

Dansk Vandbygningstek-
nisk Selskab.
Sedimenttransport
1982

1983-2

SEDIMENTTRANSPORT

SEMINAR PÅ POLYTEKNISK LÆREANSTALT

24. MARTS 1982

DANSK HYDRAULISK
INSTITUT
BIBLIOTEKET



DANSK VANDBYGNINGSTEKNISK SELSKAB
DANISH SOCIETY OF HYDRAULIC ENGINEERING



NOTER TIL KULTURTEKNISK VANDBYGNING (5725)

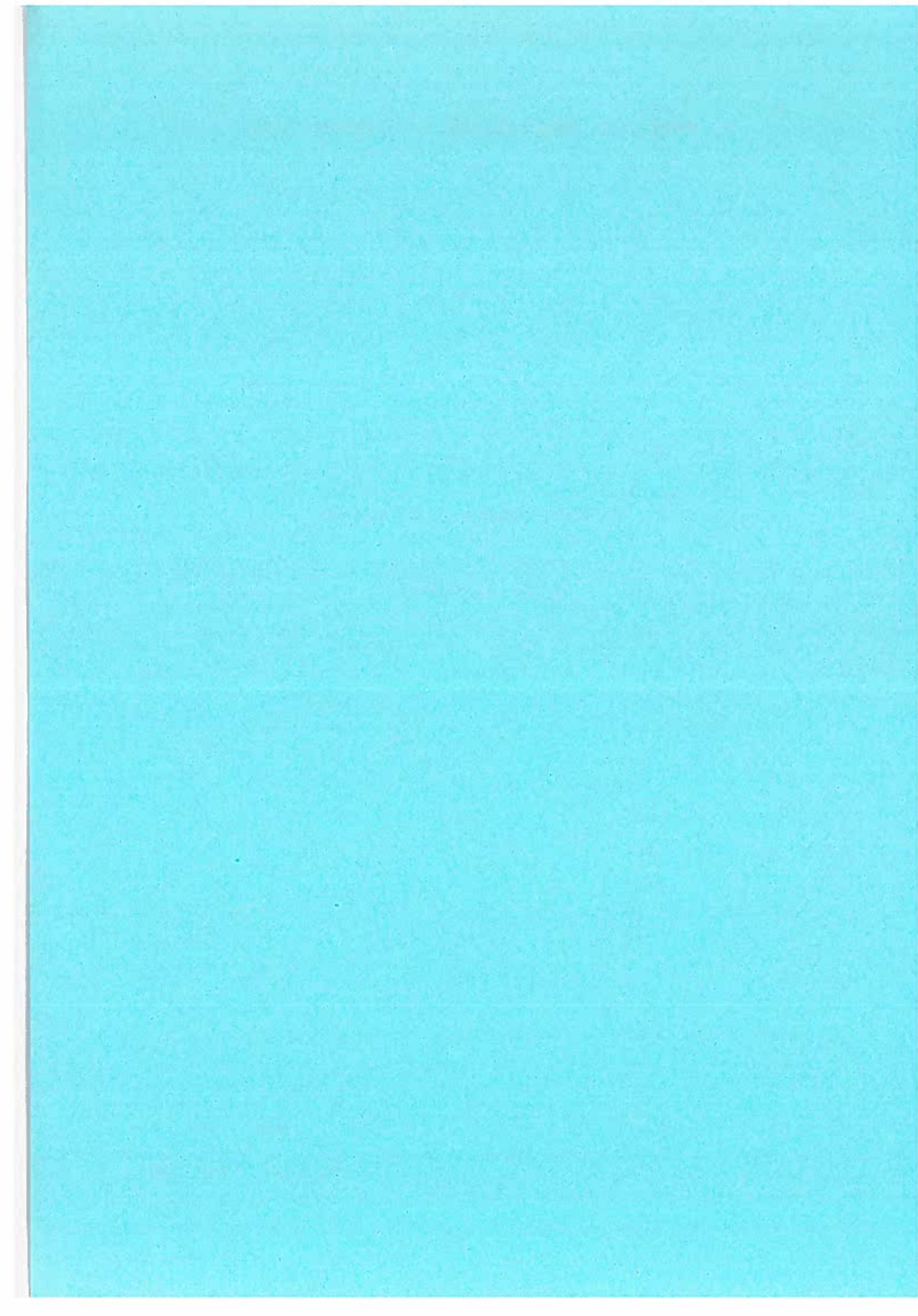
SEDIMENT TRANSPORT IN RIVERS

af

Frank Engelund

ISVA, 1980

Revised March 1982



SEDIMENT TRANSPORT IN RIVERS

Lecture notes by Frank Engelund

1. General concepts and notation

From the general hydraulic theory we know that in principle it is necessary to make a distinction between hydraulic smooth and rough walls. In open-channel hydraulics, however, there are few exceptions to the rule that the bed must be considered rough, particularly in case of movable bed.

The flow in a prismatic channel is said to be uniform when the mean depth does not change. In alluvial channels the stream bed will usually be covered by dunes, constituting irregularities of a magnitude not negligible as compared with the depth of water, so that - strictly speaking - such flows cannot be uniform in detail. Further, such streams are neither rectilinear nor of constant width. However, in order to develop a simple mathematical description, it is the general practice to neglect minor fluctuations of the cross section and to consider the dunes merely as roughness elements. With such idealizations in mind it becomes possible to maintain the definition of uniformity, and in the following text we only consider flows which may be considered uniform in this sense.

A flow is steady when it does not change in time. In this very rigorous sense hardly any flow occurring in practice is really steady. In alluvial channels the dunes are migrating downstream, changing in size and shape, hence causing a continuous variation of the flow. Fortunately, this change of the flow is always so slow that for all practical purposes it does not affect the applicability of the simple steady-state relationships of elementary hydraulics.

In a steady, uniform open-channel flow the average shear stress τ_0 (tractive force) at the stream bed is found from a simple equilibrium condition to be

$$\tau_0 = \gamma D I , \quad (1.1)$$

in which γ is the specific gravity of the water, D is the mean depth and I is the energy gradient (slope). The friction velocity U_f is then defined

as

$$U_f = \sqrt{\tau_0 / \rho} = \sqrt{g D I} \quad (1.2)$$

The friction factor f is defined by the relation

$$I = f \frac{V^2}{2g} \frac{1}{D} \quad (1.3)$$

where V is the mean velocity and g the acceleration of gravity. From this we find the following simple expression

$$V = \sqrt{\frac{2}{f} g D I} \quad \text{or} \quad V = U_f \sqrt{\frac{2}{f}} \quad (1.4)$$

One of the main purposes of the following development is to express the friction factor in terms of the parameters necessary to describe the flow in alluvial channels.

A non-dimensional parameter of basic importance is the Froude number F , defined as

$$F = \frac{V}{\sqrt{g D}} \quad (1.5)$$

When $F < 1$ the flow is said to be subcritical, while $F > 1$ corresponds to supercritical flow. Critical flow occurs when $F = 1$, so that $V = \sqrt{g D}$. The physical interpretation of this situation is, that the flow velocity V is equal to the celerity

$$c = \sqrt{g D}$$

of a surge wave.

When the Froude number is introduced, eq. (1.3) is rewritten as

$$I = \frac{1}{2} f F^2 \quad (1.6)$$

The stream bed is called hydraulic smooth if a viscous sublayer is formed. The average thickness δ of the sublayer is usually calculated from the expression

$$\delta = \frac{11.6 \nu}{U_f} \quad (1.7)$$

in which ν is the kinematic viscosity of the fluid. Hence, for increasing velocity δ is decreasing. When δ becomes of a magnitude comparable to that of the roughness elements of the bed the sublayer is "broken". When the quantity calculated by eq. (1.7) is smaller than the equivalent

sand roughness k of the bed no viscous sublayer will occur, and the bed is said to be hydraulic rough. The transition between smooth and rough conditions depends on the detailed structure and distribution of the roughness elements.

In fully turbulent flow the shear is transferred by the exchange of momentum caused by the turbulent fluctuations. Near a smooth boundary the turbulence ceases and the shear is transferred to the wall through the sublayer essentially by viscous forces.

At a rough wall conditions are different, as no viscous sublayer is present. In this case the shear stress is transferred to the wall as drag (and shear) on the individual roughness elements. The distribution of the velocity U of the mean motion is given by

$$\frac{U}{U_f} = 8.5 + 2.5 \ln \frac{y}{k}$$

in which k denotes the sand roughness and y the distance from the wall.

The average velocity V along the vertical is given by

$$\frac{V}{U_f} = 6 + 2.5 \ln \frac{D}{k} \quad (1.8)$$

The energy dissipation is defined as the part of the total mechanical energy that is transferred into heat. Per unit length of a uniform channel flow it amounts to $\tau_0 V$. Considering the expression

$$\tau_0 V = \gamma (DV) I = \gamma q I$$

we realize that the energy gradient is found as

$$I = \tau_0 V / \gamma q \quad (1.9)$$

2. Critical bed shear.

Consider a fluid flow over a bed composed of cohesionless grains. What are the factors determining whether sediment motion will occur or not?

For quite a long time it was common to consider the mean velocity of the flow the determining factor. In this way the concept of a critical velocity was introduced indicating that for velocities greater than the critical sediment motion will occur, while the grains will be immobile for velocities less than the critical. These findings were quite empirical

and resulted in critical velocities which varied with the size of the sediment as well as with the water depth.

A now classical solution of the problem was offered by Shields (1936). A short summary of his results shall be given.

Shields analysis was based on dimensional analysis. The threshold of particle motion is supposed to be attained for a given ratio between driving and stabilizing forces.

The driving forces on a sediment particle resting on other particles in an originally plane bed are the tractive stress τ_0 (horizontal) and the lift force. Both are estimated to be proportional to

$$\tau_0 d^2 = \rho U_f^2 d^2 \quad (2.1)$$

where d is the grain diameter.

The stabilizing forces are the (reduced) gravity and the friction, proportional to

$$(\gamma_s - \gamma) d^3 \quad (2.2)$$

in which γ_s and γ are specific gravity of sediment particle and water, respectively.

From this the basic parameter θ (which I intend to call the Shields parameter) is formed as

$$\theta = \frac{\tau_0 d^2}{(\gamma_s - \gamma) d^3} = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma) d} = \frac{\tau_0}{(s-1) \gamma d} \quad (2.3)$$

The quantity s is the relative density of the sediment γ_s/γ . However, by definition

$$\gamma = \rho g$$

where g is the acceleration of gravity. When inserted in (2.3)

$$\theta = \frac{\tau_0}{(s-1) \rho g d} = \frac{U_f^2}{(s-1) g d} \quad (2.3a)$$

Taking τ_0 from eq. (1.1) gives the alternativ expression

$$\theta = \frac{DI}{(s-1)d} \quad (2.3b)$$

According to Shields the sediment particles start moving when the actual value of θ exceeds a certain critical value θ_c (threshold value), which may be some function of the Reynolds' number IR (for the grain) defined as

$$IR = \frac{U_b d}{\nu} \quad (2.4)$$

For a variety of different sediment particles Shields determined experimentally the value of θ_c (by extrapolation) as a function of IR . The result is given in Fig. 1.

For large values of IR the critical value is about 0.06.

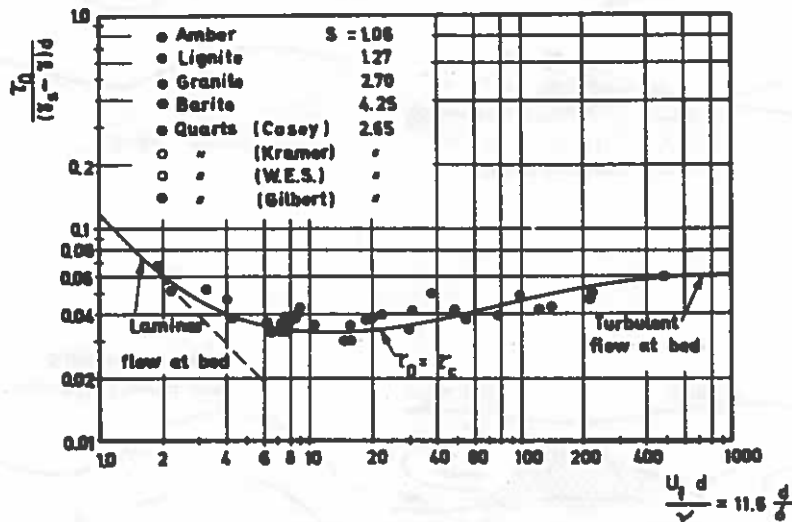


Fig. 1. Shields' diagram giving the threshold value θ_c as a function of IR , see eq. (2.4)

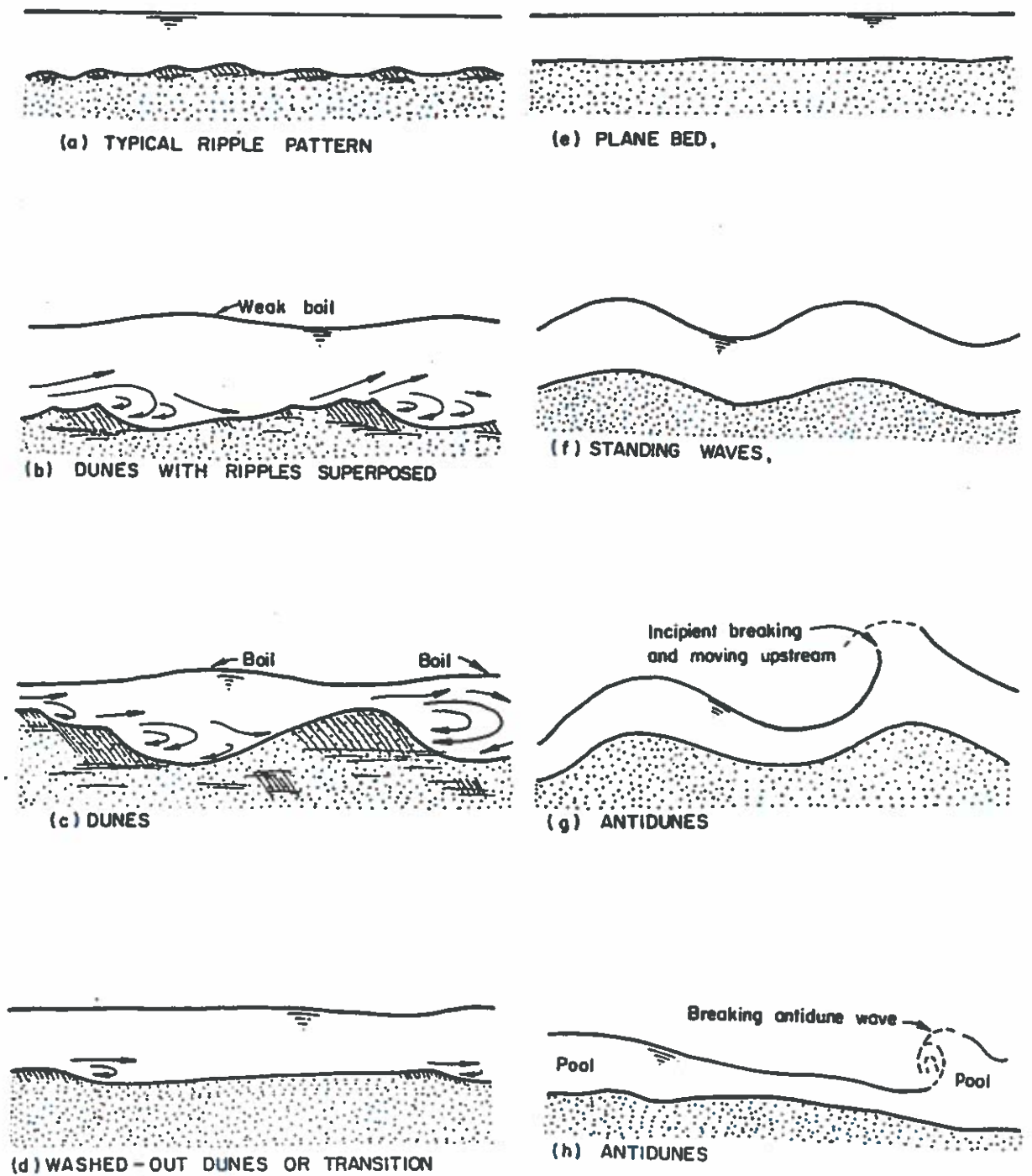


Fig. 2 Typical bed forms in order of increased stream power

3. Bed configurations

A plane stream bed will usually be unstable. It tends to break up and form one of the bed configurations illustrated in Fig. 2, which is a picture based on the first extensive and systematic investigations made in a sufficiently wide flume (Fort Collins, USA).

The most important bed forms are ripples, dunes, plane bed and antidunes and these will be further mentioned in what follows.

RIPPLES

When the critical tractive force is exceeded so that sediment transport starts, the bed will be unstable. In case of fine sediment, ripples are formed, while coarse sediments usually will form dunes.

Ripples is the notation of small triangular-shaped sand waves, usually shorter than about 0.6 meters and not higher than about 60 mm.

As mentioned in section 1 a viscous sublayer is formed when the flow velocity is small, while it gradually disappears for increasing velocity. It is natural to assume that ripples are formed if a viscous layer is present when the critical tractive force is just surpassed, while dunes are formed if the bed is hydraulic rough.

The ripple length depends on the sediment size (and other parameters), but is essentially independent of the water depth.

DUNES

Dunes are the large, more or less irregular, sand waves usually formed in natural streams. It is by far the most important bed form in practical river engineering.

The longitudinal profile of a dune is roughly triangular, with a mild and slightly curved upstream surface and a downstream slope approximately equal to the angle of repose, see Fig. 3.

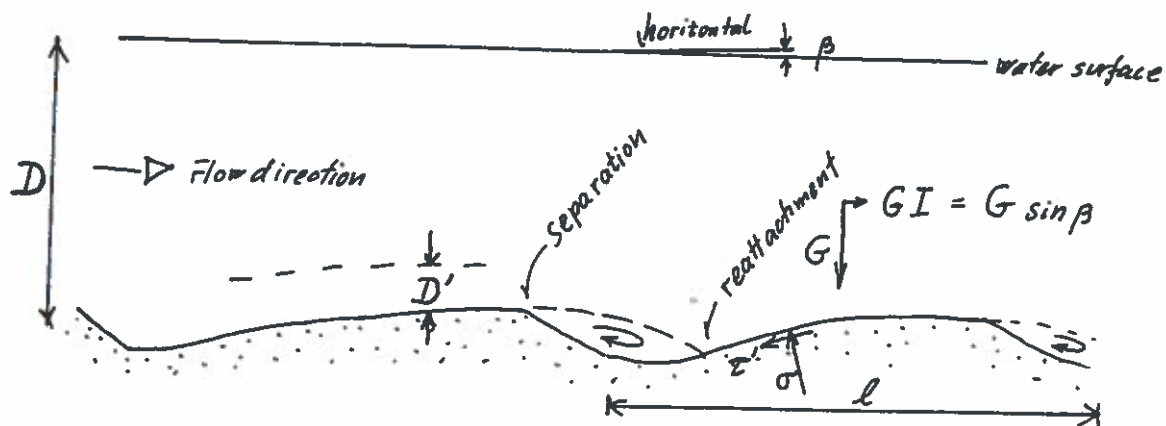


Fig. 3. Longitudinal profile of dunes.

Flow separation occurs at the crest, reattachment at the trough, so that bottom rollers are formed at the lee side of each dune. Above this a zone of violent free turbulence is formed in which a large production (and dissipation) of turbulent energy takes place. Near the reattachment sediment particles are moved by turbulence, even when the local shear stress is below the critical.

On the streamside of the dune the shear stress moves sediment particles uphill until they pass the crest and eventually becomes buried in the bed for a while. As sediment is moved from the stream side and deposited at the lee side of the dune, the result is a slow continuous downstream migration of dune pattern.

TRANSITION AND PLANE BED

For increased stream power the dunes may tend to wash out, i.e. become much longer and flatter and finally disappear. This happens for Froude numbers between say 0.6-1.0, hence at subcri-

tical flow. This change from dunes to flat bed means a rather drastic reduction of the hydraulic resistance and water depth and is a great practical problem for river navigation (*see p. 44*).

I shall later revert to the problem of finding a physical explanation for the transition.

ANTIDUNES

Further increase in stream power leads from transition and plane bed to the so-called upper flow regime, the formation of antidunes and related configurations. In this case the longitudinal bed profile is nearly sinusoidal, and so is the water surface but usually with a much larger amplitude (Fig. 2 f and g)

At higher Froude numbers the amplitude of the surface profiles often tend to grow until breaking occurs. After breaking the amplitude may be small for a while and then the process of increase and breaking is repeated.

The name "antidune" indicates the fact that the bed and surface profiles are moving upstream, particularly immediately before breaking.

Fig. 2 h illustrates an extreme form of antidunes occurring at high Froude numbers.

To understand the additional hydraulic resistance associated with the dune case, let us first consider a simple wellknown analogy, the drag on a submerged body. Let us consider a slender body placed streamwise in the current (Fig. 5A)

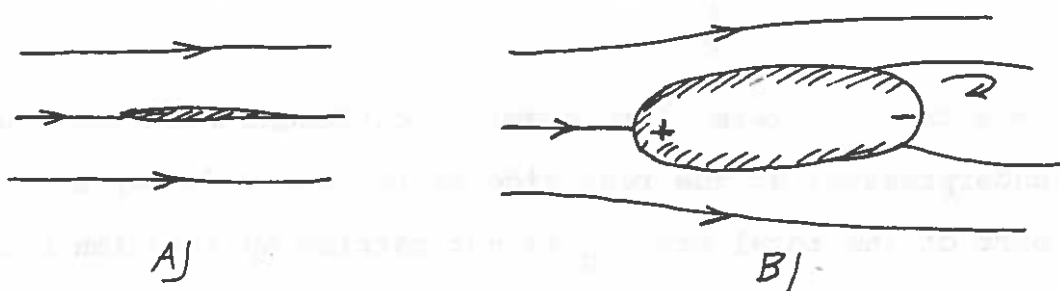


Fig. 5. Flow around submerged bodies. A) Slender bodies give mainly frictional drag. B) Drag on blunt bodies give also form drag due to large normal stresses upstream and under pressure at the rear.

In this case the only drag is due to the boundary layer friction (skin friction). In case of a blunt body (Fig. 5.B) separation occurs and the pressure (normal stress) is larger on the upstream face than at the rear. Hence not only frictional (tangential) stresses are involved, but the normal stresses have a resultant, the so-called form drag. Hence the total drag is separated in two components, the friction and the form drag.

If we consider a period (dune length l , see Fig. 3) the gravity of the water is $G = \gamma D l$ (per unit width). The streamwise component is $G \sin \beta = G I$ and is usually assumed to be balanced by the total shear stress $\tau_0 l$. If the local normal and shear

stress is called σ and τ , respectively, and the local inclination of the dune is α , we get the following equilibrium equation:

$$\begin{aligned}
 GI &= \gamma D l I = \tau_0 l \\
 &= \int_l \tau \cos \alpha \, dx + \int_l \sigma \sin \alpha \, dx
 \end{aligned}
 \tag{3.1}$$

Here the last term (form drag) is different from zero due to underpressure at the rear side of the dune. Hence, a certain part of the total drag τ_0 is not carried by friction, Eq. (3.1) is now written

$$\tau_0 l = \tau' l + \tau'' l \quad \text{or} \quad \tau_0 = \tau' + \tau'' \tag{3.2}$$

where τ' is the mean friction (called: effective shear stress or tractive stress) while τ'' is a formal contribution to τ_0 actually originating from the normal stresses.

This separation of τ_0 is of great importance in the theory of sediment transport, because the bed particles are generally moved by the actual shear stress and are essentially unaffected by the normal stress.

It is not possible to prescribe exact methods of separating τ_0 in τ' and τ'' , but we shall later revert to the problem of estimating them.

Now, let us return to the diagram presented in Fig. 4(p.10). To the first approximation, we can say that the true friction τ' is identical with the friction that would exist in case of plane bed, i.e. corresponding to the dotted curve.

The diagram represents the outcome of observations for one specific sediment size. Take another sediment and the result is likely to be similar, but different in detail. Then the question arises: Is it possible to introduce such changes of scale that a universal relationship is obtained? If so, the dimensional variables τ_0 and V from figure 4 are likely to be substituted by dimensionless versions.

Such a universal relationship would be of great practical importance, because we then would be able to go the other way round and predict the hydraulic resistance, or - what amounts to the same thing - the stage-discharge relation. We can see that by rewriting Eqs. (1.1) and (1.3) as:

$$\tau_0 = f \frac{1}{2} \rho V^2 \quad (3.3)$$

in which f is the friction factor, determining the hydraulic resistance of the flow. So when τ_0 and V are known, f can be found from (3.3).

The answer to the question: Is it possible to have a universal relationship by introducing suitable nondimensional version of the parameters, is a conditional yes.

As ripples and dunes seem to follow different laws it is unlikely that any smooth relationship is able to cover both the ripple regime (which depends on viscosity ν) and dune regime. Further, the transition is also very dependent on viscosity, as we shall discuss in great detail later. What we can do is to formulate relationships valid for the dune and the antidune

regimes, respectively, and then try to find an adequate description of the much more intricate problem of the transition.

The ripple regime is not very important in practice, so - if river problems are the concern - it is better to neglect data for this regime than to try forcing ripple data into a fit of more general character.

ESTIMATION OF τ'

The problem of estimation the effective shear stress τ' has not yet been solved in a completely satisfactory way. The method currently used was originally suggested by Einstein in a way somewhat different from the one presented here.

Close to the crest the flow is converging, which means that the flow attains the character of a boundary layer with thickness D' , see fig. 3 (p. 8). In these circumstances the mean velocity V can approximately be given as

$$\frac{V}{U_f'} = 6 + 2.5 \ln \frac{D'}{k} \quad (3.4)$$

k is the roughness and

$$\sqrt{\frac{\tau'}{\rho}} = U_f' = \sqrt{gD'I} \quad (3.5)$$

At first sight it would be natural to assume the roughness k to be equal to the mean sediment diameter d . However, the irregular surface prevailing during bed load movements gives a somewhat larger value, so that k must be taken as 2 to 2.5 d . When V and d are known, D' and U_f' can be calculated from Eqs. (3.4) and (3.5).

4. Transport mechanisms

The total sediment load is traditionally divided in the following categories:

- | | | |
|----------------------|---|----------------|
| 1) Bed material load | { | Bed load |
| | | Suspended load |
| 2) Wash load | | |

The bed load is defined as the part of the total load that is in more or less continuous contact with the bed during the transport, as the sediment particles roll, slide or jump along the bed. Thus the bed load transport must be determined almost exclusively by the effective bed shear stress τ' , acting as skin friction on the sand surface. Hence, besides the previously defined Shields' parameter θ , we consider

$$\theta' = \frac{\tau'}{(s-1)\gamma d} = \frac{U_f'^2}{(s-1)gd} \quad (4.1)$$

as we define

$$U_f' = \sqrt{\frac{\tau'}{\rho}} \quad (4.2)$$

The suspended load is the part of the total load that is moving without continuous contact with the bed, as it is carried by the agitation of fluid turbulence.

Besides this, most natural streams do carry a certain amount of very fine particles (the so-called wash load) not represented in the bed.

Today sediment transport theories are concerned only with the bed material load.

q_s denotes the rate of bed material load transportation, in volume of sediment material (without pores) per unit time and per unit width of the stream.

q_B is the same when only bed load transport is considered. It has been found convenient to use a dimensionless form

$$\bar{\Phi}_S = \frac{q_s}{\sqrt{(s-1)gd^3}} \quad ; \quad \bar{\Phi}_B = \frac{q_B}{\sqrt{(s-1)gd^3}} \quad (4.3)$$

d is a characteristic measure of the sediment size, for instance the mean fall diameter.

BED LOAD TRANSPORTATION

In his famous treatise from 1950, H.A. Einstein presented one of the first theoretical approaches to the problem of predicting the rate of bed load transport. One of the most important innovations in his analysis was the application of the theory of probability to account for the statistical variation of the agitating forces on bed particles caused by turbulence.

If the magnitude of the instantaneous agitating forces on a certain bed particle exceeds the stabilizing forces on the particle, this is supposed to be eroded and begins to jump, roll or slide along the bed until it becomes deposited downstream at a location where the magnitude of the instantaneous forces is smaller than the stabilizing forces. Based

on experimental observations, Einstein assumed that the mean distance travelled by a sand particle between erosion and subsequent deposition is simply proportional to the grain diameter and independent of the hydraulic conditions and the amount of sediment in motion.

The principle in Einstein's analysis is as follows: the number of particles deposited in a unit area depends on the number of particles in motion and on the probability that the dynamical forces admit the particles to deposit. The number of particles eroded from the same unit area depends on the number of particles within the area and on the probability that the hydrodynamic forces on the particles deposited must equal the number of particles eroded. In this way, a functional relation ("bed load function") is derived between the two non-dimensional quantities

$$\phi = \frac{q_B}{\sqrt{(s-1)gd^3}} \quad \text{and} \quad \theta = \frac{\tau_0}{(s-1)\gamma d} = \frac{U_f^2}{(s-1)gd}$$

where q_B is the rate of bed load transport in volume of material per unit time and width. Hence, ϕ is a non-dimensional form of bed load discharge, while θ is the non-dimensional tractive stress (Shields' parameter).

Einstein's theory was an important step forward towards the understanding of sediment transport processes. To-day it is realized that some of his basic assumptions were, in fact, incorrect, but their predictions were fairly accurate and are still in current use.

R.A. Bagnold pointed out one of the shortcomings in a treatise from 1954 by stating the following paradox. Consider the ideal case of fluid flow over a bed of uniform, perfectly piled spheres in a plane bed, so that all particles are equally exposed. Statistical variations due to turbulence are neglected. When the tractive stress exceeds the critical value, all particles in the upper layer are peeled off simultaneously and are dispersed. Hence the next layer of particles is exposed to the flow and should consequently also be peeled

off. The result is that all the subsequent underlying layers are also eroded, so that a stable bed could not exist at all when the shear stress exceeds the critical.

Bagnold explained the paradox by assuming that in a water-sediment mixture the total shear stress τ would be separated into two parts

$$\tau = \tau_F + \tau_G,$$

where τ_F is the shear stress transmitted by the intergranular fluid, while τ_G is the shear stress transmitted because of the interchange of momentum caused by the encounters of solid particles, i.e. a tangential dispersive stress. The existence of such dispersive stresses was confirmed by his experiments.

Bagnold argues that when a layer of spheres is peeled off, some of the spheres may go into suspension while others will be transported as bed load. Thus a dispersive pressure on the next layer of spheres will develop and act as a stabilizing agency. Hence, a certain part of the total bed shear stress is transmitted as a grain shear stress τ_G and a correspondingly minor part as fluid stress ($\tau_F = \tau - \tau_G$). Continuing this argumentation, it is understood that exactly so many layers of spheres will be eroded that the residual fluid stress τ_F on the first immovable layer is equal to (or smaller than) the critical tractive stress τ_C . The mechanism in transmission of a tractive shear stress τ greater than the critical is then the following: τ_C is transferred directly from the fluid to the immovable bed, while the residual stress $\tau - \tau_C$ is transferred to the moving particles and further from these to the fixed bed as a dispersive stress.

In a recent dissertation, R. Fernández Luque (1974) has argued against some of Bagnold's ideas and has developed a consistent theory for the transport of bed load on a plane bed by considering the motion of individual particles. His theory is supported by a series of careful, experimental observations.

One of Luque's issues is that close to incipient particle motion (small transport rates) only the topmost grains will be eroded, and the bed load will not effectively reduce the fluid part of the turbulent bed shear stress. This can also hardly be expected since in these conditions, the bed load particles cover only a small portion of the bed surface. According to Luque's model, the bed load particles reduce the maximum fluid shear stress at the bed surface to the critical value τ_c by exerting an average reaction force on the surrounding fluid. Hence the bed load forms "a protective shield" at higher bed load concentrations, which control the erosion rate. We shall revert to this idea later.

Luque's experiments are interesting also for other reasons because he avoided the complication of dune influence, as the experiments were done with very small transport rates mostly before bed waves became appreciable.

Extensive experimental investigations of the transport velocities of single particles in bed load motion have been published by Meland and Norrman (1966). These experiments are carried out with single spherical glass beads moving over beds of rhombohedrally packed spherical beads. In some of the experiments, the moving single particle was of the same size as those in the bed. In other cases, the bed particles were either larger or smaller than the moving particles. Following the authors notation, d denotes the diameter of the transported particle while k is the diameter of the bed particles. Based on these measurements, it is attempted to develop a semi-empirical law for the magnitude of the mean transport velocity U_B of a particle moving as bed load.

For immersed particles moving along a bed, the most important forces in determining the motion are 1) the agitating forces, drag F_D and lift F_L , and 2) the stabilizing forces, the reduced gravity (immersed weight), and frictional forces resulting from the occasional contact between particle and bed.

An exact description of the forces (and particle motion) cannot be given because of the fluctuating character of the phenomenon. What we can do is to establish a model equation containing the time-averaged quantities, and from this equation we can obtain sufficient information to identify the parameters necessary for a relevant description of the process.

The agitating forces may be given in the form of a drag

$$c \frac{1}{2} \rho [\alpha U_f - U_B]^2 \frac{\pi}{4} d^2,$$

in which U_f is the friction velocity, while c and α are non-dimensional coefficients. αU_f is the flow velocity at a distance of the order of magnitude d from the bed. Assuming the validity of the ordinary velocity distribution in rough channels, α must be of the order of 10. The factor c stands for a drag (and lift) coefficient, but as the time variation of the agitating forces differs considerably from that of the stabilizing forces, we can hardly expect that the value c can be exactly equal to the static value.

The frictional force acting on a particle is written as

$$\rho g (s - 1) \frac{\pi}{6} d^3 \beta,$$

where s is the relative density of the particle and β the kinetic (or dynamic) friction coefficient. (Actually the gravity of the particle should be corrected for a small dynamic lift. This may be done by changing the value of c).

The dynamic friction coefficient is found to be close to unity. For natural sand it often gives the best fit to take $\beta \sim 1$. The model equation then expresses the equilibrium of agitating and stabilizing forces

$$c \frac{1}{2} \rho [\alpha U_f - U_B]^2 \frac{\pi}{4} d^2 = \rho g (s - 1) \frac{\pi}{6} d^3 \beta$$

which gives

$$\frac{U_B}{U_f} = \alpha \left[1 - \sqrt{\frac{\theta_0}{\theta}} \right], \quad (4.4)$$

where

$$\theta = \frac{U_f^2}{(s-1)gd} \quad \text{and} \quad \theta_0 = \frac{4\beta}{3\alpha^2 c}$$

θ_0 is seen to be the limiting value of θ for which a particle located on the bed is just immobile. It is quite natural to relate this to the critical value θ_c (Shields' criterion). As a particle lying on the bed is easier to move than a particle located in the bed, it must be expected that $\theta_0 < \theta_c$. Based on his experiments, Luque found θ_0 to be $\frac{1}{2} \theta_c$, so that Eq. 4.4 may be written

$$\frac{U_B}{U_f} = \alpha \left[1 - 0.7 \sqrt{\frac{\theta_c}{\theta}} \right] \quad (4.5)$$

Comparison with Meland and Norrman's results showed that for a suitable choice of θ_c and $\alpha = 10$, a very good agreement is obtained, as demonstrated in Fig. 4.1. Luque's results, also indicated in this figure, are more satisfactory in the sense that θ_c was measured directly.

One reservation concerning the validity of Eq. (4.5) needs an additional comment. For fine sediment, it must be expected that the coefficient c is weakly dependent on Reynolds' number. However, from static conditions we may estimate that the drag coefficient becomes constant for Reynolds numbers larger than 100, so that the approximate criterion is found to be

$$\frac{\alpha U_f d}{\nu} > 100 \quad \text{or} \quad \frac{U_f d}{\nu} > 10$$

This is, however, the same as the criterion for the formation of dunes (rather than ripples).

From the knowledge of mean particle velocity, we can now derive an expression for the rate of bed load transport q_B under the assumption that the bed load is the transport of a certain fraction p (= probability) of the particles that may be in one single layer. As the total number of surface grains per unit area is $1/d^2$, we get

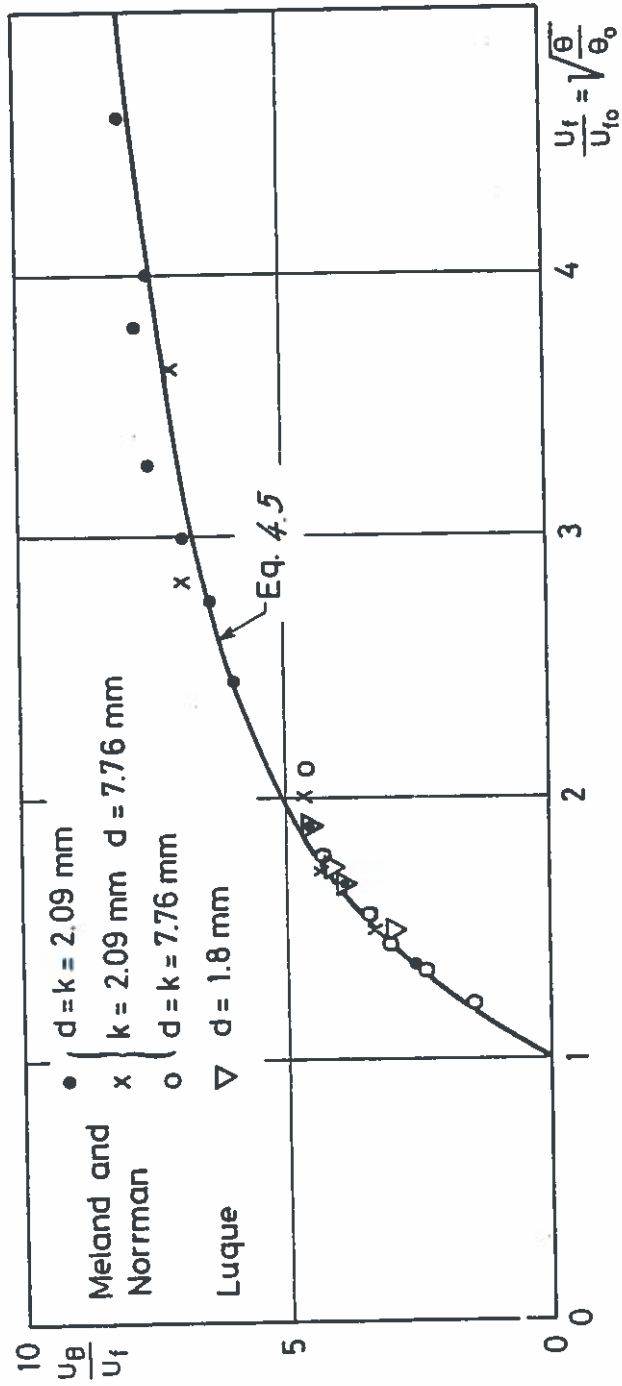


Fig. 4.1 Experiments on the transport velocity U_B of bed load particles.

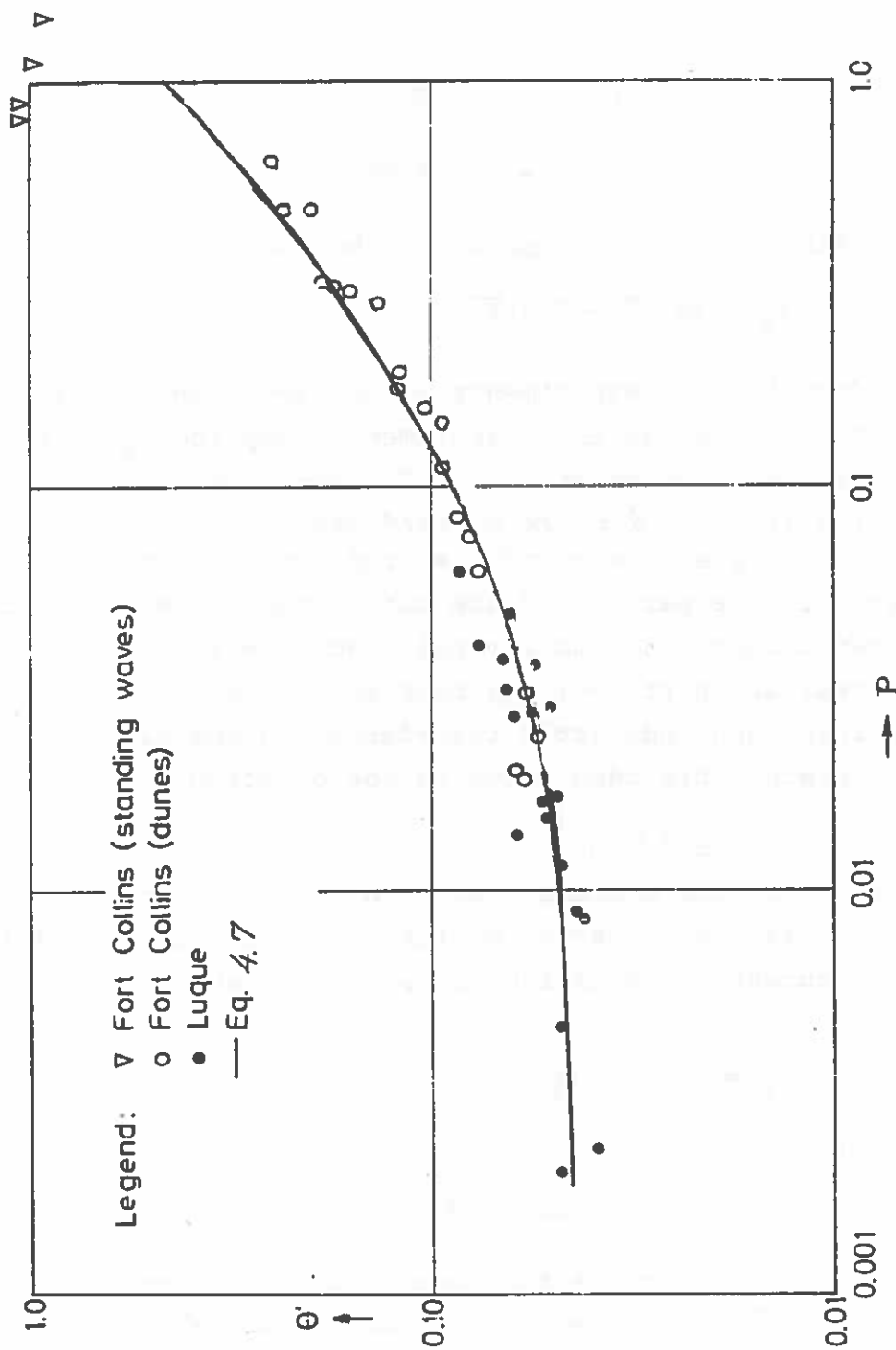


Fig. 4.2 Probability p versus non-dimensional effective shear stress θ' .

$$q_B = \frac{\pi}{6} d^3 \frac{p}{d^2} U_B$$

or, after insertion of Eq. 4.5

$$q_B = 10 \frac{\pi}{6} d p U_f [1 - 0.7 \sqrt{\theta_c / \theta}]$$

This is made non-dimensional by the divisor $\sqrt{(s-1)gd^3}$

$$\Phi_B \approx 5p[\sqrt{\theta} - 0.7\sqrt{\theta_c}] \quad (4.6)$$

From Luque's experiments we can get some empirical information about p , as the measurements comprise Φ_B , θ and θ_c . The result is given in Fig. 4.2, where the values of p calculated from Eq. 4.6 are plotted against θ .

Now we are able to make a crude check on the assumption that only the part τ_c of the total shear stress τ is transferred directly to the immobile bed as skin friction, while the residual part $\tau - \tau_c$ is carried as drag on the moving bed particles and indirectly transferred to the bed by occasional encounters. This idea leads to the equation

$$\tau = \tau_c + nF_D,$$

where F_D is the average drag on a single moving bed particle while n is the number of moving particles per unit area. If this expression is divided by $\rho g(s-1)d$ and F_D is estimated as

$$F_D \approx \rho g(s-1) \frac{\pi}{6} d^3 \beta$$

the result becomes

$$\theta = \theta_c + \frac{\pi}{6} \beta (nd^2) = \theta_c + \frac{\pi}{6} \beta p \quad (4.7)$$

In order to check this prediction of p , we take $\theta_c = 0.045$ and $\beta = 0.8$. The result is given in Fig. 4.2 and is seen to be in good agreement with the points representing Luque's experiments.

For this particular investigation, Luque's experiments are particularly suitable because the sediment was coarse and the transport rates so small that all sediment moved as

bed load without disturbing effect of larger sand waves. In case of greater transport rates this is no longer possible. If considerable dunes are present it is necessary to divide the total shear stress into two components

$$\tau_o = \tau' + \tau''$$

where only first term corresponds to the skin friction. τ' is calculated by the procedure mentioned previously. Similarly, we have the separation of the dimensionless shear

$$\theta = \theta' + \theta''$$

In all the previous expressions, θ should consequently be replaced by θ' .

From Eq. (4.7) we get the following expression for p

$$p = \frac{6}{\pi\beta} (\theta' - \theta_c)$$

When this is inserted in Eq. (4.6) we get the following bed load function

$$\bar{\Phi}_B = \frac{10}{\beta} (\theta - \theta_c) [\sqrt{\theta} - 0.7\sqrt{\theta_c}] \quad (4.8)$$

THE SUSPENDED SEDIMENT

When the Shields' parameter θ is less than say 0.2 the bed sediment moves almost exclusively as bed load. As θ is increased the relative amount of suspension increases rather much and for large values (say $\theta > 1$) the suspension is often quite dominating. The basic theory of suspended sediment carried by turbulence was developed independently by Rouse and

Ippen (1939) and experimentally verified by Vanoni (1964).

