonomi

Uddybning	3.0 Mkr.
Pælearbejder	17.9 Mkr.
Overbygning	16.2 Mkr.
Broer	3.9 Mkr.
Kajudstyr	2.2 Mkr.
Diverse	<u>4.7 Mkr.</u>
Færdig pris ialt	47.9 Mkr. (ex.moms)

Konstruktiv udformning

Pieren er udformet med et jernbetondæk støbt på stedet med gennemgående vejbaner i begge sider samt enkelte helt udstøbte midterfelter. Tværsnit i pieren er vist på fig. 3.

De yderst jernbetondragere, som understøtter kranskiner-
ne, bæres af lodpæle.

Vandrette kræfter på tværs af pieren optages af pælebukke i kombination med nedborede, injicerede jordankre under pierens midte.

Et lidt mere økonomisk arrangement kunne være opnået ved placering af skråpælene under den bageste kranbjælke, men herved ville muligheden for i fremtiden at udnytte denne side som liggeplads være spildt. De vandrette kræfter på langs af pieren optages af et skråpælearrangement ved piermidten, således at pieroverbygningen praktisk talt kan deformere sig uhindret i længderetningen.

Den stive overbygning har iøvrigt vist sig meget nyttig til at fordele såvel vandrette som lodrette kræfter over pælene, idet en ikke uvæsentlig variation af pælenes bæreevne blev konstateret i forbindelse med ramningen.

Før den endelige pælebestilling kunne foretages, skulle entreprenøren gennemføre dels en prøveramning af 6 pæle Ø450 mm, dels en prøvebelastning af 3 af disse pæle. Desuden skulle der foretages prøvebelastning af 6 jordankre.

Der blev ialt rammet 7500 m rørpæle Ø762 mm h.h.v. Ø660 mm til underbygningen.

3.

PLANLÆGNING

Her skal nævnes to planlægningsmæssige aspekter i forbindelse med kulhavne.

Det første element vedrører økonomien ved anvendelse af større skibe.

Fordelene fremkommer som kapitaliserede fragtbesparelser, som for en årlig import på f.eks. 2 Mt vil andrage 240 Mkr. ved anvendelse af 115.000 dwt skibe i stedet for 75.000 dwt. Merudgifterne til kajer, uddybning, kraner, vedligeholdelse og drift andrager 120 Mkr. for den tilsvarende periode (25 år).

Resultatet af en cost/benefit analyse er vist i skematisk form på fig. 4.

Det andet element er skibsstørrelsen og importniveauets indflydelse på den optimale lossekapacitet. Det ses, fig. 5, at skibsstørrelsen ikke spiller nogen større rolle, hvorimod importmængdens størrelse er af afgørende betydning.

Endelig vises resultatet af en operationsanalytisk undersøgelse af trafikken på havnen:

Losserate vesthavn i ton/døgn	16.000	20.000	25.000	32.000
% skibsanløb vesthavn	88	89	94	96
% skibsanløb østhavn	12	11	6	4
Gennemsnitlig opholdstid i havn (timer)	130	100	80	61
Import over vesthavn (Mt)	2,52	2,56	2,63	2,65
Import over østhavn (Mt)	0,17	0,13	0,06	0,04
Belægningsgrad vesthavn	0,44	0,36	0,30	0,24
Belægningsgrad østhavn	0,18	0,17	0,15	0,14
Skibsomkostninger kr/døgn	19.500	14.300	11.200	8.400
		(14.300)	(11.100)	(8.400)
Omkostninger for havne og losseanlæg kr/døgn (reducerede)	41.000	42.200	43.900	45.600
Sum kr/døgn	60.500	56.500	55.100	54.000

Forudsætningerne har været følgende:

Arlig kulimport 2,69 Mt

Arlige askeeksport over østhavn 0,4 Mt

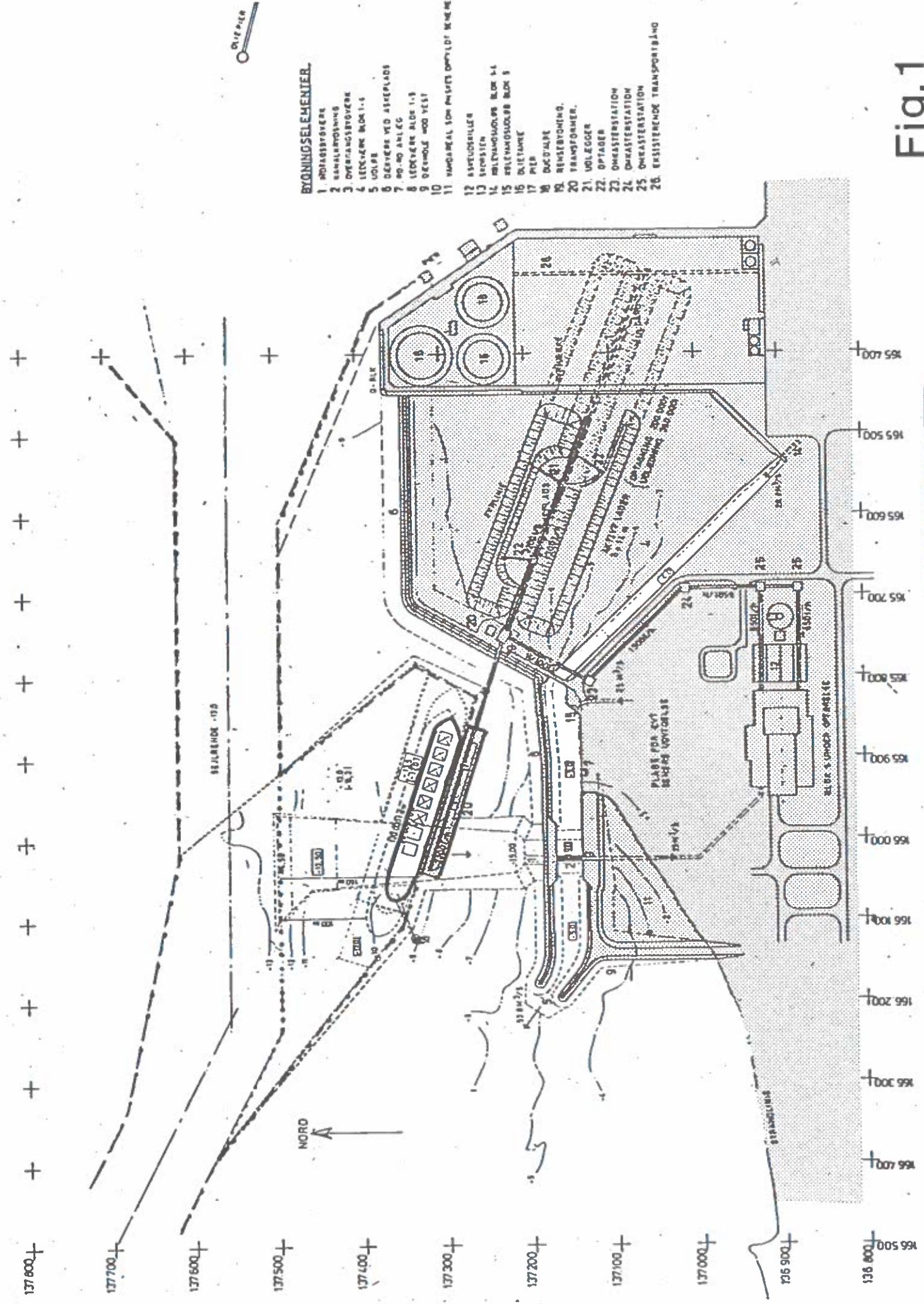
Losserate østhavn 10.000 ton/døgn

Askelasterate østhavn 9.600 ton/døgn (0 ton/døgn)