Let us consider a steady and uniform open channel flow, Fig. 4.3.

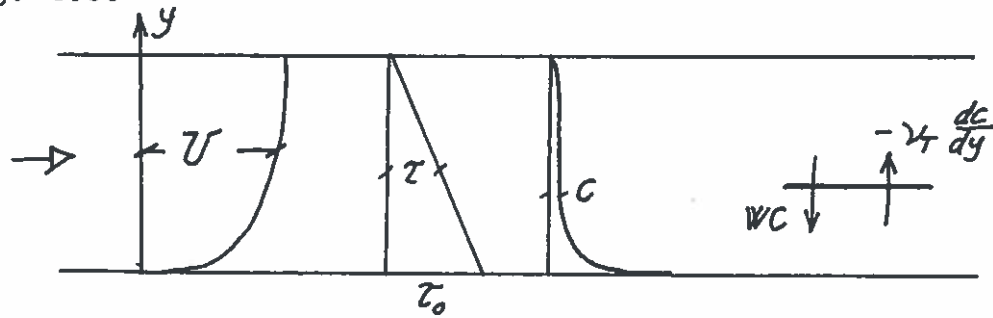


Fig. 4.3. Steady uniform flow with suspension.

The bottom is hydraulic rough (roughness k includes the effect of ripples and dunes). The velocity distribution is given by

$$\frac{U}{U_f} = 8.5 + 2.5 \ln \frac{y}{k} \quad (4.9)$$

while the shear stress is

$$\tau = \tau_0 \left(1 - \frac{y}{D}\right) \quad (4.10)$$

According to the mixing length theory the shear stress τ can be written (analogy to laminar flow)

$$\frac{\tau}{\rho} = \nu_T \frac{dU}{dy} \quad (4.11)$$

where ν_T is the so-called eddy viscosity. Eq. (4.11) is compatible with Eqs. (4.9) and (4.10) provided we take

$$\nu_T = 0.4 U_f y \left(1 - \frac{y}{D}\right)$$

Reynolds originally suggested that the diffusivity of a turbulent flow is proportional and in fact nearly identical with ν_T . This can be used to derive a very simple theory of suspension. Consider a unit area parallel to the bed at elevation y .

Because the sediment particles tends to settle with the velocity w due to gravitation, there will be a downwards flux of sediment equal to wc , when c is the volume concentration of sediment. Because of the turbulent diffusivity an upward sediment flux equal to

$$-\nu_T \frac{dc}{dy}$$

will occur. In the equilibrium case these two amounts are equal; so that there is no net flux of sediment through the area:

$$\nu_T \frac{dc}{dy} + wc = 0$$

After insertion of the above expression for ν_T the equation can be integrated with the result that

$$C = \text{const.} \times \left(\frac{D-y}{y} \right)^z, \quad \text{where } z = \frac{2.5w}{U_f}$$

This distribution has been compared with several data from flumes and natural streams. The agreement with observations is fairly good but not perfect, and many attempts have been made to improve the basic theory, however no generally accepted alternative is available to-day. One obvious shortcoming of the theory is that it contains an unknown factor, so what it describes is the relative distribution and not the absolute

values of c . What is needed next is the possibility of determining the concentration at a some reference level, and to my knowledge there exists two methods for this.

Einsteins method (1950) is a kinematical method in the sense that he defines the concentration at the distance $2d$ from the bed as being equal to the concentration of the bed load in the same zone.

Engelund and Fredsøe (1977) suggested a method based on dynamical considerations, which is in fact a continuation of the bed load theory described previously. It takes into consideration the socalled dispersive stress (Bagnold 1954) transmitted to the bed because of the interchange of momentum caused by the encounters of sediment particles.

Both methods were found to be applicable, but to my knowledge a closer examination and comparison have not been carried out.

5. Hydraulic Resistance of Alluvial Streams

In a previous section the regime was discussed by analysis of the relation between τ_0 and V (p. 10-13), and the question was raised whether a universally valid version of Fig. 4 was obtainable.

My answer is a conditional yes. If τ_0 is substituted by the dimensionless version θ (Eq. (2.3)) and if V is replaced by θ' , the result becomes as illustrated in Fig. 5.1.

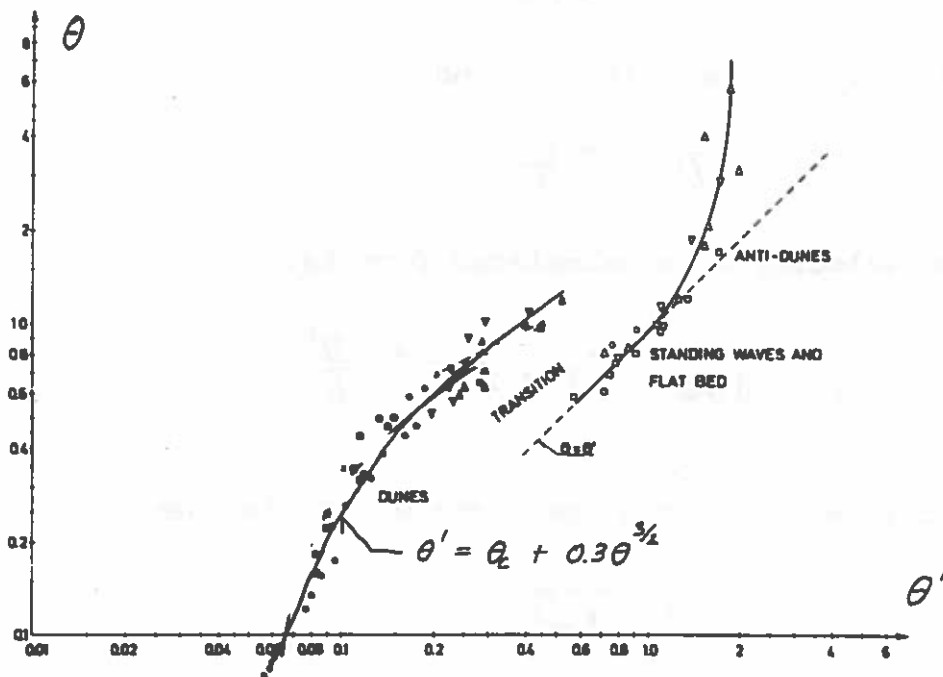


Fig. 5.1. Relationship between θ and θ' . "Open" symbols correspond to upper flow regime.

Here all data from the Fort Collins experiments (except those termed "ripple" or "transition") are plotted and seem to define two curves for lower and upper flow regime, respectively.

If such a relationship is supposed to be universally valid, it can be used to predict the stage-discharge relation of alluvial streams. Assume for instance that the lower branch may be given by the empirical relation

$$\theta' = 0.06 + 0.3 \theta^{3/2} \quad (5.1)$$

which is the curve shown in Fig. 5.1. (Note that we have previously used a somewhat different relation, namely $\theta' = 0.06 + 0.4 \theta^2$).

If slope I , sediment size d and density s is known we can select a value of the depth D (stage). Then

$$\theta = \frac{DI}{(s-1)d}$$

From Eq. (5.1) we next find θ' and then

$$D' = D \frac{\theta'}{\theta}$$

Then the velocity V is calculated from Eq. (3.4)

$$V = \sqrt{gD'I} \left[6 + 2.5 \ln \frac{D'}{k} \right] \quad (5.2)$$

The discharge of water q (per unit width) is then

$$q = VD$$

Hence, by choosing D (stage) we are able to calculate the discharge, and vice versa.

There exists a variety of different other methods with similar purpose. Systematic comparisons are few, see Sedimentation Engineering.

In this theory it is remarkable that no temperature effect at all is involved. However, close to the transition between lower and upper flow regime, the temperature has a certain effect on the flow resistance, because the transition itself in certain cases is

rather sensitive to temperatur changes. We shall later revert to this problem in great detail. (p. 42-45).

Another point to be emphasized is that the method do not pretend to be valid for the ripple regime. As was mentioned previously the ripple dimensions are mainly dependent on the sediment size and are independent of the water depth. What the dune dimensions are concerned exactly the opposite is the case, so it is not very likely that these two regimes can be described accurately by a single set of dimensionless variables.

6. The Total Bed Material Load

As was previously accounted for the rate of bed load transportation can be described by a theory resting on a reasonably firm foundation, but when $\theta > 0.2$ the suspended load becomes increasingly important. Perhaps the most logical way to treat the total bed material load would be to calculate separately the rate of suspended transport and simply add this to the bed load. Attempts in this direction have been made by several investigators , but necessarily imply a method for predicting the sediment concentration somewhere in a vertical, compare p. 28 . Even then the non-uniformity of flow over dunes makes any such calculation extremely difficult.

For the time being it is therefore necessary to rely on empirical equations of which several are available. At this River Sedimentation Symposium the discussion has mainly concentrated on three such equations, due to:

- 1) Engelund-Hansen (1967)
- 2) Ackers and White (1972)
- 3 Yang (1979)

The two later are well described in the presented papers, while the first should be mentioned a little further here. It was originally obtained by a similarity hypothesis (Engelund 1967), and was later derived by a method, which is related to the so-called stream power concept. The equation is by far the simplest of all such equations, that I know of. It simply states that

$$f \bar{\Phi}_s = 0.1 \theta^{5/2} \quad (6.1)$$

where θ is the Shields parameter (based on the total shear stress τ_0) and f is the friction factor defined by Eq. (1.3) and (3.3).

In Fig. 6.1 Eq. (6.1) is compared with the Fort Collins data.

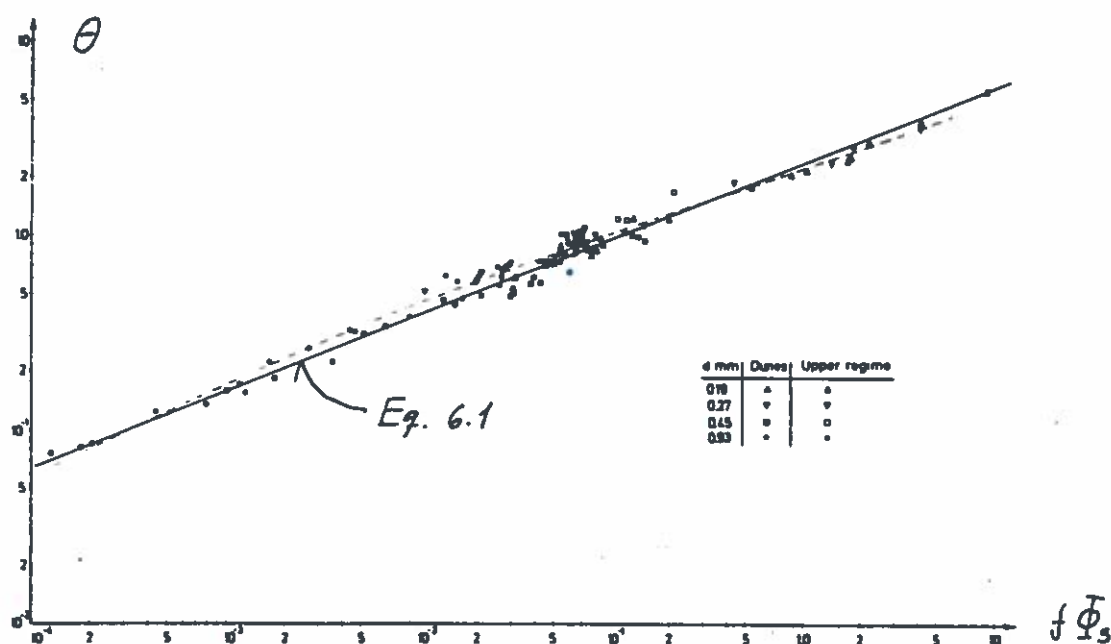


Fig. 6.1. Comparison between Eq. (6.1) and Fort Collins data

It is an interesting feature that Eq. (6.1) can be used for both the upper and the lower flow regime.

If we accept Eq. (6.1) and the flow resistance predictor of section 5, it is possible to construct a design chart as the one presented next page. Only the lower flow regime is considered.

The ordinate is the discharge of water $q = VD$ (per unit width) made dimensionless by the divider

$$\sqrt{(s-1)gd^3}$$

The abscissa is simply the parameter Φ_s (dimensionless total bed material transport rate). The solid curves indicate constant values of the slope I , while the dotted curves correspond to depth D over mean fall diameter d .

If the sediment density deviates considerably from 2.65, then the slope I should be replaced by

$$I \frac{1.65}{s-1}$$

The design chart can be used in several different ways, as illustrated by the following examples.

Example 1

Suppose an alluvial irrigation channel of width $B = 10$ m has to carry a water discharge of $Q = 6.0$ m³/s and a sediment discharge of $Q_s = 2.6 \times 10^{-4}$ m³/s, and that the mean sediment diameter is $d = 0.4$ mm.

The ordinate of the design chart is then

$$\frac{Q}{B\sqrt{(s-1)gd^3}} = \frac{6.0}{10\sqrt{1.65 \times 9.81 \times (0.4 \times 10^{-3})^3}} = 1.86 \times 10^4$$

Similarly the abscissa is

$$\Phi_s = \frac{Q_s}{B\sqrt{(s-1)gd^3}} = 0.81$$

These two values define a point in the design chart, and we readily see that

$$I = 3 \times 10^{-4} \quad ; \quad \frac{D}{d} = 2.4 \cdot 10^3$$

from which $D = 0.96$ m.

Hence, the channel should be excavated with the calculated slope and will carry the prescribed load with a natural depth of about one meter.

Example 2

Calculate the stage-discharge relation for an alluvial stream with slope $I = 9 \times 10^{-4}$ and $d = 0.38$ mm.

First we choose a water depth, for instance $D = 0.30$ m. Then

$$\frac{D}{d} = \frac{0.3}{0.38 \times 10^{-3}} = 790$$

This and I defines a point in the design chart, from which we then read the ordinate and abscissa:

$$\frac{q}{\sqrt{(s-1)gd^3}} = 5 \times 10^3 \quad \text{and} \quad \Phi_s = 0.55$$

$$q = VD = 5 \times 10^3 \sqrt{1.65 \cdot 9.81 \cdot (0.38 \cdot 10^{-3})^3} = 0.15 \text{ m}^3/\text{s/m}$$

THE CONTINUITY EQUATION FOR SEDIMENT

We consider the nonuniform flow over dunes as sketched in Fig. 6.2

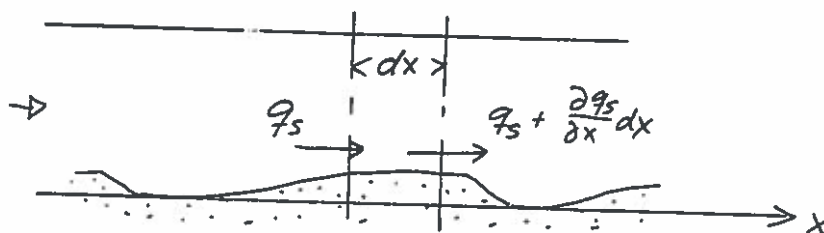


Fig. 6.2. Flow over a dune.

Then we consider to consecutive sections spaced dx apart. The total sediment transport per second is q_s through the upstream section and is $q_s + \frac{\partial q_s}{\partial x} dx$ through the downstream section.

Hence, the net outflow of sediment is $\frac{\partial q_s}{\partial x} dx$.

This must equal the rate of change in volume of sediment stored between the sections:

$$-\frac{\partial}{\partial t} [(1-n)h dx]$$

where n is the porosity and h the dune height, see figure.

Hence we get the equation of continuity

$$\frac{\partial q_s}{\partial x} = -(1-n) \frac{\partial h}{\partial t} \quad (6.2)$$

We shall later make use of this equation in the stability analysis. At present we remark, that if we make the idealizing assumption that the dunes are moving downstream at a constant velocity c without changing shape, we can write

$$h = h(x - ct)$$

A solution of Eq. (6.2) will then be

$$q_s = (1-n)ch + \text{const.}$$

If bed load transport is prevailing, the constant can be disregarded. Then it is realized that the local rate and bed load transport is proportional to the local height of the bed, i.e. maximum at the crest, vanishing at the trough.

7. The Formation of Bed Forms.

It has been a continuous challenge to scientists why the bed forms grow and change from one form to another, yet remain stable for a given set of flow and sediment conditions.

Most scientists today agree that the problem of sand wave formation is a problem of instability. Suppose that an originally plane bed is slightly perturbed so that the flow and sediment transport is disturbed. Then there will be the following two main possibilities.

1) The changes in flow pattern and sediment transport will tend to attenuate the amplitude of the perturbation, so that the bed goes back to original plane state. This means that the plane bed is stable.

2) The second possibility is that the flow causes the perturbation of the bed to increase in time, which corresponds to the unstable situation, ultimately leading to the formation of ripples, dunes or antidunes.

Before we can see whether this line of thinking leads to conclusions in agreement with observations, it is necessary to put it in mathematical form. It is not possible here to go into details, but an indication of the method can be given quite simply as follows.

Fig. 7.1 shows a longitudinal section through the channel. The sand bed has been given a small sinusoidal perturbation with the amplitude h_0 , so that the surface of the sand bed is described by

$$h = h_0 \exp[ik(x-ct)] \quad (7.1)$$

where k is the wave number ($= 2\pi/L$, where L is the wave length), x is a coordinate in the main flow direction, t is time and c is the migration velocity of the sand wave, while i is the imaginary unit $\sqrt{-1}$.

Eq. 7.1 may alternatively be written

$$h = h_0 [\cos k(x-ct) + i \sin k(x-ct)]$$

and only the real part of this expression is supposed to have physical significance.

As in most theories of hydrodynamic instability the idea is to assume the migration velocity c to be complex, i.e.

$$c = c_r + i c_i \quad (7.2)$$

so that the exponent in (1) becomes

$$ik(x-ct) = ik(x - \{c_r + i c_i\}t) = ik(x - c_r t) + kc_i t$$

Then eq. (1) becomes

$$h = h_0 e^{kc_i t} \exp[ik(x - c_r t)] \quad (7.3)$$

From this it is realized that if c_i can be calculated, it may be used to determine whether the flow situation is stable or not. If c_i is positive the factor

$$e^{kc_i t}$$

indicates that the bed waves grow exponentially in time. On the other hand, if c_i is negative the perturbation will attenuate and the bed becomes plane again.

We can proceed a little further by considering the well-known continuity equation for the sediment, Eq. (6.2), p.36

$$\frac{\partial q_s}{\partial x} = -(1-n) \frac{\partial h}{\partial t} \quad (7.4)$$

Here q_s is the rate of sediment transport and n the porosity of the sand bed. It is easily seen, that this equation can be satisfied with Eq.(7.1) and the following expression for the transport rate:

$$q_s = q_{s0} + \Delta q_s \exp[ik(x-ct-\delta)] \quad (7.5)$$

where δ is a phase lag between the local rate of sediment transport and the bed form. q_{s0} is the average (undisturbed) transport rate. With Eqs.(7.4) and(7.5) the continuity equation is satisfied provided

$$\Delta q_s e^{-ik\delta} = (1-n)h_0 c$$

$$\text{or} \quad c = \frac{\Delta q_s}{(1-n)h_0} [\cos k\delta - i \sin k\delta] \quad (7.6)$$

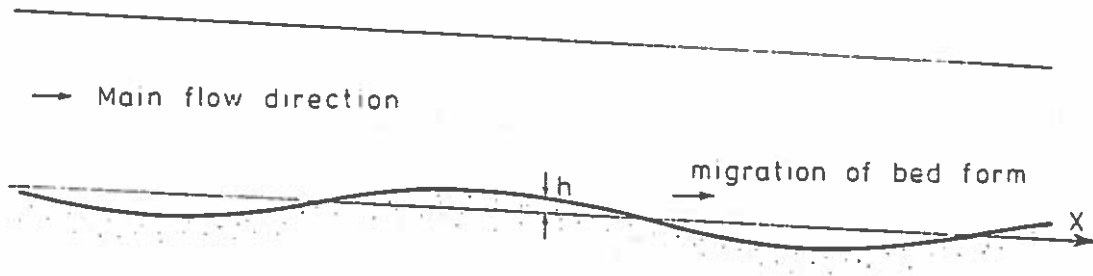
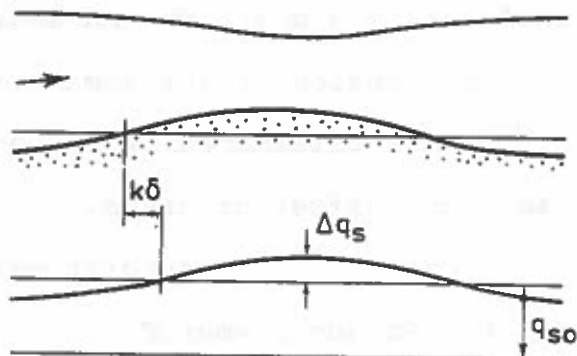


Fig. 7.1 Definition sketch, perturbation of sand bed.

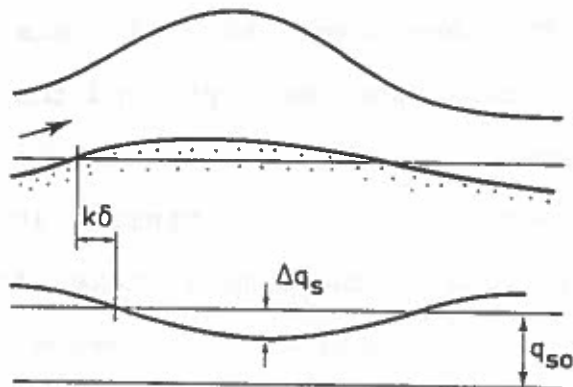
CASE I:
SUBCRITICAL FLOW

$$F^2 < \frac{\tanh(kD)}{kD}$$



CASE II:
SUPERCRITICAL FLOW

$$\frac{\tanh(kD)}{kD} < F^2 < \frac{\coth(kD)}{kD}$$



CASE III:
SUPERCRITICAL FLOW

$$F^2 > \frac{\coth(kD)}{kD}$$

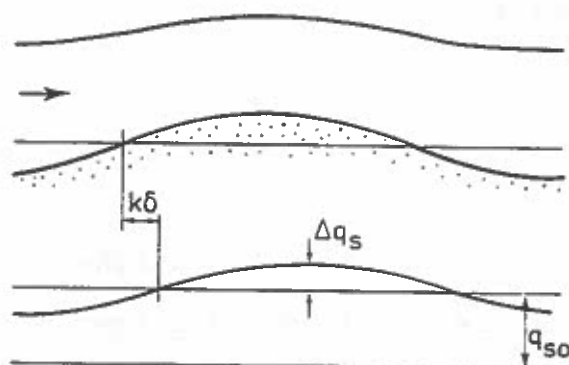


Fig. 7.2

The imaginary part of c_1 is found to be

$$c_i = \frac{\Delta q_s}{(1-n) h_o} (-\sin k\delta) \quad (7.7)$$

THE FORMATION OF ANTIDUNES

Let us first consider the simple case that the phase shift δk is a positive and smaller than π , as will the case when suspension is the dominating transport form. The sign of c_1 is then determined by Δq_s and a complete discussion comprises three different cases.

Case I is the subcritical flow, defined by the criterion for the Froude number F :

$$F^2 < \frac{\tanh(kD)}{kD}$$

(For long waves, $kD \ll 1$, this becomes equal to $F < 1$).

In this case the depth and the bed form are 180° out of phase, see Fig. 7.2. Consequently the sediment transport rate is maximum near the crest and minimum at the trough, apart from the lag $k\delta$, due to the time it takes for sediment to settle and rise in the nonuniform flow. Hence Δq_s is positive and - according to (7.7) - c_1 is negative, which means stability. Case II belongs to supercritical flow. When the Froude number F lies in the interval

$$\frac{\tanh(kD)}{kD} < F^2 < \frac{\coth(kD)}{kD}$$

it is known from traditional potential theory that the water surface amplitude is larger than the bed wave amplitude, see Fig. 7.2. Hence, sediment transport is minimum at the crest,

which means that Δq_s is negative, i.e. c_1 is positive, indicating instability.

Case III comprises the largest values of F

$$F^2 > \frac{\coth(kD)}{kD}$$

In this case the flow is still supercritical, but the surface amplitude is smaller than the bed wave amplitude, so that again Δq_s is positive and the flow stable.

The result of this investigation is, that the flow is unstable in case II, but stable in case I and III.

From Eq. 7.6 it is seen that the migration velocity c_r of the bed waves is negative in case II, corresponding to what we call antidunes (see p. 9).

In Fig. 7.3 is shown the areas corresponding to the three cases. The points correspond to all the antidune observations from Fort Collins (circles) and some data from J.F. Kennedy. The data confirm the instability of the area corresponding to case II, and the stability of case III.

Case I, which shall now be discussed in greater detail, is much more complicated because the assumption of dominating suspension used in the above discussion, is not usually fulfilled for subcritical flow.

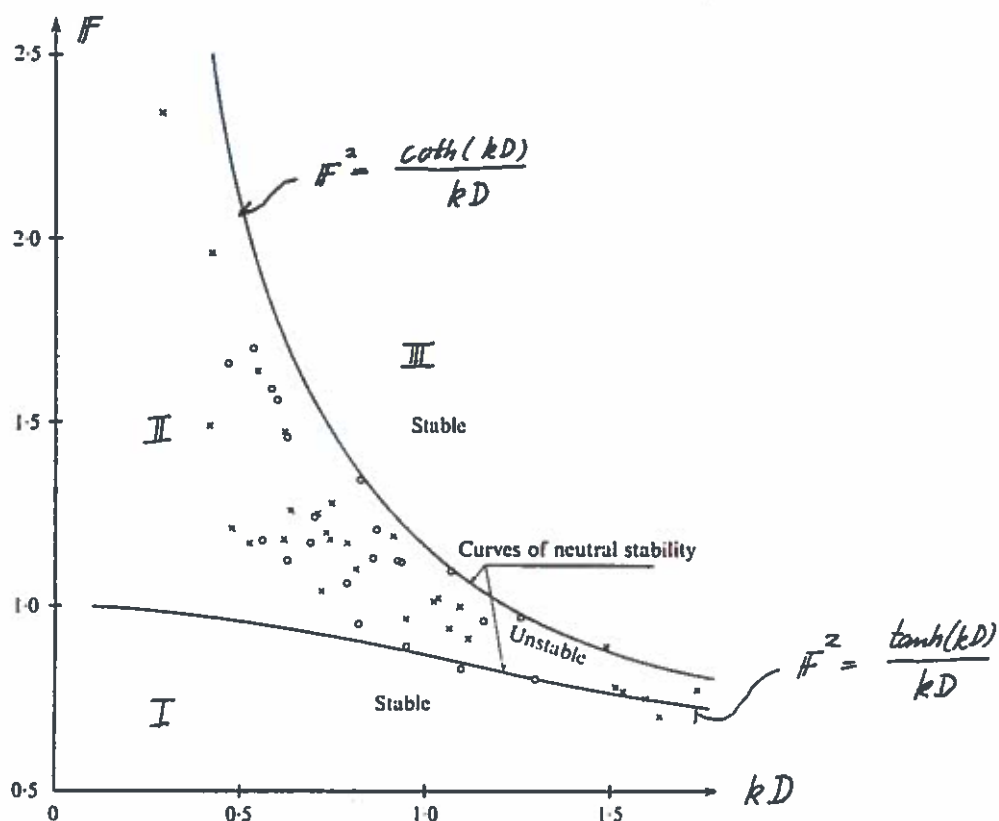


FIG 7.3 . Asymptotic stability boundaries. Experiments by Guy, Simons & Richardson (1966): O, $d = 0.19-0.47$ mm; and by Kennedy (1961): x, $d = 0.23-0.55$ mm.

THE FORMATION OF DUNES

Let us consider the subcritical flow situation ($\Delta q_s > 0$). Because of Eq. 7.7 the stability condition can be expressed in terms of the phase shift δ . If δ is negative the flow is unstable, while $\delta > 0$ assumes stability.

The difficulties appear when δ has to be calculated from the laws of motion of (turbulent) fluid and sediment particles. The main conclusion that can be drawn from the available research is that δ depends on the following items, quoted in the order of decreasing importance:

- 1) Fluid friction
- 2) Rate of suspended sediment (versus bed load)
- 3) Gravity forces on moving bed load
- 4) Inertia of sediment particles
- 5) Percolation in the river bed

In most cases the two first items are decisive, so let us spend a little more time in discussion of those. In the subcritical area (Fig. 7.2, case I) the flow upstream of the crest is converging, while the flow from crest to trough is diverging.

Now flow in converging channels gives larger fluid friction on the wall than uniforms. Diverging flow, on the other hand, gives smaller fluid friction than uniform flow, in fact if the divergence angle is about 5° friction drops to zero and separation comes up. As a consequence of this bed friction is not just in phase with velocity (and bed form), but there is a negative phase shift, or a negative contribution to δ .

This explains why dunes develop at low flow stages where the contribution to δ from fluid friction is dominating. For increasing Froude number the rate of suspended sediment increases and imposes a positive contribution to δ , which ultimately surpasses the negative contribution from friction and causes stability (plane bed) in the subcritical area as observed both in laboratory and in the field, Fig. 2e.

An interesting example of this is the flow in Missouri River (U.S.A.), where a decrease in temperature during the

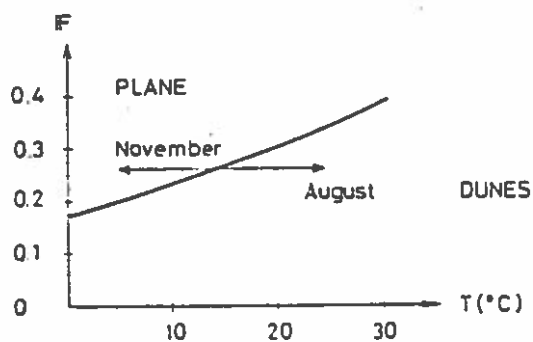
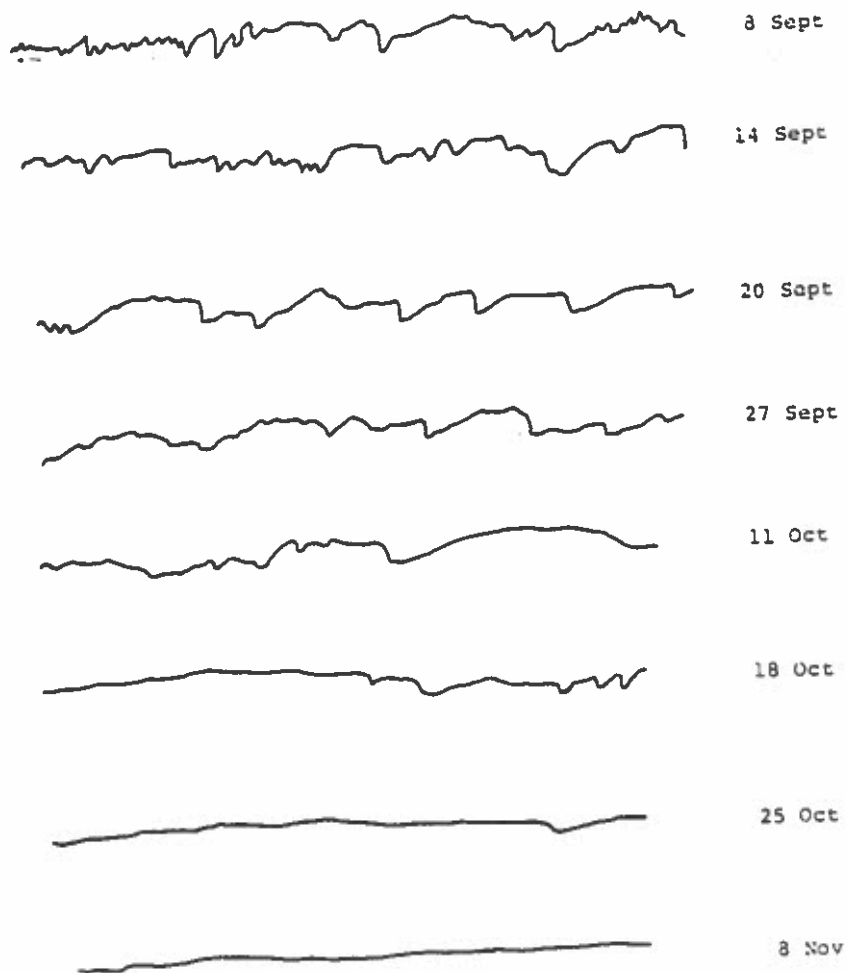


Fig.7.4 Sounding records in Missouri river and calculated stability limit.

autumn first causes a stretching of the dunes and ultimately smoothes out the bed so that it becomes quite plane. This is illustrated in Fig. 7.4 that shows sounding records of the bed in the period from September to November. In this period the temperature drops about 20 Celsius degrees, while other hydraulic parameters remain essentially unchanged (discharge, sediment yield).

The increased temperature tends to distort the balance between bed load and suspended load in favour of the suspension, which is sufficient to explain the transition from dunes to plane bed. By use of stability theory it has been possible to account in detail for this transition, which is of course of considerable importance for the river traffics. The reduced flow resistance following the disappearance of the dunes means smaller depth and increased current in the river.

The conclusion is that the stability theory (contrary to other theories) is able to explain the most important features of the bed form in alluvial streams, but the theory cannot be considered completely satisfactory for several reasons.

Most important is that most stability theories are linear theories assuming sinusoidal bed perturbations, while the bed waves in nature are always skew and tend to create flow separation at an early stage.

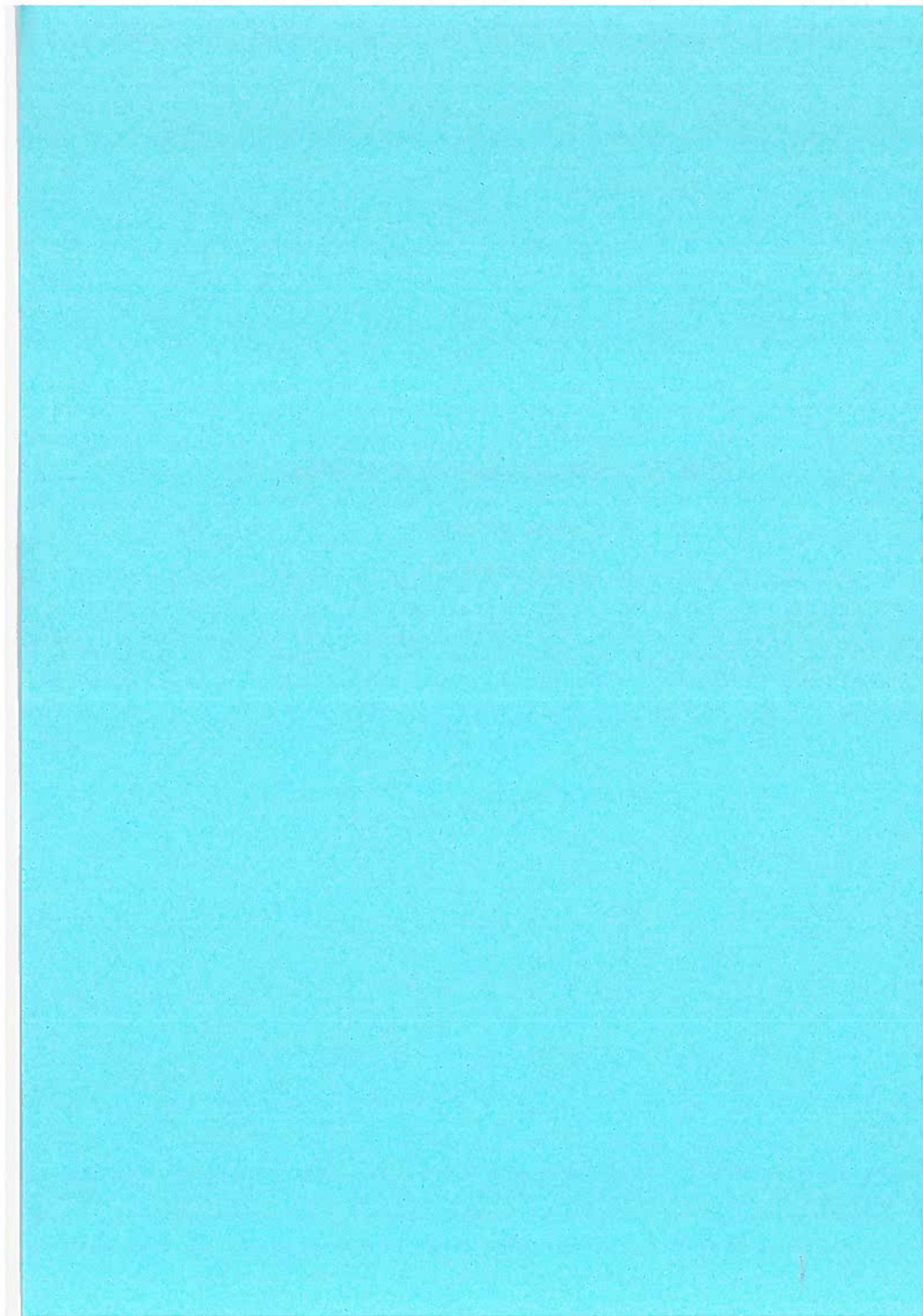
REFERENCES

- Ackers, P. and W.R. White: Sediment transport, new approach and analysis. Proc. ASCE 1973, Vol. 99, HY11.
- Bagnöld, R.A.: Experiments on a gravity-free dispersion of large solid spheres in a Newtonian fluid under shear. Proc. Roy.Soc., Vol. 225, A, 1954.
- Einstein, H.A.: The bed-load function for sediment transportation in open channel flows. Techn. Bull. No. 1026. U.S. Dept. of Agriculture, Sept. 1950.
- Engelund, F.: Hydraulic resistance of alluvial streams. Proc. ASCE 1966, Vol. 92, No. HY2, March 1966, pp. 315-326. Closure: 1967, Vol. 93, No. HY4, pp. 287-296.
- Engelund, F.: Instability of erodible beds. J. Fluid Mech. 1970, Vol. 42, Part 2, pp. 225-244.
- Engelund, F. and Eggert Hansen: A monograph on sediment transport in alluvial streams. Copenhagen 1972, Danish Technical Press.
- Engelund, F. and J. Fredsøe: Transition from dunes to plane bed in alluvial channels. ISVA 1974, Series Paper No. 4.
- Engelund, F. and J. Fredsøe: A sediment transport model for straight alluvial channels. Nordic Hydrology 1976, Vol. 7, pp. 293-306.
- Fredsøe, J. and F. Engelund: Bed configurations in open and closed alluvial channels. ISVA 1975, Series Paper No. 8.
- Guy, H.P., D.B. Simons and E.V. Richardson: Summary of alluvial channel data from flume experiments 1956-61. Geol. Survey Prof. Paper, 462-I, 1966.
- Kennedy, J.F.: The mechanics of dunes and antidunes in erodible-bed channels. J. Fluid. Mech. 1963, Vol. 16, part 4, pp. 521-544.
- Luque, R. Fernández and R. van Beek: Erosion and transport of bed load sediment. Jour. of Hydr. Res. 1976, Vol. 14, No. 2, pp. 127-144.
- Shields, I.A.: Anwendung der Ähnlichkeitmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung. MiH. Preuss. Ver.-Anst. No. 26, Berlin 1936.
- Yang, C.T.: Unit Stream Power Equations for Total Load. Journal of Hydrology 1979, Vol. 40, No. 1/2, pp. 123-138.

FLOW IN CURVED AND MEANDERING CHANNELS

Lecture notes by

Frank Engelund



FLOW IN CURVED AND MEANDERING CHANNELS

Lecture notes by Frank Engelund

1. The origin of meandering and braiding.

The basic theories of sediment transport in alluvial channels are usually established and checked using data from flumes and nearly straight river sections. As we all know the usual appearance of water courses is not straight at all. One very frequent form is the meandering river (Fig. 1.1a), another is the braiding (Fig. 1.1b).

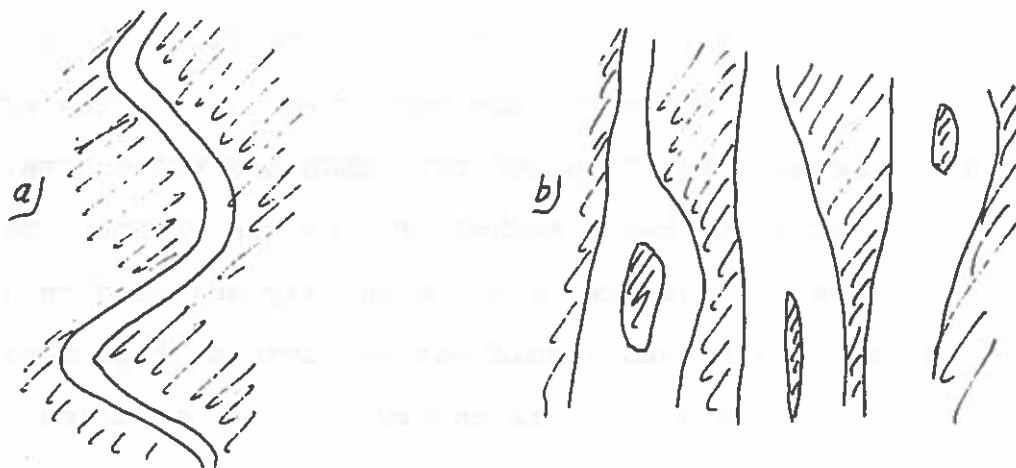


Fig. 1.1. Meandering river (a) and braiding river (b).

The reason for meandering of a river seems to be a case of instability, as can be demonstrated by a simple experiment in the laboratory: Even if a straight alignment is excavated, the running water will soon make a sinuous course, ending up in one of the patterns sketched in Fig. 1.1. If the flow in a straight channel is unstable some of the small (unavoidable) perturbations will be increased as time goes by.

One way of carrying out such an analysis is to consider an alluvial channel with fixed and impermeable side walls. The bed is then assumed to be deformed by a double-periodic perturbation, as indicated in Fig. 1.2 and Fig. 1.3a.

If the hydraulic situation is such that the amplitude of the perturbation increases in time, the flow is unstable. The particular perturbation, that has the largest rate of amplification is likely to determine the ultimate wavelength.

However, such a simple "meanderlike" development is not the only existing possibility. It is also necessary to investigate perturbations having only half the wavelength in the transverse direction (Fig. 1.3b) or even only one fourth (Fig. 1.3c).

If, for instance, the perturbation illustrated in Fig. 1.3c has a larger amplification rate than the two others, braiding of the river (with two branches) may be the ultimate result.

The mathematics of the stability analysis^{is} rather extensive and complicated and should not be given at this occasion. To my opinion the only complete theory is that presented by Fredsøe (1978). The most important results are summarized in Fig. 1.4 and 1.5.

Fig. 1.4 is the stability diagram, where the abscissa is the Shields parameter θ and the ordinate is depth D over width B (times π). Obviously the ratio between depth and width is the most decisive parameter, while θ is responsible only for minor modifications. Rather simplified the results can be summarized like this:

- 1) When D/B is smaller than about 0.02 braiding will occur, the more shallow the river, the more branches.
- 2) When $0.02 < D/B < 0.1$

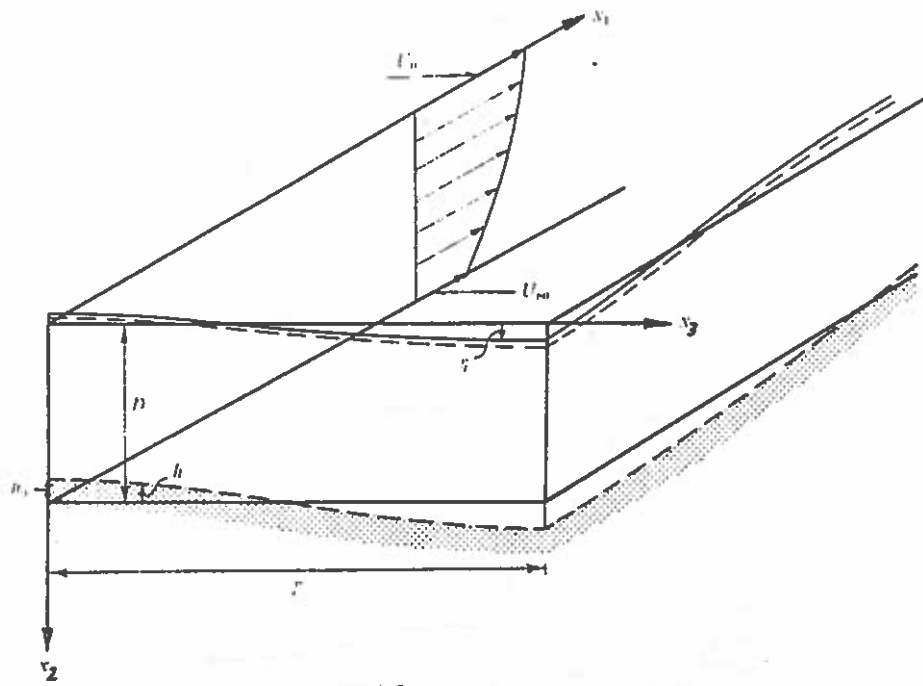


FIG. 1.2 . Definition sketch.