Skibsomkostninger i parentes gælder såfremt der ikke eks-
porteres aske.

Minimum fås ved en lossekapacitet på ca. 32.000 t/døgn,
hvilket netop er den installerede kapacitet.

Belægningsgraden svarende hertil er 0.24 på kulpieren
(vesthavnen).



BYGNINGSELEMENTER

1. PROJEKTSKIVE
2. BAKKELØBSKIVEN
3. OVERVÅGNINGSKIVEN
4. LEDERENES BOKS 1-3
5. VOLDRE
6. BENSEREN VED AKEPLADEN
7. PD. OG AKI LCC
8. LEDERENES ALDER 1-3
9. DEKORATIVE VOLDRE
10. VANDKØLE
11. VANDKØLE SOM PÅLØBETS DØRPLAD
12. BEVÆGSELSESBANEN
13. STØVSTØV
14. BEVÆGSELSESBANEN BLOK 1-1
15. BEVÆGSELSESBANEN BLOK 2
16. DØRPLAD
17. PÅLØB
18. DØRPLAD
19. BENSEREN
20. TRANSFORMER
21. VOLDRE
22. OPTAGER
23. OVERVÅGNINGSSTATION
24. OVERVÅGNINGSSTATION
25. OVERVÅGNINGSSTATION
26. BEVÆGSELSESBANEN

Fig. 1

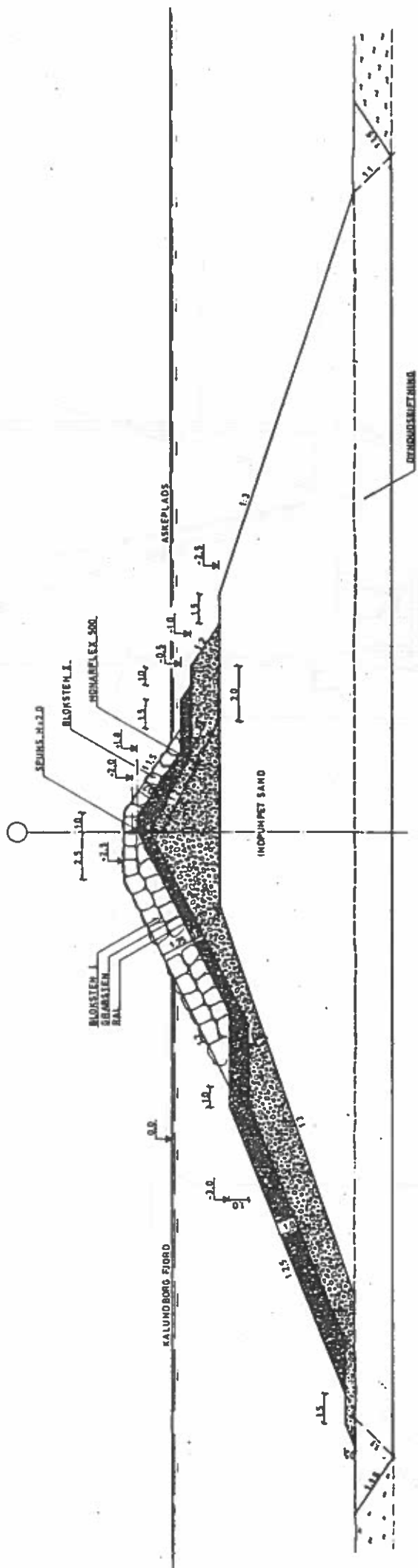


Fig. 2

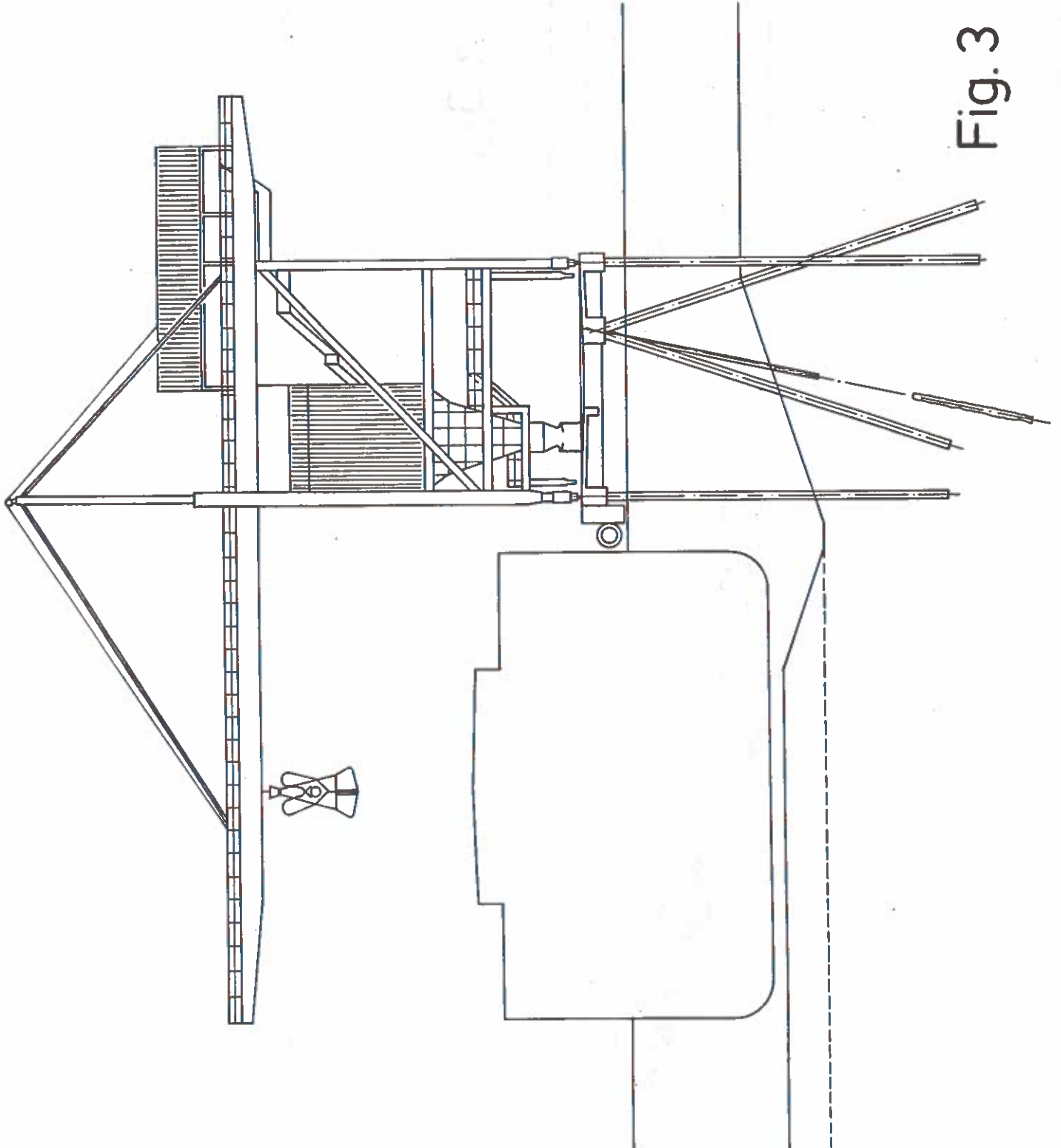


Fig. 3

Carrier Size DWT	BENEFITS Million US \$		COSTS Million US \$					Remarks
	Import 2 mt/year	Import 4 mt/year	Quay struc- tures	Dred- ging	Un- loaders etc.	Mainte- nance and opera- tion costs	Total	
75000	0	0	0	0	0	0	0	Level of reference
115000	+ 40	+ 80	- 2	-10	- 2	- 6	- 20	Additional costs and benefit
150000	+ 75	+150	- 3	-13	- 6	- 8	- 30	Additional costs and benefit