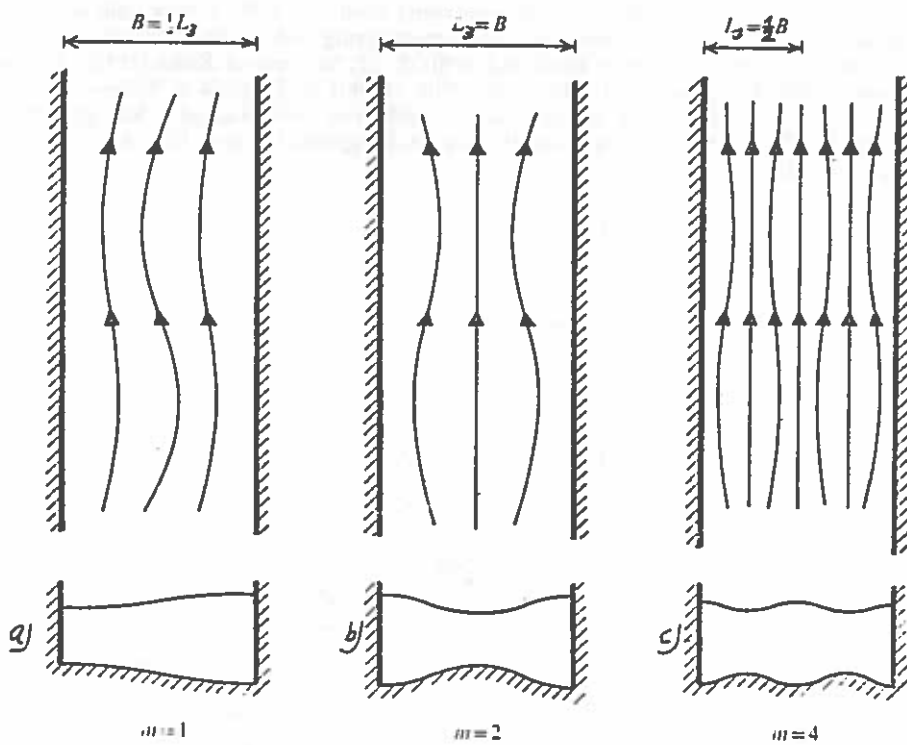


FIG. 1.3 . Sketch illustrating meandering ($m = 1$) and braiding ($m = 2$ and 4). Typical streamline patterns (above) and cross-sections (below).

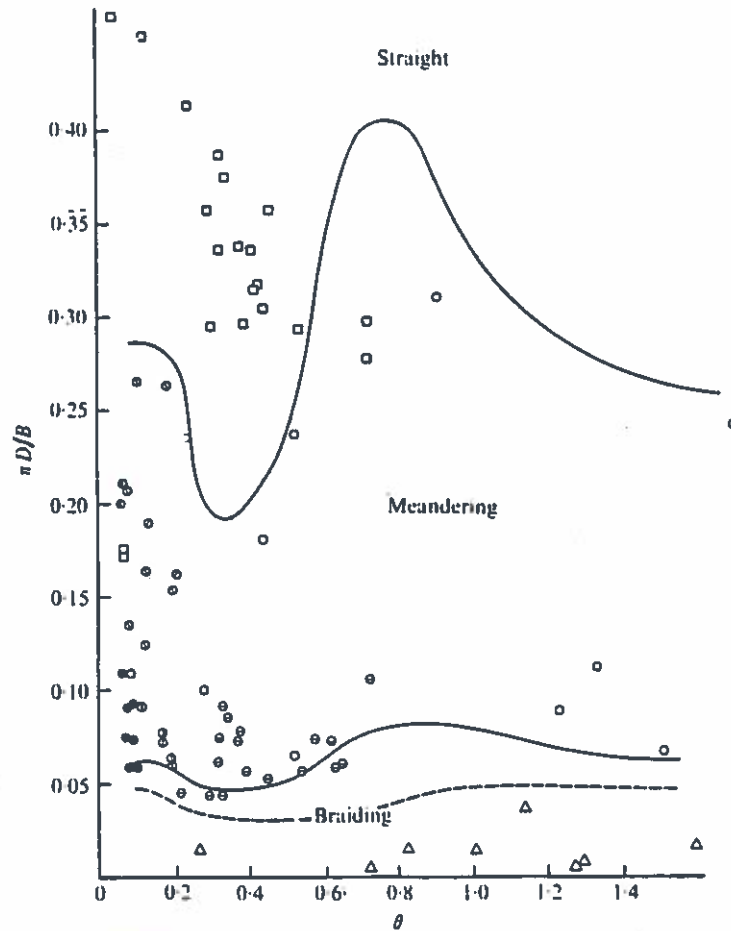


FIG. 1.4. Stability diagram for a dune-covered river. $s = 2.65$, $D/d = 1000$ and $c_D = 7$. The rectangles indicate straight data, the circles meandering and the triangles braiding. \ominus , Ackers & Charlton (1970); \square , Shen & Komura (1968); \oplus , \boxplus , Schumm & Khan (1972); \odot , Ashnida & Narai (1969); \bullet , Callander (1969); \odot , Friedkin (1945); \odot , Leopold & Wolman (1957); \circ , Δ , data from rivers (Einstein & Barbarossa 1951; Schumm 1969; Hubbel & Matejka 1959; Danish rivers, The Danish Health Society and B. Haasholt, Geografisk Institut, University of Copenhagen, unpublished).

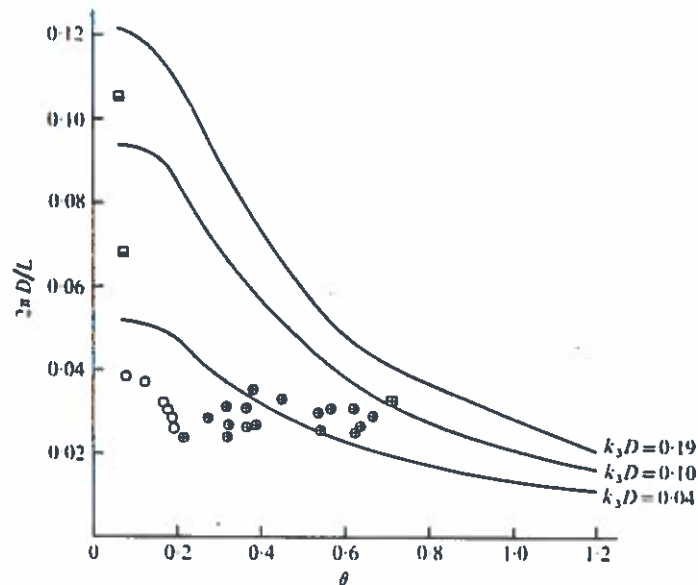


FIG. 1.5. Comparison of predicted and longitudinal length of meanders for a dune-covered bed. The circles indicate data between the limits $0.04 < k_3 D < 0.1$, while the rectangles indicate data for which $k_3 D > 0.1$, $s = 2.65$, $D/d = 1000$ and $c_D = 7$. \circ , Schumm (1969); \oplus , \boxplus , Ackers & Charlton (1970); \square , Ashnida & Narai (1969).

the river will tend to meander. 3) When $D/B > 0.1$ the channel will remain straight, which explains why significant meandering is usually absent in the ordinary sediment flumes.

In Fig. 1.4 several observations are plotted and generally they confirm the validity of the calculated stability limits. In Fig. 1.5 is given the calculated longitudinal wavelength (meander-length) and some observations.

Such comparisons have the greater difficulty that in practice the amplitudes are very large, contrary to the assumptions of the theory. Anyway, the linear stability theory mentioned, is merely the first step on a long road, and the results obtained so far must be estimated as - at least - promising.

2. Flow in curved channels.

When water flows from a straight channel into a bend, the nonuniformity of ^{the} centrifugal forces will induce a so-called secondary or helical flow, which is a transverse circulation. Similarly, when the water flows from a channel bend into a straight length, this secondary flow will gradually decay.

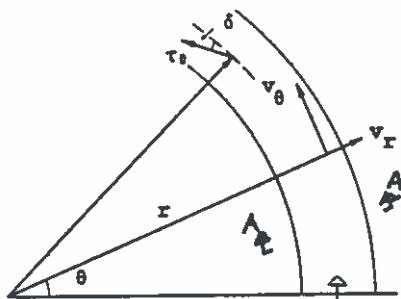
To understand this let us consider a fully developed, uniform flow in a wide, (curved) rectangular channel, see Fig. 2.1, where the left part is a plan view and the right part is a cross section.

V_θ is the longitudinal (tangential) velocity component, V_r is the radial, both are varying with the level z . The channel is wide and the radius of curvature is large compared with the width.

The variation of V_θ over a vertical is the well-known logarithmic. Under these circumstances the radial flow equation reads:

$$-\frac{V_\theta^2}{r} = -\frac{\partial}{\partial r}(gh) + \nu \frac{\partial^2 V_r}{\partial z^2} \quad (2.1)$$

FLOW IN BEND



Section A-A:



Fig. 2.1 Plan of curved channel, definition sketch

Open channel flow:

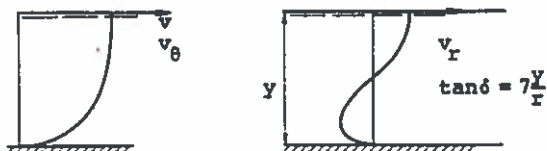


Fig. 2.2

FLOW IN ANNULAR FLUME

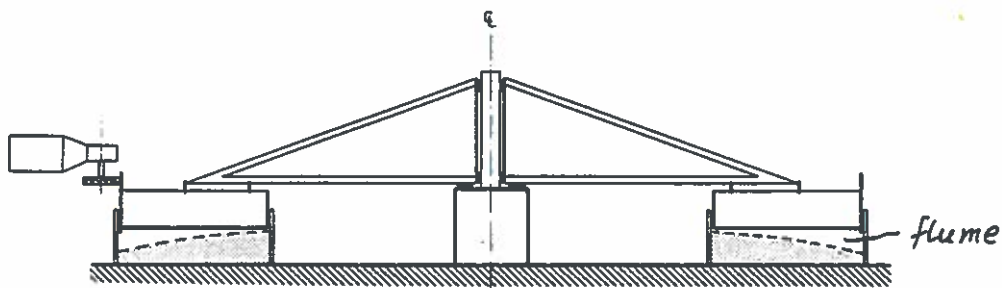


Fig. 2.3 Sketch of experimental set-up

Closed channel flow (Couette type):

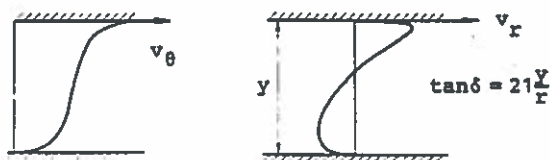


Fig. 2.4 Distribution of velocity components in curved channels.

in which g is the acceleration of gravity, h is the level of the free water surface, z a vertical coordinate and ν_T the eddy viscosity.

The physical interpretation of this equation is easily realized. The left-hand side is the centrifugal force per unit mass, which is mainly balanced by the pressure gradient term on the right-hand side. However, because the velocity V_θ varies over the vertical, the centrifugal force cannot be adequately balanced by the pressure gradient (which is constant), and hence the last term (friction term) is also needed.

Solution of the equation gives a distribution of the radial velocity component V_r as shown in Fig. 2.2, and compared with observations. This means that along the free water surface the particles have a component away from the centre of curvature, while near the bottom the particles have an inward component. In between the water particles do not simply move in circles, but move in spirals (helical motion).

From the point of view of sediment transportation this has the very important effect that the bed shear stress (tractive stress) τ_b has an inward component. The shear stress forms an angle δ with the main flow direction as indicated in Fig. 2.1. For the considered simple open channel flow it was calculated to be

$$\tan \delta = 10 \frac{y}{r} \quad (2.2)$$

where y is the local depth. Eq. (2.2) is valid for arbitrary shape of the cross section, provided this is sufficiently shallow.

An example which is easier to perform experimentally is the closed annular flume, where the flow is brought about by rotation of a cover in touch with the water, see Fig. 2.3. The flow then becomes of the type usually called "Covette flow". The distribution of the velocity components are given in the Fig. 2.4. In this case the deviation angle δ is determined by

$$\tan \delta = 21 \frac{y}{r} \quad (2.3)$$

3. Sediment particles moving on a bed with transverse slope.

When sediment transport is taking place on a bed with a transverse slope α , the particle paths will, on an average, form an angle ψ with the direction of the tractive stress, see Fig. 3.1. While the sediment particle is pushed in flow direction by the tractive forces, it is simultaneously moving a little downhill because of the effect of gravity. An estimate of the angle ψ is obtained by considering the forces acting on the particle, see Fig. 3.1.

The submerged weight of a particle is W and the lift force F_L . The total normal component is then

$$(W - F_L) \cos \alpha$$

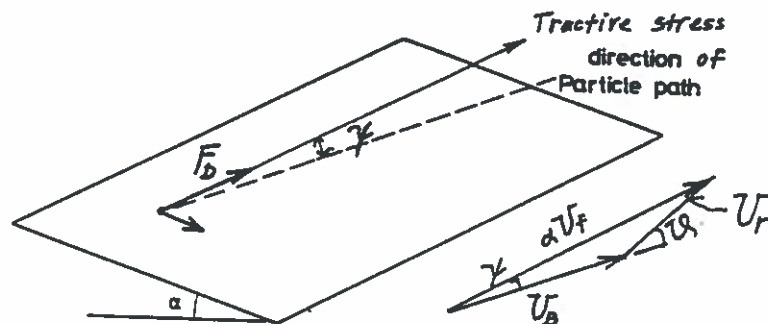


Fig3.1 The motion of a single sediment particle on a sloping plane.

If the dynamic friction coefficient is β (as in section 4, p. 20), the drag on the particle is

$$F_D = \beta (W - F_L) \cos \alpha \quad (3.1)$$

The direction of the drag force is determined by the relative velocity U_r , see sketch in Fig. 3.1. When ψ is supposed to be a small angle, the magnitude of U_r is :

$$U_r \approx \alpha U_f - U_B \quad (3.2)$$

The longitudinal force equilibrium again lead to Eq. 4.4, while the transverse equilibrium becomes:

$$(W - F_L) \sin \alpha = F_D \sin \vartheta = \beta (W - F_L) \cos \alpha \sin \vartheta$$

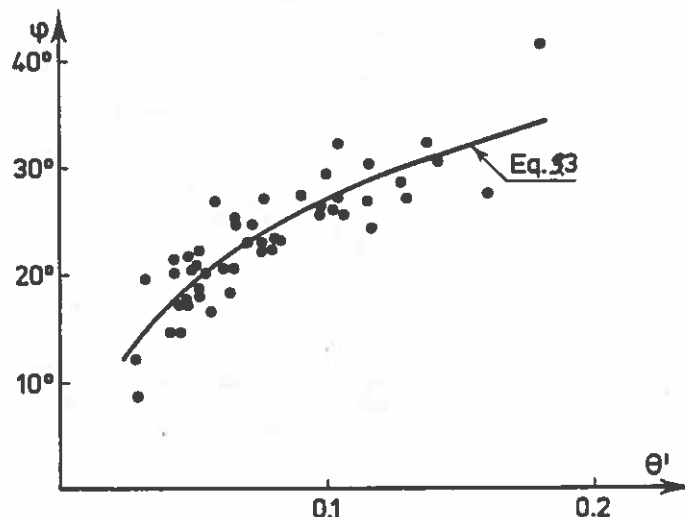
The angle ϑ is determined by purely geometrical considerations (see Fig. 3.1).

$$\tan \vartheta = \frac{\alpha U_f \sin \psi}{\alpha U_f \cos \psi - U_B} = \sqrt{\frac{\theta'}{\theta_0}} \tan \psi$$

when Eq. 4.4 has been used.

The angle ψ is therefor given by an expression (see Fig. below)

$$\tan \psi \approx \psi = \frac{\tan \alpha}{\tan \varphi}, \text{ where } \tan \varphi = \text{const.} \times \sqrt{\frac{\theta'}{\theta_0}} \quad (3.3)$$



Comparison between Eq. (3.3) and experiments

An interesting example of its application is the theory of sedimentation in navigation channels suggested by Fredsøe (1978). In the simplest case the current is parallel to the alignment of the channel, see Fig. 3.2.

The lateral rate of sediment transport (bed load is assumed) amounts to

$$q_b \tan \psi = - \frac{q_b}{\tan \psi} \frac{\partial h}{\partial x}$$

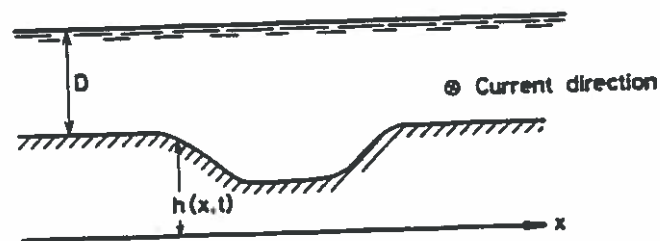


Fig. 3.2. Definition sketch

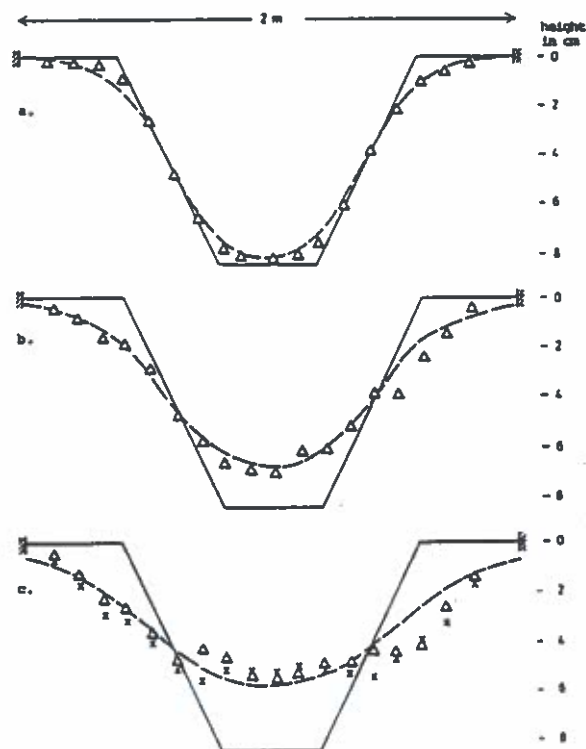


Fig. 3.3 Comparison between theory (dotted line) and experiments (Δ : exp. I, \times : exp. II). $q_b = 1.9 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.
a: $t = 1200 \text{ sec}$. b: $t = 6000 \text{ sec}$. c: $t = 12000 \text{ sec}$.

The equation of continuity for the sediment, Eq. 6.2, then gives

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[- \frac{q_b}{\tan \varphi} \frac{\partial h}{\partial x} \right] = - (1-n) \frac{\partial h}{\partial t}$$

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{q_b}{(1-n) \tan \varphi} \frac{\partial h}{\partial x} \right] = \frac{\partial h}{\partial t}$$

which is a parabolic differential equation (heat conduction).

In Fig. 3.3 the solution of this is compared with the result of flume experiments. The friction angle was found to be a little smaller than the static friction angle (angle of repose). The ability of the theory to predict the development of the sedimentation is an experimental verification of the applicability of Eq. 3.3.

Another example is the calculation of the bed form in the annular flume. Suppose that the sand has originally been placed so that the bed was horizontal. When the cover is brought into rotation and forces the water to flow, the helical motion develops. This means that sediment is eroded along the outer side and becomes deposited along this inner side, thus creating a transverse slope. This in turn means that a component of sediment transport downhill is started, and ultimately an equilibrium situation with stable bed form develops. In this situation the sediment particles will (on an average) move in concentric circles, or - what amounts to the same thing - the two deviation angles δ and ψ must be numerically equal. This is expressed mathematically as

$$21 \frac{y}{r} = \frac{1}{\tan \varphi} \frac{dy}{dr}$$

using Eqs. (2.3) and (3.3). The solution of this differential equation is

$$y = \text{const.} \times r^{21 \tan \varphi} \quad (3.5)$$

This result is compared with flume experiments in Fig. 3.4. Here ω denotes the angular speed of the cover. For the smaller speeds the agreement is very good, provided φ is taken as a little smaller than the angle of repose (as before). For the largest speeds there is a very great disagreement. The explanation is, that in case of high speeds a large portion is carried in suspension. The excess transverse slope means an excess rate of outward bed transverse, which must be balanced by the inward transport of suspended sediment

$$q_b \tan(\gamma - \delta) = q_s \tan \delta$$

where q_s is the suspended load. This has the result that the exponent in Eq. (3.5) is changed to

$$21 \tan \varphi \left[1 + \frac{q_s}{q_b} \right]$$

The corresponding bed form is shown in the figure(3.5).

4. Flow in meandering channel.

We consider the flow in a sinuous channel with fixed side walls and movable bed, see Fig. 4.1. Here it is appropriate to introduce the curvilinear coordinates: s is the distance along the centerline of the channel, while the coordinate n is perpendicular to the channel. The shape of the channel is supposed to be determined by the curvature relation

$$\frac{1}{r} = \frac{1}{R} \cos \frac{2\pi s}{L} \quad (4.1)$$

in which r is the local radius of curvature, while R is fixed (= minimum).

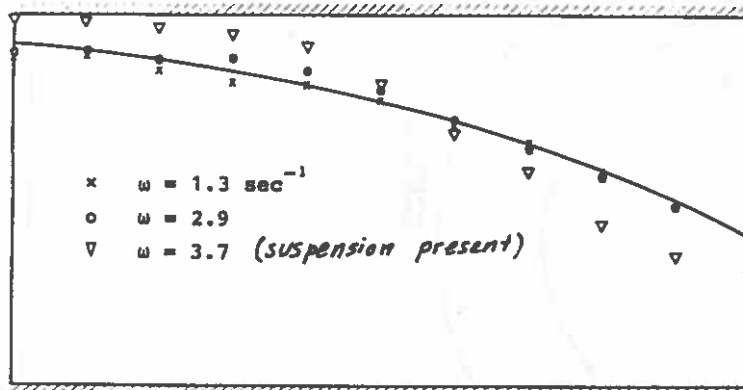


Fig. 3.4 Mean bed elevation for different speeds of rotation. Maximum depth $y_0 = 8 \text{ cm}$, sand size 0.75 mm .

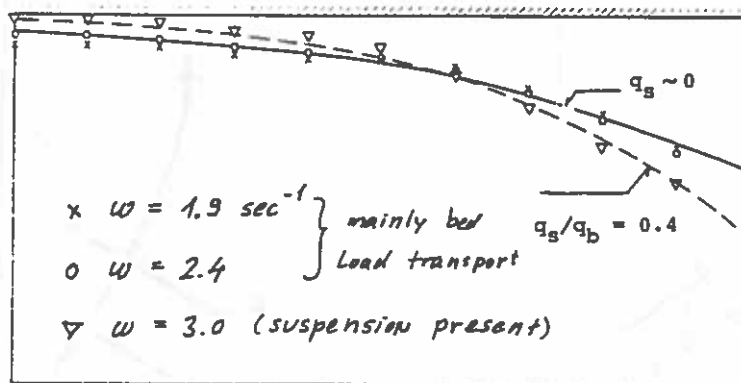


Fig. 3.5 Mean bed elevation for different speeds of rotation. Maximum depth $y_0 = 4.2 \text{ cm}$. The curve corresponds to Eq. with $\varphi = 26^\circ$.

Dotted line is calculated surface when suspended load is considered.

R. Hooke's
experiments

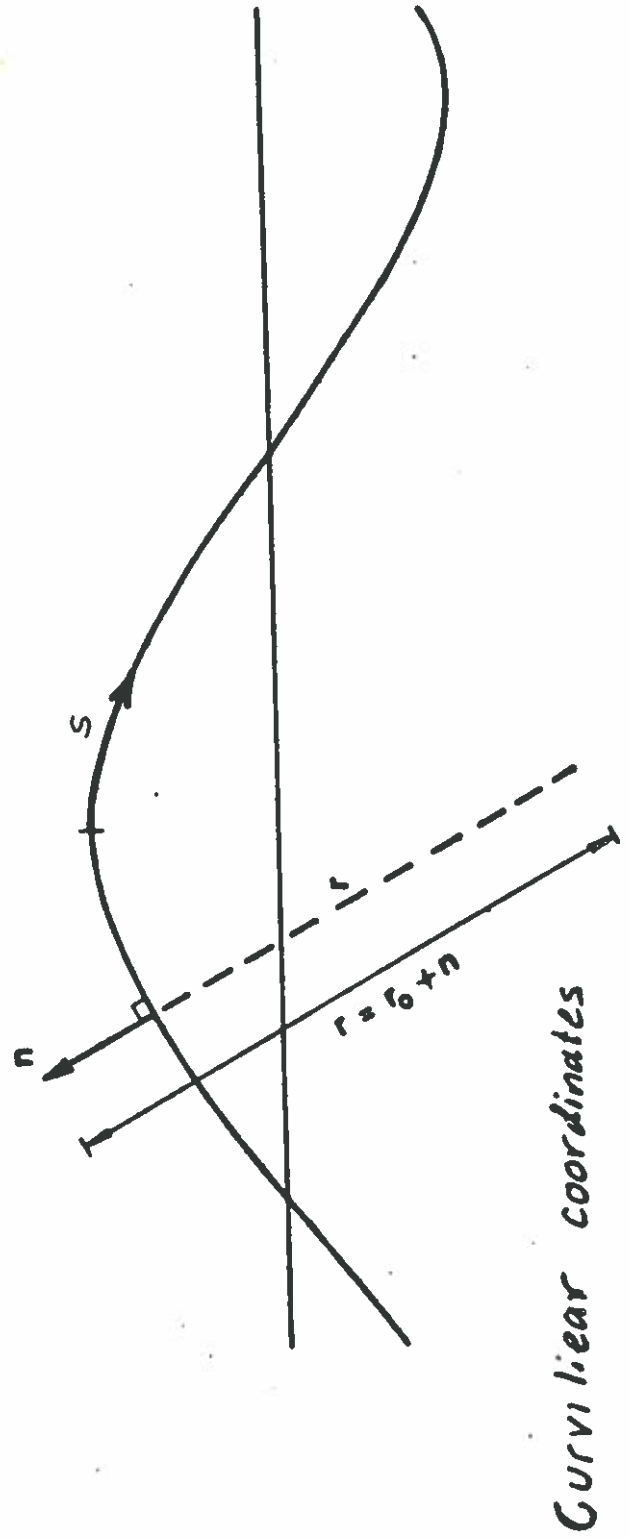
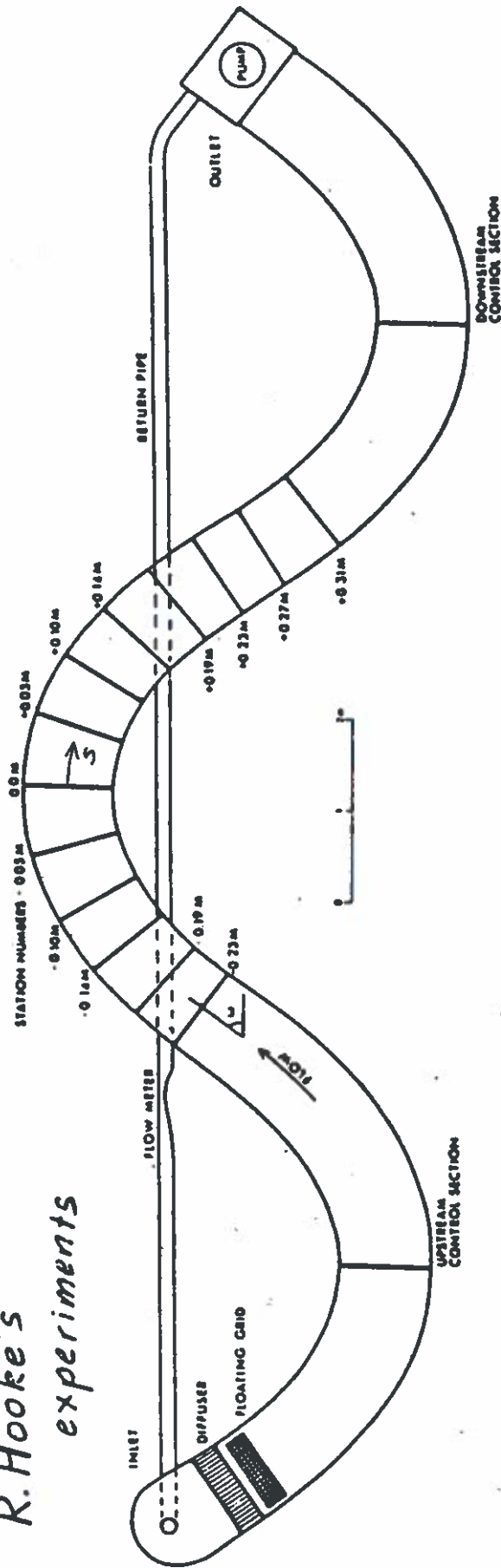


Fig. 4.1

Curvilinear coordinates

In such a channel the sediment balance is still to the first approximation given by an equation of the type (3.5)

$$y = \text{const.} \times r^{7 \tan \varphi} \quad (4.2)$$

but with the factor 7 corresponding to open channel flow. Introducing Eq. (4.1) and coordinate n (4.2) becomes

$$y = \text{const.} \times \left[1 + \frac{n}{R} \cos \frac{2\pi S}{L} \right]^{7 \tan \varphi} \quad (4.3)$$

An illustrative example of the application of this expression is shown in Fig. 4.2. The basic data correspond to measurements carried out by Hooke (1974), and presented in Fig. 4.3. The overall agreement between the calculated bottom geometry and measurements is fairly good if a suitable value of the friction angle is used ($\varphi \sim 30^\circ$). However, there are some general features in the experimental results that are not adequately described by this simple theory, because it neglects deposition and erosion due to change in the flow velocity. Hence, it would be interesting to obtain a second order approximation.

When calculating the flow in a curved channel with bottom topography as described by (4.3), Fig. 4.2, some very interesting information is obtained. The distribution of the bed shear stress τ_0 in the channel appears as shown in Fig. 4.4 (and compared with Hooke's experiment). It is an important feature that the shear stress maximum shifts from the inner to the outer side of the bend, just around the apex. This is also the case in nature and is actually explaining the upstream erosion and downstream deposition, which is necessary to understand why the whole meander pattern moves downstream.

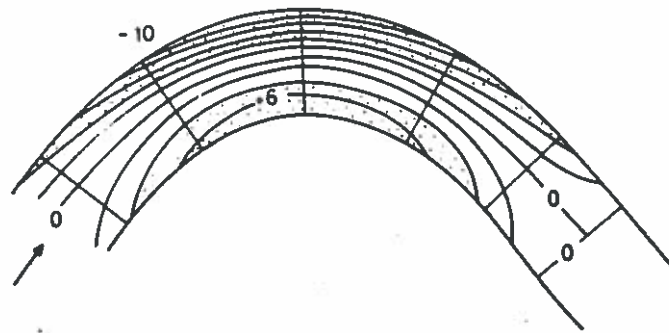


FIG. 4.2 Bed Elevation Contours from Eq. 4.3 (Compare Second Approximation, Shown in Fig. 4.3)

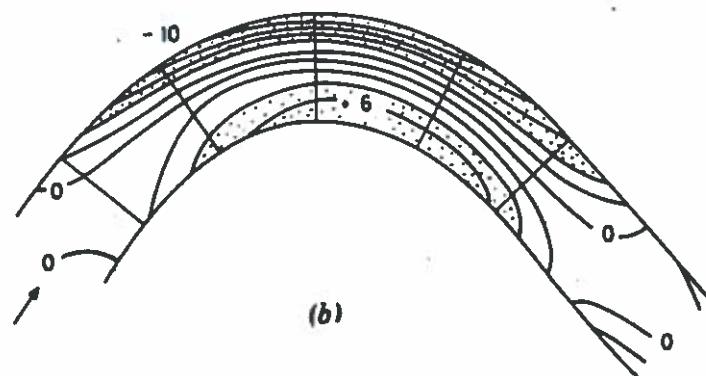
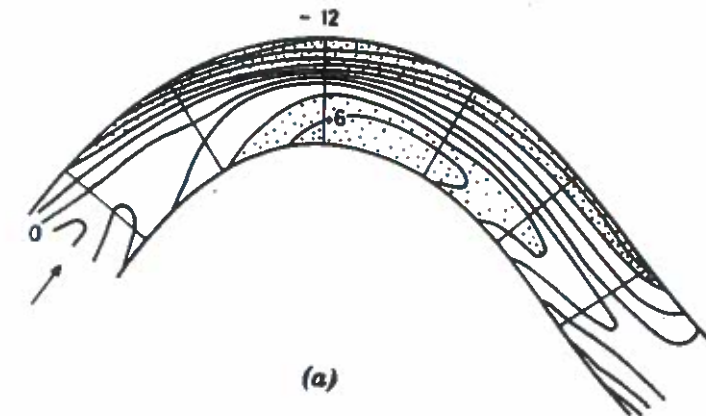


FIG. 4.3 Bed Elevation Contours: (a) Measured by Hooke's Run 35; (b) Calculated by Second Approximation (Contour Interval = 2 cm)

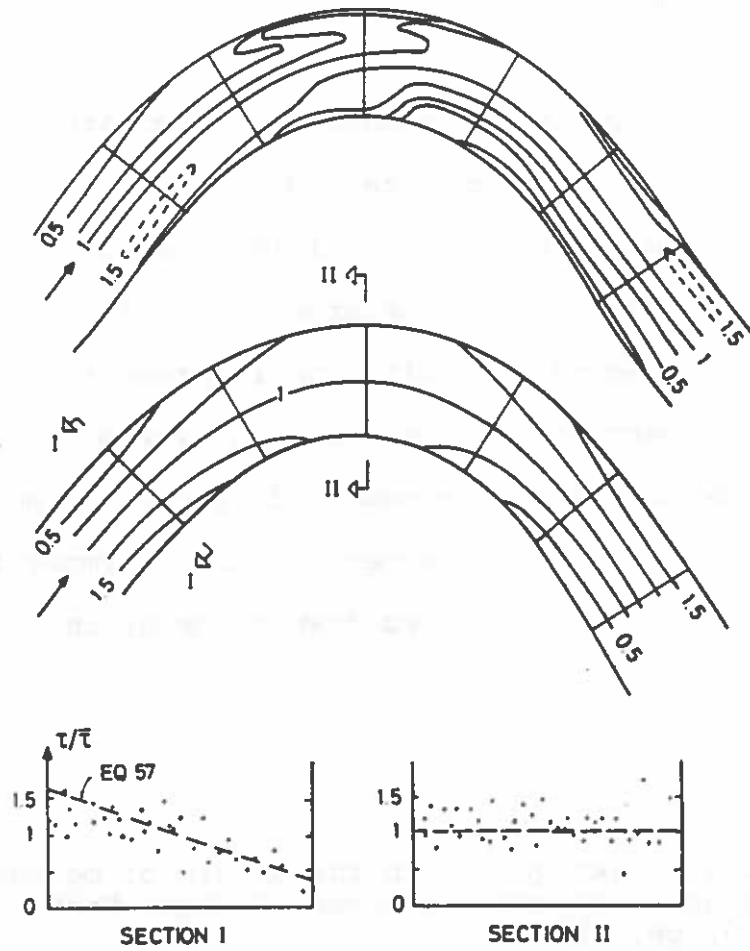


FIG. 4.4 Comparison between Hooke's Measurements (Top and Bottom Diagram) and Calculated Contours of $\tau/\bar{\tau}$.

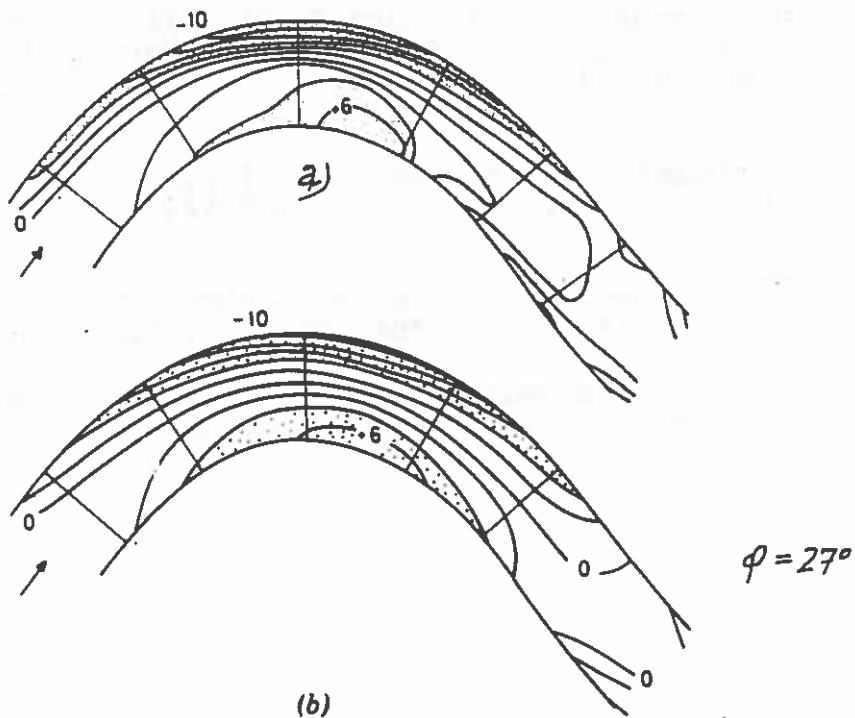


FIG. 4.5 Bed Elevation Contours: (a) Measured by Hooke's Run 20; (b) Calculated by Second Approximation (Contour Interval = 2 cm) Smaller discharge than in Fig. 4.3

When the flow in the channel is calculated, a second approximation to the bed topography can be obtained by using the continuity equation for the sediment. It will lead too far here to go into details of the mathematics (reference: Engelund (1974)). The result of such a second approximation is presented in Fig. ^{4.3 and} 4.5. The effect of the more correct calculation is that the calculated contours are now closer to the measured. The slope near the outer side wall is steepened and the pattern becomes asymmetrical, the top of the point bar being located downstream of the apex.

REFERENCES

- F. Engelund & O. Skovgaard: On the origin of meandering and braiding in alluvial streams. J. Fluid Mech. (1973), vol. 57, part 2, pp. 289-302
- F. Engelund: Flow and Bed Topography in Channel Bends, Proc. ASCE Vol. 100, No. HY11, November 1974
- F. Engelund: Experiments in curved alluvial channel. Part 1. Progress Report No. 34, ISVA 1975. Part 2, Progress Report No. 38, ISVA 1976.
- J. Fredsøe: Meandering and braiding of rivers. J. Fluid Mech. (1978), vol. 84, part 4, pp. 609-624.
- J. Fredsøe: Sedimentation of river navigation channels. Proc. ASCE 1978, vol. 104, HY2, pp. 223-236.
- Hooke, R.L.: Shear-stress and sediment distribution in a meander bend. Ungi Report 30, University of Uppsala, Sweden, 1974.

SEDIMENTPROBLEMER INDENFOR

KULTURTEKNIKKEN

Rolf Deigaard

ISVA 1977

1. Sedimentets oprindelse, erosion.

De ændringer i landskabsformerne, der kan iagttages gennem tiden, skyldes nedbrydning af hårde bjergarter - til sediment - og gentagne flytninger og aflejringer af sedimenterne.

Langt de fleste sediment, der findes i dag, er produkter fra nedbrydning af hårde bjergarter. Bjergarterne nedbrydes først og fremmest ved kemiske reaktioner mellem mineralerne i klippen og kemikalier, der er opløst i den nedbør, der falder i det pågældende område. Bortset fra de opløste atmosfæriske luftarter, varierer nedbørens kemiske sammensætning meget fra sted til sted og afhænger f.eks. af afstanden til havet, støvindhold i luften og luftforureningen. Bortset fra de kemiske reaktioner, er alle mineraler mere eller mindre opløselige i regnvand (også her spiller nedbørens kemiske forhold f.eks. surhed en stor rolle).

Fysisk nedbrydning, det vil sige nedbrydning af bjergarter uden at der forekommer kemiske ændringer af betydning, er af betydeligt mindre omfang end den kemiske undtagen i områder med stærkt varierende temperaturer, hvor frostpåvirkninger kan have betydning. Den fysiske nedbrydning har først og fremmest indflydelse ved, at den forøger den overflade, som udsættes for kemiske angreb. Det har været antaget, at store temperaturudsving, som der forekommer i ørkenområder, kunne forårsage sprængning af fjeldet, men laboratorieforsøg kan tyde på, at dette ikke er tilfældet.

Når det gælder erosion af løse lejringer, indtager de fysiske påvirkninger en dominerende rolle i forhold til de kemiske. Fjernelse af sediment fra større områder er i høj grad bestemt af de klimatiske forhold, vind og regn. Umiddelbart virker det ret indlysende, at påvirkningen fra regn, der falder på en skrånende jordflade, kan gøre, at en del sediment bliver ført med af det afstrømmende vand. Imidlertid er der store problemer med at gennemskue, hvilken sammenhæng der er mellem de forskellige kræfter, der stammer fra vejrpåvirkningen,

ligesom det er vanskeligt at bedømme betydningen af jordbundens beskaffenhed, jordens sammensætning og konsolidering, plantedækkets art og tæthed; de geometriske størrelser, skrånningens hældning og længde spiller også ind.

Det er ikke muligt at isolere enkelte af disse faktorer og derved bestemme deres indflydelse. De udtryk, der er foreslået til bestemmelse af erosionen, bygger derfor på en analyse af måleresultater, og er i høj grad empiriske.

Mængden af sediment, der fjernes fra løse aflejringer, er meget forskellig fra sted til sted. En typisk størrelse fra USA er $200 \text{ t/km}^2/\text{år}$, men det er ikke ualmindeligt, at der fjernes 10 gange mere eller 10 gange mindre.

Erosionen fra en jordoverflade (soil erosion) opdeles i flere led. a) fladeerosion (sheet erosion) er materiale, der fjernes som et tyndt lag, jævnt fordelt, uden at det afstrømmende vand på nogen måde er koncentreret i kanaler. b) rilleerosion (rill erosion) er fjernelse af sediment af vand, der løber i små render. c) kløfterosion (gully erosion) er fjernelse af materiale af afløbsvand, der er samlet i større kanaler. Forskellen mellem rille erosion og kløft erosion er, at de kanaler, der dannes ved rille erosion, er så små, at de kan udglattes af de landbrugsredskaber, der normalt anvendes på stedet. Man vil ofte i opgørelser over størrelsen af overflade erosion komme ud for, at rille erosionen er inkluderet i flade erosionen, uden at der er gjort opmærksom på det.

På grundlag af et stort antal målinger, foretaget i USA, er der opstillet en potensformel for den forventede flade erosion i et givet område. Formlen inkluderer blandt andet en "Rainfall Erosivity Factor", der må skønnes ud fra hydrologiske data fra lokaliteten, og en "Soil Erodibility Factor", der bestemmes ud fra målinger i en årrække af erosionen fra en mark på stedet. Det er klart, at denne sidste faktor opfanger en stor del af usjægtighederne i de øvrige størrelser i formelen. På grund af det store arbejde på en given lokalitet, der er nødvendigt for at formelen kan anvendes, er dens brugbarhed i høj grad indskrænket.

I områder, hvor topografien medfører, at det afstrømmende vand koncentrerer sig i kanaler, kan dette føre til fjernelser af store mængder sediment ved at udskære kløfter i terrænet. Selv om den mængde sediment, der bortledes ved kløfterosion

sædvanligvis er meget mindre end den, der skyldes flade-erosion, er kløfterosionens økonomiske betydning på kortere sigt langt større, da ødelæggelserne af markland er større og mere totale, idet muldlaget fjernes helt, og da det afstrømmende sediment er koncentreret og derfor anretter større skade nedstrøms for erosionsstedet, f.eks. på anlæg til afledning af vand, eller dækker frugtbart agerland med sand og grusaflejringer. Der findes ikke metoder til at forudsige størrelsen af kløfterosionen i et givet område.

Menneskets aktiviteter kan have meget stor indflydelse på størrelsen af erosionen i et område. Undersøgelser i USA viser, at hvor der ryddes skov for at anvende jorden til dyrkning kan erosionen øges til 100 eller 1000 gange den oprindelige størrelse.

I Tennessee Valley i USA blev der ryddet store mængder skov efter 1870, hvilket medførte en voldsom overfladeerosion, der ødelagde meget land og gjorde, at floden fik tilført store sedimentmængder.

I forbindelse med arbejdet på at hindre oversvømmelser begyndte man i trediverne et omfattende projekt med plantning af skov. Det blev godtgjort ved forsøg, at når man beplantede et areal, der var udsat for en voldsom flade- og kløfterosion, var erosionen som regel reduceret med 90% efter blot 5 års forløb.

Det har også betydning, om landbrugsjorden henligger som græsarealer, eller om det pløjes og tilsås en gang om året, så jorden i perioder - ofte ved årstider, hvor der er kraftig nedbør - er uden vegetation.

I lande, hvor erosionen af landbrugsjorden spiller en rolle, fordi dyrkningen af jorden vanskeliggøres, eller fordi vandløbene bliver overbelastede med sediment, er der udviklet foranstaltninger, der mindsker følgerne heraf:

For at gøre jorden mere modstandsdygtig mod erosion, kan man udelukkende dyrke afgrøder, der står tæt, og på særligt udsatte steder helt undlade dyrkning og plante træer. Nedbørens evne til at erodere kan også mindskes ved at hindre vandets direkte afløb. Dette kan, hvor der er tale om små hældninger, gøres ved konturpløjning - d.v.s. at plovfurerne følger højdekurverne. Ved mere skrånende terræn kan man lave

terrasser, der hver afvandes af en grøft, med så ringe gradient, at den ikke kan erodere.