Price Level 1979

Fig. 4

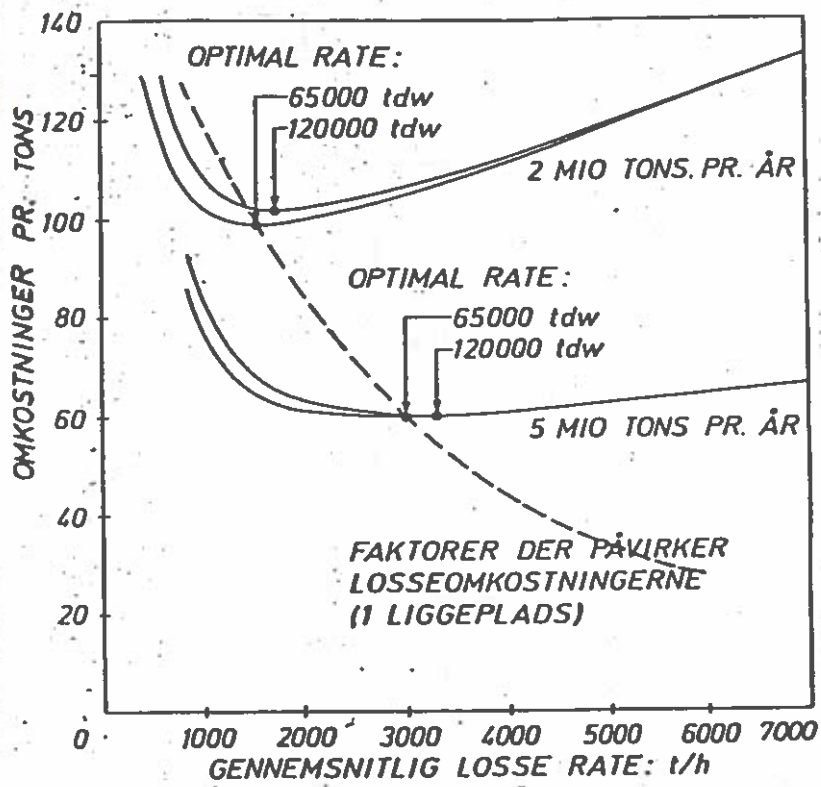


Fig. 5

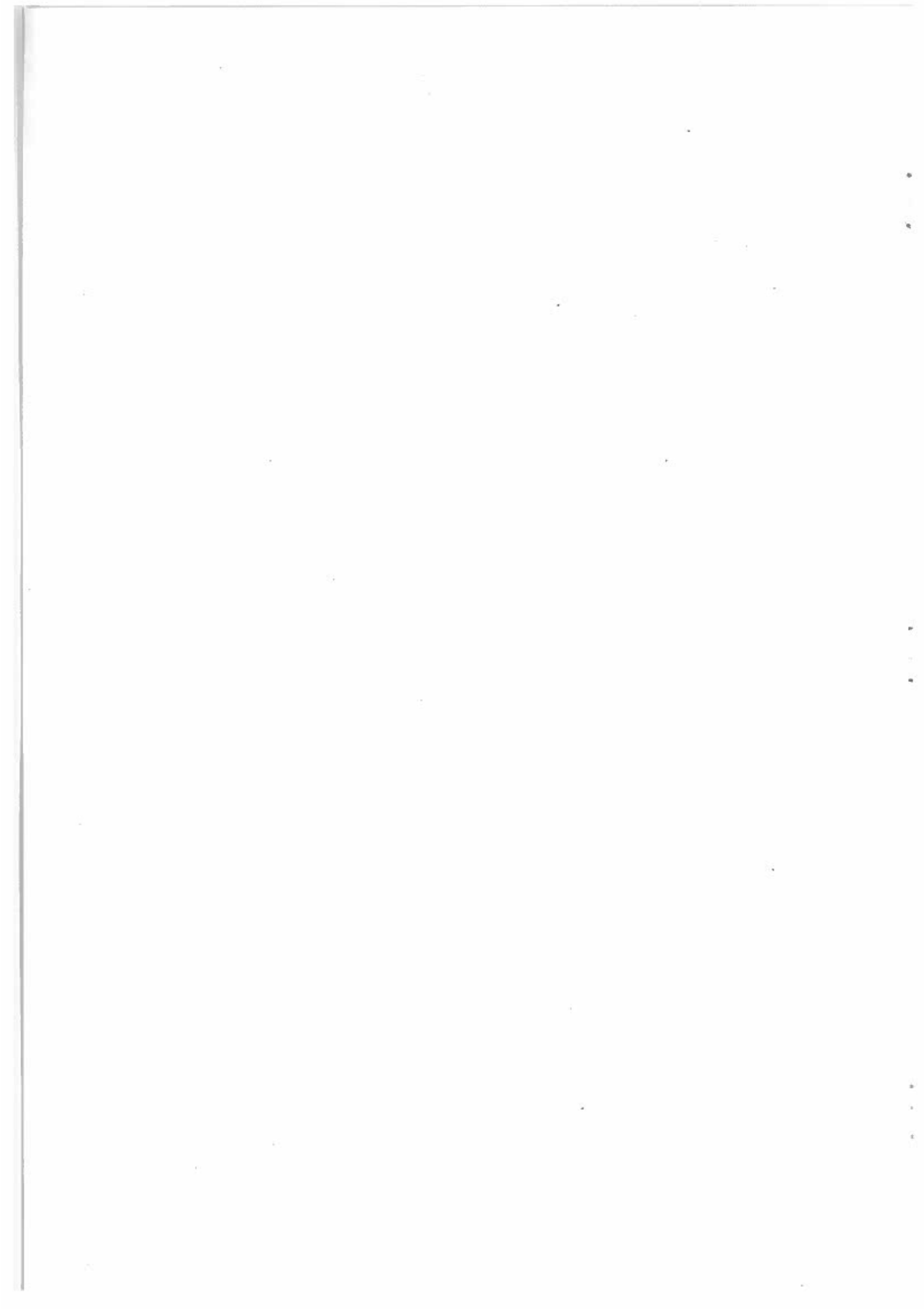
STIGSNÆS KULHAVN

DANSK VANDBYGNINGSTEKNISK SELSKAB

Seminar om kraftværker og kulhavne
i Aarhus februar 1981

STIGSNÆS KULHAVN

v/civilingeniør V.M. Bundgaard



1. HOVEDARRANGEMENT

Kraftværket Stignæs ejes af SEAS - Sydøstsjællandss Elektricitetsaktieselskab - og ligger syd for Skelskør ved Storebælt. Det var indtil 1979 et rent oliefyret værk med egen oliepier.

I 1977 besluttede man som følge af de stadig stigende oliepriser at omstille til kuldrift, så hurtigt som muligt. Hertil krævedes en del ombygning i selve værket samt etablering af en kulhavn med tilhørende kulplads.

Lay out fremgår af Fig. 1.

Planløsning og besejlingsforhold er fastlagt af ingeniører ved SEAS i samarbejde med Prof. H. Lundgren og Skelskør Lodseri - medens planlægning og udformning af konstruktionsprincipper samt detailprojektering og overtilsyn med udførelsen er varetaget af Rambøll & Hannemann.

Der blev afholdt indbudt licitation på grundlag af et skitseprojekt - for at vinde tid - febr. 1978. Billigste tilbudsgiver var et konsortium bestående af WTK, Kbh. og HBM fra Holland. Arbejdet startede på pladsen den 1. april 1978 og samtidig fortsatte detailprojekteringen, således at hele projektet forelå i endelig form i juli 1978.

Havnen blev taget i brug sept. 1979 efter 17 måneders bygge- og montagetid.

2. KAJKONSTRUKTION

2.a Forudsætninger

På det sted, hvor havnen skulle anlægges skråner havbunden jævnt fra strandbredden og ud til ca. 20 m vanddybde, og således at kajen er placeret omkring ved 10 m dybdekurven. Foran kajen skal der herefter uddybes ca. 6 m og mellem kajen og land fyldes op for kulplads i lag på 2-12 m tykkelse.

Kajen måtte derfor etableres i et åbent farvand, hvor bølgerne - grundet læ fra Agersø - ganske vist ikke er særligt store, men hvor der kan optræde kraftige strømme, fordi sundet er en del af Storebælt. Endvidere var det en erfaring fra den nærliggende GULF-oliepier, at der kan forekomme store drivisproblemer.

Forklaring til situationsplan

1. Kaj
2. Duccdalbe
3. Indfatninger som stenbeskyttede dæmninger
4. Forlængelse af kølevands-tilgangskanal
5. Forlængelse af kølevands-afgangskanal
6. Bro over kølevandskanal
7. Kullagerplads
8. Bassin opfyldes med flyveaske. Indgår senere i kullagerplads
9. Kontrol- og omlastestation for kulanlæg
10. Kulnuserhus og dozergrube
11. Harpehus
12. Kultransportbånd
13. Kulkraner
14. Kystlinie
15. Eksisterende olie pier