2. Sedimentaflejring.

Alt sediment bliver på et tidspunkt aflejret, i nogle tilfælde i umiddelbar nærhed af det sted, hvor det er eroderet, medens det i andre tilfælde kan blive transporteret over meget lange strækninger, førend det atter bliver aflejret - eventuelt helt til havet. Materialet kan således adskillige gange blive aflejret og senere blive bortroderet.

Kun en del af alt det sediment, der bliver eroderet, når helt igennem systemet. Den mængde sediment, der føres ud i havet, udgør kun en lille del af, hvad der eroderes fra overfladen. Størstedelen aflejres således ved foden af skråningen, hvor det stammer fra, i vandløb eller kunstige reservoars eller på en flodslette.

Det vil sige, at de geologiske kræfter nu arbejder på at udglatte landjordens profil ved at flytte materiale fra de stejle til de mindre stejle steder.

Sedimentaflejring ved foden af skråninger:

En væsentlig del af materialet, der fjernes fra en skråning, aflejres ofte lige ved foden af denne. Aflejringerne er som regel usorterede og indeholder såvel meget grove som fine fraktioner. På trods af deres forholdsvis lokale karakter kan de have betydelig økonomisk betydning, idet områder, der udsættes for sådanne aflejringer, kan ødelægges totalt ved at blive dækket af et metertykt lag.

Flytningen af store jordmasser på skråninger kan ske i forbindelse med jordskred i løse sedimentære bjergarter eller bjergskred i hårde bjergarter. I geoteknikken behandles stabiliteten af skråninger i kohæsions- eller friktionsjord; skråningen er ustabil når de kræfter (tyngde), der påvirker jordmassen, er større end summen af de spændinger, der overføres gennem den omgivende jord. I Danmark findes en bjergart, eocæn plastisk ler (lillebæltsler), der ofte giver problemer med hensyn til stabilitet af skråninger. Det plastiske ler

kan sjældent i længere tid stå med en hældning, der er større end 1 på 10.

Når jordoverfladen på stejle skrånninger i bjergegne bliver vandmættede, kan der opstå mudderstrømme eller stenlaviner. Sådanne mudderstrømme følger ofte tørlagte bjergbakke eller andre naturlige sænkninger i terrænet. Når strømmen er standset, hvilket kan ske fordi større stenblokke samler sig forrest i strømmen, har den en meget uregelmæssig overflade og udgør en meget heterogen blanding af sten, grus, sand, silt og rester af den vegetation, der fandtes højere oppe ad skrånningen. Et fænomen, der er nært beslægtet med mudderstrømme og stenlaviner, er snelavinen. Denne kan også medføre, at store mængder bliver aflejret neden for skrånninger.

Sedimentaflejring i vandløb.

Aflejring af sediment i vandløb, der tidligere har været i ligevægt (set over en periode på nogle år), skyldes som regel en ændring i forholdene andetsteds, end hvor aflejringen finder sted. Ikke sjældent skyldes disse ændringer menneskers indgriben.

Hvis man bortleder en del af en flods vandføring for eksempel til kunstvandring, uden samtidig at medtage en tilsvarende del afsedimentføringen, hvilket er en situation man normalt vil tilstræbe, vil det resultere i, at der aflejres sediment nedstrøms for afledningsbygværket, da flodens evne til at transportere sedimentet jo er mindsket på grund af den mindre vandføring. Aflejringen fortsætter indtil der er nået en tilstand, hvor floden atter kan transportere den tilførte sedimentmængde: svarende til at flodens gradient er øget. Denne proces kaldes aggradering. Såfremt der sker en forøgelse af sedimenttilførselen, uden at vandføringen ændres, vil det også resultere i at floden aggraderer. Som tidligere nævnt vil opdyrkningen af et område som oftest forårsage, at der kommer langt større sedimentmængder herfra end tidligere og derfor forårsage, at vandløbene, der afvander området, aggraderer.

Mennesket kan også direkte tilføre ekstra sedimenter til et vandløb. For eksempel har udvaskningen af guld i det vest-

lige USA i slutningen af forrige århundrede, det såkaldte "hydraulic mining", tilført enkelte vandløb mere end en milliard m³ sand med aggradering til følge.

Aflejringerne i en aggraderende flod medfører at bunden hæves og dermed vandspejlet, hvilket medfører, at der efterhånden skal mindre og mindre vandføringer til at forårsage oversvømmelser.

Sedimentaflejring i reservoirs.

Idet et vandløb løber til et reservoir, der er dannet bag en dæmning, mindskes strømhastighederne betydeligt, og vandløbets evne til at transportere sedimenter mindskes tilsvarende, hvorfor langt den overvejende del af sedimenterne aflejres i reservoirret. Hvor stor den procentdel af vandløbets sedimentføring, der tilbageholdes i reservoirret, afhænger af flere faktorer, blandt andet hvor stor en del der tilhører de finere fraktioner, men den mest betydningsfulde er forholdet mellem vandføringen og reservoirrets størrelse. I langt de fleste tilfælde forbliver mellem 70 og 100 procent af den tilførte sedimentmængde i reservoirret.

Det er ofte forbundet med store vanskeligheder at få et overblik over, hvor store sedimentmængder der kan forventes tilført et planlagt reservoir. Det bedste grundlag for en forudsigelse ville naturligvis være resultater af direkte målinger af sedimentføringen på det pågældende sted. Imidlertid findes den slags målinger kun sjældent, og da sedimenttransporten mange steder varierer stærkt fra år til år, er man sædvanligvis henvist til andre metoder. Ofte griber man så til en undersøgelse af oplandet for vandløbet og vurderer, hvor store tilførsler der kan forventes fra de enkelte lokaliteter. Dette vil dog nødvendigvis kræve en betydelig erfaring. En tredje mulighed er sammenligning med etablerede reservoirs med opland og klima, der er sammenligneligt med det aktuelle.

På grundlag af pejlinger i de ældre reservoirs kan man med ret god nøjagtighed finde hvor store mængder, der er aflejret i disse. Et skøn over aflejringen kunne også fås ad teoretisk vej ved at anvende en transportformel for sedimentet og kombinere den med hydrografen for vandløbet, der ofte vil være kendt.

Aflejring, der er forårsaget af anlæggelsen af reservoir, begynder som regel opstrøms for dette, idet der vil optræde en stuvningskurve i vandløbet med formindsket gradient til følge; hvilket så kan medføre, at de groveste fraktioner ikke længere kan transporteres. I begyndelsen af reservoirs levetid er denne aflejring selvforstærkende, idet aflejring af de grove fraktioner medfører yderligere stuvning opstrøms. Imidlertid vil vandløbet oftest indrette sig med tiden ved for eksempel at ændre på forholdet mellem bredde og dybde eller ved at bundformerne ændres, således at alt sediment føres til reservoir. Her aflejres de fraktioner, der er grovere end silt, sædvanligvis umiddelbart efter at de er kommet ind i reservoir og danner et delta. I større reservoirs vil strømmingen fra vandløbet ofte fortsætte i form af en stråle, og de grove sedimenter vil blive aflejret langs denne og danne en ryg, i hvilken der så findes et neddykket løb. Efterhånden vil aflejringerne komme op i nærheden af vandoverfladen, og som følge af de sedimenter, der er aflejret under høje vandstande, vil kanalen med tiden fremtræde som en forlængelse af vandløbet ud i reservoir, omgivet af bredden, der kan være bevokset med - i begyndelsen sumpvegetation - men senere vegetation bestående af græs, buske og træer.

Forlængelsen af kanalen kan fortsætte adskillige kilometer ind i reservoir, men som længden øges, er der mulighed for, at bredden bliver gennembrudt under en flom, og processen kan begynde forfra med dannelse af et nyt undersøisk løb fra det sted, hvor gennembruddet fandt sted. Ved sådanne gentagne gennembrud vil deltaet efterhånden tage form og brede sig ind i reservoir. Ved hvert nyt gennembrud vil de grove sedimenter lægge sig på de fine fraktioner, der i forvejen er aflejret, og en deltaaflejring vil derfor bestå af uregelmæssige lagserier af fine og grove sedimenter.

De fine sedimenter bliver ofte transporteret gennem hele reservoirs længde og aflejres på bunden; i brede reservoirs kan det tilstrømmende vand fra floden generere cirkulationsstrømme, der kan føre en del af siltet og leret tilbage til indløbet, så det indgår i deltaaflejringerne. I almindelighed vil der være forskel på massefylden af vandet i reservoir og vandløbet. Vandet i reservoir vil indeholde mindre mate-

riale i suspension, og der kan være forskel på temperaturen og den kemiske sammensætning. Disse forskelle i massefylde kan i høj grad være årsag til transport af suspenderet materiale, idet der kan fremkomme densitetsstrømme.

Idet en strøm med lidt højere massefylde end vandet i reservoiret kommer ind i dette, vil strømningshastigheden mindskes kraftigt, og ved den nedstrøms ende af deltaet vil den løbe langs bunden som en understrøm (se Fig.1). Strømningsforholdene er særdeles komplicerede ved separationspunktet, hvor den dykker på grund af den store reduktion af hastighederne, der sker her en kraftig medrivning af det lettere vand. Også længere nedstrøms, hvor strømmingen er blevet mere ensformig, sker der en medrivning, og vandføringen i understrømmen kan være betydeligt større end i selve vandløbet.

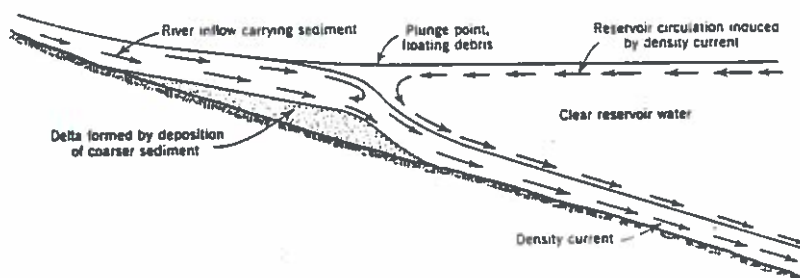


Fig. 1: Dannelse af delta og forløb af densitetsstrømme.

Forskydningsspændinger i skillefladen mellem understrømmen og det roligere vand inducerer svage cirkulationsstrømme, således at overfladevandet i reservoiret - med meget små hastigheder - føres hen imod separationspunktet, hvor man kan iagttage ansamlinger af flydende materiale.

I modsætning til grus, sand og silt kan tætheden af ler-aflejringer variere meget. Den afhænger af, hvilke lermineraller der er tale om, og vandets kemiske sammensætning. I nogle tilfælde vil der ske en udveksling af ioner mellem lerpartiklerne og vandet, så lerpartiklerne tiltrækker hinanden og flokkulerer

således at leret aflejres lige så hurtigt som silt og finsand. Andre gange kan lerpartiklerne frastøde hinanden, så de kan holde sig svævende i helt roligt vand. I almindelighed ligger den vandmættede massefylde for bundsedimenter mellem 1 og 1.7 t/m^3 .

Det største problem med sedimenttilførslen til reservoirs er naturligvis, at de med tiden bliver fyldt op og derfor ikke kan fungere længere. I almindelighed vil man kun lade reservoiret operere med vandspejlet beliggende i et interval, og er derfor kun interesseret i det materiale, der aflejres i dette effektive volumen. Deltaaflejringerne vil normalt ligge i det effektive volumen, og reducerer derfor reservoirets effektivitet lige fra den første dag, det er i brug. De sedimenter, der føres med densitetsstrømmene, aflejres derimod jo i bunden af reservoiret, ofte i nærheden af dæmningen, og får derfor først betydning, når aflejringerne kommer op til vandspejlets nedre grænse.

I almindelighed dimensioneres reservoirs, så de har tilstrækkelig kapacitet i en periode på omkring et hundrede år. Mulighederne for at mindske reservoirets opfyldning med sedimenter er ikke særligt store. Den mest effektive og gennemgribende metode er, i mange tilfælde, at mindske erosion i oplandet efter de retningslinier, der er angivet tidligere. I gunstigt fald kan tilførslen af sediment reduceres til mellem 50% og 10% af det oprindelige; metoden kan selvfølgelig kun anvendes, når oplandet er af begrænset størrelse.

Nogle steder har man forsøgt at fjerne sedimenter fra et reservoir ved at nedbryde et stykke af dæmningen. Resultaterne har været dårlige, idet vandløbet blot har gravet sig ned i en kløft i bundaflejringerne, og efter kort tids forløb bliver der ikke ført materiale fra reservoiret i nogen nævneværdig grad. I et enkelt tilfælde i Algeriet har man, hvor det var af stor betydning at et reservoir fik så lang levetid som overhovedet muligt, da det ikke var muligt at anlægge andre reservoirs i området, anbragt udløb i dæmningen tæt ved bunden, for at bortlede den del af sedimentet der var ført med densitetsstrømningerne.

I almindelighed kan det ikke betale sig at fjerne aflejringerne fra et reservoir ad mekanisk vej.

I forbindelse med et reservoirs rekreative værdi kan sedimenterne også have betydning. Deltaaflejringer kan ødelægge besejlingsforholdene ved lystbådeanlæg, og de fine sedimenter kan ændre vandets klarhed, så fiskebestanden forandres.

Sedimentaflejring på flodsletter.

Det er ofte tilfældet at vandløb - især i deres nedre løb - krydser store flade områder, der jævnligt bliver oversvømmet i forbindelse med store vandføringer. Der er store forskelle på hvor ofte flodsletter oversvømmes. Nogle steder sker det flere gange årligt, og andre kun få gange i løbet af et årtusinde, men i de fleste tilfælde vil der forekomme oversvømmelser med ca. 1 års mellemrum.

Det har altid været attraktivt for menneskene at slå sig ned på flodsletterne; muligheden for kunstvanding var medvirkende årsag til, at de gamle "flodkulturer" opstod i Mellemøsten og Asien. I nyere tid er mange industriområder opstået omkring floder, der tjener som transportveje og leverer vand til køling, modtager spildevand etc.

Aflejringsforholdene i en flodslette kan være særdeles komplicerede, for eksempel med gentagne krydslejringer, og det vil i almindelighed ikke være muligt at bestemme et enkelt lags oprindelse uden en grundig analyse af flodslettens geologiske historie.

På Fig.2. er angivet de mest betydningsfulde og omfattende aflejringer, der træffes i forbindelse med en flodslette. Vertikale pålejringer er dannet under oversvømmelse af sletten; vandmasserne, der forlader vandløbet, vil få en langt mindre hastighed og kan derfor ikke medføre så meget suspenderet materiale, og en del heraf vil derfor aflejres på flodsletten. En stor del af den vertikale pålejring sker i vandløbets umiddelbare nærhed og danner, hvad der kaldes leveer. Forekomsten af leveer har stor betydning for hyppigheden og omfanget af oversvømmelser, da de kan udgøre omfattende naturlige dæmper. Laterale pålejringer er fremkommet i forbindelse med at vandløbet gradvis ændrer sit leje. De største aflejringer sker i indersiden af meanderbøjningerne.

Undersøgelser viser, at langt den største del af de sedimenter, der udgør flodsletter, normalt stammer fra lateral pålejrning.

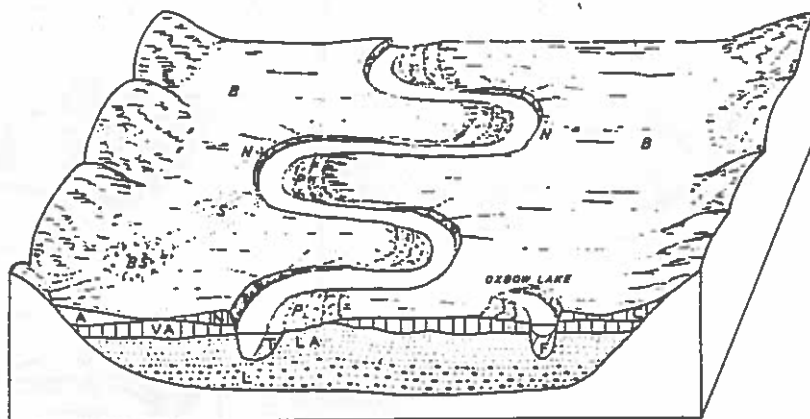


Fig. 2: De vigtigste aflejringer i en floddal. VA: Vertikal pålejrning. LA: Lateral pålejrning. N: Leveer. P: Pynt barre. A: Alluvial kegle.

Hvis der sker bratte - i geologisk tidsmålestok - ændringer i de forhold, som styrer et vandløb, så det begynder at aggradere eller degradere, vil det søge at ændre niveauet for sin flodslette. Sådanne ændringer, for eksempel ændringer i havniveauet, tektoniske bevægelser eller forandringer i de klimatiske forhold, kan så efterlade sig spor i form af een eller flere serier af terrasser i floddalen.

På Fig.3. ses en skematisk fremstilling af, hvorledes en floddal med terrasser kan tænkes at være dannet på flere måder. Ved A-B ses det, at vandløbet eroderer i sit alluvium, indtil en ny ligevægtssituation er nået. Ved C-D-E fortsættes erosionen ned til de hårde aflejringer (som kunne være moræner eller grundfjeld), og der sker så en ny ændring af vandløbets betingelser, og det begynder at aggradere.

Det er således klart, at man ikke kan se, hvorledes evt. terrasser i en floddal er dannet. Viden herom må skaffes f.eks. ved analyse af bundundersøgelser. Fig.4. viser, hvorledes kombinationen af 1, 2 og 3 alluviale aflejringer kan dannes til at formere en floddal med 0, 1 eller 2 terrasser. De to forløb, der er skitseret på Fig. 3, er analoge til B1 og B2 på Fig. 4.

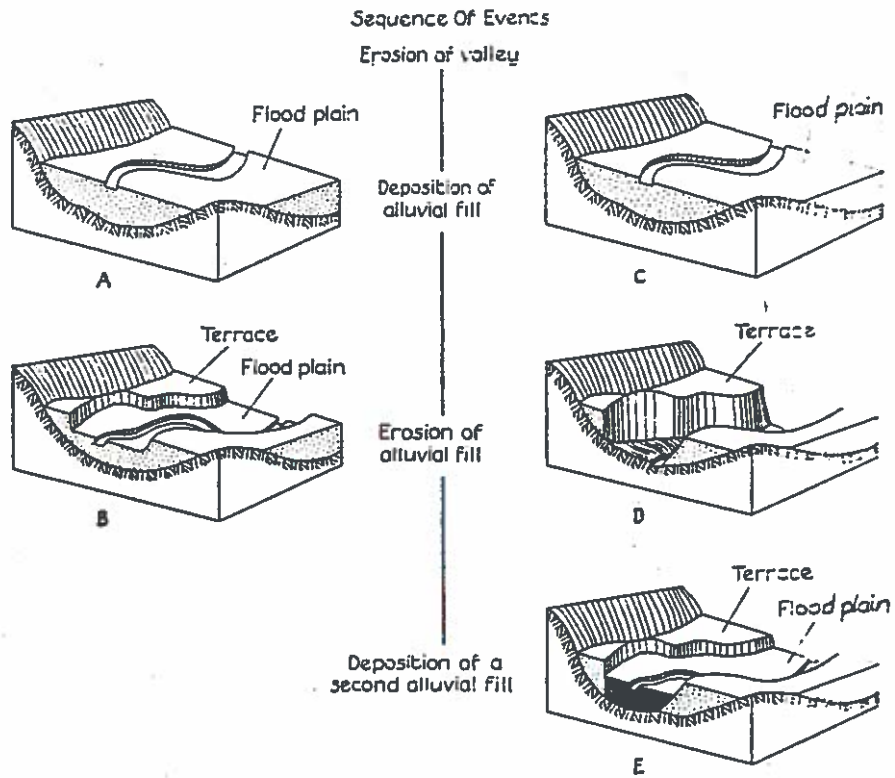


Fig. 3: Blokdiagrammerne viser udviklingen af to geometrisk ens floddale.

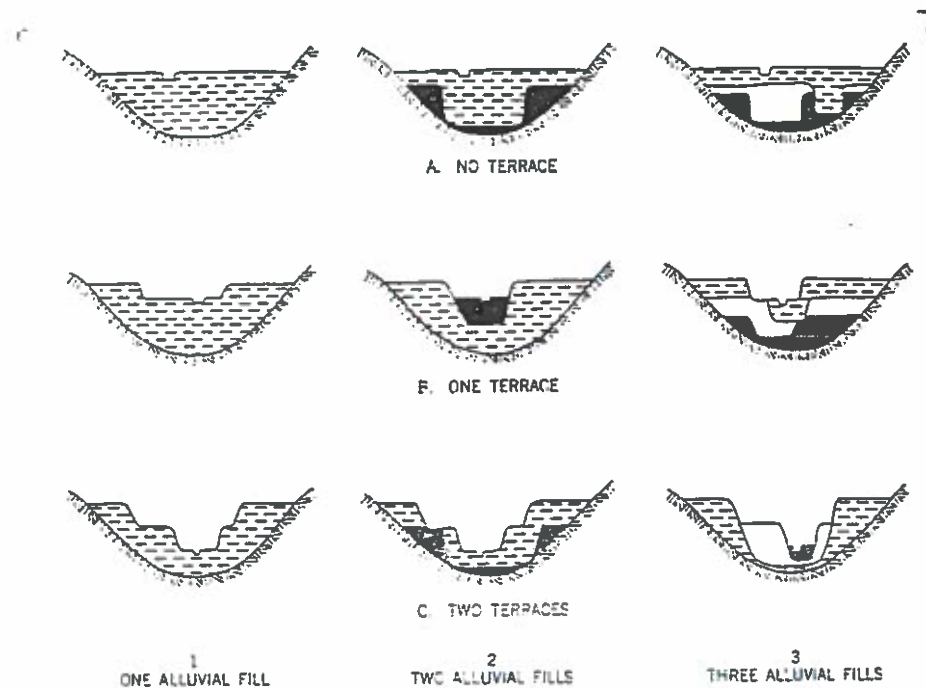


Fig. 4: Forskellige kombinationer af alluviale aflejringer, der kan danne floddale med 0,1 og 2 terrasser.

Det bør understreges, at flodsletten, der jo stadig er under påvirkning af vandløbet, ikke er nogen terrasse - en terrasse er en forhenværende flodslette, som ikke mere bliver formet af vandløbet. I almindelighed kan man forvente, at den nuværende flodslette og overfladen af eventuelle terrasser vil være næsten parallelle, set i vandløbets længderetning.

På Fig. 5 er vist et eksempel på en flod med to terrasser. Det er Klarelven i Sverige, hvis geologiske historie vi senere kort vil beskrive.

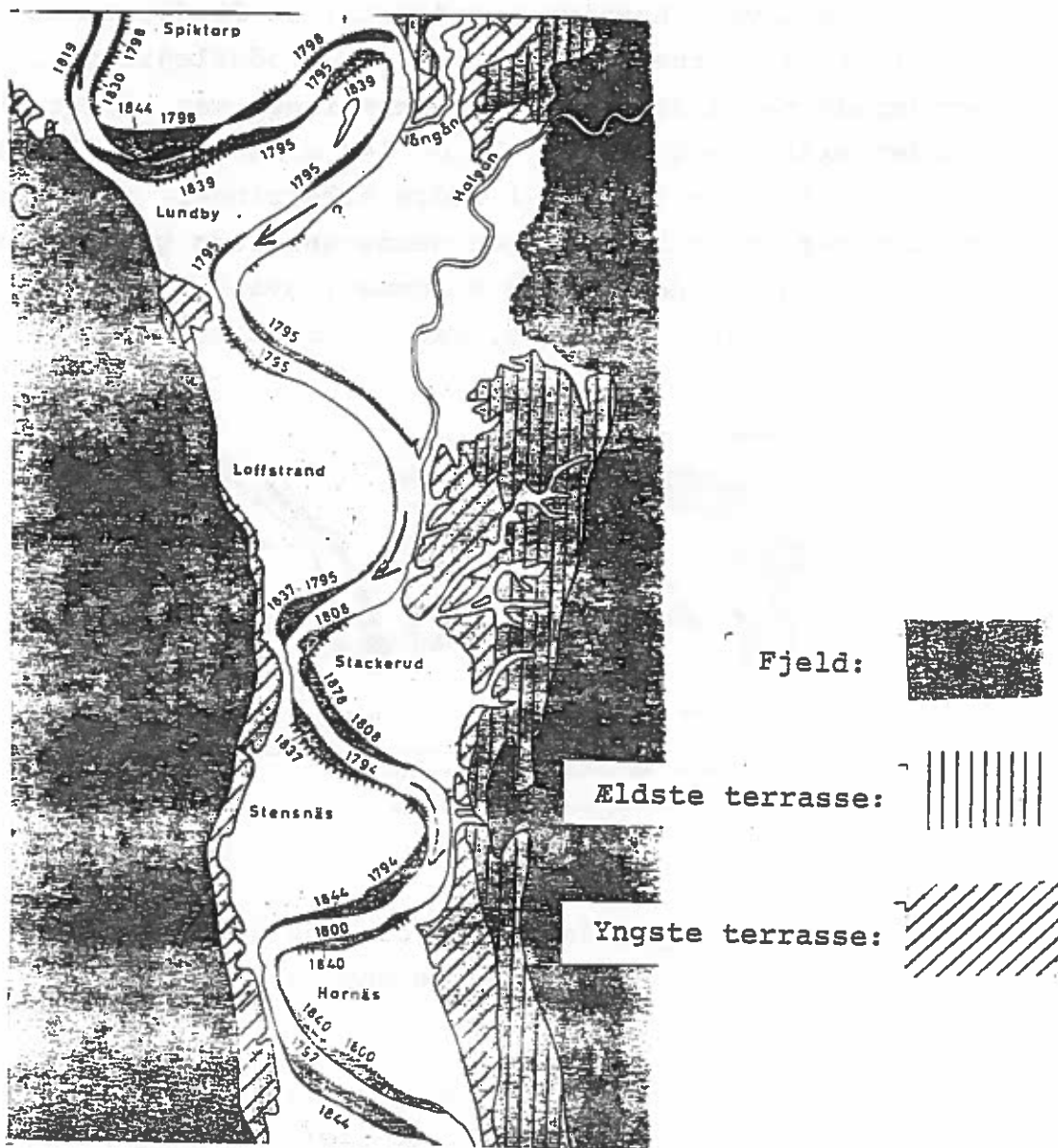


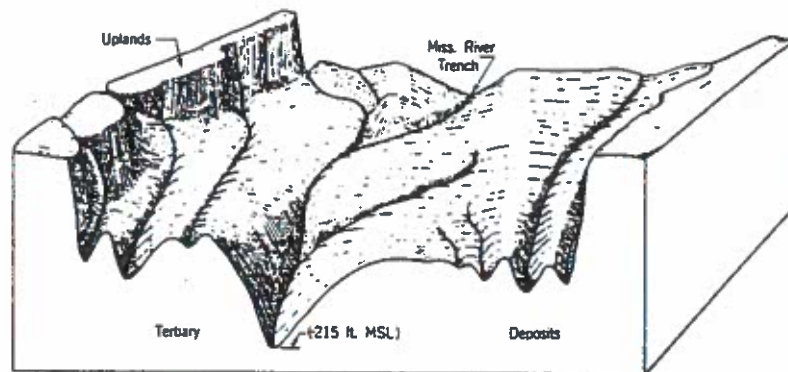
Fig. 5: Terrasserne langs Klarelven, bemærk årstallene ved flodens gamle bredder.

To eksempler på floders geologiske udvikling.

A. Mississippi.

De to faktorer, der har haft størst indflydelse på Mississippi's udvikling fra den sidste istid til nutiden er: Tilstedeværelsen af selve iskappen, som strakte sig nordpå fra Wisconsin, hvorfra der kom meget store mængder smeltevand og sedimenter til Mississippidalen og sænkningen af verdenshavene, der var størst (130 m) for ca. 15.000 år siden.

Det lavere havniveau medførte, at flodsystemet fik større gradient og fjernede alle tidligere flodaflejringer, og det eroderede ned i dalbunden. Da sænkningen var størst, havde floden skåret sig mellem 120 og 140 m ned (Fig. 6). Da biflo-derne også eroderede ned i ældre aflejringer, var floddalens bund meget uregelmæssig. Den gennemsnitlige gradient var $1.6 \cdot 10^{-4}$ og voksede ned ad strømmen, hvilket tyder på, at floden ikke var i ligevægt, men at erosionen stadig fandt sted.



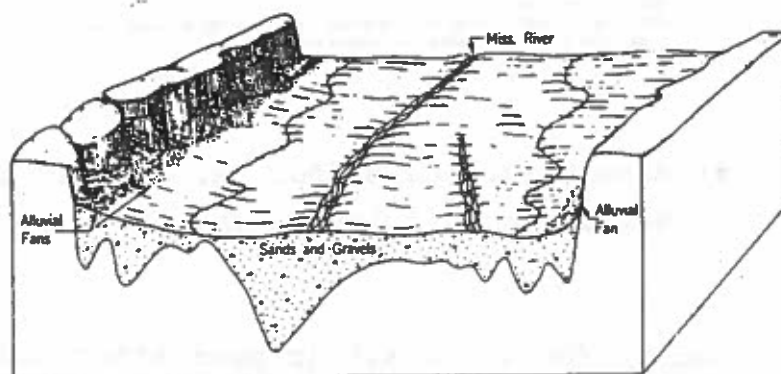
Late Glacial Entrenched Stage. Sea Level 400 ft. lower than present.
Valley slope 0.83 ft. per mile.
Master stream overloaded, braided, carrying gravels to Gulf of Mexico.

Fig. 6: Mississippi-dalen for ca. 15000 år siden.
Havniveau 130 m lavere end nu.

Da afsmeltningen af isen tog fart, forøgedes tilførslen af vand og sediment voldsomt, og samtidig steg havet jævnt fra 120 til 35 m under det nuværende havniveau i tidsrummet fra for 14.000 år indtil for 4.000 år siden. Havstigningen gennem de 10.000 år ledsagedes af aflejring i floddalen, med grus og groft sand nederst og aftagende kornstørrelse opad til sand i

de øverste lag.

Variationen i kornstørrelsen skyldtes dels at gradienten aftog med tiden, dels at isranden ved tilbagesmeltning fjernede sig længere og længere fra Mississippidalen. Imidlertid medførte bifloderne hele tiden grove sedimenter, og der dannedes store alluvial kegler i dalen (Fig. 7). Da der ikke findes silt eller ler i aflejringerne fra denne periode, må disse fraktioner være blevet ført ud i havet.

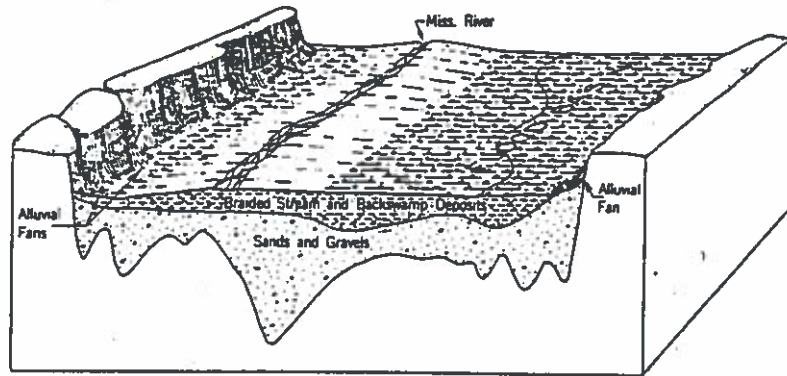


Valley Aggradation Stage 1 - Sea Level 100 ft. lower than present.
Valley slope approx. 0.75 ft. per mile.
Master stream overloaded, braided, carrying sands and fine gravels as far downstream as present Gulf shoreline.

Fig. 7: Mississippi-dalen. Havniveau 35 m lavere end nu.

Aflejringerne tyder på, at floden har haft et forgrenet løb, og tit har skiftet leje. Gradienten var: $1.4 \cdot 10^{-4}$.

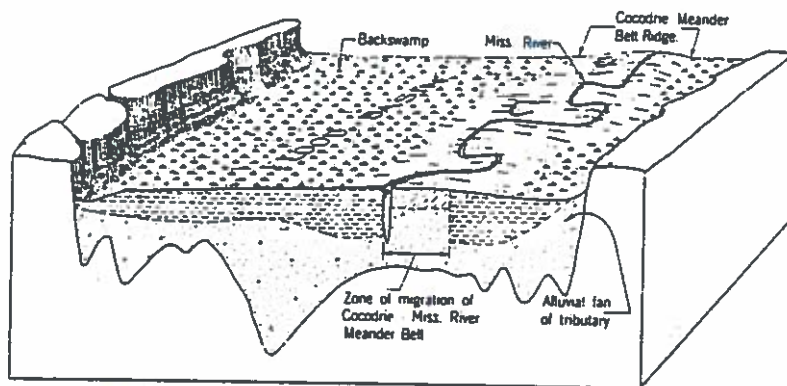
Derefter blev de tilførte sedimenter finere og bestod af fint sand, silt og ler. Stigningstakten for havniveauet aftog også. Imidlertid blev der fortsat tilført så meget sediment, at der skete en aflejrings og reduktion af gradienten. Floden havde også på den tid et forgrenet løb (Fig. 8). Gradienten var: $1.3 \cdot 10^{-4}$.



Valley Aggradation Stage 2 - Sea Level 20 ft. lower than present.
Valley slope 0.68 ft. per mile.
Final period of overloaded braided stream. Mississippi River carrying silts and sands. Thick deposits of backswamp silts and clays building up in marginal lowlands.

Fig. 8: Mississippi-dalen for ca. 4000 år siden.
Havniveau 10 m lavere end nu.

Med de fortsatte aflejringer aftog gradienten til $1.1 \cdot 10^{-4}$. Mængden af sediment aftog efterhånden, og bestod af finere materiale, samtidig var havniveauet stabilt. Mississippifloden begyndte at samle sig i et enkelt løb, der slyngede i meandre. Fig. 9 viser dette (nutidige) stadium.



Valley Aggradation Stage 3 - Sea Level at present elevation.
Valley slope approx. 0.60 ft. per mile. Construction of Cocodrie Meander Belt.
Meandering deep-channel stream with great stage variation gradually replaced by broad, shallow-channel constantly flooding stream.

Fig. 9: Mississippi-dalen i dag.

B. Klarelven.

Som det andet eksempel vil vi betragte Klarelven, den sydligste af de store svenske elve.

Klarelven har en længde på ca. 400 km; den løber de fleste steder i sydlig eller sydøstlig retning og har sit udløb i Vänern. (Se Fig.10). Dens opland er på omkring 12.000 km².

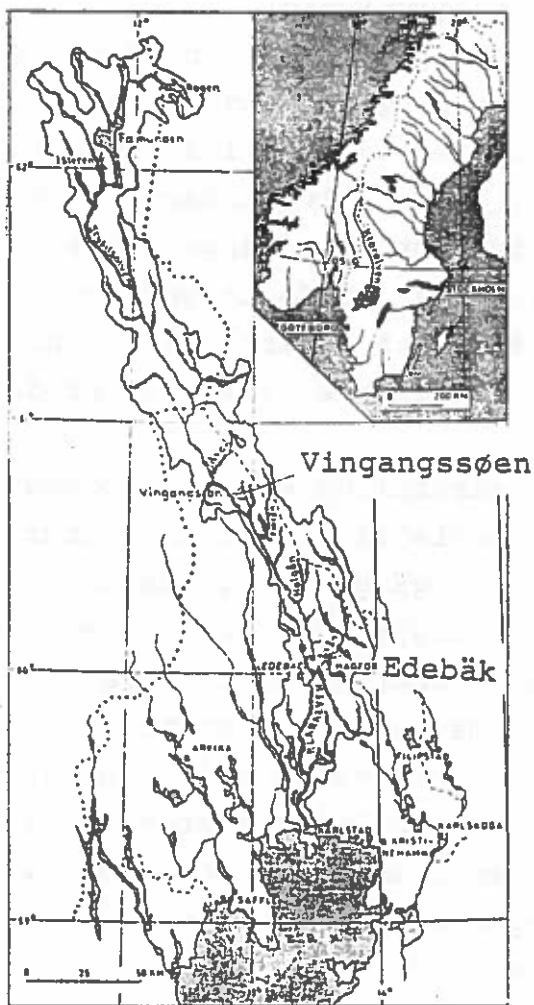


Fig.10: Klarelvens opland.

På en strækning af 80 km, mellem Vingängsøen og Edebäk løber Klarelven i en næsten retlinet dal, der sandsynligvis er dannet ved tektoniske bevægelser af jordskorpen.

Det er muligt, at elven før sidste istid fulgte dalen i hele dens længde, men at glaciale aflejringer siden har tvunget den til at bøje af ved Edebäk.

Da den Skandinaviske iskappe fra sidste nedisning var ved at smelte væk fra den nordlige del af Värmland (Yoldia- og Ancylustiden), udgjorde den øvre del af floddalen en smal fjord, der strakte sig fra havet og til ca. 40 km fra den norske grænse. I dette område ligger de højeste kystlinier ca. 200 m over det nuværende havniveau.

I den snævre fjord, som strakte sig nord på fra Edebäk, blev der aflejret store mængder sand og silt.

Efterhånden som landet hævede sig i forhold til havet, blev fjorden til en floddal, hvor elven skar sig ned i de løse aflejringer og dannede terrasser langs randen af dalbunden, jvf. Fig.5. De, af elven medførte sedimenter, blev aflejret i deltaer ved bredden af Vänern. Efterhånden som Vänern sank og trak sig tilbage, blev der også eroderet i disse aflejringer.

I dag har Klarelven adskillige steder eroderet sig ned til de underliggende moræneaflejringer eller grundfjeld. Men andre steder - især mellem Vingängsøen og Edebäk - løber den stadig over let eroderbare aflejringer. På denne strækning, ca. 100 km langs vandløbet, løber elven i en regelmæssig følge af slyngninger - meandre - med en gennemsnitlig gradient på 0.1 o/oo. Den gennemsnitlige bredde af dalbunden er 1 km, og de tilgrænsende bjergsider forløber næsten retliniet. Elvens meandre opdeler dalen i en række forholdsvis lavtliggende næs, bestående af agerland. Materialvandringen i elven forårsager en langsom parallelforskydning nedstrøms af meandermønstret, idet der eroderes på den opstrøms side og aflejres på den nedstrøms side af næssene. Dette fænomen kan konstateres ved at sammenligne gamle kort med nutidens.

Meandrerende vandløb er ikke usædvanlige i Skandinavien, men dette stykke af Klarelven er enestående ved den måde, den snævre dal forhindrer slyngningernes frie udvikling, således at elven, når løbet nærmer sig dalsiderne, er tvunget til at bøje brat af.

3. Problemer i forbindelse med sediment i vandløb og indgreb herimod.

3.1 Oversvømmelse.

Der kan tit konstateres en sammenhæng mellem transporten af sedimenter i vandløb og hyppigheden af, at det går over sine bredder. I det foregående er nævnt, at et aggraderende vandløb vil have en tendens til at oversvømmelserne forekommer hyppigere. I mange lande er store flodsletter udnyttet ret intensivt både som landbrugsland og som industriområder, som eksempler kan nævnes Mississippifloddalen i USA, Po-sletten i Norditalien, områderne omkring de nordvesttyske floder, de store kinesiske floddale og Nilen. I sådanne områder gøres der ofte en betydelig indsats for at mindske hyppigheden og omfanget af oversvømmelser, og vi vil se på nogle af de metoder, der kan tages i anvendelse for at forbedre forholdene.

En af de mest direkte fremgangsmåder er simpelthen at inddige vandløbet, således at det også ved høje vandstande er begrænset til et smalt bælte omkring sit leje. Hvis der i forvejen er dannet omfattende naturlige leveer, kan man i nogle tilfælde nøjes med at beskytte disse mod erosion ved høj vandstand. Dette kan gøres ved stensætninger, befæstelse med asfalt eller beton eller ved beplantning. I de tilfælde, hvor man er nødsaget til at anlægge diger, kan det som regel betale sig at gøre det med udgangspunkt i eventuelle naturlige leveer, dels er der jo fyldt noget op i forvejen, og dels må de ligge, hvor erosionsfaren er mindst.

Hvis vandløbet har et meget slynget forløb, kan der graves en mere retliniet kanal, således at opstuvningen mindskes. Den kunstige kanal kan udføres som en slags overløb (se Fig. 11), eller der kan etableres stemneværker, så den kun er vandførende under høj vandstand; grunden til, at det ikke er ønskeligt, at kanalen er vandførende hele tiden, er hensynet til flodsejladsen, da det ville bevirke, at dybden i hovedløbet blev mindre. I andre tilfælde vælges det helt at sløjfe

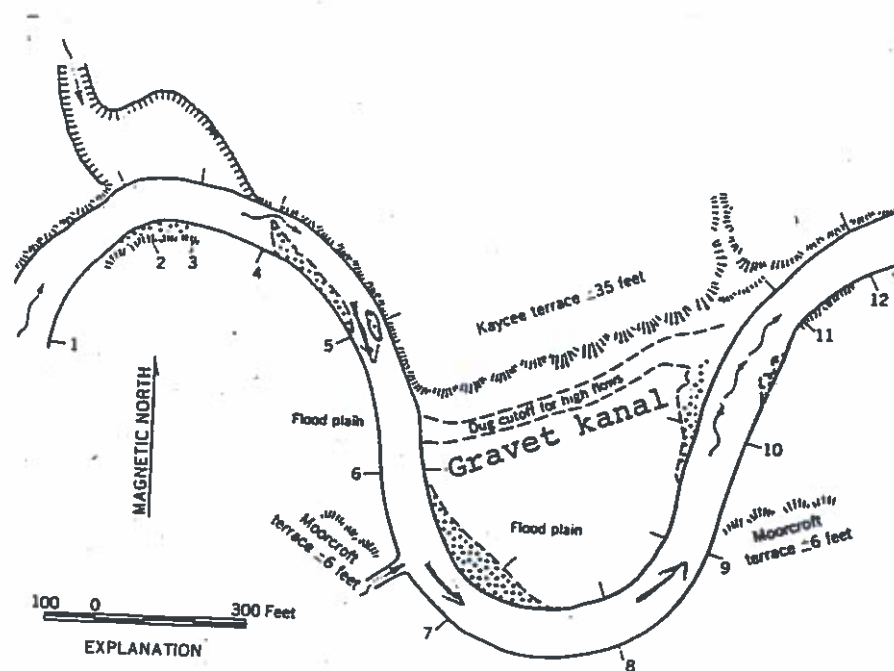


Fig.11: Meandrerende vandløb med gravet kanal, der kun er vandførende ved høj vandstand.

det oprindelige vandløb og permanent føre alt vandet gennem det udrettede løb. Dette indgreb er foretaget ved visse større danske å-reguleringer (Skjern å) og bevirker en generel sænkning af vandstanden - også ved små vandføringer. Ved nogle vandløb søger man at opnå de samme virkninger gennem en uddybning i enkelte vanskelige passager eller igennem længere strækninger. Sædvanligvis er denne foranstaltning ikke særlig hensigtsmæssig, da man må regne med at skulle gentage opgravningerne med jævne mellemrum. Grunden til, at man ved mindre vandløb kan vælge at uddybe, er, at forløbet af vandløbet bevares, og metoden kan være et kompromis, der tilfredsstillende såvel miljø- som økonomiske interesser.

For de hidtil nævnte indgreb gælder, at de kan have en gunstig indvirkning på stedet, hvor de foretages, og opstrøms

herfor. Nedstrøms er forholdene mere problematiske. Formålet har været: 1. At mindske oversvømmelserne og dermed mængden af vand, der opmagasineres. 2. At forkorte den vej, vandet skal løbe (og dermed øge gradienten) og fjerne enkelttab. Begge punkter medfører, at den udjævning af hydrografen, der ellers ville være sket på den strækning, der er ændret, formindskes, hvilket vil forværre forholdene nedstrøms. Derfor kan man komme i den situation, at man, fordi forholdene skal bedres på een lokalitet, nødsages til at anlægge floddiger og/eller aflastningskanaler langs store strækninger nedstrøms herfor, indtil vandløbet når havet, en større sø eller områder, hvor oversvømmelser ikke finder sted eller ikke gør nogen skade.

Etablering af reservoirs kan - foruden alle de andre virkninger- mindske risikoen for oversvømmelser af strækninger nedstrøms for opdæmningen, idet et tilstrækkeligt stort reservoir kan udjævne hydrografen ganske betydeligt. I denne sammenhæng bør man være opmærksom på, at der i forbindelse med dannelsen af et delta i reservoiret kan ske aggradering af vandløbet opstrøms for dette.

Det vand, der forlader reservoiret, er næsten helt fri for sedimenter grovere end silt. Derfor vil der næsten altid ske en degradering af vandløbet nedstrøms for dæmningen. Erosionen bremses dog som regel, fordi bunden "armeres" af grus eller sten, der er for store til at blive ført med af strømmen, som hovedregel kan siges, at erosionen stopper, når der på bunden findes et enkelt lag sten, som ikke kan føres med, og som dækker mindst 60% af overfladen.

3.2 Regulering af vandløbets form.

I forbindelse med udnyttelsen af et vandløb som transportvej og dyrkning eller bebyggelse af tilstødende landområder kan det blive nødvendigt at kontrollere vandløbet, for eksempel, så det kan føre store vandmængder, for at opretholde en ønskelig dybde, holde det i ligevægt, så der ikke sker a- eller degradering eller for at forebygge at bredderne eroderes.

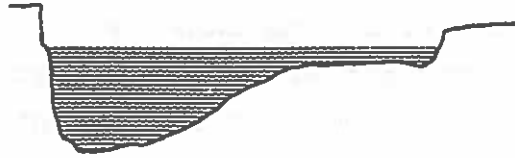
Der kan være store økonomiske tab i forbindelse med en ukontrolleret flod; det kan nævnes, at Missourifloden i USA årligt eroderede mere end 4000 ha landbrugsjord over en strækning på 1200 km, og samtidig gennem aflejringer skabte et tilsvarende areal hovedsageligt bestående af ufrugtbart sand.

Det er vanskeligt i almindelighed at sige noget om hvilke mål, man skal sætte for reguleringen af et vandløb, men der kan dog opstilles nogle generelle retningslinier.

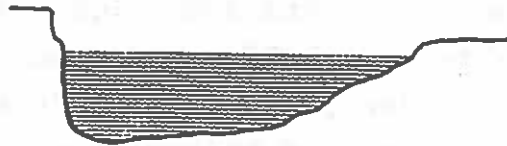
A. Linieføring.

Først og fremmest må det kræves, at vandløbet forløber jævnt uden bøjninger, der er for skarpe eller for flade. Man bør helt undgå knæk og uregelmæssigheder i bredderne. Hvis der i forvejen eksisterer meandre, bør de bibeholdes, således at gradienten og længden af vandløbet ikke ændres. Såfremt formen af floden ændres, kan det blive nødvendigt at regulere på gradienten for at opnå stabilitet. I almindelighed bør retlinede strækninger undgås. Udretningen af et meandrerende vandløb bør kun gennemføres, hvis man har fuldt overblik over konsekvenserne - og er rede til at akceptere dem. Følgerne af en udretning kan blive erosion opstrøms i hovedløbet og i bifloder og aflejring nedstrøms. En udretning bør gennemføres til vandløbets udløb, eller til der tilføres betydelige vandmængder af en biflod.

Udformningen af slyngningerne har stor betydning for virkningerne. Stor krumning medfører et dybt smalt løb i ydersiden af krumningen, og udsætter derfor bredden for risiko for erosion. Lille krumning giver et bredt, grundt løb, hvor der kan forekomme uregelmæssige, skiftende sandbarrer, se Fig.12. Der findes ingen teoretisk metode til at bestemme den optimale form af slyngningerne i et vandløb, men ud fra observationer findes nogle empiriske formler, f.eks. $L = 28 \cdot Q$, hvor L er bølgelængden af meandrene i ft og Q er vandføringen i ft^3/s ; ingen af disse er dog anbefalet til andet end orientering, f.eks. udgangspunkt for modelforsøg.



Lille krumningsradius.



Optimal krumningsradius.



Stor krumningsradius.

Fig.12: Tværsnit af vandløb i slyngning.

Den vinkel, som strømmingen kommer ind i en bøjning med, bør ikke være større end 15° . Grunden til, at der kommer en vinkel, er for eksempel at hovedstrømmingen, hvor der er vendetangent i meandrene, "krydser" vandløbet, da der er størst hastighed yderst i bøjningerne.

Så vidt det er muligt, bør reguleringen af et vandløb starte og slutte på steder, hvor dets forløb er bestemt af vanskeligt eroderbare formationer som ler eller fjeld.

B. Bredden.

Bredden af vandløbet må vælges som et kompromis. Den bør fastlægges, så der kan transporteres de sedimentmængder, der tilføres. Den må ikke være så lille, at man får planbund i stedet for banker, da vandløbet så vil have svært ved at tilpasse sig variationer i sedimenttilførslen. Forholdet mellem dybde og bredde kan variere meget for forskellige vandløb og også noget i det enkelte. Vandløb, der løber i materialer, som er modstandsdygtige overfor erosion, har et større dybde-breddeforhold end de, som løber i let eroderbare. Fastlæggelsen af den ønskelige bredde er et spørgsmål om skøn, men kan dog i nogen grad kontrolleres ved brug af sedimenttransportformler. Bredden bør ikke variere langs vandløbet, da indsnævring kan forårsage oversvømmelser under en flom.

I Ægypten og Indien er udviklet empiriske "Regime"-formler for bredden af kanaler, der har givet udmærkede resultater; de har dog ikke fundet megen udbredelse i andre lande.

Når man søger at bestemme det forløb, et vandløb skal have, må man huske på, at bundforskydningsspændingerne og strømningshastighederne vokser med vandstanden, i hvert fald så længe vandløbet ikke går over sine bredder. Man bør derfor først og fremmest foretage sine undersøgelser med udgangspunkt i de største vandføringer, der vil forekomme.

I vandløb, der har meget varierende vandføringer, er det særligt vanskeligt at fastlægge en bredde, da man risikerer, at der, hvis vandføringen er lille gennem lang tid, vil kunne dannes meandre i hovedløbet, som kan underskære de udførte konstruktioner.

3.3 Konstruktioner, der kan anvendes til flodregulering.

Reguleringerne kan groft inddeles i to hovedgrupper - selv om der altid vil være en betydelig overlappning, de der skal forhindere erosion af eksisterende bredder, og de der skal lede strømmingen eller fremme aflejringer på forudbestemte arealer.

Konstruktioner, der hovedsageligt skal hindre erosioner, er som regel udført som beskyttelse langs den udsatte bred,

der er reguleret. Der findes i det væsentlige fire forskellige beskyttelser: Tæppebeskyttelse, åben beskyttelse, tæt beskyttelse og høfder. Tæppebeskyttelsen laves af sten, beton, asfalt eller mætter af tømmer, belastet med sten. I det ideelle tilfælde opfylder den følgende krav: 1. Den placeres på en bred, der er afrettet med en passende hældning, og som har den form, den endelige bred skal have. 2. Den har tilstrækkelig styrke til at modstå påvirkninger fra strømmingen, flydende genstande og is. 3. Den er så tæt, at det underliggende materiale ikke kan fjernes. 4. Den er så bevægelig, at den kan tilpasse sig uregelmæssigheder i bredden og følge sætninger i de underliggende jordarter (f.eks. på grund af varierende vandstand). 5. Hvis beskyttelsen ikke strækker sig mere end 5 m ned under normal vandstand, er det en fordel at gøre den meget ru for at mindske strømningshastigheden i dens nærhed og forebygge, at den bliver under-skåret.

Det sidste punkt er der ikke almindelig enighed om, da ruheden vil skabe øget turbulens og derved større fare for, at det underliggende materiale bliver ført med. Erfaringer fra Missourifloden tyder dog på, at den store ruhed der har mindsket faren for underskæring.

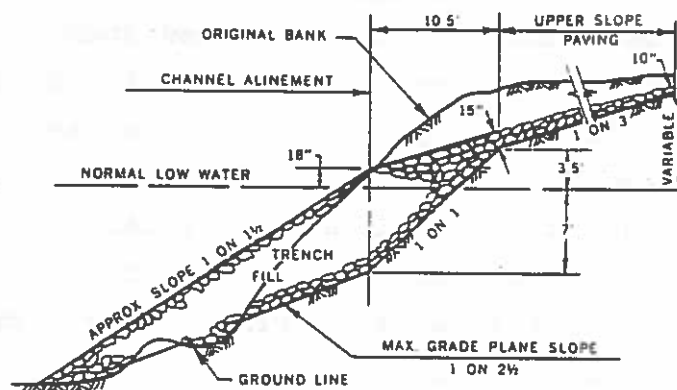


Fig.13: Eksempel på tæppebeskyttelse med stenkastning (Missouri).

På Fig.13 ses den tæppebeskyttelse, udført af stenfyld, der har vist sig mest effektiv ved regulering af Missouri. Det ses, hvorledes den oprindelige bred er rettet af. Stenfyldet anbringes med slæbeskovl - en metode, der ikke skulle medføre nogen synderlig sortering af stenene. Hvis materialet blev dumpet fra vogne eller pramme, kunne det ske, at de største sten samles ved foden af beskyttelsen. Den store mængde stenfyld, der findes nederst i beskyttelsen, er nødvendig for, at der kan falde materiale ned og beskytte eventuel dybdeerosion neden for beskyttelsen, uden at der sker blottelser højere oppe.

Stenmaterialet må ikke være for dårligt; f.eks. hårde kalkbjergarter har vist sig at være udmærkede. Middelstørrelsen må bestemmes udfra strømningshastighederne i floden, som regel er man gået ud fra hastigheden 10 ft fra bredden. Der er ikke enighed om, hvilken dimensioneringsformel, der bør anvendes, men følgende er i nogenlunde overensstemmelse med praksis: $W = 4 \cdot 10^{-5} \cdot G_s V^6 / ((G_s - 1)^3 \cdot \cos^3 \phi)$, W er vægten i pund, G_s materialets specifikke vægt, V er hastigheden i ft/s og ϕ er beskyttelsens overflades vinkel med vandret. Formlen bør nok anvendes med nogen skepsis, især hvis ϕ nærmer sig friktionsvinklen for materialet !

Hvis det er påkrævet med beskyttelse på større dybder end ca. 10 m, må stenkastningen suppleres med mætter af tømmer eller faskiner, belastet med sten. Også ved mindre dybder - især hvis der er stor fare for dybdeerosion - kan det være nyttigt at supplere med mætter neden for stenkastningen.

Ved Mississippi er foretaget forsøg med beskyttelse af bredderne udelukkende med store mætter bestående af betonfliser holdt sammen med wire. De fungerede ofte udmærket, men var vanskelige at anbringe, da strømmen tog fat i de store flader. En anden ulempe var, at eventuelle skader på beskyttelsen fik et stort omfang; hele mætter blev som regel ødelagt, og mætten nedstrøms for den ødelagte var nu blottet, og således kunne en enkelt lille skade føre til destruktion af beskyttelsen over betydelige strækninger.

Åben beskyttelse virker ved at mindske strømningshastighederne tæt ved bredden og derved fremme aflejring og hindre

erosion. Den anbringes først og fremmest, hvor der skal dannes en glat forløbende bred, som ikke vil blive udsat for stor erosionspåvirkning, men kan også gøre nytte som beskyttelse, hvor en tæppebeskyttelse ville være for dyr. Den åbne beskyttelse kan udføres som een eller flere pælerækker (Fig.14) eventuelt med stålwirer mellem de enkelte pæle, eller flere rækker af "spanske ryttere" (se Fig.15), gamle bilvrag eller andet der kan anbringes, så det udgør en fortløbende beskyttelse. Hvis den åbne beskyttelse befinder sig mere end et par meter fra bredden, må der med jævne mellemrum etableres forbindelse med bredden, således at der ikke forekommer strømninger af betydning bag beskyttelsen. I tilfælde af, at der er fare for underskæring, må bunden omkring konstruktionen beskyttes med måtter eller et stenlag.

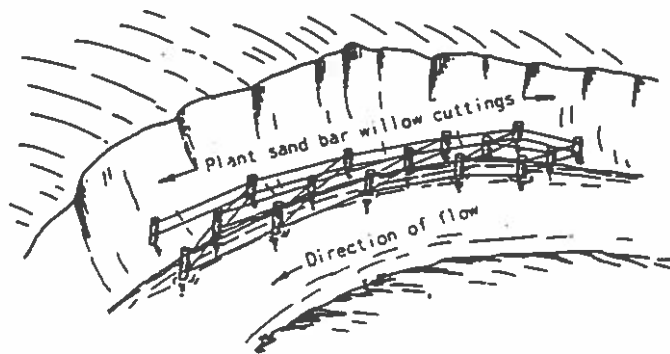


Fig.14: Åben beskyttelse bestående af tre pælerækker. Pælene er forbundet med wire.

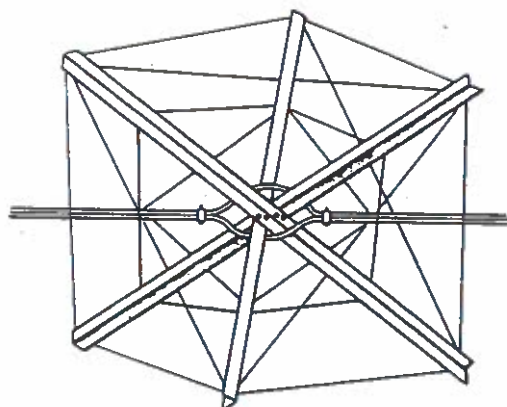


Fig.15: En "spansk rytter" udført af vinkeljern.

Af og til vil det ikke være nødvendigt at lade den åbne beskyttelse forløbe langs hele bredden, og man laver da nogle L-formede konstruktioner, som vist på Fig.16. Stykkerne parallelle med vandløbet bør dække ca. $2/3$ af hele strækningen. Disse L-formede konstruktioner kan fremme aflejringen af sand mellem beskyttelsen og bredden i forhold til, hvad der ville komme ved en kontinuert beskyttelse.

Tæt beskyttelse minder meget om den åbne beskyttelse med pælerækker, blot forbindes pælene med en tæt konstruktion af træ eller stål. Også ved den tætte beskyttelse må man forhindre strømmingen mellem bredden og konstruktionen. Den tætte beskyttelse må forløbe kontinuert over den udsatte strækning, og er sjældent økonomisk at anvende. Den kan kun anvendes i små vandløb.

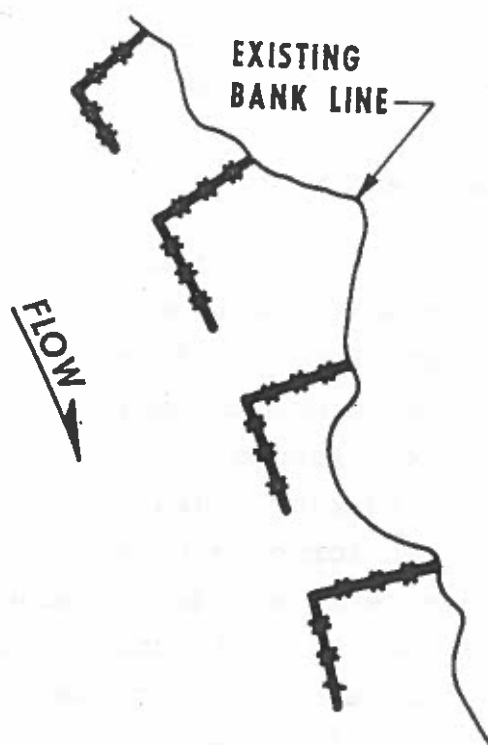


Fig.16: Beskyttelse i form af L-formede konstruktioner.

Høfder er korte tætte konstruktioner, som med jævne mellemrum er anbragt omtrent vinkelret på bredden. Der er ikke enighed om, hvorvidt de bør pege lidt mod eller lidt med strømmen; deres længde skal være mindst tre gange vanddybden ved den yderste ende. I USA har man fundet, at de gør mere skade end gavn, men de synes at have været brugt med succes i Europa, f.eks. ved regulering af den nedre Rhin.

Der kan ikke siges noget generelt om, hvorledes beskyttelserne skal anbringes i forhold til den normale vandstand; det må skønnes ud fra den strømningssituation, hvor beskyttelsen er påkrævet, om det er ved almindelig vandstand eller i forbindelse med en flom o.s.v. Hvis det stykke, som

kræver beskyttelse, kun kortvarigt er under vand, kan man - hvis forholdene iøvrigt tillader det - ofte nøjes med at beplante det, for eksempel med pilekrat.

Ledeværker

Ledeværker anlægges først og fremmest for at ændre strømningerne i vandløbet og fremme eller hindre erosion på bestemte arealer. Formålet med indgrebet kan være at give vandløbet et hensigtsmæssigt forløb eller at gøre det smalere, hvilket forøger dybden til gavn for eventuel flodsejlad og forøger evnen til at transportere sediment, hvad der også kan forbedre besejlingsforholdene.

De materialer, der anvendes til leddeværker, er næsten de samme, som er nævnt under beskyttelse. Ledeværkerne kan udføres som pælekonstruktioner (Fig.17), stenkastninger, betonkonstruktioner eller bestå af "spanske ryttere". Valget af materialer og konstruktionsform afhænger naturligvis af den måde, leddeværket er tænkt at virke på, og hvilke materialer, der er let tilgængelige i det pågældende område.

Når den økonomiske gevinst ved reguleringer er ringe, kan man være nødt til at udføre konstruktionerne ved hjælp af bilvrag og andet skrammel, hvis virkemåde måske ikke er særlig ideel.

De mest udbredte leddeværker er udbygninger, der er omtrent vinkelrette på bredden og strækker sig fra denne og ud til den ønskede grænse for hovedstrømningen.

Udbygningerne kan laves som åbne eller tætte konstruktioner. De åbne virker mest fremmende på aflejringen af sediment, men til gengæld er effektiviteten af de tætte konstruktioner ikke afhængig af, om der aflejres noget. Sædvanligvis anbringes udbygningerne i serier med en indbyrdes afstand af samme størrelsesorden som længden af konstruktionerne. Det synes som om aflejring mellem de enkelte udbygninger fremmes, hvis hver enkelt konstruktion i en serie gøres lidt lavere end den foregående. Som regel udføres udbygningerne med svagt skrånende (ca. 1:50) overside, således at de er

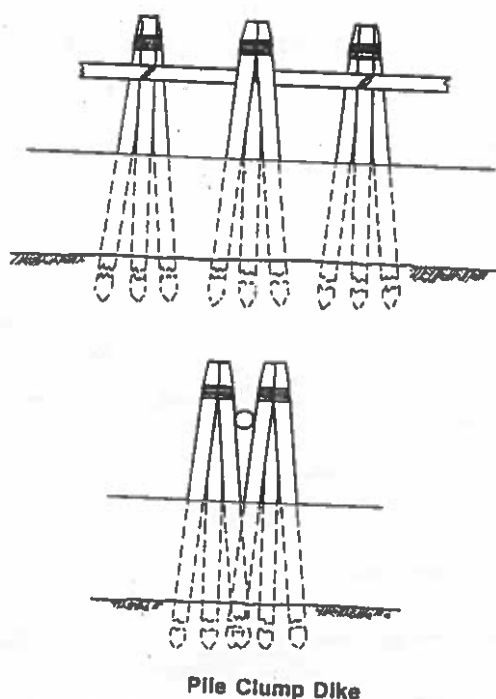


Fig.17: Pælekonstruktion bestående af pælegrupper.

højest ved bredden og lavest yderst mod strømmen. For at forhindre underskæring på grund af sekundære strømninger mellem konstruktionerne kan man lave små udvækster på disse, og lade dem forgrene sig. Højden af udbygningerne er forskellig for hvert tilfælde, men ofte - for store konstruktioner - vil spidsen være 3-4 m højere end normal lav vandstand i floden.

En anden konstruktion er ledevægge, der ikke har forbindelse med bredden, se Fig.18. Ledevæggene er omtrent retliniede og anbringes med en vinkel på ca. 10° med hovedstrømmingen, således at den nedstrøms ende er fjernest fra bredden. Sædvanligvis anbringes ledevæggene på række, den ene nedstrøms for den anden med en indbyrdes afstand, der er ca. halvt så stor som længden af ledevæggene selv. De fleste erfaringer stammer fra den nedre del af Mississippi, hvor man især har anvendt ledevæggene til at lukke forgreninger og til at kon-

centrere strømmingen over grunde områder, så der eroderes en dybere kanal; og de fleste steder har ledevæggene fungeret godt. De ledevægge, der findes ved Mississippi, har typisk dimensionerne: højde ca. 4 m over normal lav vandstand og længde ca. 400 m.

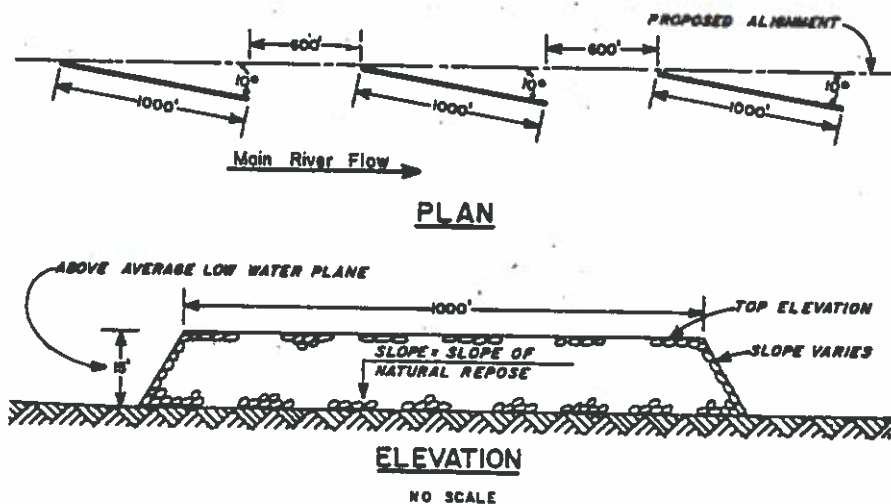


Fig.18: Ledevægge.

Naturligvis er det ikke muligt i praksis at opretholde en skarp grænse mellem beskyttelse og ledeværker. De fleste konstruktioner vil i større eller mindre grad tjene begge formål. Især er den L-formede beskyttelse i virkemåde og udformning nært beslægtet med udbygningerne.

Sammensætning af konstruktioner.

Vi vil nu se på et par eksempler på, hvorledes de ovennævnte konstruktioner kan kombineres til en regulering af en strækning på et vandløb. Fig.19 er fra et stykke af Missouri-floden, der har været meget vanskeligt at regulere. Det ses, at man har valgt at give floden et helt nyt leje, og hovedsageligt lade dens forløb bestemme af beskyttelse af de nye bredder.

Når man således vælger at lade floden forløbe på en helt ny måde, vil det næsten altid være mest økonomisk at fore-

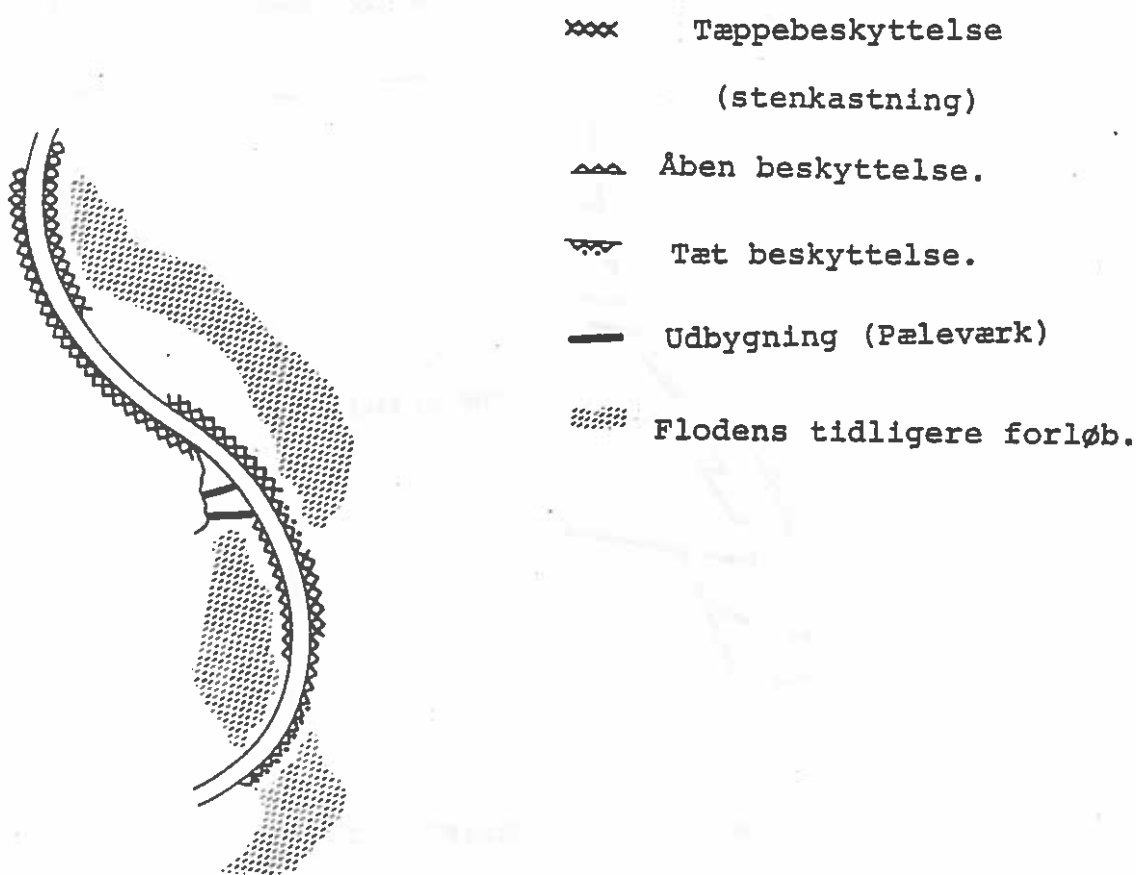


Fig.19: Regulering af Missourifloden.

tage udgravninger og lave konstruktioner, inden flodens leje ændres. Hvis jordarterne på stedet er let eroderbare, kan man måske nøjes med blot at udføre en pilotkanal mellem de nye konstruktioner, og så lade denne gradvist udvikle sig.

På Fig.20 ses en lidt mere rolig strækning på Missouri, hvor man først og fremmest har benyttet indbygninger, som både bestemmer hovedstrømningsforløb og indsnævrer tværsnittet.

Fig.21 viser, hvorledes en gren af en flod kan lukkes ved hjælp af udbygninger og ledevægge. En sådan lukning kan ikke forventes at blive permanent, da de aflejringer, der kommer bag ledevæggene, let vil kunne fjernes igen under en flod, når vandstanden bliver høj.

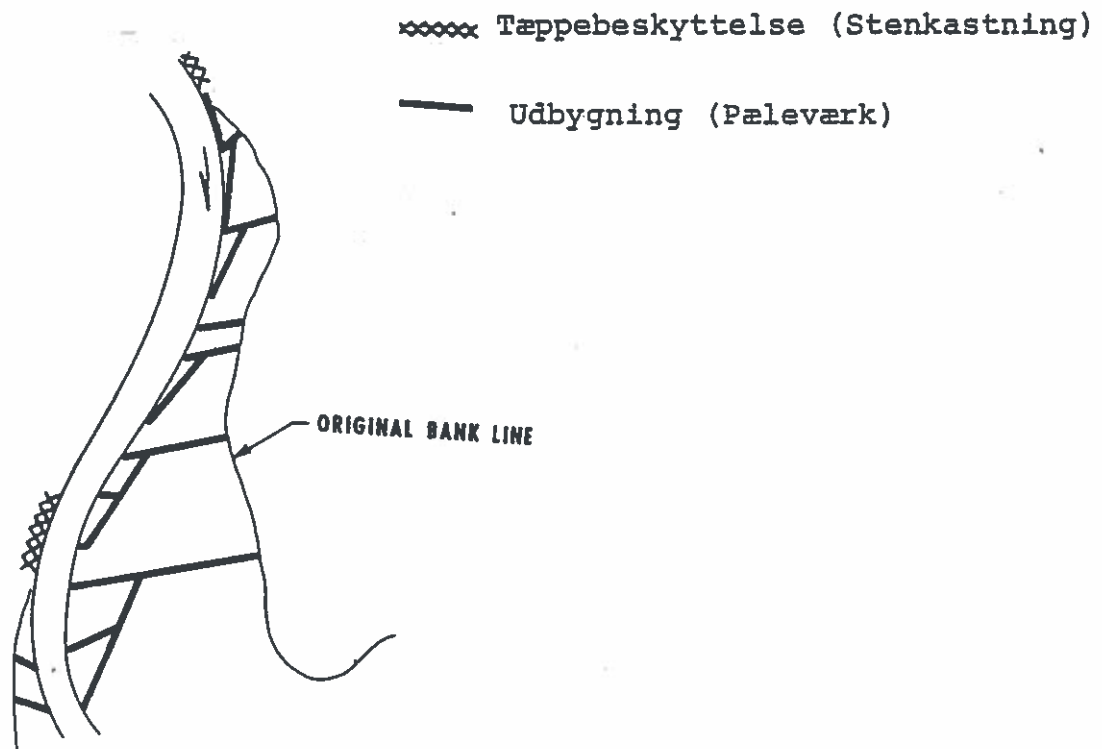


Fig.20: Regulering af Missourifloden.

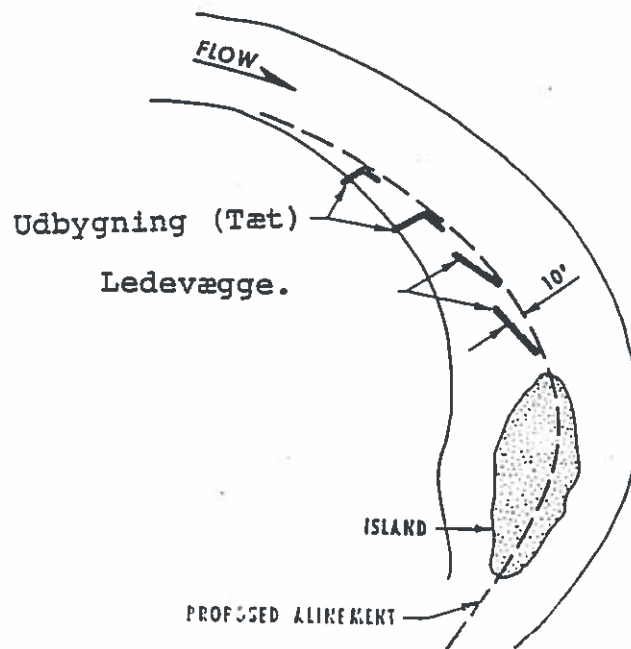
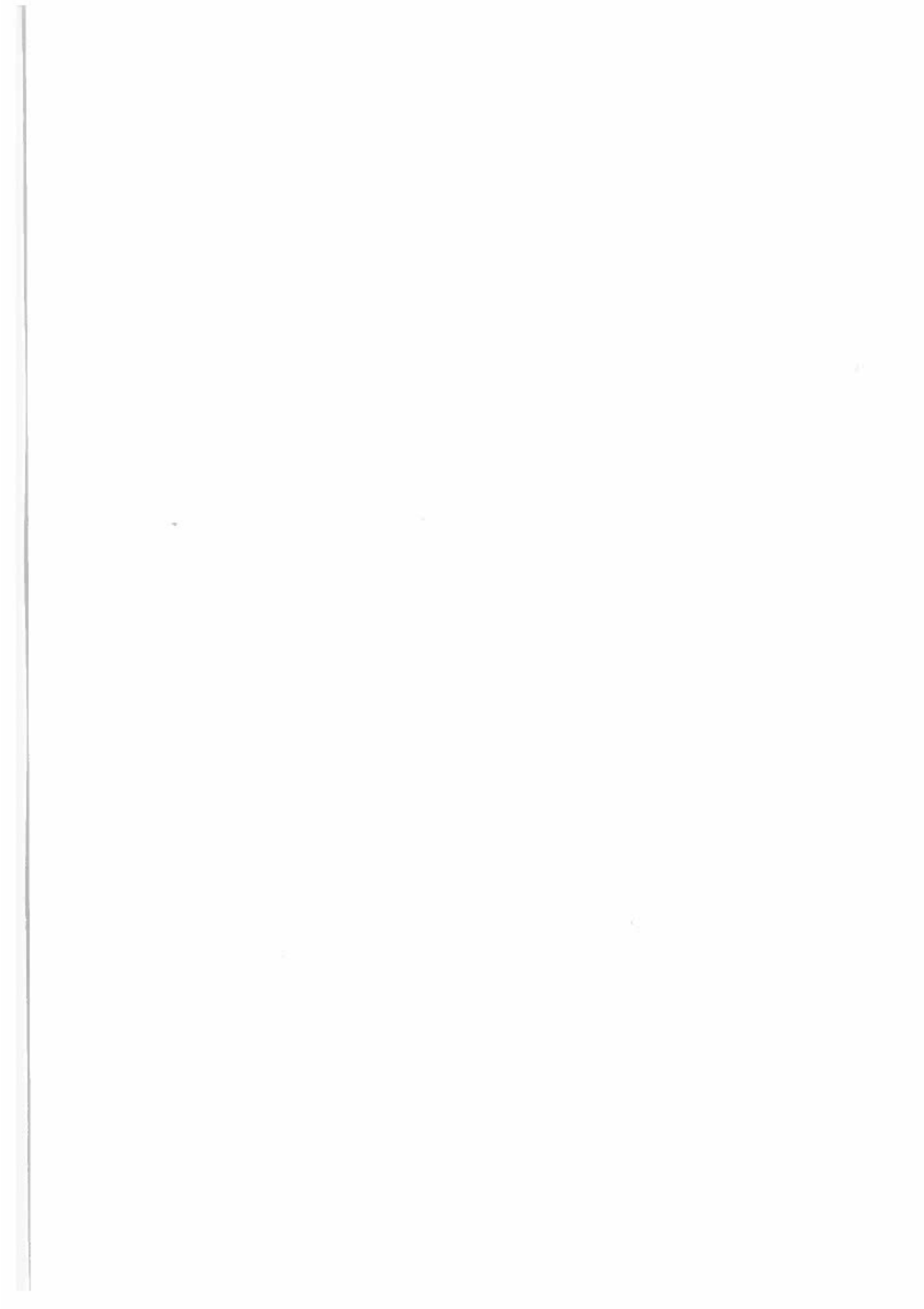


Fig.21: Lukning af en flodgren.

Litteraturliste

- Leopold, L.B., Wolman, M.G. og Miller, J.P. (1964):
Fluvial processes in geomorphology. W.H. Freeman
and company, San Francisco.
- Shen, H.W. (Edt.), (1971): River mechanics Vol. I & II.
Shen, Fort Collins, Colorado.
- Sundborg, A. (1956): The river Klarälven, a study of fluvial
processes. Bulletin No. 52 of the Institution of
Hydraulics at the Royal Institute of Technology,
Stockholm.
- Tennessee Valley Authority (1961): Floods and flood control.
Technical Report No. 26, Knoxville, Tennessee.
- Vanoni, V.A. (Edt.), (1975): Sedimentation Engineering,
A.S.C.E. New York.
- Wolman, M.G., Leopold, L.B. (1957): River flood plains.
U.S. Geological Survey Professional Paper 282-c.



SEDIMENTATIONSPROBLEMER I FLODER

Noter af

Jørgen Fredsøe og Rolf Deigaard

SEDIMENTATIONSPROBLEMER I FLODER

1. Sedimentation af flodhavne

I flodhavne sker der ofte sedimentation på grund af vandudveksling mellem flodstrømmen og vandet i havnebassin-erne: når vandet føres ind i havnen medtager det sediment, af hvilket en del kan bundfælde i de mere rolige dele af bassinerne. Udvekslingen skyldes hovedsagelig 3 mekanismer:

- a. hvirveludveksling
- b. tæthedsstrømme
- c. flodskifte.

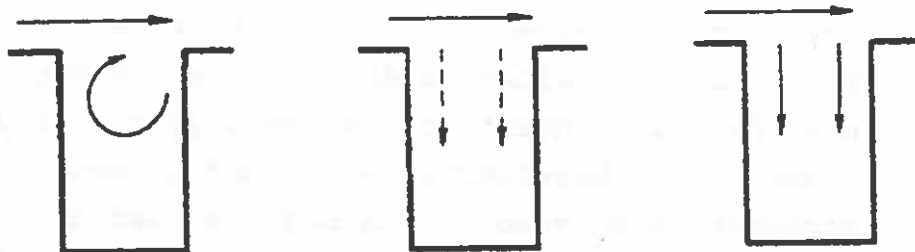


Fig. 1. Skitse af vandudvekslingsmekanismer.

a. Hvirveludveksling

Når en strøm passerer forbi en havnemunding, vil der mellem det strømmende og det stillestående vand dannes et frit grænselag, der breder sig under vinklen ca. 1:10, se figur 2. Dette grænselag, der består af et kompliceret møn-

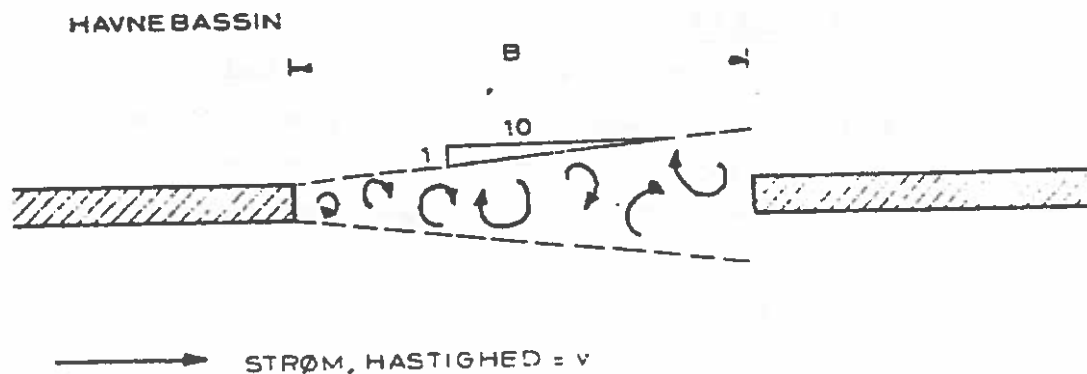


Fig. 2. Skitse af vandudveksling mellem strøm og stillestående vand.

ster af hvirvler, trækker vand ind fra såvel strømmen som det stillestående vand, hvorved der sker en opblanding af vandet i strømmen og vandet i havnen.

Ud fra modelforsøg er det fundet, at vandudvekslingen Q i den ovenfor skitserede situation er givet ved

$$Q \approx 0.07 BDv$$

hvor B er bredden af indsejlingen, D vanddybden og v hastigheden af strømmen udenfor havnen. (Lignende opblandingsmekanismer kendes f.eks. fra impulsstråler, hvor $Q \sim 0.08 BDv$).

b. Tæthedsstrømme

Tæthedsstrømme forekommer især i havne beliggende så tæt ved kysten, at der ved højvande kan trænge saltvand fra havet op til havnen. I sådanne tilfælde vil der være densitetsforskelle mellem vandet i floden og vandet i havnebassinet. Når saltkoncentrationen er størst i floden, vil det trænge ind i bassinerne langs bunden, mens der tilsvarende strømmer fersk vand ud fra bassinet ved overfladen. Vandudskiftningen kan tilnærmelsesvis beregnes ud fra det såkaldte "sluseproblem", beskrevet i ref. [1] s.15-17. Det skal bemærkes, at havnens udstrækning kan være en afgørende parameter, idet tæthedsstrømmen jo kun forekommer indtil densitetsforskellene er udjævnet.

I floder med meget opslemmet materiale kan tæthedsstrømmene mellem flod og havn også forekomme på grund af tæthedsforskelle, frembragt af de store koncentrationer af svæv ude i floden.

c. Flodskifte

I løbet af en tidevandsperiode T vil et havnebassin med et overfladeareal A have udvekslet et vandvolumen $= A \cdot h$ med vandet udenfor. h er koteforskellen mellem høj- og lavvande. Dvs. vandudvekslingen pr. tidsenhed er givet ved

$$Q = \frac{Ah}{T}$$

T er normal $= 12.5$ timer, men nogle gange har man kun høj- og lavvande 1 gang i døgnet.

EKSEMPEL: Esbjerg havn.

Esbjerg havn kan betragtes som Danmarks største flodhavn. Med sin beskyttede beliggenhed bag Fanø er havnen ikke udsat for nogen særlig bølgepåvirkning. På grund af tidevan-

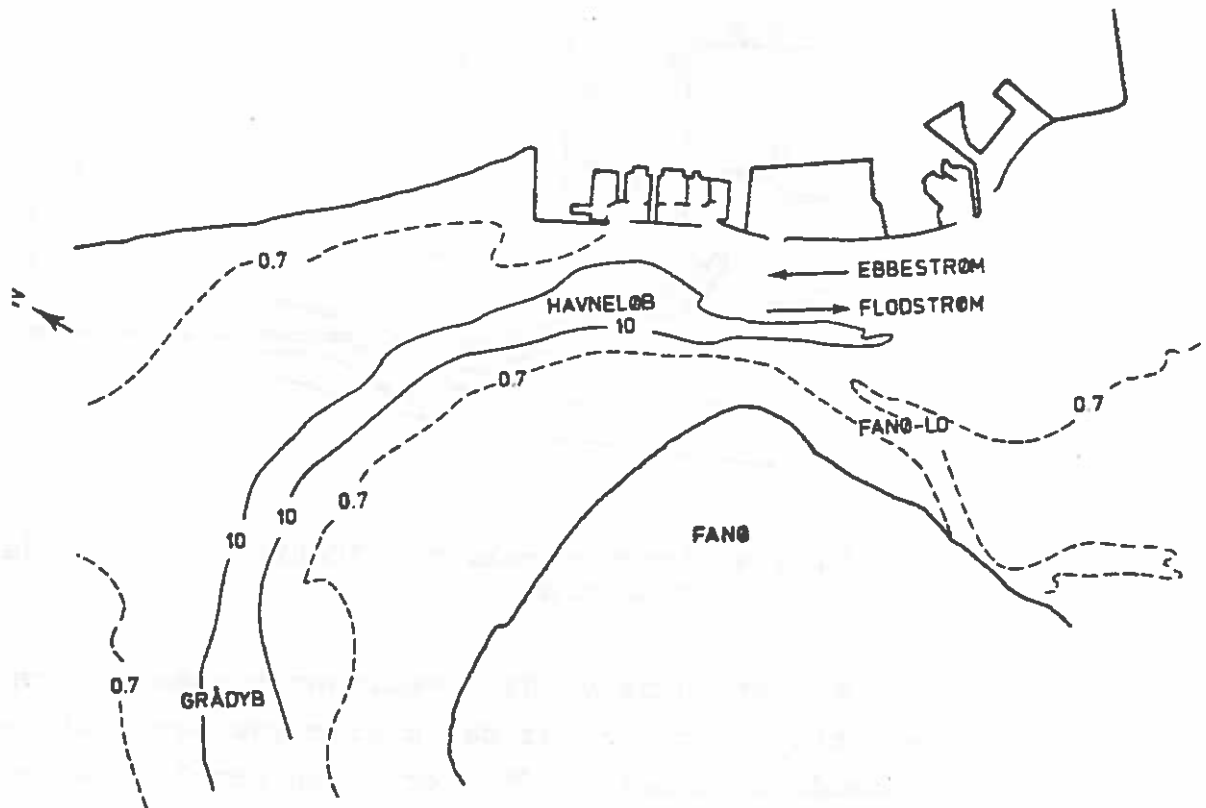


Fig. 3. Oversigtskort over Esbjerg Havn.

det skabes der imidlertid foran havnen en strøm frem og tilbage, der maksimalt når op på ca. 1 m/s. Koteforskellen mellem høj- og lavvande er gennemsnitlig 1.3 m. Bunden foran havnen består af sand, men herudover har vandet et indhold af særdeles fint materiale på ca. 45 mg/l vand. 60% af dette materiale har en faldhastighed på mindre end 2 meter/time.

Ser vi specielt på trafikhavnen, figur 4, ses det, at strømmen i løbet udenfor giver anledning til dannelsen af et hvirvelholdigt område tæt ved munden. Desuden driver den en svag hvirvel af dimensioner sammenlignelig med bassinet rundt.

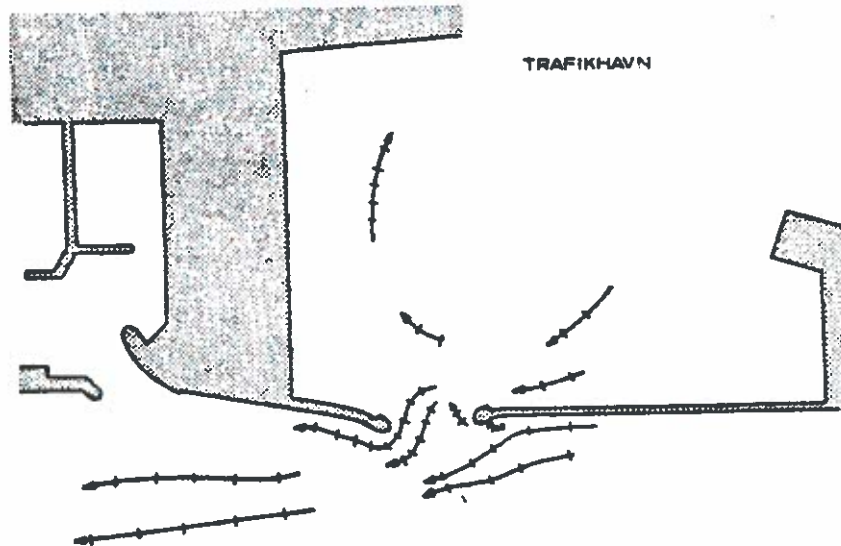


Fig. 4. Strømforhold ved Trafikhavnen, Esbjerg. Ebbestrøm.

For at kunne vurdere sedimentationen af havnen må man kende til, hvor hurtigt det opslemmede materiale kan nå at bundfælde sig. Dette afhænger på en kompliceret måde af turbulensgraden, koncentrationen af opslemmet materiale, kornfordelingskurven og medføringshastigheden. Beregningerne kan principielt udføres ved at opstille et udtryk for ligevægt mellem diffusion, konvektion og bundfældning.

I det foreliggende tilfælde antyder grove skøn, at ca. 40% eller 18 mg/l vil bundfældes i de hvirvelholdige områder tæt ved indsejlingerne. Af det vand, der herefter fortsætter ind i havnebassinerne kan ca. 1/3 eller 10 mg/l nå at sedimentere længere inde i bassinerne.