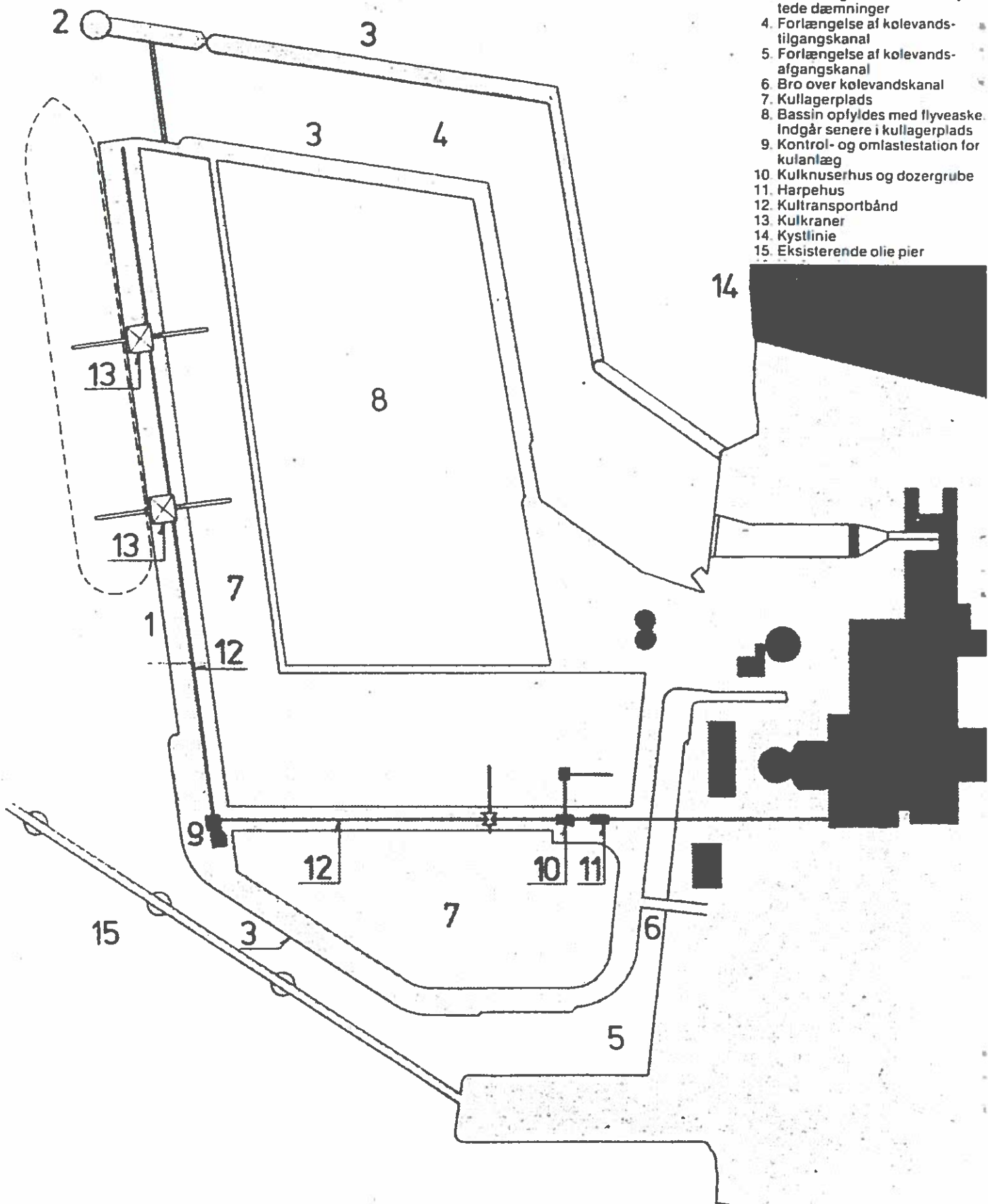


Fig. 1.

Udfra disse forhold søgte man at vælge en konstruktion der i udførelsesfasen i videst muligt omfang var frigjort fra havets indflydelse og som i færdig skikkelse er robust overfor iskræfter.

2.b Udformning fremgår af Fig. 2.

Kulkranerne har en sporvidde på 15 m og vejer 650 ts pr. stk.

Kullageret er holdt 20 m bag spuns hvorved denne stort set undgår tillægslast hidrørende fra kullene.

Umiddelbart bag forreste kranspor er anlagt en 6 m bred kajgade beregnet for tung trafik svarende til vejbroklasse I.

Det resterende kajareal er regnet for let trafik (fejemaskiner etc.) samt rummer plads for et transportbånd.

Mellem forreste kranspor og kajforkant er der skabt plads for betjening af pullerter. Fenderfronten er udført i dobbeltstørrelse, således at man afhængig af besejlingserfaringerne i givet fald kan fordoble fenderkapaciteten.

Som stålspons er valgt den sværeste dimension i Belvad Z-profil, og hvert dobbeltjern er fastholdt af et dybtliggende anker. Bagerste krandrager er trapezformet og fungerer også som opspændingspunkt for hele ankersystemet.

2.c Statisk virkemåde

Fremgår af fig. 3a, b og c.

To flydecharnier - d.v.s. fuld udnyttelse af spuns og formentlig yderste grænse for traditionel spuns.

3a. Ingen flydecharnier i den rustfarlige vandlinie.

(Platform giver aflastning for den tunge trafik.

3b. Stiv overdel - anker + trykstang.

3c. Optagelse af vandrette kræfter

Denne opbygning er koordineret med udførelsestakten. Således at konstruktionen er stabil i alle mellemstadier uden at der bekostes interimskonstruktioner, som ikke kan nyttiggøres i den færdige kaj.

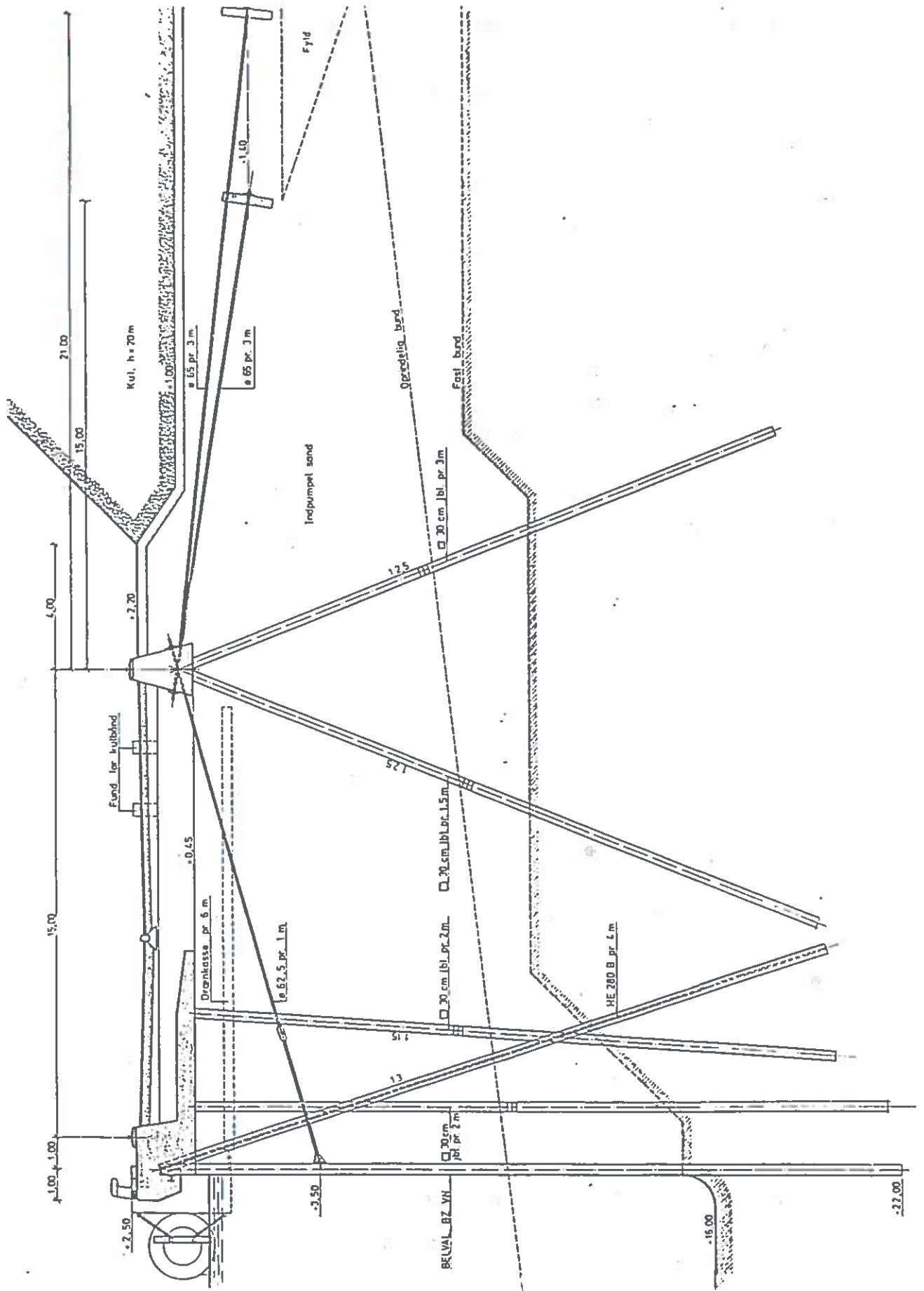


Fig. 2.