Fra de foregående afsnit fås følgende vurderinger af vandudskiftningen:

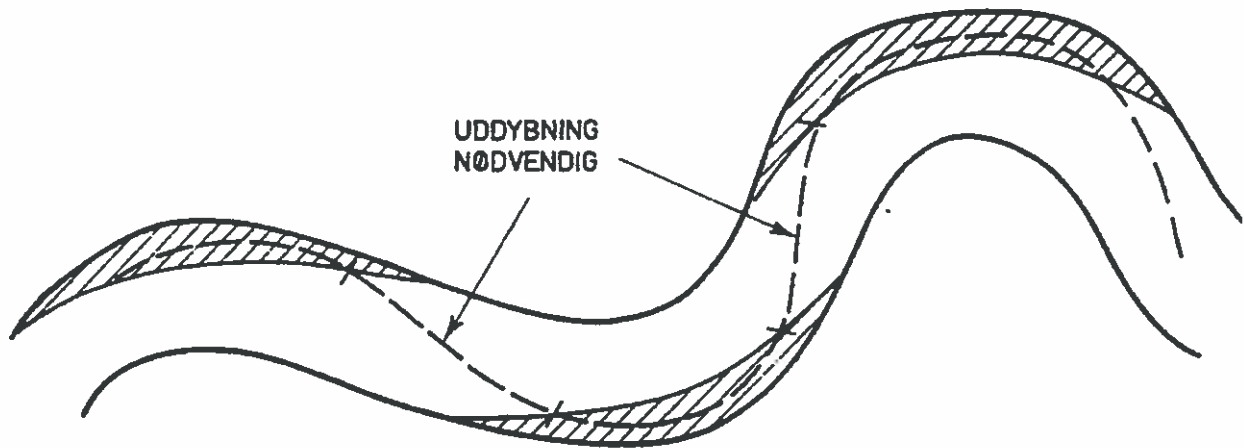
hvirveludveksling:	770.000 m ³ /døgn
tæthedsstrømme	: ~ 1000.000 m ³ /døgn
flodskifte	: 850.000 m ³ /døgn

Dette medfører en transport af fast stof = 117 tons/døgn. Hvis sedimentet aflejres på bunden med et tørstofindhold på 1.5 t/m³, vil dette medføre, at bunden hæver sig 16 cm/år, såfremt sedimentet lejrer sig jævnt over hele bassinet. Som nævnt må det imidlertid forventes, at en stor del af sedimentationen koncentrerer sig i det hvirvelholdige område tæt ved indsejlingen. Skønnes dette areal at svare til ca. 1/5 af det totale havneareal, fås herved en sedimentation i dette område på ca. 50 cm/år, mens der på det resterende havneareal kun sker en sedimentation af størrelsen 7 cm/år. Dette skøn er baseret på, at vandet, der bliver tilført havnebassinet på grund af flodskifte og tæthedsstrømme samt ca. halvdelen af udvekslingsmængden på grund af hvirveludvekslingen, fortsætter ind i den mere rolige del af havnebassinet.

- Litteratur: [1] Engelund, F.A. & Leif Christensen: Lagdelte og inhomogene vædskers hydraulik. Polyteknisk forlag, 1969.
- [2] Rapport over modelforsøg, maj 1971. Esbjerg Havn. Vandbygningsinstituttet.
- [3] Esbjerg Havn. Modelforsøg. Juli 1977. Dansk Hydraulisk Institut.

2. Sedimentation af sejlrender i sandførende floder.

Det er ofte nødvendigt at uddybe floder for at have tilstrækkelig dybde til skibssejls. Uddybning er dog hovedsageligt nødvendigt på de lige strækninger af floden. Som vi så i afsnittet om strømninger i krumme vandløb, vil der i flodbøjningerne være relativt dybt i den yderste del af svinget.



//// : under et vist niveau — : linieføring af sejlrende

Fig. 1. Linieføring for sejlads i meandrende flod.

Linieføringen lægges derfor som skitseret ovenfor, figur 1, således, at uddybningsarbejdet bliver mindst muligt.

Hvis det er nødvendigt at uddybe på de lige strækninger, vil der med tiden ske en sedimentation af de uddybede områder, så en vis vedligeholdelse vil være nødvendig. Størrelsen af denne vedligeholdelse vil blive vurderet i det følgende.

Lad os betragte den situation, hvor strøm og sejlren- ders linieføring har samme retning, figur 2.

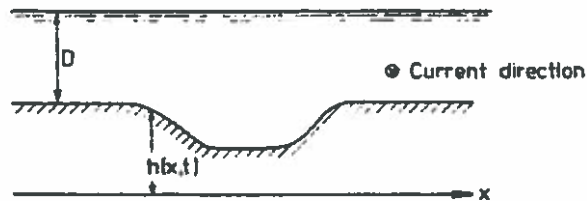


Fig. 2. Definitionsskitse af udgravet sejlrende.

Bundens niveau kaldes h , og dette varierer på grund af uddybningen på tværs af floden (kaldet x -retningen). På grund

af tilbagefyldning er h også en funktion af tiden t . Den lokale værdi af tværhældningen er givet ved

$$\tan \alpha = - \frac{\partial h}{\partial x} \quad (1)$$

Fra afsnittet om strømninger i krumme vandløb ved vi, at bundpartikler, der bevæger sig langs en bund med en vis tværhældning, vil afvige en lille vinkel ψ fra strømretningen.

I det foreliggende tilfælde er ψ bestemt ved

$$\tan \psi = \frac{\tan \alpha}{\tan \phi} = - \frac{1}{\tan \phi} \frac{\partial h}{\partial x} \quad (2)$$

jvf. (1). $\phi \sim 27^\circ$ (den dynamiske friktionsvinkel). Fra definitionen af ψ haves

$$\frac{q_{b_2}}{q_b} = \tan \psi \quad (3)$$

hvor q_b = bundtransporten af sediment i strømretningen pr. løbende meter bredde, målt i volumen.

q_{b_2} = den tilsvarende tværgående sedimenttransport.

Kontinuitetsligningen for sediment lyder

$$\frac{\partial q_{b_2}}{\partial x} = - (1-n) \frac{\partial h}{\partial t} \quad (4)$$

idet der antages ikke at være ændringer i sedimenttransportens størrelse i strømretningen. n er porøsiteten af sand (~ 0.45). Af lign. 1, 2, 3 og 4 fås

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{1}{(1-n) \tan \phi} \frac{\partial}{\partial x} (q_b \frac{\partial h}{\partial x}) \quad (5)$$

Normalt vil $q_b = q_b(x)$, da bundforskydningsspændingen er størst ved størst vanddybde ($\tau/\rho = gDI$). Hvis den uddybede dybde er relativ lille i forhold til vanddybden D , kan q_b regnes for konstant, så ligning 5 bliver

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{q_b}{(1-n) \tan \phi} \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = v \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \quad (6)$$

hvor

$$v = \frac{q_b}{(1-n) \tan \phi} \quad (7)$$

er indført. Løsningen af (6) afhænger af, hvorledes profilet ser ud lige efter uddybningen, hvor t sættes til 0. Det antages, at hældningen på siderne lige efter uddybningen er konstant α_0 , se figur 3 (normalt er $\tan \alpha_0 \sim 1:5$). Den maksimale uddybningsdybde kaldes a .

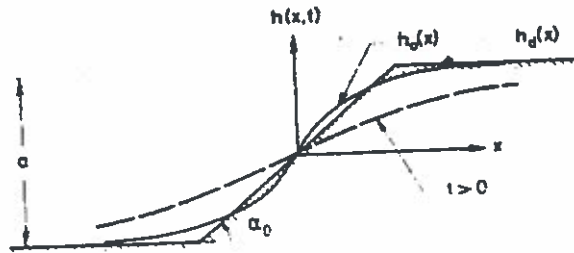


Fig. 3. Udvikling af sidevæg med tiden.

Vi betragter nu f.eks. den højre sidevæg, der begrænser sejlrenden.

En simpel løsning til (6) er nu at beskrive sidevæggen ved en fejlfunktion F :

$$h = \frac{a}{2} F\left(\frac{x}{2\sqrt{v(t_0+t)}}\right) \quad (8)$$

$$\text{hvor } F(a) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^a \exp(-s^2) ds \quad (9)$$

(8) tilfredsstillende (6) og opfylder samtidig, at $h \rightarrow \pm \frac{a}{2}$ for $x \rightarrow \pm \infty$. 0-punktet for h - x koordinatsystemet placeres som vist i figur 3 midt på sidevæggen. Konstanten t_0 i (8) bestemmes ved at fitte det uddybede profil $h_d(x)$ så godt som muligt med den tilnærmede løsning $h_0(x)$ opnået fra (8) ved at sætte $t = 0$. Dette kan gøres ved at kræve

$$\int_0^{\infty} [h_0(x) - h_d(x)] dx = 0 \quad (10)$$

hvilket medfører

$$t_0 = \frac{\pi}{64} \frac{a^2}{v(\tan \alpha_0)^2} \quad (11)$$

Den mængde sediment, der langs én sidevæg nu bliver ført ned i sejlrenden, kan beregnes som

$$A(t) = \int_0^{\infty} [h_0(x) - h(x,t)] dx \quad (12)$$

eller

$$A(t) = \frac{a\sqrt{v}}{\sqrt{\pi}} \left(\sqrt{t + t_0} - \sqrt{t_0} \right) \quad (13)$$

Da en sejlrende har 2 sidevægge, skal sedimentationsmængden, fundet af (13), ganges med 2.

I figur 4 er vist nogle forsøg udført på ISVA. Trekkanterne og krydserne er opmålte resultater, mens den stiplede linie angiver løsningen, opnået fra (8).

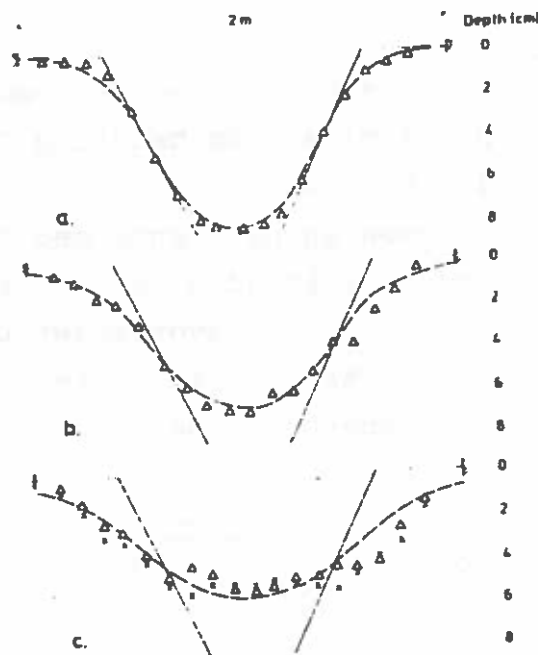


Fig. 4. Sammenligning mellem teoretisk og målt bundprofil.

(a): 20 min.

(b): 100 min.

(c): 200 min. $q_b = 1,9 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

Såfremt strømmen krydser sejlrenden under en svag vinkel σ skal (2) ændres til

$$\tan(\psi - \sigma) = \frac{\tan \alpha}{\tan \phi} - \tan \sigma \quad (14)$$

Eftersom (3) samtidigt skal ændres til

$$\frac{q_{b2}}{q_b} = \tan(\psi - \sigma) \quad (15)$$

bliver (5) imidlertid uændret, så den opnåede løsning er stadig gyldig. I dette tilfælde må man dog også tage hensyn til, at en vis mængde suspenderet materiale kan bundfælde sig i sejlrenden. Sålange σ er lille, er det dog stadig udglatningen af sidevæggene, der er den dominerende sedimentationsmekanisme, som det også vil fremgå af nedenstående numeriske eksempel.

EKSEMPEL:

Lad os betragte en flod med vanddybden $D = 8$ m, vandføring $Q = 4$ m³/m/s og hældning $I = 2 \cdot 10^{-5}$. Middelkornstørrelsen $d = 0.20$ mm.

Der udgraves en sejlrende med maksimaldybde $a = 4$ m. Strømmen krydser sejlrenden med en vinkel $= 5^\circ$.

Først beregner vi, hvor meget bundtransport, der føres ned i sejlrenden: hertil kræves kendskab til q_b , der findes ud fra en bundtransportformel, f.eks.

$$\frac{q_b}{\sqrt{(s-1)gd^3}} = \frac{5}{4 \sqrt{1 + \frac{(0.267)^4}{\theta' - \theta_c}}} [\sqrt{\theta'} - 0.7 \sqrt{\theta_c}] \quad (16)$$

se ref. [2]. θ' er den effektive dimensionsløse forskydnings-spænding (se [3]), der i tilfælde af en bankedækket bund findes ud fra

$$\theta' = 0.06 + 0.4 \theta^2 \quad (17)$$

θ beregnes ud fra

$$\theta = \frac{DI}{d(s-1)} = \frac{8 \cdot 2 \cdot 10^{-5}}{2 \cdot 10^{-4} (2.65-1)} = 0.48 \quad (18)$$

$\theta' = 0.15$ iflg. (17). Fra lign. 16 fås nu

$$q_b = \sqrt{1.65 \cdot 9.81 (2 \cdot 10^{-4})^3 \cdot 0.43} = 4.9 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

idet $\theta_c \approx 0.05$ er indsat som den kritiske forskydningsspænding. Fra (7) fås

$$v = \frac{4.9 \cdot 10^{-6}}{(1-0.45) \tan 27^\circ} = 1.75 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$$

Fra (11) fås

$$t_0 = \frac{\pi}{64} \frac{4^2}{1.75 \cdot 10^{-5}} \frac{1}{(0.2)^2} = 1.12 \cdot 10^6 \text{ sec.}$$

For $t = 1$ måned $= 2.26 \cdot 10^6$ sec. fås følgende sedimentationsmængde:

$$2A = \frac{2 \cdot 4 \cdot \sqrt{1.75 \cdot 10^{-5}}}{\sqrt{\pi}} \left(\sqrt{2.26 \cdot 10^6} + 1.12 \cdot 10^6 - \sqrt{1.12 \cdot 10^6} \right)$$

$$\text{eller } \underline{2A = 14.7 \text{ m}^3/\text{m/måned}} \quad (19)$$

Mængden af *suspenderet materiale*, der bundfælder sig i sejlrenden kan skønnes på følgende måde: når strømmen krydser sejlrenden nedsættes hastigheden v udenfor sejlrenden til v_1 på grund af kontinuitetsligningen.

$$v D = v_1 (D + a)$$

Antages friktionsfaktoren konstant medfører dette, at

$$\theta_1 = \theta \frac{v_1^2}{v^2} = 0.48 \left(\frac{8}{12} \right)^2 = 0.21$$

hvor θ_1 står for forskydningsspændingen i bunden af sejlrender. Fra (17) fås $\theta_1' = 0.08$. Eftersom strømmen krydser sejlrenden svagt, kan det antages, at transporten af suspenderet materiale svarer til den lokale transportkapacitet. Herved bliver mængden af aflejret materiale A_s fundet ved

$$A_s = (q_{s_0} - q_{s_1}) \sin \sigma t \quad (20)$$

hvor q_{s_0} er mængden af suspenderet materiale udenfor sejlrender

og q_{s_1} den tilsvarende nede i sejlrenden. Fra [2] kan disse mængder beregnes til hhv.

$$q_{s_0} = 2.14 \cdot 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s} \quad q_{s_1} = 7.87 \cdot 10^{-11} \text{ m}^2/\text{s}$$

således at efter 1 måned bliver sedimentationen

$$A_s = 0.005 \cdot \sin 5^\circ = 4.0 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{m}/\text{måned}$$

altså langt mindre end bundtransporten, opnået ved (19).

Med øget θ kan A_s dog øges væsentligt.

Drejer det sig om en flodstrækning på 10 km, på hvilken den tilstrækkelige dybde skal vedligeholdes, skal der pr. år fjernes

$$14.7 \cdot 10.000 \text{ m}^3$$

hvilket, med en m^3 -pris på ca. 10 kr. vil koste ca. 1½ mill. kr./år.

- Litteratur: [1] Fredsøe, J.: Sedimentation of River Navigation Channels. J. Hydr. Div. ASCE, vol. HY2, 1978.
- [2] Engelund, F. og J. Fredsøe: A sediment transport model for straight alluvial streams Nordic Hydrology 7, 1976.
- [3] Engelund, F. og E. Hansen: A monograph on sediment transport in alluvial streams. Teknisk Forlag 1972.

EROSION OMKRING BROPILLER

Noter af
Jørgen Fredsøe

EROSION OMKRING BROPILLER

Når en konstruktion bygges ud i et vandløb, vil dens tilstedeværelse ændre strømningsbilledet lokalt. Denne ændring skyldes dels 1) at der sker en lokal forøgelse af middelhastigheden på grund af formindskelsen i vandløbets tværsnitsareal, samt 2) at der sker en kraftig ændring i strømningsmønsteret langs de neddykkede konstruktioner.

Såfremt bunden i vandløbet består af erodérbart materiale (ler, silt, sand eller grus), kan man risikere, at denne ændring i strømningsmønsteret vil medføre en lokal erosion omkring konstruktionerne.

For at vurdere faren for eventuel underskæring er man som regel især interesseret i den maksimale dybde d_m , der nås ved erosionsprocessen. Såfremt denne dybde viser sig at være for stor, vil man også være interesseret i at vide, hvilket materiale (stenstørrelse) man skal anbringe omkring konstruktionen for at undgå erosion overhovedet.

1. Strømningsmønsteret omkring bropiller

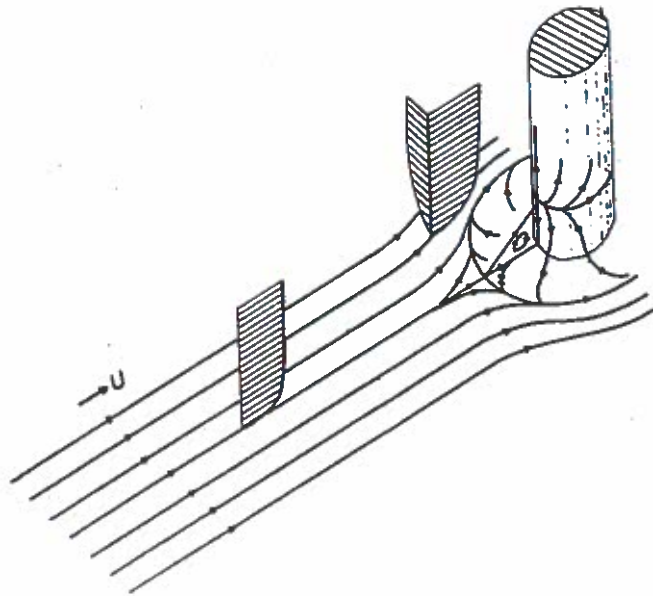
Vi betragter i det følgende cylindriske piller af forskellig tværsnitsform.

Såfremt bropillens form er stump i den opstrøms retning, vil der langs bropillen nede ved bunden dannes en kraftig hesteskoformet hvirvel (se fig. 1a og 1b). Rotationshastigheden i denne hvirvel øges, når man bevæger sig fra bropillens opstrøms ende langs pillens periferi, svarende til at hvirvlen bliver strakt. Såfremt denne hesteskoformede hvirvel eksisterer, vil den største erosionsfare være her.

Såfremt bropillen er skarpkantet opstrøms, skal man stadig opfatte den som stump, såfremt åbningsvinklen er større end ca. 30° .

Hvis bropillen er tilstrækkeligt strømlinjet, vil den største erosionsfare være til stede nedstrøms for bropillen, hvor der kan foregå hvirvelafløsning, og hvor der samtidig findes en kraftig turbulent dødzone.

a)



b)

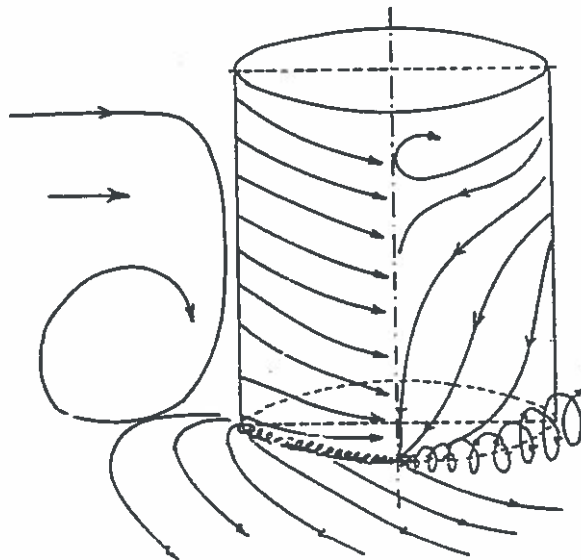


Fig. 1a og b: Skematisk tegning af hvirvelmønstret omkring neddykket pille.

Ændringerne i det lokale strømningsmønster er således tæt knyttet til tværsnitsformens geometri.

2. Erosionshullets udvikling

Når man betragter den tidslige udvikling af et erosionshul, skelner man normalt mellem rent-vandssituationen og situationen, hvor der sker en kontinuert materialtransport i den uforstyrrede strømning. I førstnævnte tilfælde forstås, at $\theta < \theta_c$ i den uforstyrrede strømning, således at der kun sker en transport af materiale i en lille omegn omkring bro pillen. Denne transport vil foregå, indtil erosionshullet er blevet så dybt, at intet materiale i hullet mere er i stand til at bevæge sig. Som en tommelfingerregel haves, at θ for den uforstyrrede strømning skal være større end $\theta_c/2$, for at der overhovedet foregår erosion.

I tilfælde af kontinuert materialetransport er erosionsdybden ikke bestemt af, at materialet ikke bevæger sig i hullet, men derimod ud fra kravet om, at den mængde materiale der føres ned i hullet er lig med den mængde, der føres bort herfra. Der må i dette tilfælde altså gerne ske en transport af sediment i hullet, hvorfor erosionsdybden i dette tilfælde generelt er en smule mindre end i rent-vands tilfældet. I figur 2 er de to tilfælde vist skematisk. I tilfælde af kontinuert

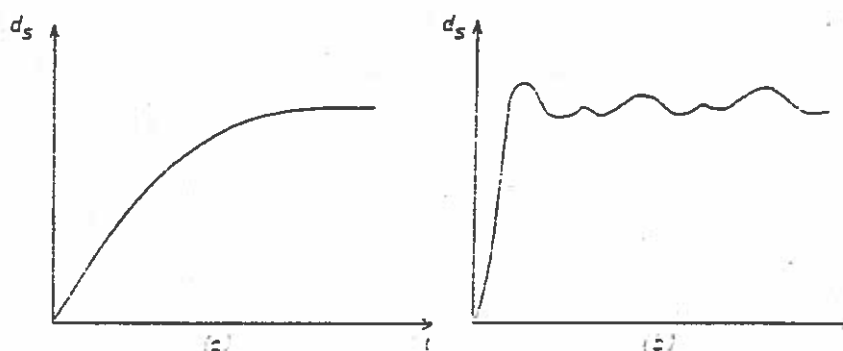


Fig. 2: Tidslig udvikling i erosionsdybden d_s .

a: rent-vandssituationen.

b: kontinuert materialtransport.

materialtransport fluktuerer den maksimale erosionsdybde på grund af forbigående banker i bunden.

3. Beregning af maksimal erosionsdybde

Det har indtil nu ikke ad teoretisk vej været muligt at beregne det komplicerede strømningsmønster, beskrevet i afsnit 1. Derimod har der gennem de sidste 50 år været foreslået et utal af forskellige empiriske formler til bestemmelse af den maksimale erosionsdybde. Disse har især knyttet sig til cylindriske piller med cirkulær eller kvadratisk tværsnitsform. Et eksempel på variationen af disse empiriske formler er vist i figur 3, hvor den maksimale erosionsdybde divideret med diameteren af bro pillen (= b) er givet som funktion af vanddybden divideret med b. Den mest anvendte af disse formler er Laursen/Veiga da Cunha's, der følger formlen

$$\frac{d_s}{b} = K \left(\frac{D}{b}\right)^{0.3} \quad \left\{ \begin{array}{l} K = 1.5 \text{ for kvadratiske piller} \\ K = 1.35 \text{ for cirkulære piller} \end{array} \right\} \quad (1)$$

D er vanddybden.

Formel (1) er også gyldig for rektangulære piller, hvis b indsættes som bredden af pillen på tværs af strømrretningen.

Variationen i d_s med forskellige hydrauliske og geometriske parametre kan findes ud fra dimensionsanalyse:

Lad os antage, at bundmaterialet består af kohesionsløst sand med en middelkorndiameter = d. Vædskens massefylde kaldes ρ , sandets ρ_s . Vanddybden = D, strømningshastigheden = U, vandets viskositet = ν og tyngdeaccelerationen = g. Endelig antages pillen at være cirkulær (diameter = b) og hydraulisk glat. Herved fås

$$d_s = f_1(\rho, \rho_s, \nu, g, d, D, U, b)$$

eller

$$d_s = f_2(\rho, \nu, g, d, s - 1, d_0, U_f, b)$$

idet

$$s - 1 = \frac{\rho_0 - \rho}{\rho} \text{ og } U_f = (g D I)^{\frac{1}{2}}$$

er indført.

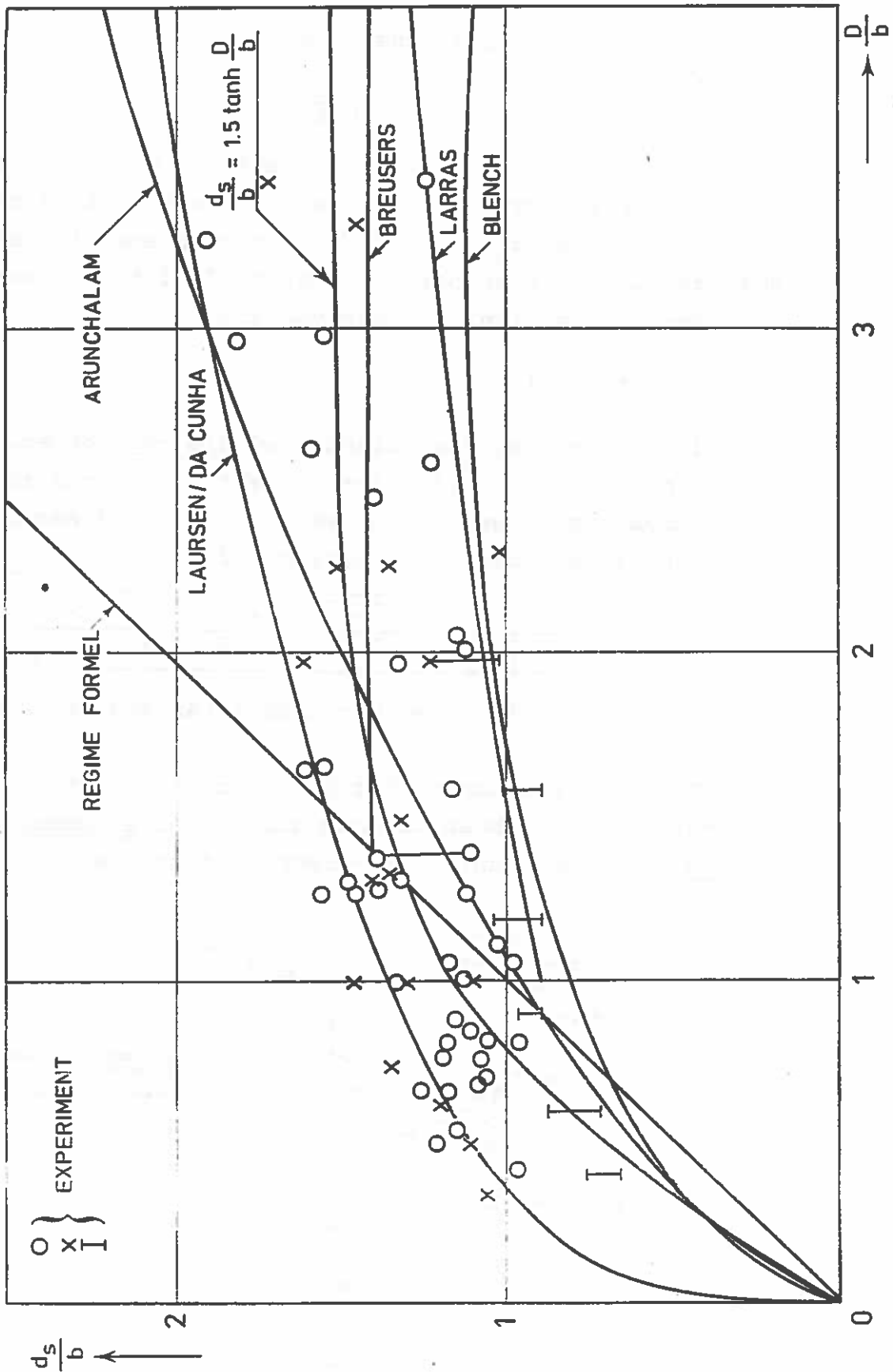


Fig. 3. Oftest anvendte formler til bestemmelse af erosionsdybden omkring cirkulære og kvadratiske bropiller.

Ved hjælp af Buckingham's teorem fås nu

$$\frac{d_s}{b} = f_3\left(\frac{U_f D}{v}, \theta, s-1, \frac{D}{b}, \frac{d}{b}\right) \quad (2)$$

Som nævnt i afsnit 2 er variationen med θ ringe, og d_s er altid størst for $\theta \sim \theta_c$. θ kan derfor erstattes med θ_c i ligning 2. Mellem θ_c og $(U_f d)/v$ er der en empirisk sammenhæng (Shields kurve). s er normal konstant (= 2.65 for sand).

Herved kan ligning 2 skrives som

$$\frac{d_s}{b} = f\left(\frac{D}{B}, \frac{d}{B}\right) \quad (3)$$

I ligning 1 er variationen med d/B negligeret. Dette er ikke helt korrekt, idet der normalt observeres en øget erosionsdybde med øget korndiameter, som det fremgår af nedenstående tabel, der viser forsøg udført for $\theta \sim \theta_c$:

d (mm)	0.55	0.70	0.85	1.9	4.1	6.0
d_s/b	1.45	1.75	2.0	2.05	2.2	2.1

Variationen i d_s med korndiameteren ses at være ret moderat.

For konstruktioner, der ikke har cirkulært tværsnit, varierer erosionsdybden derimod stærkt med strømmens angrebsretning mod bro pillen. Slår strømmen således skråt ind imod

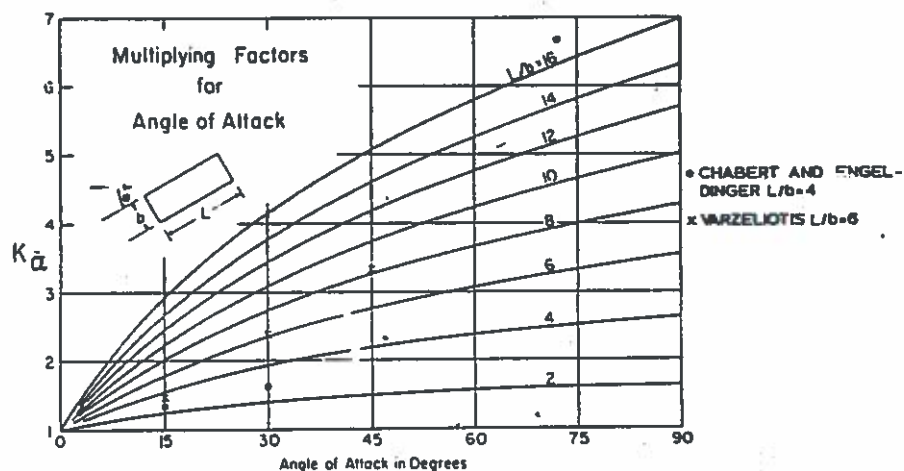






Fig. 4. Variation i K_α med strømmens angrebsvinkel og pillens længde-bredde forhold.

en rektangulær brospille, er ligning 1 ikke mere gyldig, men erosionsdybden må findes ud fra ligning 1 ved at multiplicere med en faktor K_α , der afhænger af pillens længde-bredde forhold og strømmens angrebsretning mod pillen. En empirisk relation for K_α er givet i fig. 4. Det ses f.eks., at for en pille med et længde-bredde forhold på 8 fordobles erosionsdybden, hvis strømmen rammer pillen under en vinkel på 15° .

For ikke-rektangulære piller kan man endelig finde erosionsdybden ud fra ligning 1 ved at multiplicere d_s med en form-faktor K_f , der skematisk er angivet i nedenstående tabel for forskellige opstrøms front-former.

Front-form	Form	K_f
Rektangulær		1.00
Cirkelformet		0.90
Elliptisk		0.80
Spids		0.70

4. Beskyttelse af brospiller

Den mest almindelige måde at bygge en brospille på er at bygge en caisson rundt om brospillen. Caissonens top skal

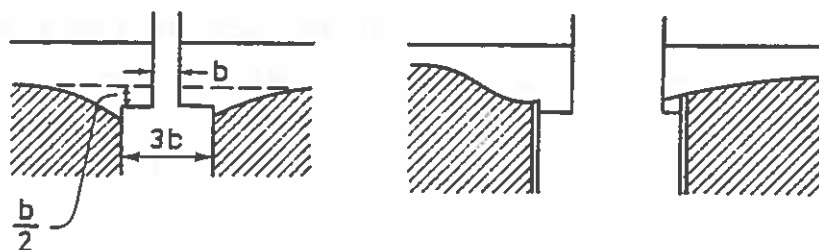


Fig. 5. Beskyttelse af brospille ved hjælp af en caisson.
Til venstre: cirkulært tværsnit.
Til højre : rektangulært tværsnit.

være placeret under middelniveauet af den uforstyrrede flodbund. Princippet er vist i fig. 5 for henholdsvis en cirkulær og rektangulær pille.

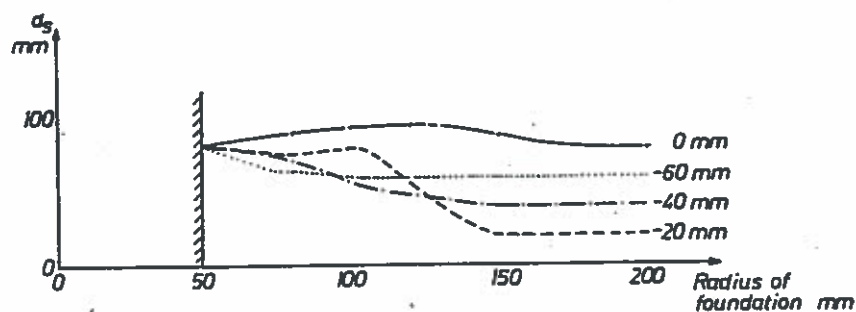


Fig. 6. Variation i maksimal erosionsdybde med diameter og lodret position af fundament.

I fig. 6 ses indflydelsen af en sådan caisson på erosionsdybden, dels som funktion af caissonens størrelse, dels som funktion af dens placering i forhold til den uforstyrrede flodbund. I stedet for en caisson kan man omkring bropillen placere mindre pæle, hvilket også vil formindske erosionsdybden.

Som en tredje mulighed kan man endelig placere sten omkring bropillen. Størrelsen af disse sten bestemmes ud fra kravet om, at de under ingen omstændigheder må kunne flyttes, d.v.s. $\theta < \theta_c$. For at kunne beregne stenstørrelsen må man således kende bundforskydningsspændingen omkring en bropille, placeret på en plan bund. På fig. 7 er resultatet af sådanne målinger vist for henholdsvis en cirkulær og kvadratisk bropille.

Det ses, at forskydningsspændingen lokalt kan øges til ca. 10 gange forskydningsspændingen i den uforstyrrede strømning.

Litteratur:

Breusers, Nicollet & Shen: Local scour around cylindrical piers. J. Hyd. Res. 15. No. 3, 1977.

Hjort, P.: Studies on the nature of local scour. Lund 1975.

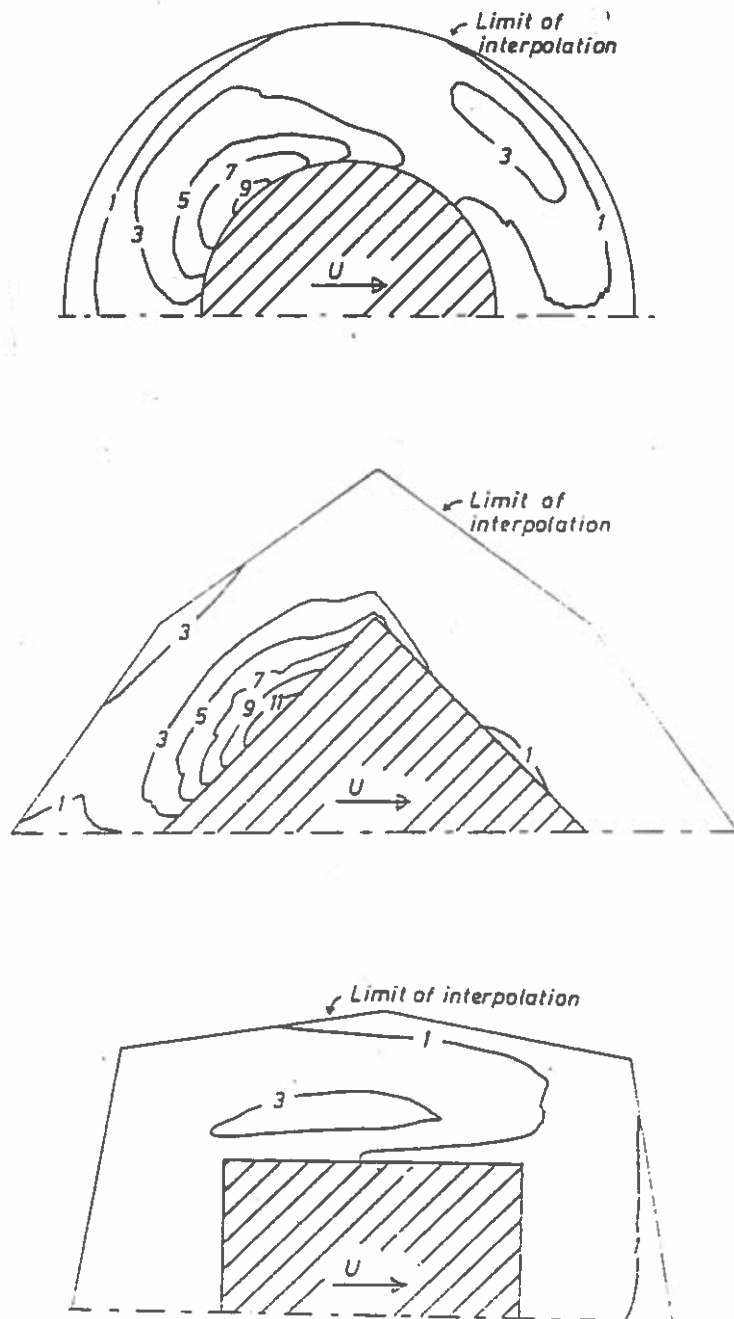
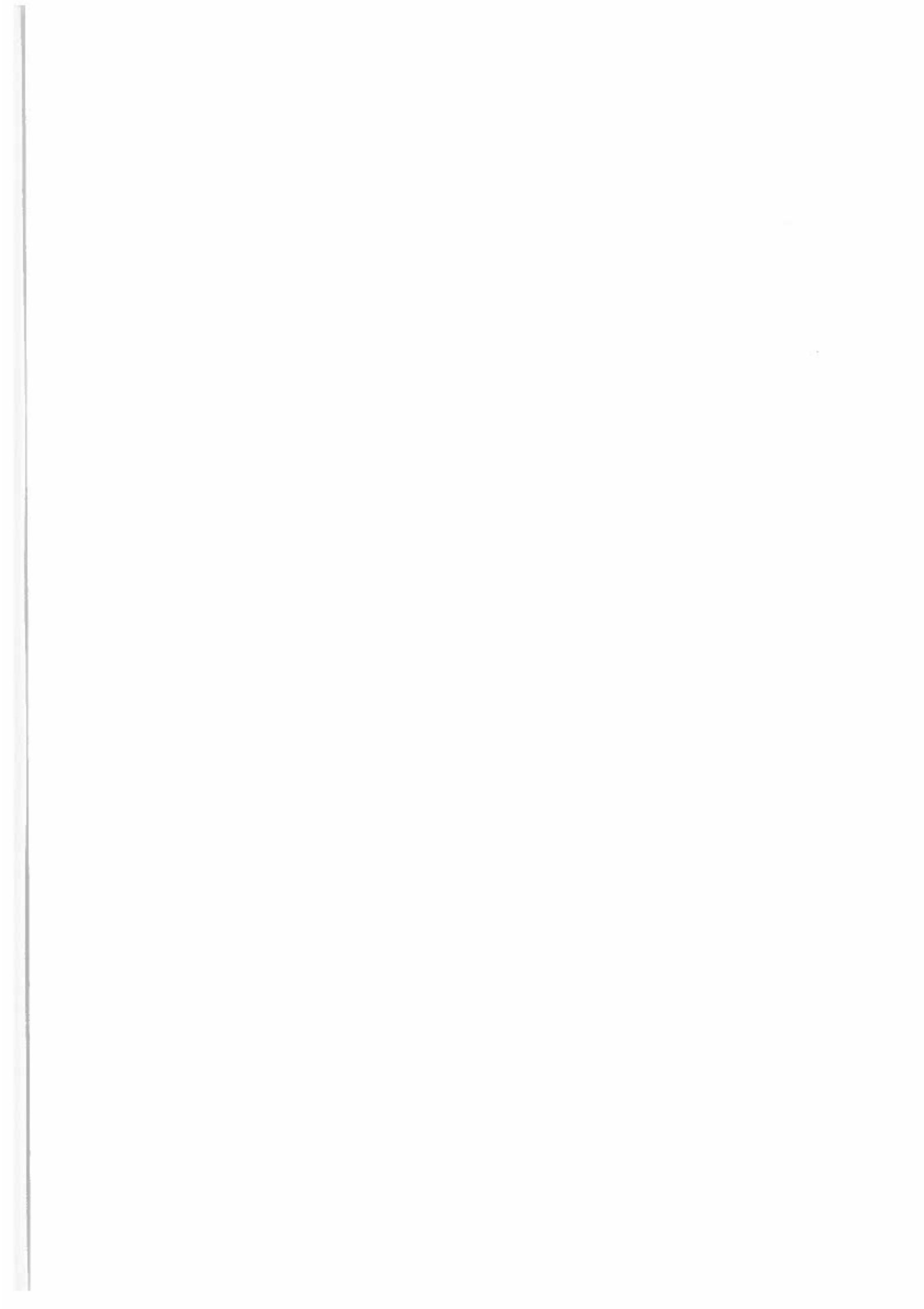


Fig. 7. Lokal forøgelse af bundforskydningsspændingen omkring en bropille. $U = 0.15 \text{ m/s}$, $D = 0.10 \text{ m}$.



EKSEMPEL PÅ ET TILSILTNINGSPROBLEM FOR EN VANDVEJ:
TILSILTNING AF ACCESSKANALEN TIL HAVNEN I SANTA FE, ARGENTINA

af

Erling Navntoft

EKSEMPEL PÅ ET TILSILTNINGSPROBLEM FOR EN VANDVEJ:
TILSILTNING AF ACCESSKANALEN TIL HAVNEN I SANTA FÉ, ARGENTINA

AF

ERLING NAVNTOFT

1. INDLEDNING

Santa Fé er hovedstaden i den argentinske provins Santa Fé. Byen ligger ved højre brink af Rio Paranás floddal, ca. 600 km fra Buenos Aires, se Fig. 1.



Fig. 1. Geografisk placering af Santa Fé.

På Fig. 2 er gengivet en situationsplan over området ved Santa Fé. Rio Paranás løber i dette område langs floddalens venstre brink. Bredden af dalen er ca. 13 km. Havnen i Santa Fé er bygget i begyndelsen af dette århundrede. Den er forbundet med Paraná flodens løb ved en gravet tilsejlingskanal (Canal de acceso) på ca. 7 km's længde på tværs af floddalen. Den tilstræbte minimumsdybde er 25' i sejlruten på Paraná op til Santa Fé. Hensigten med etablering af havnen var at skabe mulighed for udskibning på oceangående skibe direkte fra Santa Fé.

2. PROBLEM

Den gravede adgangskanal har altid skullet holdes vedlige ved regelmæssig oprensning lige siden dens færdiggørelse. Fra sidst i tresserne og fremad har den opfattelse bredt sig, at tilsiltningens-raten er vokset, og det har vist sig vanskeligere at holde den tilsigtede minimumsdybde.

Det fandtes derfor naturligt og ønskeligt i forbindelse med et UNDP-støttet udviklingsprojekt til forbedring af besejlingen af Paraná floden at klarlægge årsagen til tilsiltningen samt redegøre for, om det ville være muligt at reducere den, evt. helt undgå den.

Vedligeholdelsen af vandvejene i Argentina påhviler en føderal administration DNCP y VN, det argentinske vandbygningsdirektorat.

3. UNDERSØGELSER

Til klarlæggelse af problemet er gennemført en række undersøgelser på grundlag af allerede indhentede data.



NOTA: Altura de agua en Santa Fe. 0.20m

REPÚBLICA ARGENTINA	PROYECTO	ACERCA DEL
MEJORAMIENTO DE LA NAVEGACION DEL RIO PARANA		
COLMATAION DEL CANAL DE ACCESO AL PUERTO DE SANTA FE		
Mapa del área luego foto satelital del día 28 de Agosto de 1972		
ESCALA 1:278.000		FOLIO No. 1

Fig. 2. Situationsplan i omtrentlig skala 1:278.000 efter satellit foto.

3.1 Størrelsen af tilsiltningen

Variationen af tilsiltningen er søgt belyst gennem en analyse af de mængder, der i tidens løb er rensset op. Oprensningen er altid foregået med en 'cutter section' uddybningsmaskine, og det oppumpede materiale er pumpet direkte ind på kanalens bred. På Fig. 3 er angivet variationen af de årligt oprensede mængder gennem årene 1947-1975. Der er ingen ældre mængde data tilgængelige.

Ved at analysere en glidende 5 års middelværdi for de årligt oprensede mængder må man afvise, at der i den analyserede 28 års periode har været nogen stigende tendens i de faktisk oprensede mængder. Man finder, at den gennemsnitlige årlige oprensede mængde har andraget 783.000 m^3 , som derfor må anses for at være den gennemsnitlige årlige tilsilte mængde.

Fordelingen langs kanalen af tilsiltningen er angivet på Fig. 4, der giver den oprensede mængde pr. km som fraktionen af den totale mængde oprenset fra sammenløbet med Rio Colastiné til munden ved Santa Fé (Boca interior). Det fremgår heraf, at $2/3$ af tilsiltningen foregår indenfor de første 2 km af kanalen fra Rio Colastiné.

3.2 Hydrauliske forhold

Som nævnt løber Rio Paranás hovedløb i Santa Fé området langs floddalens venstre brink. Men i dalens højre side og opstrøms for byen Santa Fé er der i dalen et system af sumpe og laguner (se Fig. 2). Dette lagunesystem fødes i alt væsentligt af en række naturlige tværløb fra Rio Paraná. Det største af disse tværløb er Arroyo Leyes, der løber fra Rio Paraná ca. 40 km opstrøms for adgangskanalens fraløb. Rio Colastiné, der er en flodgren af Rio Paraná, løber fra samme sted, men løber sammen med Rio Paraná sammensteds som adgangskanalen. Den naturlige afvanding af lagunesystemet er Rio Coronda, der løber langs floddalens højre brink ved Santa Fé og iøvrigt længere nedstrøms løber sammen med Rio Paraná.

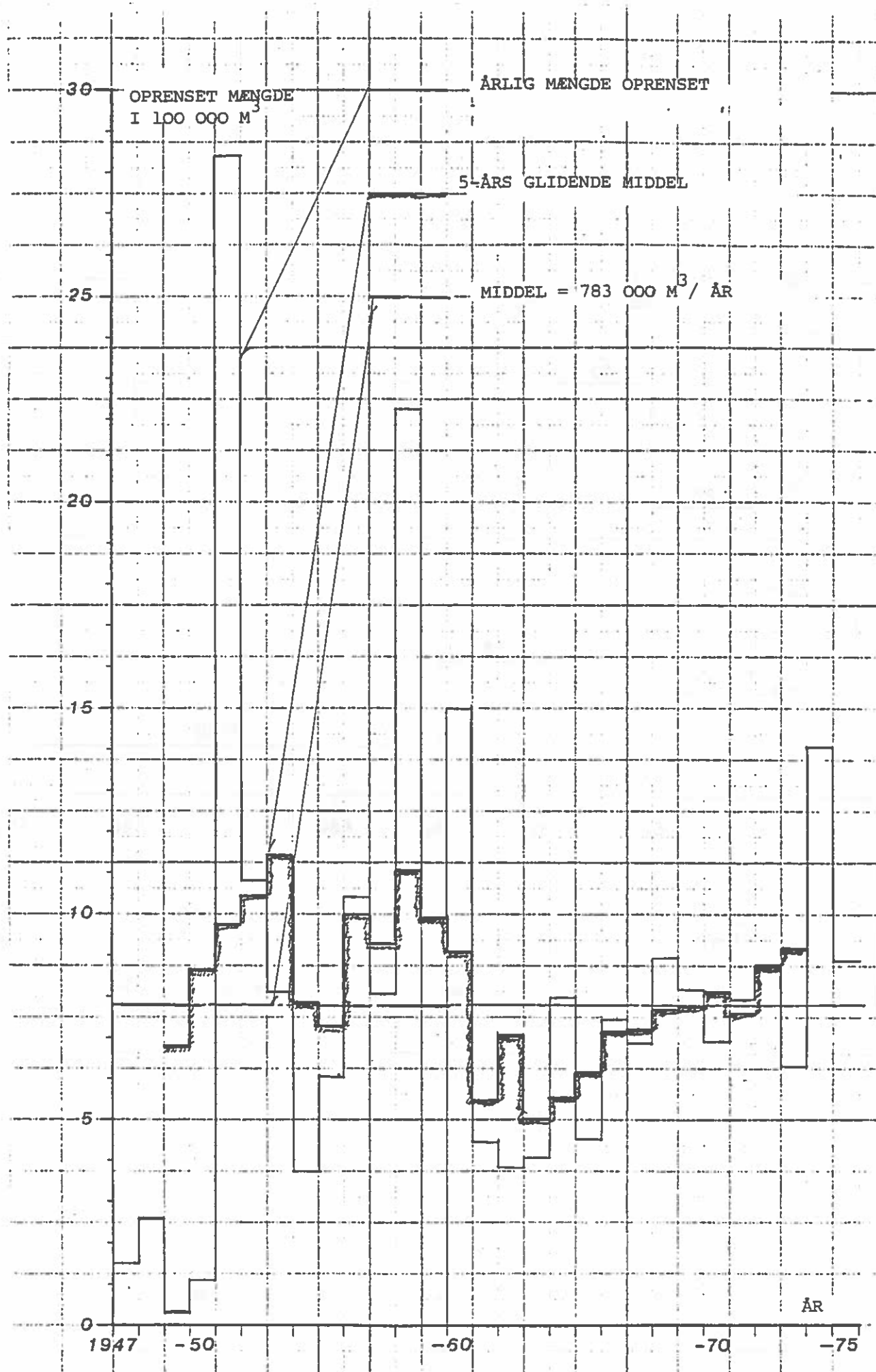


Fig. 3. Fordeling af oprenset mængde over årene 1947-75.

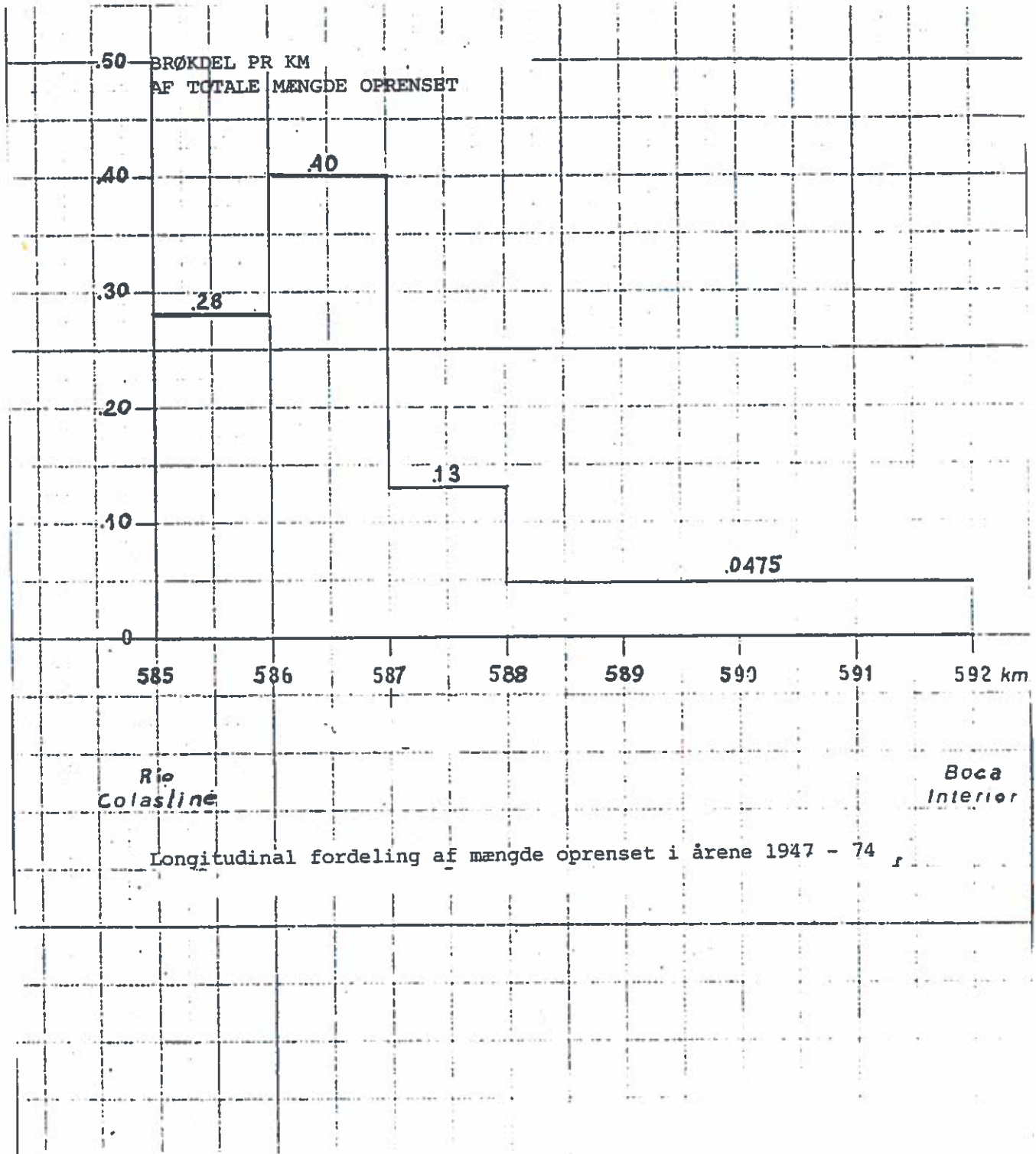


Fig. 4. Fordeling langs kanalen af oprenset mængde over årene 1947-1975.

Ved adgangskanalens sammenløb med Rio Paraná udgøres den sidste del (Tramo Exterior) af Rio Colastiné, medens den sidste strækning ved selve havnen udgøres af den øverste strækning af Rio Coronda (Derivacion Norte) umiddelbart nedstrøms for udløbet fra lagunesystemet.

En række hydrauliske målinger i systemet foreligger og er analyseret:

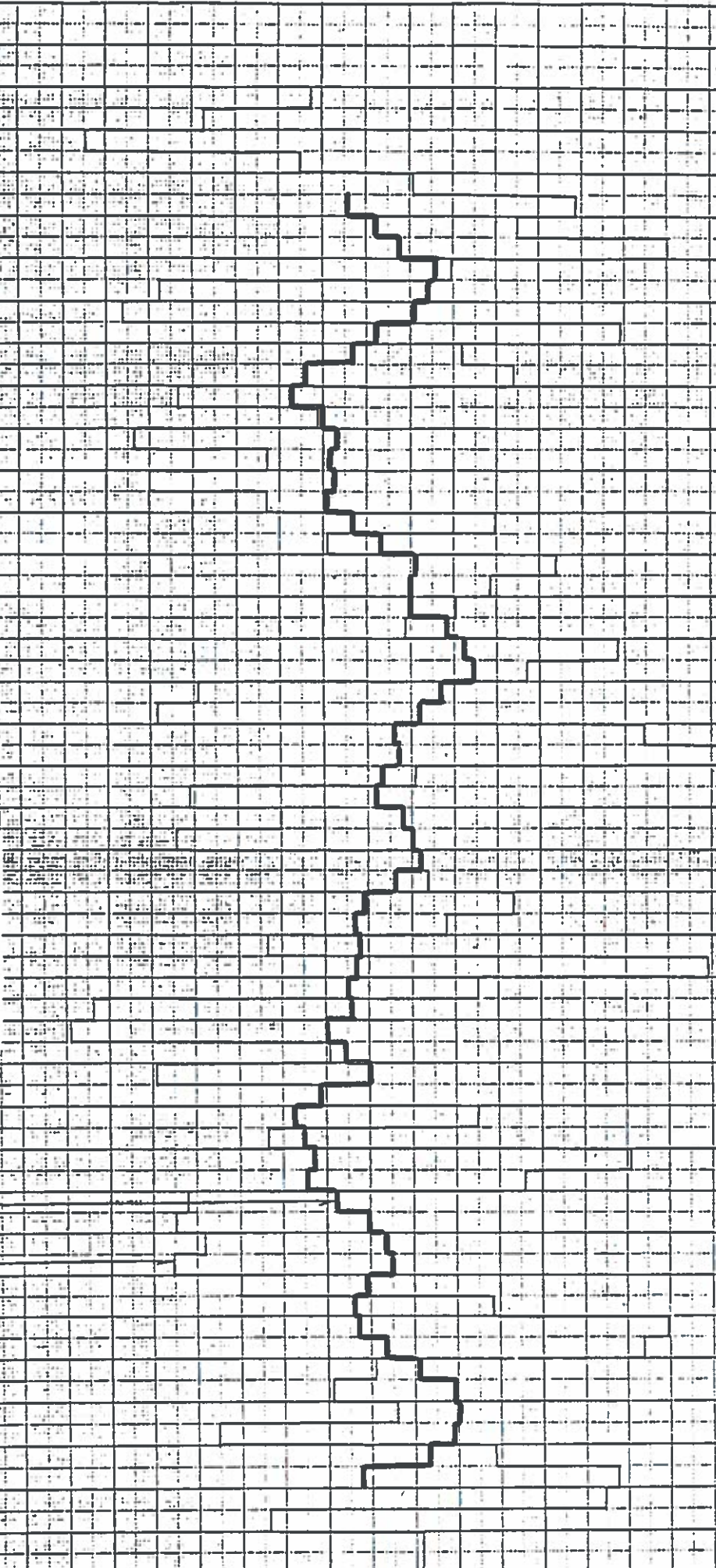
- Vandstandsmålinger i Santa Fé's havn og vandstandsmålinger i havnen i byen Paraná. Daglige vandstandsobservationer er foretaget siden 1905. På den basis er de årlige middelvandstande beregnet for årene 1905-75 og plottet på Fig. 5 og 6 henholdsvis. En eventuel tendens er analyseret ud fra en løbende 11-års middelvandstand for begge havne. Det er på den baggrund konkluderet, at der ingen signifikante ændringer er indtruffet i perioden.
- Vandføringsmålinger er foretaget i en række tværsnit af de betydende vandløb. For afklaringen af det foreliggende problem er i Fig. 7 gengivet en række målinger i to tværsnit af Rio Coronda:
 1. Profil PVI i Derivación Norte, mellem adgangskanalens indmunding og udløbet fra søsystem.
 2. Profil PVII i Derivación Sud, nedstrøms adgangskanalens indmunding i Rio Coronda.

Det fremgår heraf, at vandføringen i adgangskanalen må være rettet fra Rio Paraná mod havnen i Santa Fé og af størrelsesorden 200-400 m³/s. Baseret på vandstandsobservationer i Santa Fé i årene 1972-75 finder man en årlig vandføring mod Santa Fé på 9₁₀⁹-15₁₀⁹ m³/år med en middelhastighed på 0.30-0.45 m/s.

VANDSTANDSOBSERVATIONER
I HAVEN I SINGAPORE

ÅRLIGE MIDDEL FOR 1905-75. MIDDEL AF DAGLIGE OBSERVATIONER

11-ÅRS GLIÐENDE MIDDEL



VANDSTANDSOBSERVATIONER
I HAVNEN I PARANA

ÅRSMIDDEL FOR 1905-1975
11-ÅRS GLIÐENDE MIDDEL

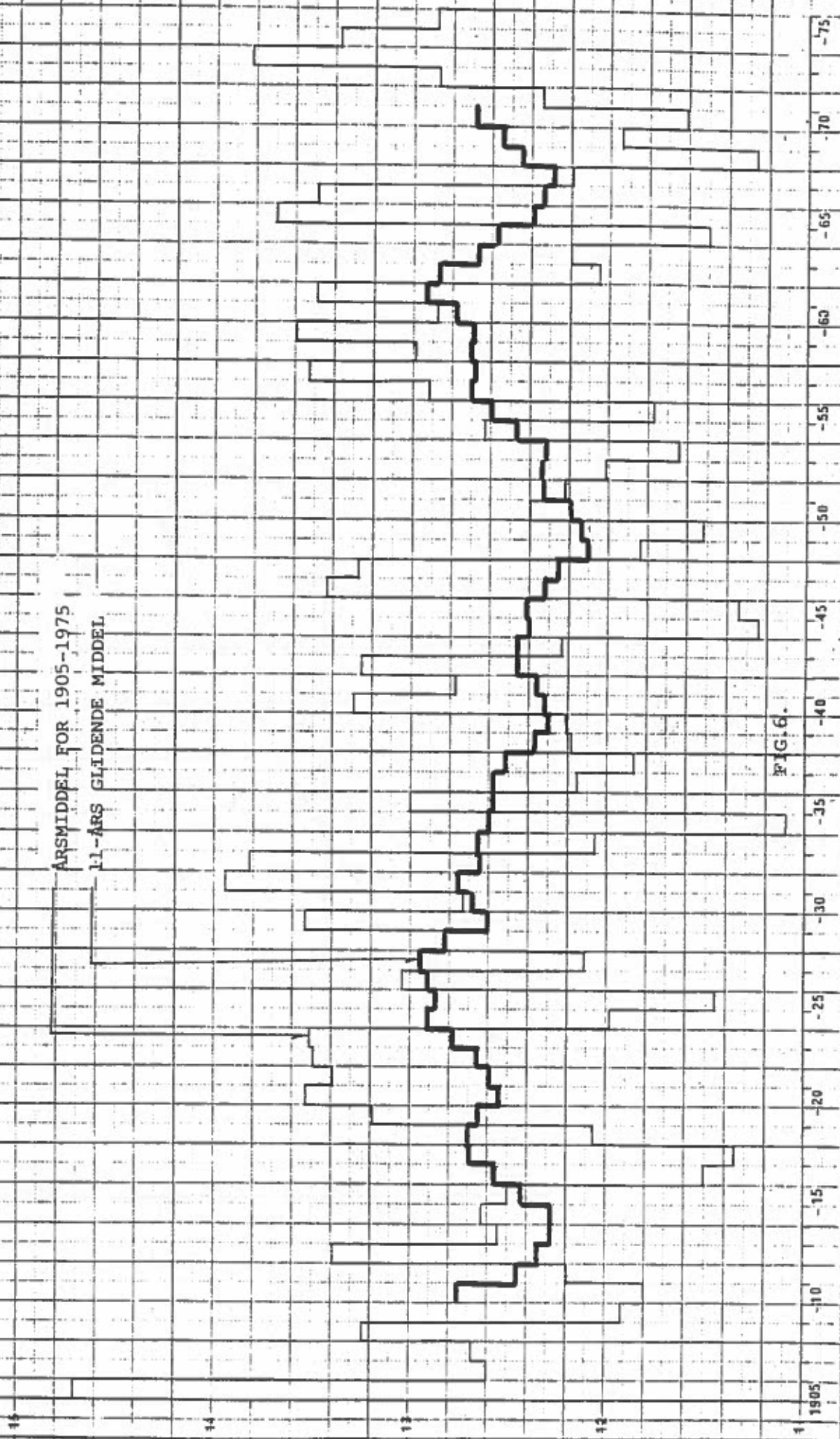


FIG. 6.

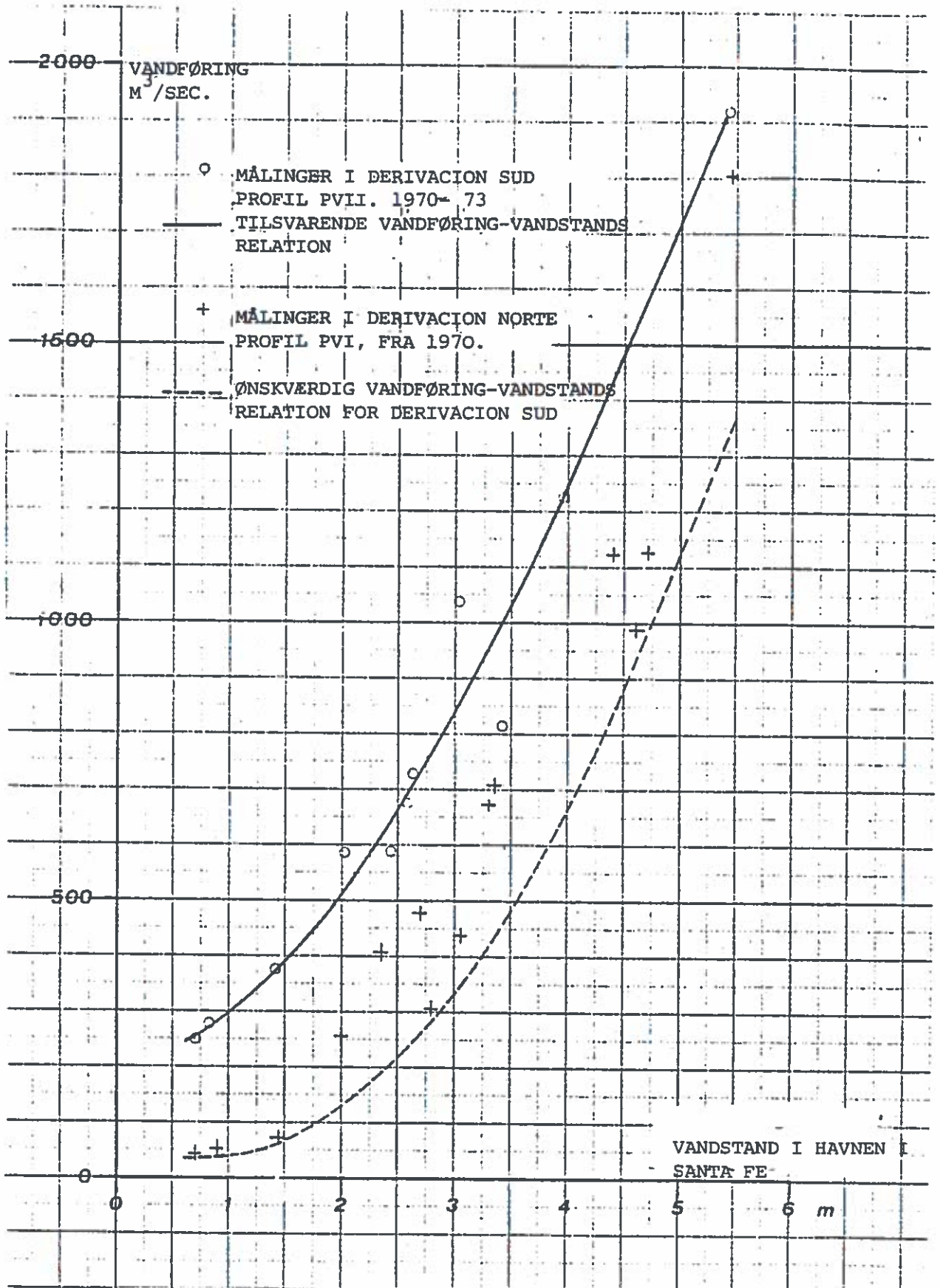
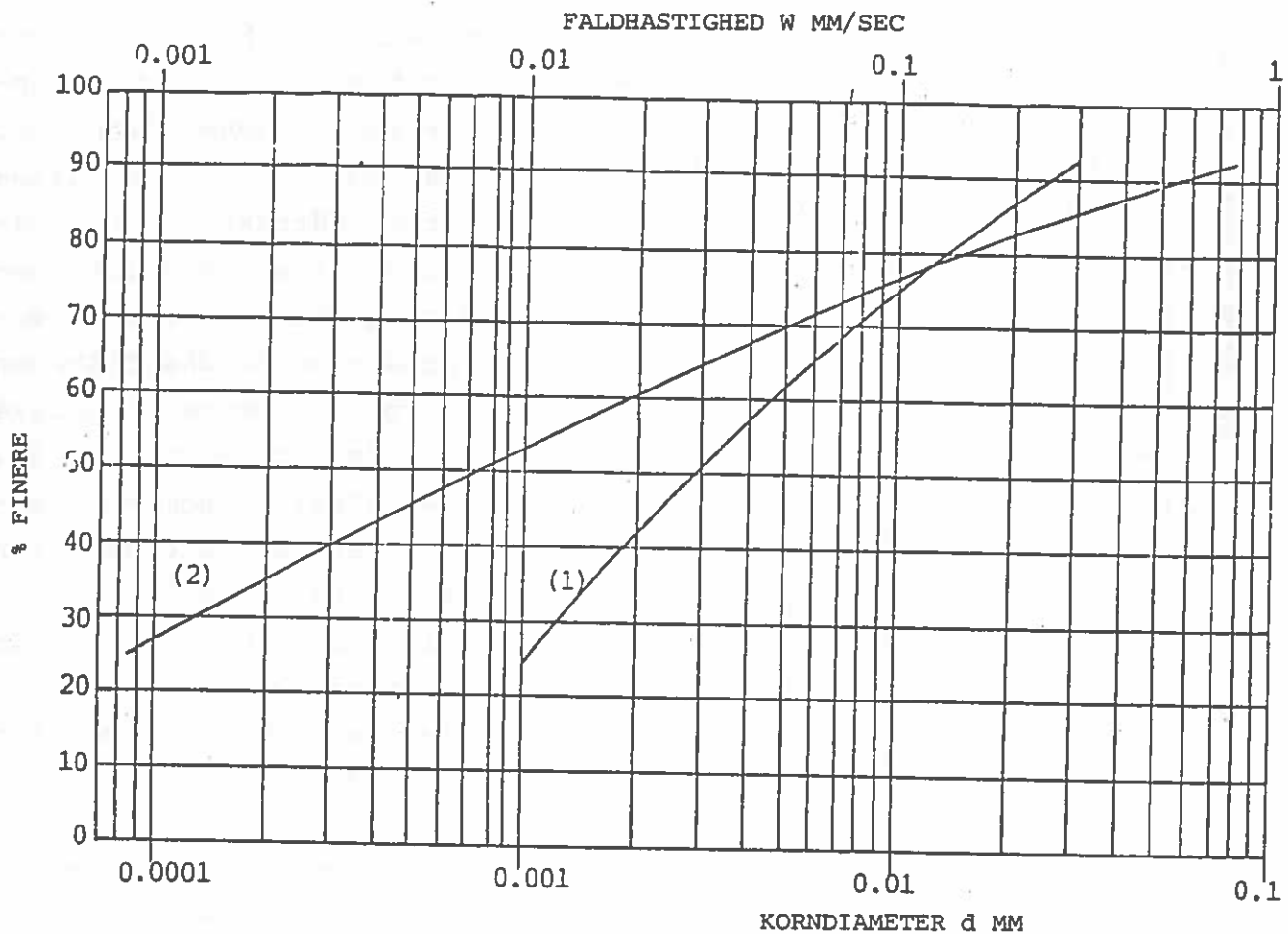


Fig. 7

3.3 Sedimentdata

Fra analysen af vandføringsmålingerne er det klart, at kanalen silter til med materiale, der føres ind fra Rio Colastiné. Selve dette materiale er ikke undersøgt, men det er lig det materiale, der iøvrigt føres med Rio Parana. Et eksempel på dette materiale er en prøve taget lidt opstrøms i Rio Paraná ved Bella Vista. Kornfordelingen for denne prøve er gengivet i Fig. 8, dels som en fordeling af størrelse af de individuelle korn, dels som en fordeling efter faldhastigheden (synkehastigheden) af samme. Det fremgår heraf, at materialet er silt iblandet lidt fint sand og en del ler. Middelkorndiameteren er 0.003 mm med en medianfaldhastighed på 0.0075 mm/sec.



- (1) KORNFORDELING EFTER DIAMETER d
 (2) KORNFORDELING EFTER FALDHASTIGHED W

Fig. 8.

For så fint materiale kan man imidlertid ikke regne med, at den faldhastighed man bestemmer i laboratoriet for de individuelle partikler er repræsentativ for materialets opførsel i naturen. I naturen klumper sådanne partikler sig sammen og danner aggregater, der har større faldhastighed end de individuelle partikler. Således tenderer finkornet materiale mod at opføre sig langt mere enskornet, faldhastighedsmæssigt, i naturen. I laboratoriet forhindrer man netop denne sammenklumpning eller flocculering ved at tilsætte en defloculant eller peptisator. Sammenklumpningen afhænger

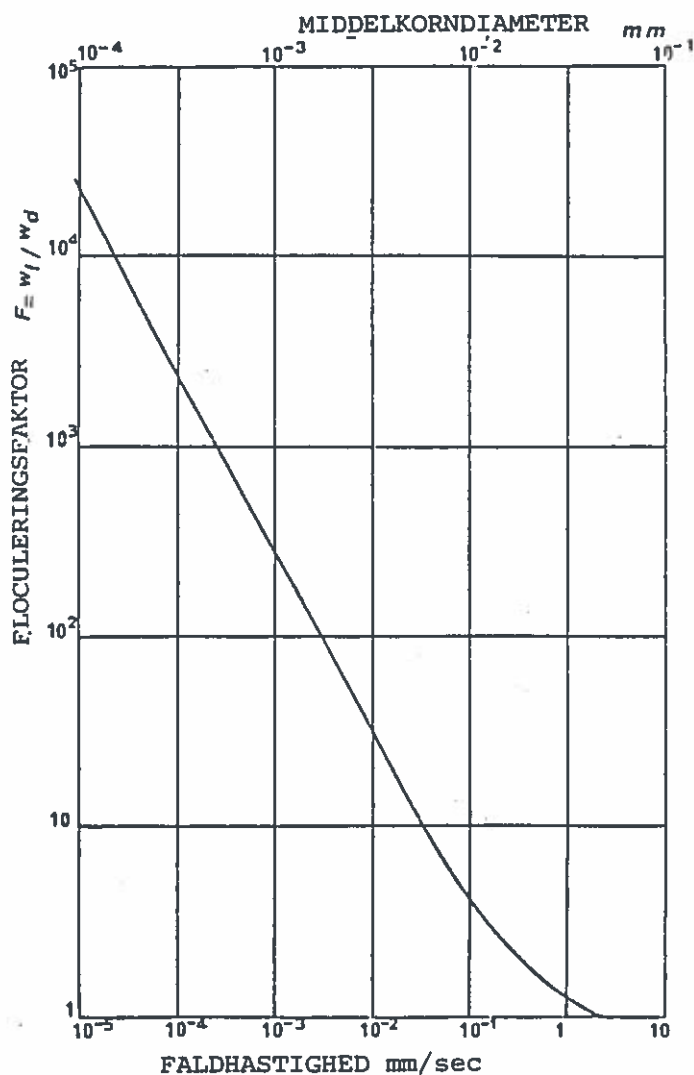


Fig. 9

af den individuelle korndiameter og forsvinder helt for individuelle korn større end ca. 0.06 mm, dvs. for finsand og grovere korn. På Fig. 9 er gengivet et resumé af en undersøgelse over fænomenet fra Ref. /1/. Flocculationer er udtrykt som forholdet F mellem faldhastigheden w_f for flocculeret materiale og faldhastigheden w_d for det samme materiale i et defloculerende miljø. F er afbildet som en funktion af middeldiameteren af de individuelle partikler. For det foreliggende materiale med en middeldiameter på 0.003 mm for de individuelle korn finder man $F \approx 100$ og dermed en forventet medianfaldhastighed i naturen på $w = 100 \cdot 0.0075 \text{ mm/sec} = 0.75 \text{ mm/sec}$.

Da vandføringen i kanalen, som nævnt, gennemgående går mod havnen i Santa Fé, må det tilsiltende materiale stamme fra det vand, der strømmer ind gennem den ydre indmunding. Og der er vand fra Rio Colastiné.

Fra regelmæssige koncentrationsmålinger i Rio Colastiné er fundet, at en sedimentkoncentration på 150 ppm er repræsentativ. Der eksisterer derudover kun 3 samtidige målinger af sedimentkoncentrationerne i Rio Colastine og i adgangskanalen ved dens indre munding ved havnen.

3.4 Sedimentationsmekanisme

Efter gennemgangen af det foreliggende datamateriale har det herefter måttet konstateres, at tilsiltningen af kanalen skyldes, at sedimentførende vand strømmer ind igennem den ydre indmunding ved Rio Colastiné ind mod havnen, og at strømningshastigheden i kanalen er for lille til at kunne opretholde den koncentration, som vandet har ved indløbet. Fra laboratorieundersøgelser over sedimentering/erosion af findkornet materiale er det observeret, at den ligevægtskoncentration, som en kanalstrømning kan bære, ikke alene beror på turbulensen i kanalen, men også på koncentrationen i det vand kanalen fødes med. Dette forhold udtrykkes ved

$$\frac{C_{eq}}{C_o} = f(\tau)$$

hvor C_{eq} = den ligevægtskoncentration, kanalstrømningen kan bære.

C_o = begyndelseskonzentrationen.

$f(\tau)$ = funktion af bundforskydningsspændingen τ .

De nævnte 3 samtidigt målte koncentrationer i Rio Colastiné og ved kanalens indre munding er ikke tilstrækkelige til at fastlægge $f(\tau)$ i det foreliggende tilfælde. I nedenstående tabel er måleresultaterne angivet.

$\frac{C_{eq}}{C_o}$	V_{kanal} m/s
0.39	0.30
0.79	0.55
0.42	0.63

Heraf slutes, at forholdet i middel må være omkring 0.7 for en kanalhastighed på mellem 0.30 m/s og 0.45 m/s.

Med andre ord vil 30% af sedimentindholdet i vandet settle ud mellem den ydre og den indre munding af kanalen. Med et sedimentindhold på 150 g/m^3 i middel i det indstrømmende vand og en årligt indstrømmende vandmængde på 12_{10} g m^3 , må man derfor forvente en sedimentering på 540.000 t sediment per år. Med et vandindhold på 100% i det aflejrede materiale ville det svare til en mængde i aflejring på 756.000 m^3 , altså nogenlunde det volumen man gennemsnitligt har måttet fjerne per år for at holde kanalen besejlbare.

4. ANBEFALET LØSNING AF PROBLEMET

Herefter har det kunnet fastslås, at tilsiltningen af kanalen helt ville kunne undgås, hvis det var muligt at vende strømmen i den, så den altid gik bort fra havnen.

Det vil man kunne opnå ved at forøge den hydrauliske modstand i den del af Rio Coronda, der ligger umiddelbart nedstrøms for kanalens indmunding ved havnen (betegnet Derivación Sud, se Fig. 2). På Fig. 7 er med punkteret streg indtegnet en vandføringsvandsstandsrelation for Derivación Sud, som, hvis den kunne opfyldes, ville indebære, at vandføringen i kanalen ville gå modsat den nuværende.

VANDFØRING
M³/SEC

4500

4000

3500

3000

2500

2000

1500

1000

500

0

60

10

60

m

0

5.-

OPSTALT AF OVERLØB

MÅLINGER I DERIVACION NORTE
SIDEN 10.02.1912

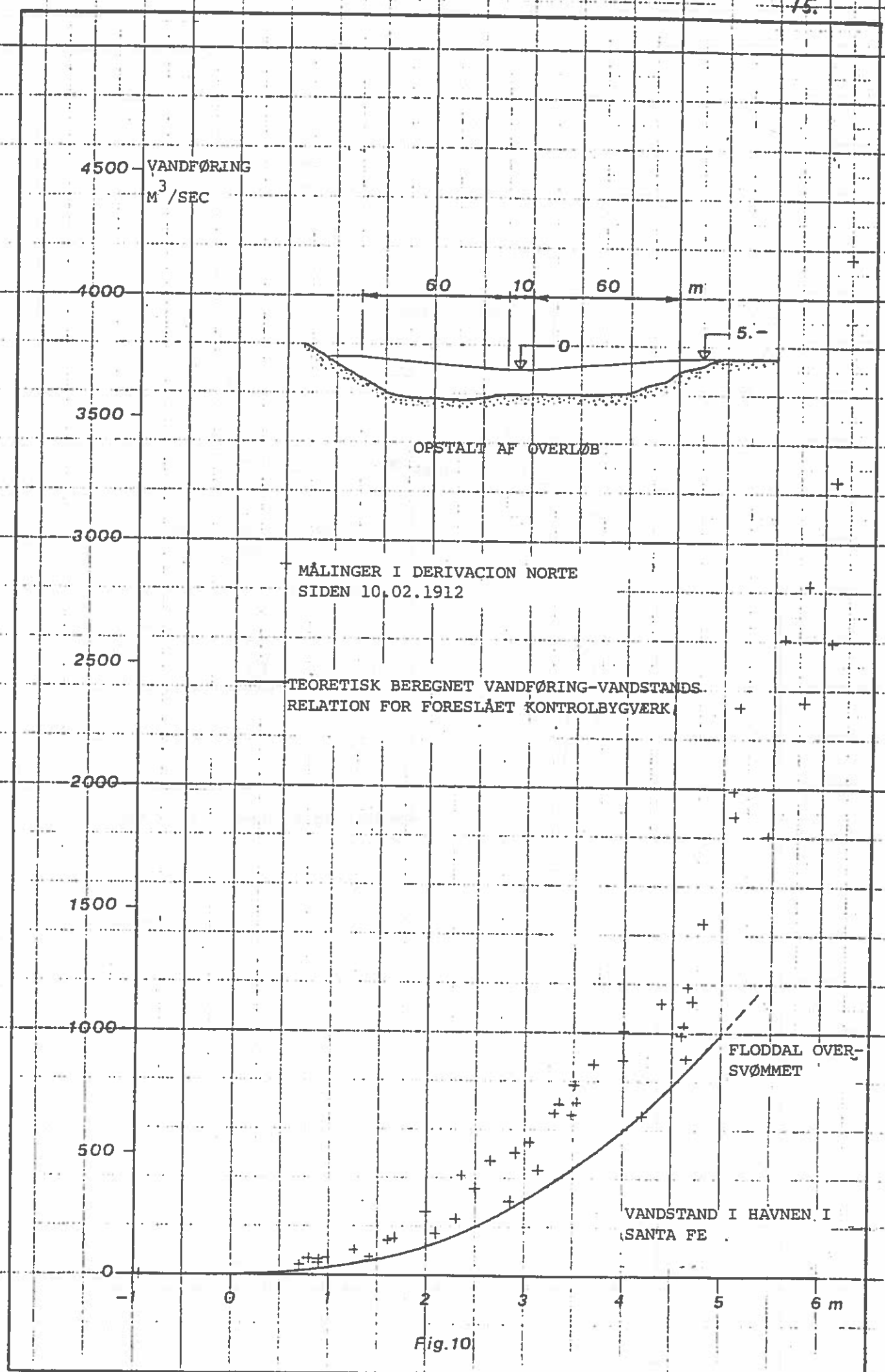
TEORETISK BEREGNET VANDFØRING-VANDSTANDS-
RELATION FOR FORESLÅET KONTROLBYGVERK

FLODDAL OVER-
SVØMMET

VANDSTAND I HAVNEN I
SANTA FE

6 m

Fig.10



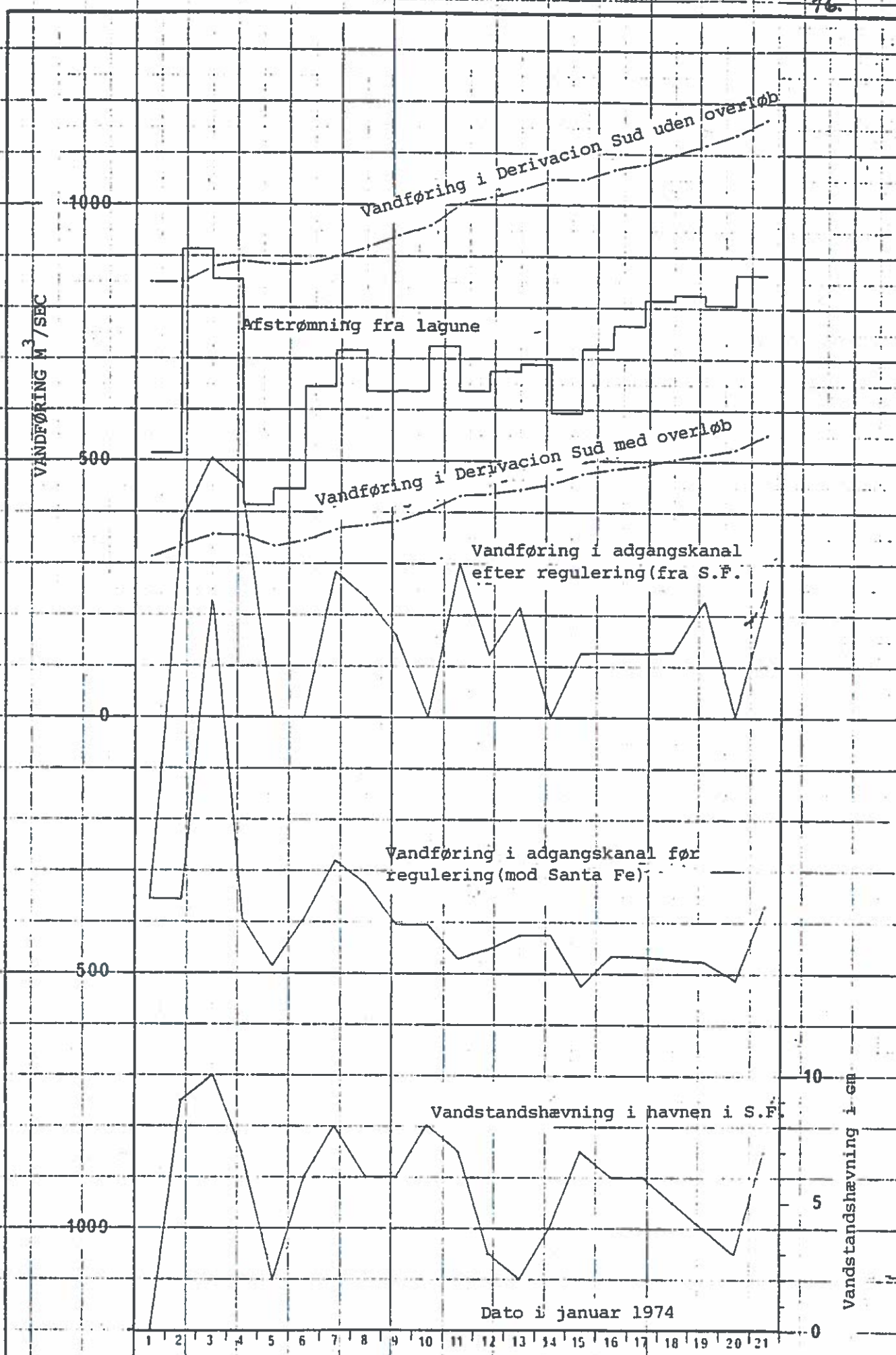


Fig. 11.

Nogle beregnede konsekvenser af foreslået kontrolbygværk i Derivacion Sud

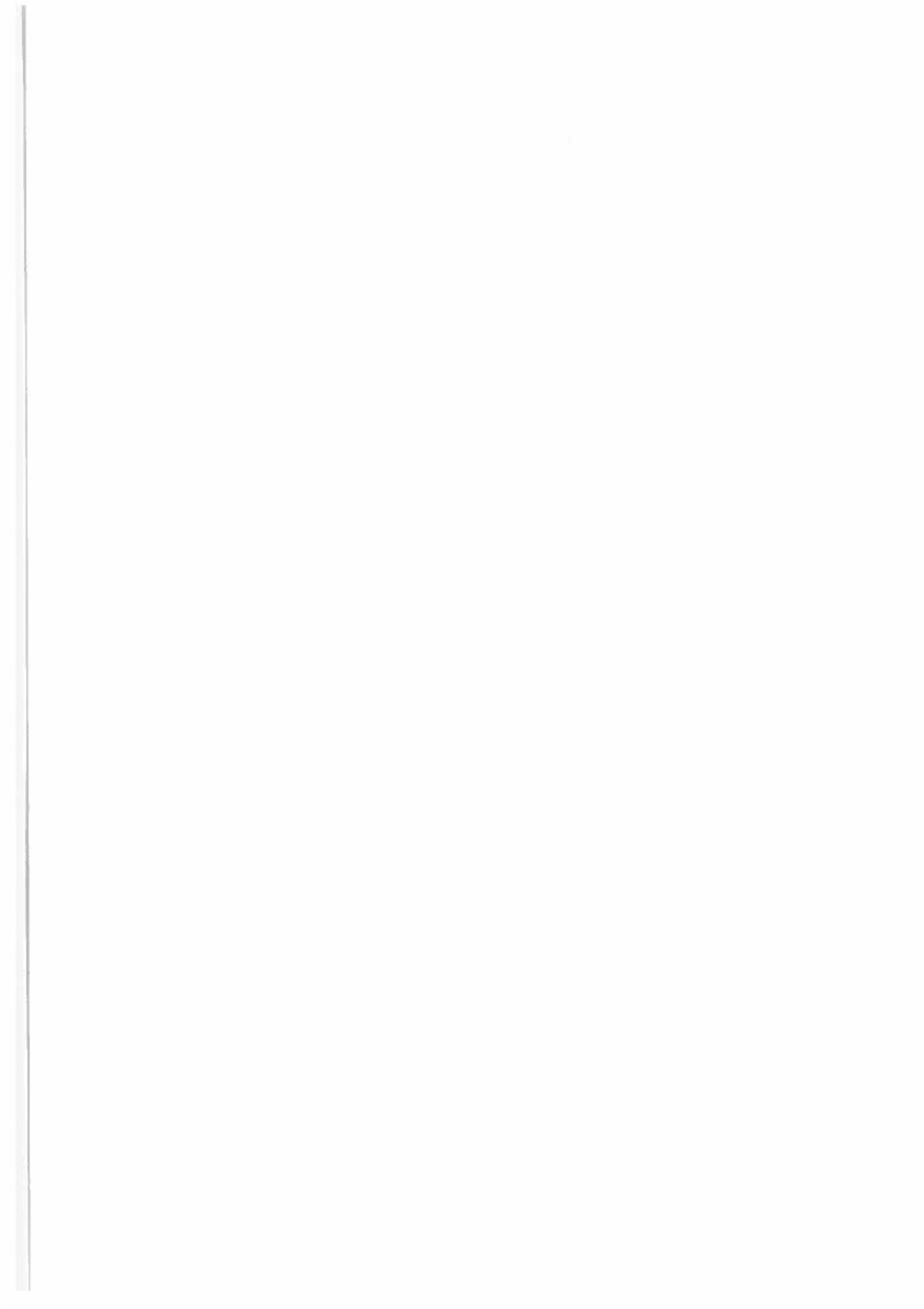
Som hydraulisk modstandselement er derfor foreslået indbygget et fladt V-overløb med nogenlunde dimensioner, som vist på Fig. 10, hvor den resulterende, teoretisk beregnede vandstands-vandføringsrelation også er indtegnet sammen med de foreliggende vandføringsmålinger i Derivación Norte (Rio Coronda mellem udløb fra lagune og indmunding af kanal).