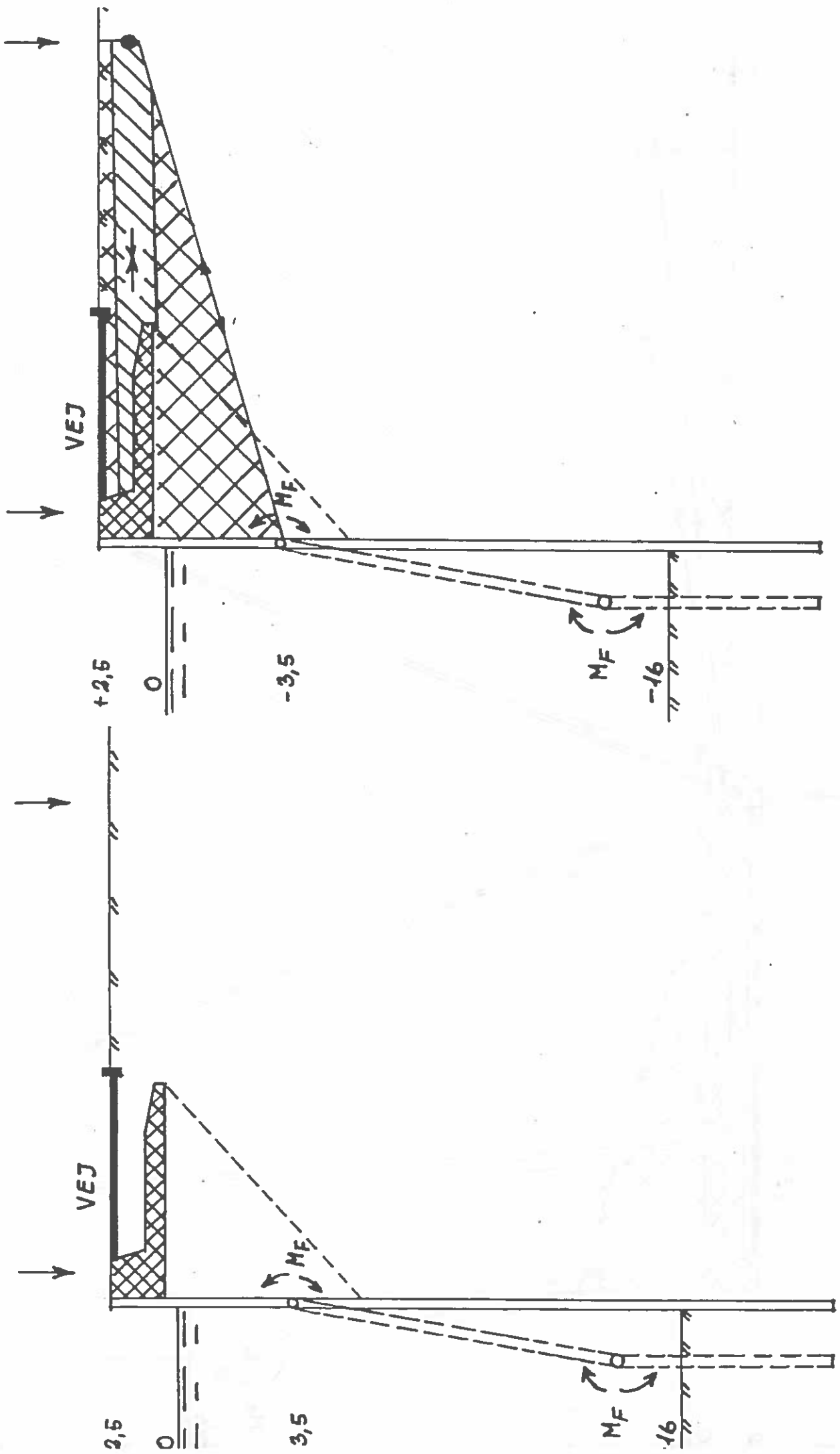


Fig. 3a.

Fig. 3b.

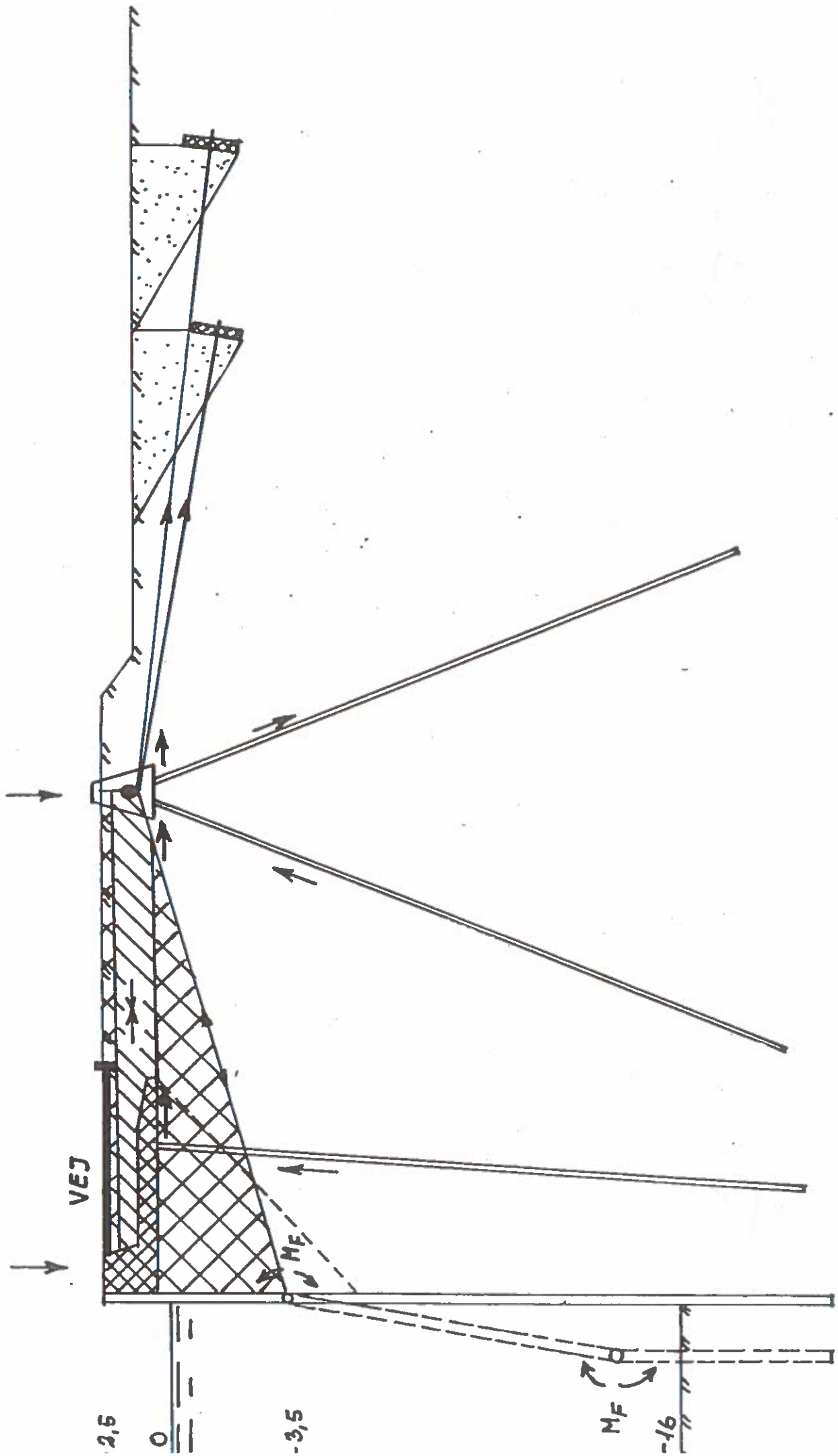
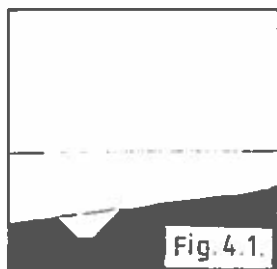


Fig. 3c.

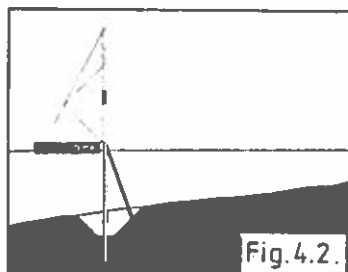
2.d Udførelsesfaser



Fase 1

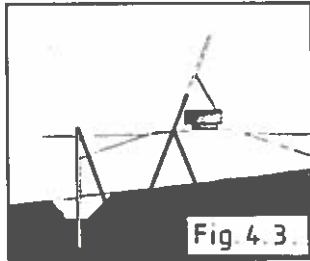
Uddybning til fuld dybde i spunslinien, således at størst mulige antal sten i moræneaflejringerne er fjernet før ramning. Sand ind til kote - 10 for at have god styr på spunsen og via ramning opnå en komprimering af sand bag spunsen.

Sand foran spuns pumpes senere ind i kulgården.



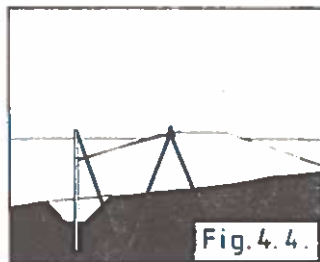
Fase 2

Ramning af skråpæle og spuns i åben sø fra en stor flåde, monteret med en delmag D 62 dieselhammer - som var meget overlegen i forhold til opgaven.



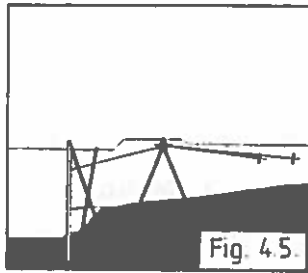
Fase 3

Sandindpumpning bag den med skråpæle afstivede spuns så højt, som disse tillod, op til ankerniveau og således at der skabtes plads for landbaseret ramning af pæle for bagerste kranspor.



Fase 4

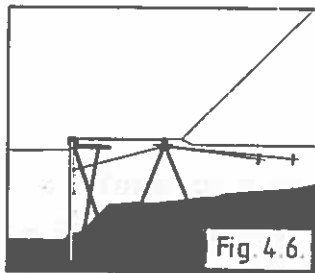
Herefter støbtes betondrager for bagerste kranspor med udsparinger for ankerstænger. Spunsankeret etableres - det var udformet med drejeled således at de forreste 4 m af ankeret kunne monteres på spunsen før ramningen og efter samling med resten over vand sænkes ned på plads. Entreprenøren foretrak dog at udføre montagen ved dykker.



Fase 5

I 5. fase kunne spunsen nu klare indpumpning af sand til over daglig vande og fra dette niveau udførtes de resterende rammearbejder for jernbetonplatformen.

Efter montering af ankere i den fremtidige kulgård foretoges langs bagerste kranspor en efterspænding af samtlige ankere såvel spunsankre som kulgårdsankre og således at der er en nettoforspænding i retning mod kulgården og en tilsvarende spændingsfordeling i pælebukken under bagerste kran-drager.



Fase 6

I 6. fase støbes platform i 30 m sektionsslængder og herunder etableres afstivningsbjælkerne mellem platforme og bagerste kranspor.

Herefter udføres afsluttende jord- og belægningsarbejde samt monteres kajudrustning.

3. SPECIELLE PROJEKTDELE

3.1 Koblede pæle (se fig. 5.)

Der blev ialt anvendt 20 km jernbetonpæle under platform og krandrager. Pælene er 30 x 30 cm i tværsnit og længden ligger på 22-28 m. Det er en længde og dimension som ligger ud over, hvad sædvanligt landbaseret rammegrej kan håndtere og for at undgå dyrt tungt udstyr projekteredes med koblede pæle.

Det indbar samtidig den fordel at en meget stor del af pælematerialet nemlig nederste pæledel kunne støbes før rammemodstand og prøvebelastningsresultater og dermed endelig pælelængde var kendt.

Pæle bag spunsen skulle rammes gennem indfyldt sand ganske tæt op ad spunsen og i betydeligt antal. Der var derfor en risiko for at spunsen, som allerede var fast forankret til bagerste krandrager skulle blive udsat for et ukontrollabelt ekstratryk hidrørende fra fortrængning af sand. Problemet var farligst på den øverste del af spunsen hvor ankeret kunne lide skade, medens den nederste del bedre kan tåle en udpresning og yderligere er beskyttet af sand fra den ikke færdiggjorte uddybning.

Problemet blev løst ved at nedbringe pælene de først 10-12 m ved hjælp af spuling.

Den nederste pælehalvdel forsynedes med spulerør med udtag lige under koblingsstykket. Efter påkobling af øverste pælehalvdel blev pælene derefter rammet den resterende vej i dybet.

I praksis viste det sig vanskeligt at spule mere end 6-8 meter ned, idet den indpumpede sand indeholdt en del ral og efterhånden som en pæl gled nedad ved hjælp af spuling, samledes en stenrede foran pælespidsen, som når den var stor nok tog energien af vandstrømmen, så intet sand længere førtes bort fra pælespidsen. Erfaringen heraf er at man i sådanne jordlag må operere med væsentlig større spulerørdimension i pælene end det 3/4" rør som normalt slår til og i dag er gængs praksis.

3.2 Ankre i kulgård

Bunden i kulgården består af 30 cm stabilt grus, idet en fast belægning ville være al for bekostelig.

Erfaringerne viser, at som tiden går medfører dozeraktiviteten at gruset bliver opblandet med kul og hverken dozerførerne eller kranmanden i 30 m højde kan se hvor langt de er nede.

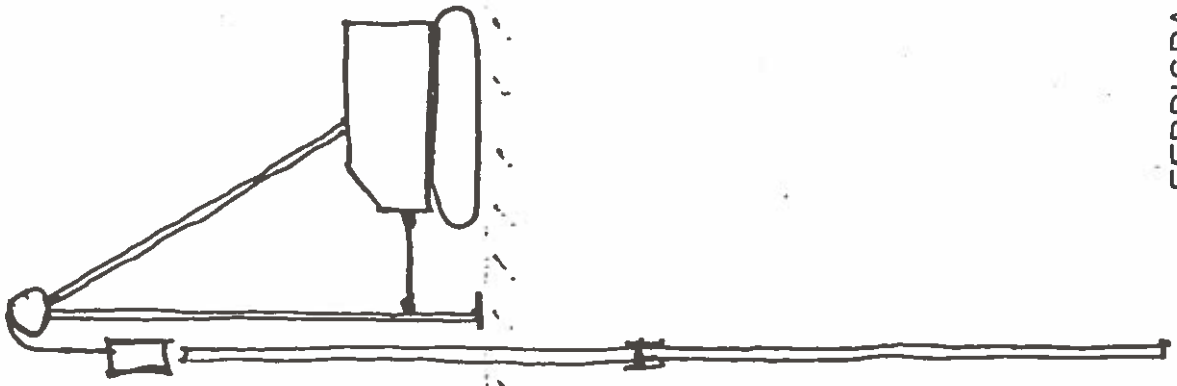
På den måde kan det ske at man ved uheld f.eks. kommer 1 m under det oprindelige niveau. Enhver der har regnet ankerplader ved at dette har helt fatal indflydelse på ankerets styrke, og man valgte derfor at sikre konstruktionen ved at udlægge en 8 m bred betonplade over ankrene og placeret i forhold til disses brudzoner så den giver maximum beskyttelse. I Stignæs blev pladen udlagt på en dag ved hjælp af en udlægningsmaskine som de anvendes ved motorvejsbyggeri.

4. IBRUGTAGNING

Som nævnt påbegyndtes arbejdet på pladsen den 1. april 1978 og den første skibsladning blev udlosset i september 1979. Forinden var der sideløbende med anlægsarbejderne foregået et omfattende montagearbejde af kultransport- og behandlingsudstyr.

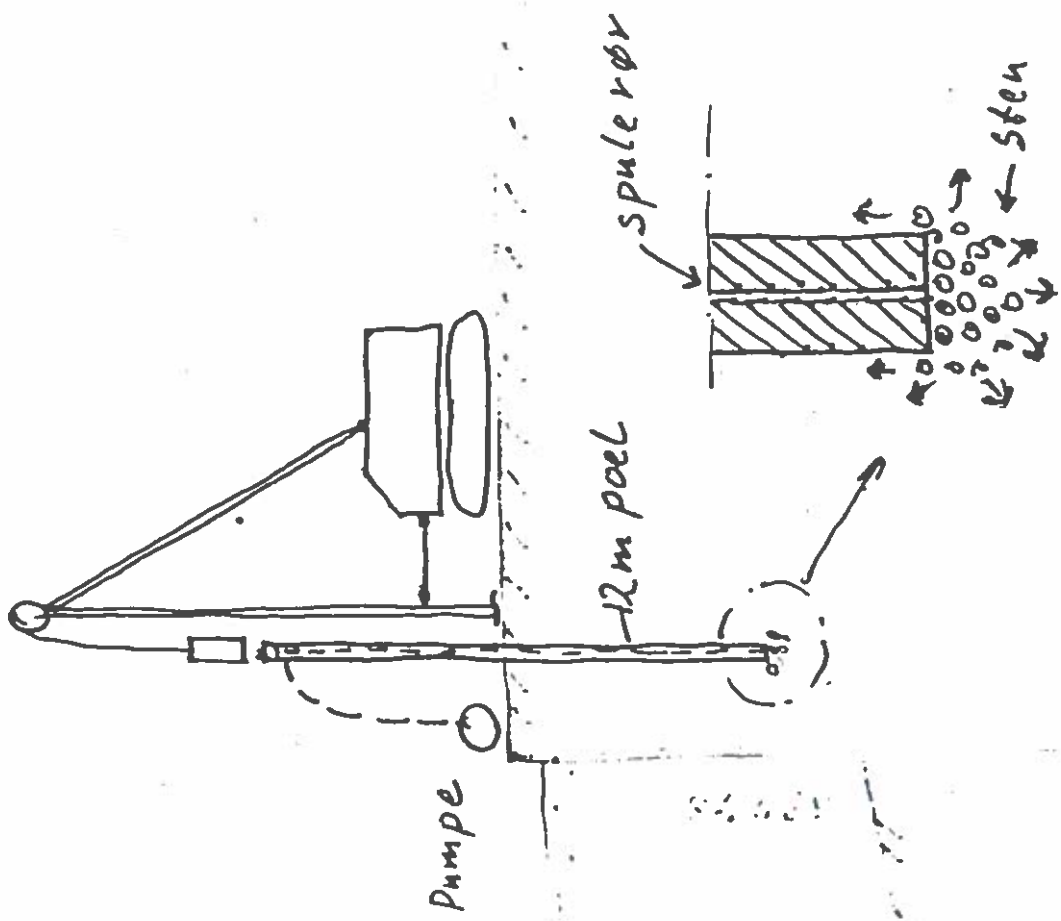
De to kraner, hver med en egenvægt på 650 t er bygget i Finland og fragtet til Stignæs i færdigmonteret stand på pramme. Kranerne blev landsat vinkelret på kajen og efter drejning af boggiere sænket direkte ned på kajsporet.

Før de første skibsanløb, havde lodserne lejlighed til at foretage manøvreresømulering på Skibsteknisk Laboratorium, ved hjælp af et nyudviklet program med tilhørende skærmterminal.



FÆRDIGRAMNING
EFTER KOBLING

Fig. 5.



NEDSPULING
NEDERSTE PÆLEDEL