Under forudsætning af at den eksisterende vandstands- og vandføringsrelation i Derivación Norte ikke ændres af indgrebet (dvs. uændrede afløbsforhold fra lagunerne) er derudover i Fig. 11 vist de konsekvenser, som et sådant bygværk ville have medført for vandføringen i kanalen og vandstanden i havnen for de første 21 dage af januar 1974, hvis det havde været til stede på det tidspunkt. Prisen for bygværket er beregnet til størrelsesorden 2 gange den reelle årlige udgift til oprensning af kanalen.

Siden fremlæggelsen af det foreliggende forslag til fuld elimination af tilsiltningproblemet har der været et enkelt tilløb til at gennemføre en sådan løsning. Derved er det imidlertid blevet, og for nærværende eksisterer problemet uændret.

5. REFERENCER

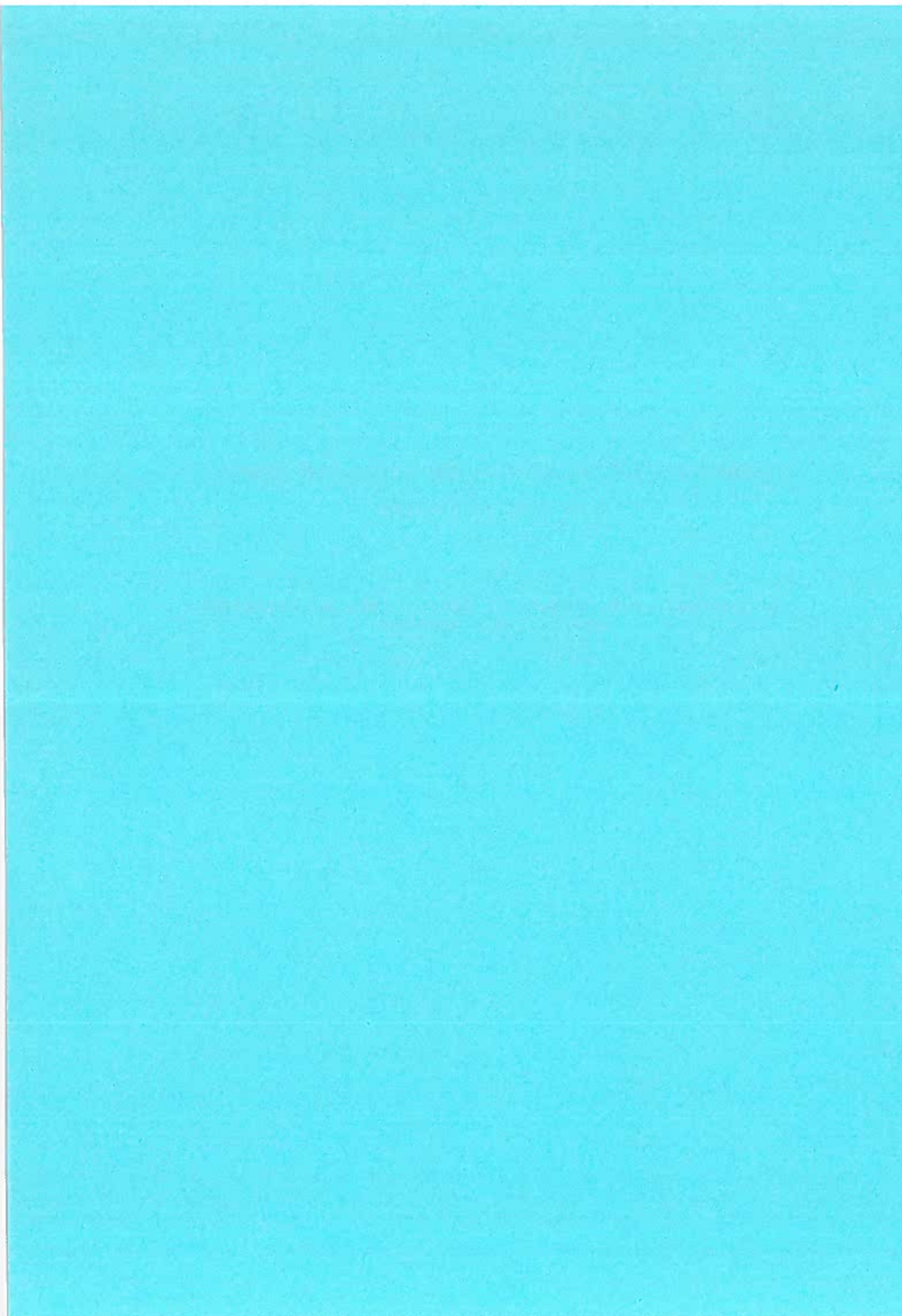
- /1/ C. Migniot: "Etude de Propriétés Physiques de Différents Sédiments très Fins et de leur Comportement sous des Actions Hydrodynamiques".
La Houille Blanche, No. 7-1968.
- /2/ A.J. Mehta og E. Partheniades: "An Investigation of Depositional Properties of Flocculated Fine Sediments".
Journ. Hydr. Res., Vol. 4, 1975.



SEDIMENTATION AND DREDGING IN THE NAVIGATION CHANNEL TO
THE PORT OF ESBJERG

by

E. Clausen, H.A. Olsen, O. Brink-Kjær, L. Mikkelsen
and A. Hasle Nielsen



Sedimentation and Dredging in the Navigation Channel to the Port of Esbjerg

E. Clausen*, H. A. Olsen*, O. Brink-Kjaer**, L. Mikkelsen**
and A. Halse Nielsen**

*Port of Esbjerg Authority, Esbjerg, Denmark

**Danish Hydraulic Institute, Copenhagen, Denmark

INTRODUCTION

The port of Esbjerg is situated in the south-western part of Denmark and is connected to the North Sea by the channel of Graadyb (Fig. 1) which is artificially maintained to a guaranteed depth of 9.3 m below Mean Spring Low Water (MSLW).

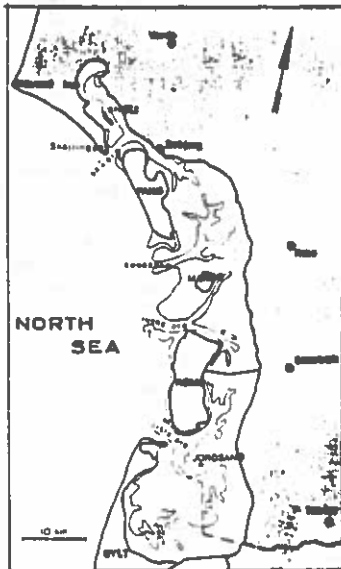


Fig. 1

In order to minimize the annual maintenance dredging of $1 \text{ m} \cdot \text{m}^3$ and to facilitate navigation it is of great importance to understand the hydrographic and sedimentological conditions.

The State port of Esbjerg, therefore, in 1975 initiated intense data gathering and analysis. Since 1978 the Danish Hydraulic Institute (DHI) has participated in this work and from that time the field programs have become orientated towards providing data for the mathematical current and sedimentation calculations of DHI.

The purpose of the paper is to present:

- View of the historic and present conditions of the navigation channel and related areas.
- Interpretation of sedimentation patterns, navigational aspects and consequences of deepening the channel on the basis of a numerical current model.

PORT OF ESBJERG

The port of Esbjerg was the first port on the west coast of Jutland. It is a state port and the royal decree demanding its construction was issued in 1868. The port was inaugurated in 1874.

The original port was built as a dock port with tidal gates. It had a total length of quays of 800 m and the depth was 4 m.

In 1979 the commercial port of Esbjerg had a total length of quays of 4.8 km. The water depth at these quays varies from 6.7 to 10.5 m (at Mean Spring Low Water). The total import in 1979 amounted to 2.6 m. tons, the export to 1.1 m. tons. The number of vessels calling at the commercial port was 2900 with a total of 5.7 m NRT. Besides the commercial port there is a big fishery port.

At the time of the royal decree Esbjerg had 2 farms and a dwelling house with altogether 20 inhabitants. Today Esbjerg has 80,000 inhabitants.

THE TIDAL REGION OF GRAADYB

The area of the tidal region is 130 km^2 . It is limited to the east by the mainland, to the north by Ho Bugt, to the west by Skallingen and Fanø and to the south by a shallow between the tidal areas of Graadyb and Knudedyb (see Fig. 1).

The in- and outflow of water takes place through Graadyb which has two branches from the north: Hjerting Lob and Hobodyb and one from the south, namely Havnelob (Fig. 2).



Fig. 2

The average tidal range is 1.4 m (1.7 m at spring tide and 1.1 m at neap tide).

The tidal region of Graadyb is different from the other tidal regions of the Danish North Sea coast by being more narrow and by having a greater average depth.

In earlier times the tidal region of Graadyb was smaller than today because the island of Langli then formed the limitation between the tidal region and the North Sea. About 500 years ago the peninsula of Skallingen was formed by the sea as a bar which grew in height and width. As time passed sand dunes were created and behind the sand dunes a salt-marsh.

THE MORPHOLOGY OF THE NAVIGATION CHANNEL

The navigation channel to the port of Esbjerg is a 200 m wide, buoyed channel with a total length of 16 km.

Due to varying conditions the navigation channel has been divided into two sections:

- 1) The outer part situated in the North Sea to the west of Skallingen (Fig. 3). The morphology and sedimentation of the channel is determined by littoral drift and the combined action of waves and tidal currents in the westerly parts.

- 2) The inner part from Skallingen to Port of Esbjerg, the morphology mainly being determined by tidal currents.

OUTER SECTION, WEST OF SKALLINGEN (SECTION 1)

The natural channel of Graadyb extends in a south-westerly direction out in the North Sea between Skallingen and Fanø. Situated to the north of the channel is the shallow area Torre Bjaelke and to the south Soren Jessens Sand, which is dry except at exceptionally high tide. South of the navigation channel and west of Soren Jessens Sand one finds Vaade Bjaelke, a part of Graadyb where the depth decreases towards west.

The prevailing littoral current is south-east, because of the orientation of the shore, from northwest to southeast and the prevailing west wind. The location and depth of Graadyb in this area has varied. A study of old charts reveals how the channel has changed its course as well as its depths.

In 1840 there were two channels namely Fiskerdyb and Graadyb. The shallowest part had a depth of 3.9 m to 4.2 m below MSLW (Mean Spring Low Water) (Fig. 4A).

In 1851 there were still two channels, namely Molledyb and Graadyb, but Graadyb had moved further towards southeast. The minimum depths had now decreased to 2.6 and 2.9 m below MSLW, consequently the channel had become longer and was silting up (Fig. 4B).

In 1865 the silting up continued. There were four channels and the minimum depths had decreased to 2 to 2.6 m below MSLW (Fig. 4C).

Charts from 1894 reveal that the channel then had straightened out and there was only one channel. The minimum depths had increased to 3.7 and 4.2 m below MSLW (Fig. 4D).

This was the end of a cycle, where the littoral drift from the north gradually had pressed the channel so far south that it became too long and consequently silted up. This finally resulted in a break through and a new channel was formed giving optimum flow conditions whereby the minimum depths increased substantially.



Fig. 3

This cycle for the meandering of the channel has probably repeated itself time and again and could still be repeated if the natural development was left undisturbed. However, the dredging of the navigation channel to larger than natural depths and the maintenance dredging have changed conditions.

Soon after the inauguration of the port of Esbjerg in 1874 the need for a deeper and more reliable navigation channel was felt. In 1899 the dredging of a channel with a width of 200 m and a depth of 5.6 m below MSLW was started.

By maintenance dredging it was possible to stabilize the navigation channel, but the meandering tendency still existed. In 1913 a new channel had just started to form 500 m to the north of the existing one. This may, however, have been the result of two storm floods occurring in 1909 and in 1911.

In 1922 the navigation channel was dredged to a depth of 6.7 m below MSLW and this depth was maintained until 1938.

From September 1939 until February 1946 no maintenance dredging was carried out due to the Second World War. During this period Torre Bjaelke progressed so far into the navigation channel that in 1947, when normal traffic on the port of Esbjerg was resumed, it was decided to establish two new navigational lines to lead the traffic south around Torre Bjaelke instead of dredging the accumulated amount of sand at the northern side of the channel. This was a fast and cheap solution because the area south of Torre Bjaelke had been eroded so that a sufficiently deep and wide channel was existing there. Further to the west the dredged channel had silted up. The depths at the centreline had decreased by one metre and along the sides of the channel by up to four metres.

This change of alignment of the navigation channel did not stop Torre Bjaelke's tendency to move southwards, and over a stretch of about one and a half kilometre maintenance dredging has to be carried out along the northern boundary of the channel.

The map from 1913 (Fig. 4E) shows that Soren Jessens Sand at that time was located closer to the navigation channel than at present, and that between Soren Jessens Sand and Fano there was a channel called Hamborgdyb. As Torre Bjaelke moved southwards Soren Jessens Sand moved away from the navigation channel and came closer to Fano. At the location in 1913 of the shallow Soren Jessens Sand is now found the deep Vaade Bjaelke. Hamborgdyb was gradually closed at its southern end and is today rapidly silting up (Fig. 4F).

After the development of Vaade Bjaelke there seems to be a tendency that Graadyb between Torre Bjaelke and Soren Jessens Sand to branch out in such a way that one branch connects with the navigation channel and one with Vaade Bjaelke. Some erosion in the Vaade Bjaelke area has taken place.

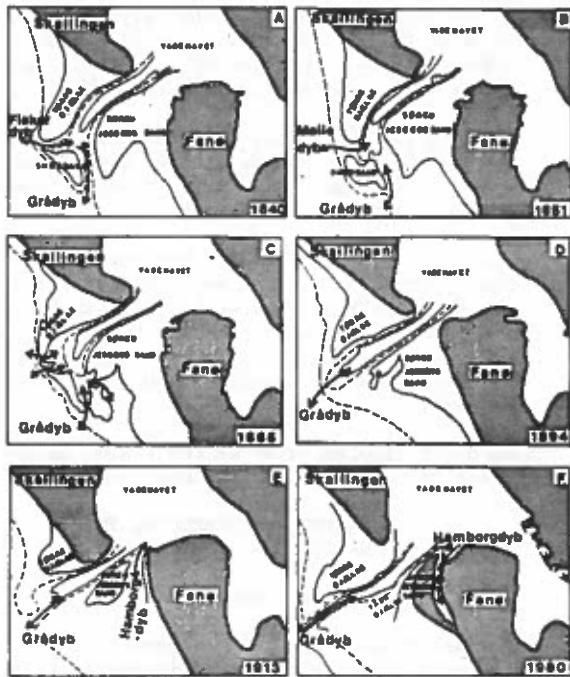


Fig. 4

The reason for this development could be that littoral drift from the north is prevented from reaching the south side of the channel. The northern drift material is deposited partly on Torre Bjaelke and partly in the navigation channel from where it is dredged and transported to dumping areas from where it cannot be recirculated.

Against this background it was decided in 1977 to deposit dredged material from the navigation channel in the deepest part of Vaade Bjaelke. Soundings have shown that the erosion in this area has now been stopped and the water depth is decreasing.

INNER SECTION (SECTION 2)

Graadyb between Skallingen and Lilho (Fig. 5) has always been sensibly stable and of sufficient width and depth. Giant ripples are present at the bottom of the channel.

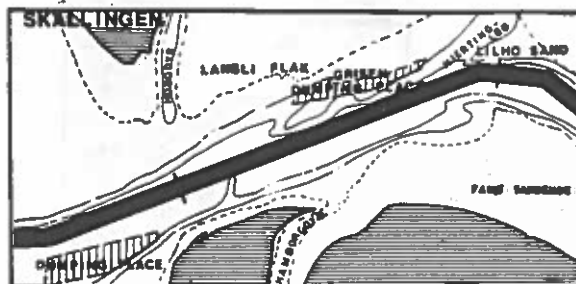


Fig. 5

There are giant ripples on the channel bed these being mainly found in the

southern half of the channel. They are 2 m to 4 m high and have lengths varying between 80 m to 120 m. Their tops are situated at approximately 10 m below MSLW which is well below guaranteed navigation depth of 9.3 m.

The ripples are moving towards Southwest in the direction of the channel with a speed of 30 to 60 m per year, being steepest towards southwest.

The part between Lilho and the port of Esbjerg has never given rise to any trouble, because it is stable and selfcleaning, and in 1969 when the navigation depth was increased from 6.7 to 9.3 m below MSLW it was only necessary to dredge the southernmost 1000 m of the channel.

No giant ripples exist as the seabed material seems to be more or less cohesive.

MAINTENANCE DREDGING IN THE NAVIGATION CHANNEL

PLANNING OF THE MAINTENANCE DREDGING

The maintenance dredging is done by S/P, "Taurus", trailing suction dredger built in 1960, and with a crew of 13. The daily planning of the maintenance including the dumping is done today on the basis of experience gained through regular sounding and a knowledge of current patterns which until recently was unreliable. The investigation performed by the Port Administration and Danish Hydraulic Institute (DHI) described later may provide a basis for a more detailed planning of the dredging operation.

LOCATION AND QUANTIFICATION OF THE DREDGED MATERIAL

In the navigation channel west of Skallingen there are two different sedimentation mechanisms taking place. Over a stretch approximately 2 km along Torre Bjaelke is located the inner sedimentation area, the sand invading the navigation channel from the north. The outer sedimentation area is the 4 km long part of the channel to the west of the western-most bend of the channel (Fig. 3). In this area the sand comes mostly from south.



Fig. 6

At the time when the official depth in the navigation channel was 6.7 m below MSLW, the annual maintenance dredging amounted to approximately 0.7 m. m³.

Now, with a guaranteed depth of water of 9.3 m below MSLW, the annual maintenance dredging is in the order of 1 m. m³. This figure is an average over the past 20 years and may vary somewhat from year to year. In the years 1975-76 3 m. m³ were dredged after an extraordinary large sedimentation during the winter 1974-75.

The sedimentation is equally divided between the above mentioned outer and inner sedimentation areas.

As mentioned earlier the part of the channel from Skallingen to Port of Esbjerg is in a dynamic equilibrium and requires no maintenance dredging.

DUMPING GROUNDS

Dumping of the dredged material takes place either in dumping grounds in the sea northwest and southwest of the navigation channel, where the depth of water is well above 10 m, and partly in an area with deep water to the south of the channel, namely the deeper part of Vaade Bjaelke (Fig. 3). There seems to be little risk that the dumped material in this area be recirculated to the navigation channel.

In addition to the above mentioned three dumping grounds there are three areas for dumping the very fine grained material (silt and clay), which is dredged in the harbour basins. These being "Grisen", and areas E and F (Fig. 3). The quantity of the material dumped here is 300,000 to 400,000 m³ every year. The velocity of the tidal current at these dumping grounds is sufficient to quickly remove the dumped material and spread it over the North Sea well away from the harbour region.

PLANS FOR INCREASING THE DEPTHS OF THE NAVIGATION CHANNEL

As mentioned earlier, the navigation depth in the channel has been increased a couple of times up to the present 9.3 m MSLW. The cost of establishing and maintaining a still greater depth has been investigated in connection with the planned enlargement of the power station situated in the harbour with increased capacity of 344-644 MW. The power station is coal fired, and coal, becomes cheaper when imported in ships larger than the present 9.3 m depth allows. The capital cost of increasing the depth to 12.3 m below MSLW for instance is estimated at 95 m. kr.

FIELD MEASUREMENT AND MODELLING WORK

The following description serves as an example of how to treat the complicated interaction of currents, waves and morphology through an adequate use of sequential field and model work.

The work performed may be divided into three categories:

- Field measurements
- Mathematical modelling of currents
- Sedimentation calculations

water level recordings at 4 different locations. Wave measurements have been performed south of the western end of the navigation channel with a waverider over a period of 1½ years.

Current measurements have been made in ten

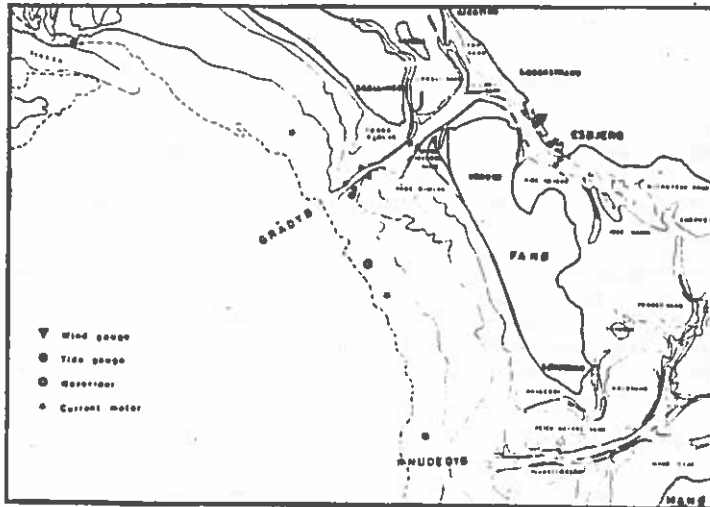


Fig. 7

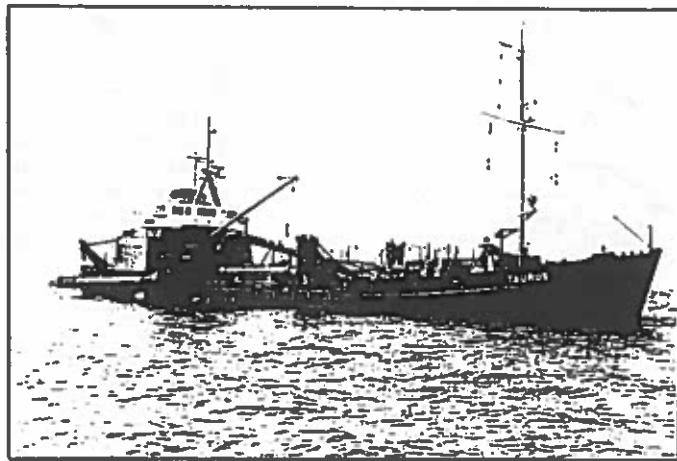


Fig. 8

FIELD MEASUREMENTS

The field measurements have been carried out in order to

- give a direct, true description of certain events in selected points in the area of interest;
- make possible a thorough calibration/verification of the mathematical models.

The data gathered have comprised wind, tidal waves, storm waves, currents, float trackings, surroundings and sea bed samples.

Automatic recording of wind direction and speed has taken place at the Port of Esbjerg and

stations spread over the area, by means of self recording current meters suspended one metre above the sea bed. Flow patterns have been measured at a number of stations and floats have been followed during varying tidal conditions. The floats were started off in pairs of which one float followed the surface current and the other the current at a depth of three metres. The position was determined from boat once every 15 min. by Toran navigation.

MATHEMATICAL MODELLING OF CURRENTS

The mathematical modelling of currents has been carried out in order to

- describe the total current field in time

and space, i.e. to establish the proper connection between field measurement;

- describe the current conditions during extreme weather conditions where navigational problems usually arise;
- provide the basic input for evaluation of the sedimentation taking place in the navigation channel.

The Model The mathematical model used was the System 21 developed by DHI. System 21 solves the full nonlinear equations of nearly-horizontal flows in implicitly, time-centered, finite differences (two dimensional model). The effects of wind stresses, Coriolis forces, and bed friction are included.

System 21 has a high degree of accuracy as demonstrated in more than forty studies with repeated satisfactory comparisons between computed results and measurements. A detailed description of System 21 and some applications can be found in Abbott et al. (1973) and Rodenhuis et al. (1978) In order to provide detail for resolving complicated areas, such as navigation channels, System 21 has a change-of-scale ability. This change-of-scale for the Graadby Model is shown in Fig. 9. The mesh width of the outer, coarse grid is 600 m and the mesh width of the inner, fine grid is 200 m.

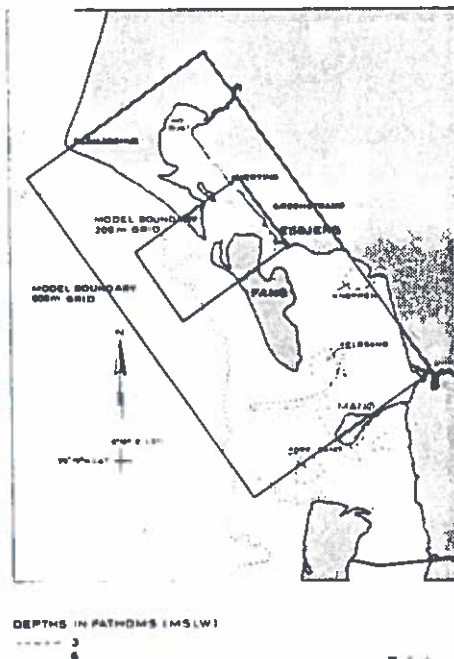


Fig. 9

Comparison of Measurements and Model Results

A model verification is shown in Fig. 10 with a comparison between calculated current fields and measured one-hour-movements of float tracks centred at the time of the calculated current field. The agreement is seen to be good under varying conditions, the surface currents (float tracks) generally being a little higher than the depth-averaged currents (System 21).

General Flow Pattern In order to give an impression of the dynamic flow patterns in this region, these patterns have been shown in Fig. 11 for 4 selected times during an average tidal cycle. The flooding and drying of tidal flats is also shown.

Navigational Aspects Numerical current simulations have provided an explanation of some of the movements experienced during rough weather.

Figure 12 shows a picture of the flow pattern at a wind velocity of 20 knots from north. Looking at the location west of Skallingen the ebb current is running westwards while the current just north of the channel at the shallow Torre Bjaelke is towards south. Hence various current directions from surface to bottom may be expected close to Torre Bjaelke in the channel leading to possible errors of piloting.

SEDIMENTATION CALCULATIONS

The sedimentation calculations have been carried out in order to

- evaluate the importance of storms on sedimentation as compared to normal conditions;
- evaluate the consequences of a deepening of the navigation channel;
- evaluate the location of existing and possible new dumping grounds.

Sedimentation Model The model described by Mikkelsen et al. (1980) calculates the settling of suspended sediments in deepened regions when provided with information on sea bed material, channel depth, undisturbed depths and wave and current statistics. The sedimentation model has been calibrated to reproduce known average dredging quantities.

The model is of special relevance for the western part of the outer part of the channel where the sediment is moved into suspension by non-breaking waves and transported by tidal currents. Current statistics from the current models grid points (600 m distance) were used as input in the calculations.

Distribution of Sedimentation at the Channel Sides From Fig. 13 it is seen that the model predicts sedimentation from the north to dominate in the more easterly parts of the section considered the remainder of the area to a dominant sedimentation is from the south. This prediction is in agreement with results derived from the soundings.

Extreme Weather Conditions The current model has been used to calculate current velocities during three storm events. The velocities obtained in combination with an assumed significant wave height of 3 m yield the resulting sedimentation shown in Fig. 14. However, similar results may be obtained using average tidal velocities, and it has therefore been clearly demonstrated that wave conditions rather than the variations in tidal conditions are determining the sedimentation.

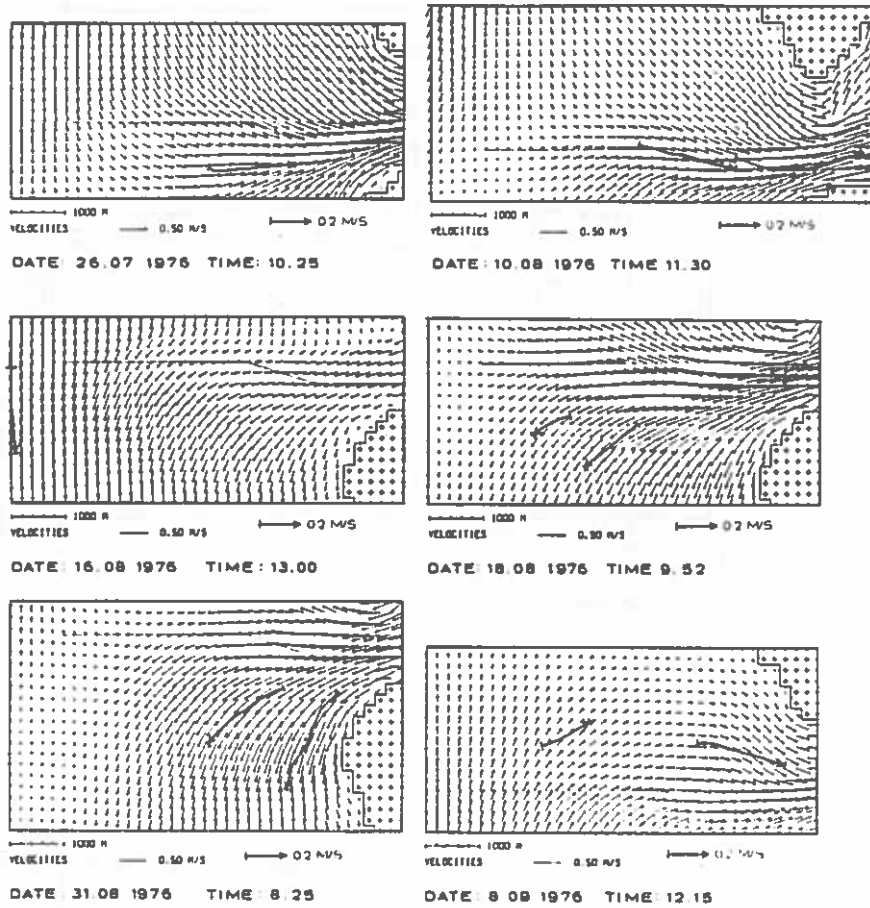


Fig. 10

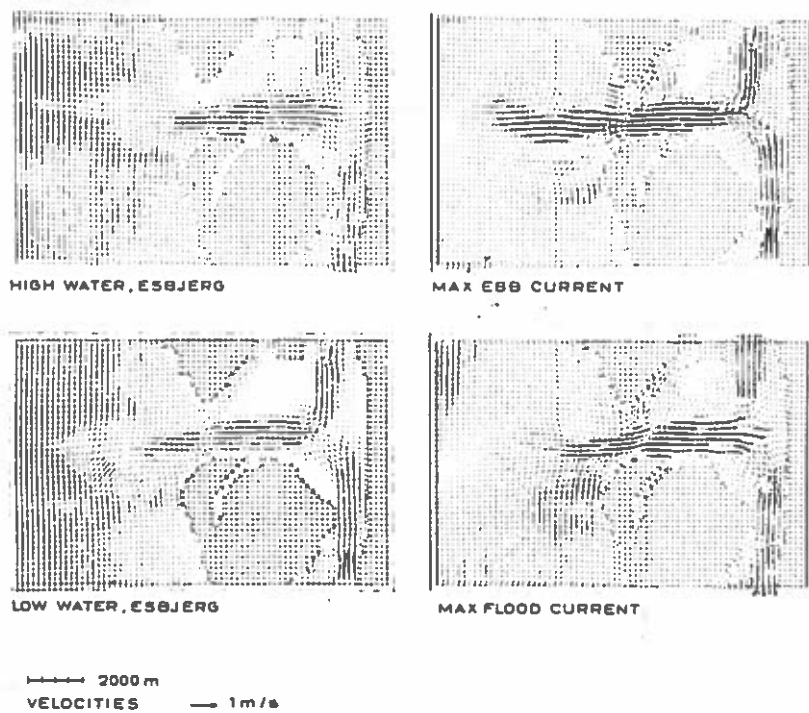
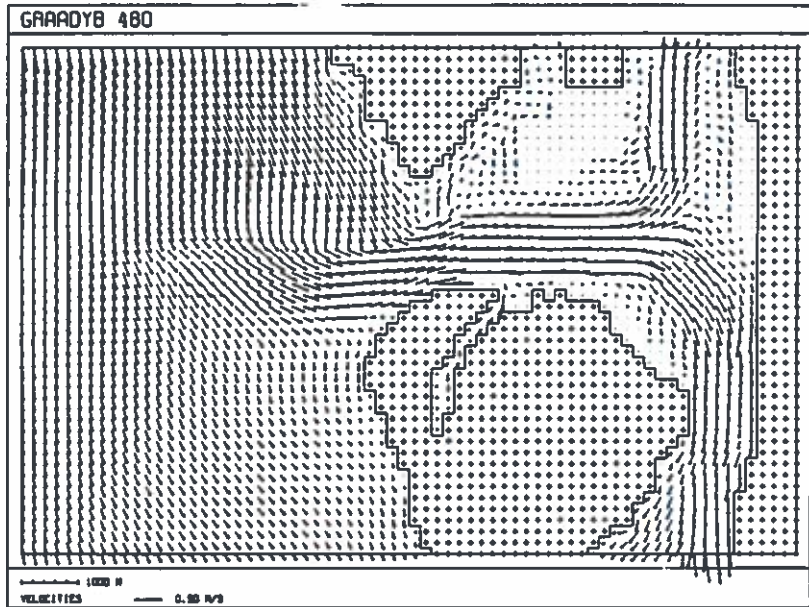


Fig. 11



WIND (20 KNOTS) FROM NORTH

Fig. 12

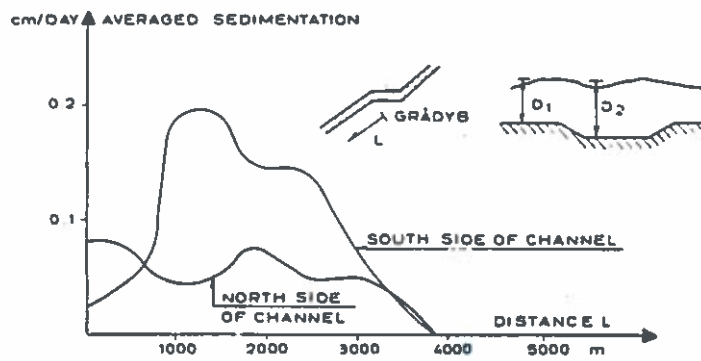


Fig. 13

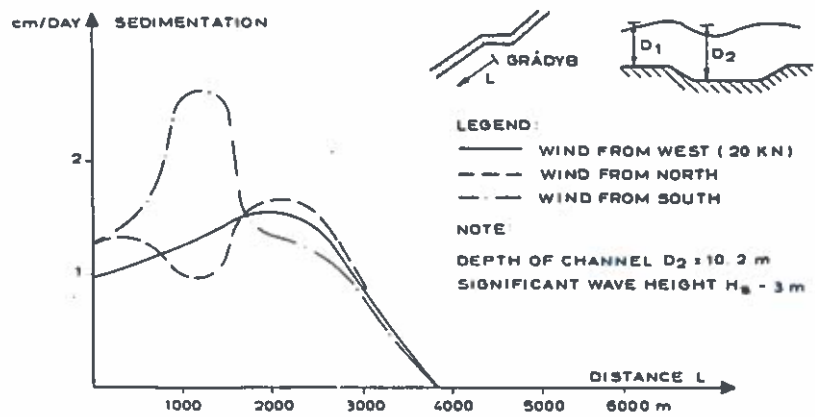


Fig. 14

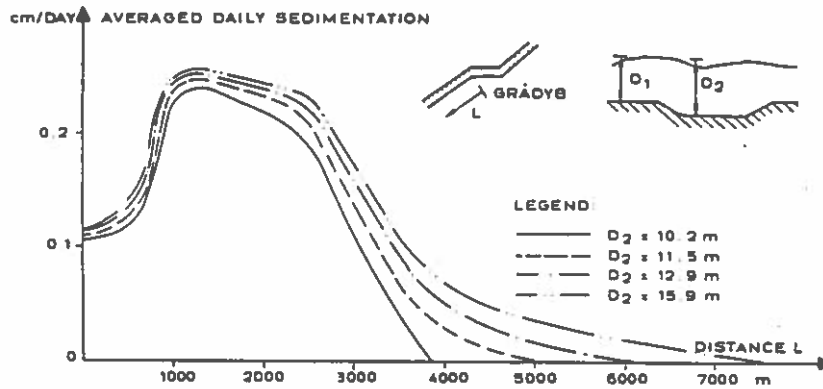


Fig. 15

It is seen that storms from south yield considerably more sedimentation as compared to storms from north and west.

Consequences of Increase of Depth The increase of sedimentation resulting from an increased guaranteed minimum depth is presented in Fig. 15. These results are used to assess the increased maintenance cost for a deeper channel.

A considerable part of the increase will be due to the extension of the navigation channel. In some parts of the existing channel the increase of sedimentation will be of minor importance as the relative increase of depth is small.

Dumping Grounds By combining current statistics obtained from the current model with a bed-load sediment-transport formula the inner southern dumping ground has been estimated to be satisfactory.

In case of extension of the channel both northern and southern dumping places (2B and 3B, Fig. 3) seem acceptable.

REFERENCES

Abbott, M.B., Damsgaard, A., and Rodenhuis, G.S.: "System 21, 'Jupiter' - A Design System for Two-Dimensional Nearly Horizontal Flows", I. Hydraulic Res., 11 No. 1, 1973.

Rodenhuis, G.S., Brink-Kjaer, O., and Bertelsen, I.A.: "A North Sea Model for Detailed Current and Water-Level Predictions", J. Petroleum Technology, October, 1978.

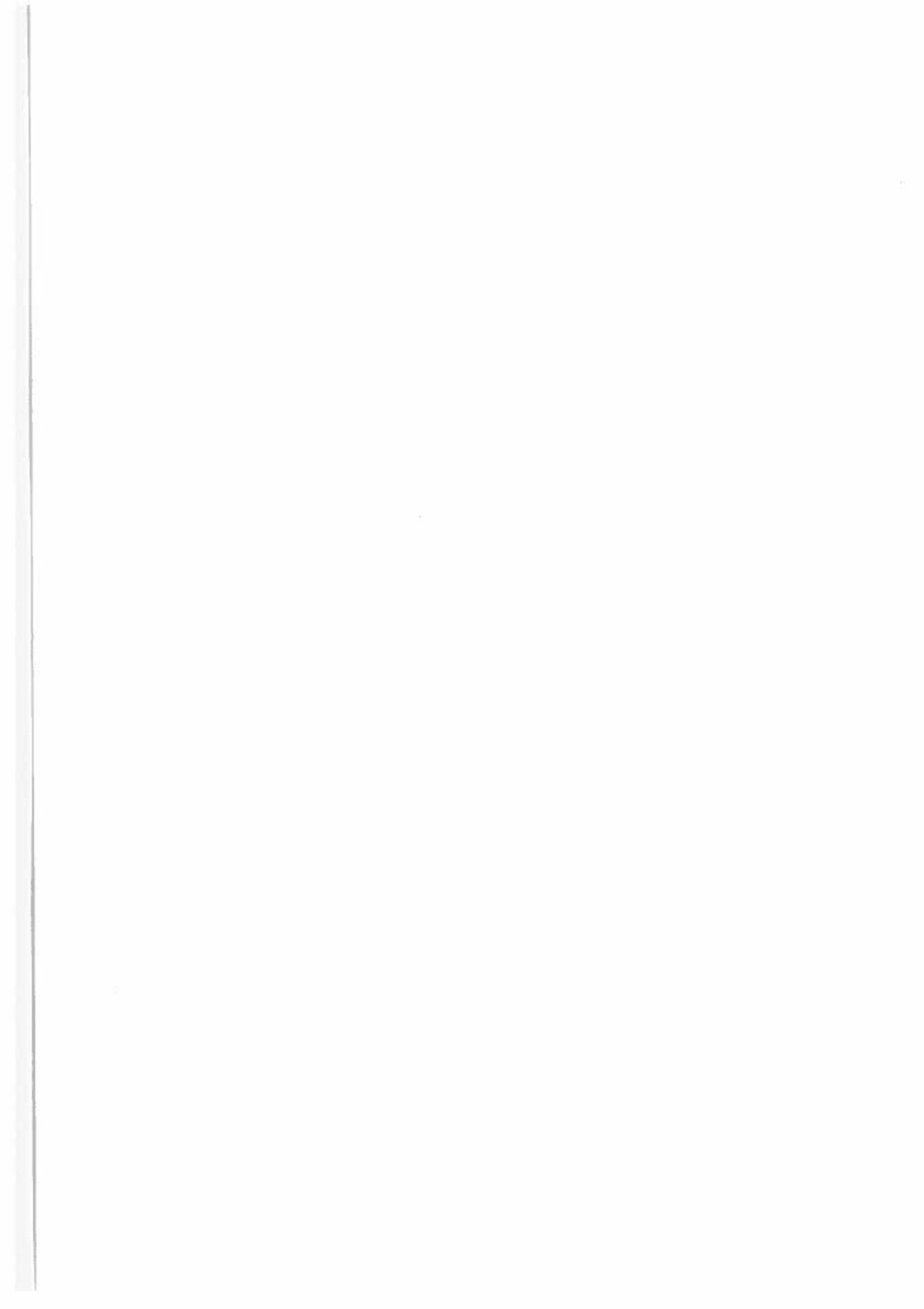
Gradyb Investigation 1975 Report No. 1, State Port of Esbjerg, October 1975 (in Danish).

Mikkelsen, L., Mortensen, P., and Sorensen, T.: Sedimentation in Dredged Navigation Channels, Proceedings, 17th Coastal Engineering Conf., 1980.

RESUME

La région du chenal de navigation du Graadyb qui relie le Porte de Esbjerg à la Mer du Nord se caractérise par un système complexe d'interaction de lames, marées et de morphologie.

Une utilisation adéquate et consécutive de mesures effectuées dans la nature, de modèles mathématiques des courants et de calculs de sédimentation - tels que décrits dans les chapitres précédents - a permis d'obtenir une meilleure connaissance de plusieurs aspects du problème. C'est ainsi qu'on a pu mieux déterminer, d'une part, la répartition de la sédimentation et des courants lors de conditions météorologiques extrêmes et, d'autre part, les conséquences de l'approfondissement du chenal, etc.



SEDIMENTATION I DREDGED NAVIGATION CHANNELS

by

Lars Mikkelsen, Preben Mortensen and Torben Sørensen

SEDIMENTATION IN DREDGED NAVIGATION CHANNELS

BY

Lars Mikkelsen *

Preben Mortensen *

Torben Sorensen **

1. INTRODUCTION

The feasibility of a harbour project, which involves dredging of an access channel, may to a large extent depend on the future maintenance dredging in the channel. It is therefore important to be able to calculate sedimentation in dredged channels with sufficient accuracy.

In 1974 and 1975 the Danish Hydraulic Institute (DHI) carried out a study of the most feasible access channel to Warri Port situated in the Western Niger Delta, Nigeria. Two alternative entrances were studied and in conclusion it was recommended to improve the existing access channel through Escravos Entrance

* Senior Hydraulic Engineer, M.Sc., Danish Hydraulic Institute, Copenhagen, Denmark.

** Director, Danish Hydraulic Institute, Copenhagen, Denmark.

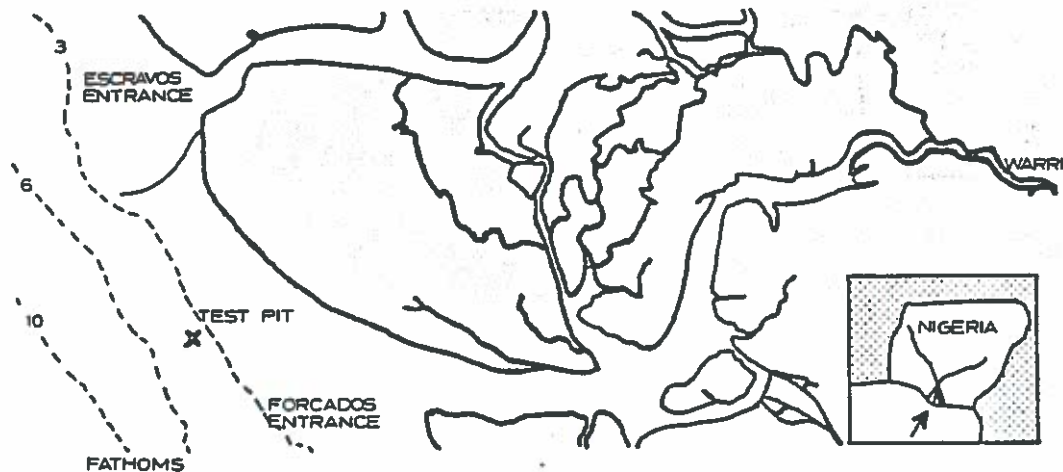


Fig. 1 Location Map

as this solution would yield much smaller maintenance dredging quantities as compared to an access channel through Forcados Entrance, see Ref. /1/

In 1978 it was decided to improve the accuracy of the sedimentation estimates for a dredged channel through Forcados Entrance and therefore it was recommended by DHI to dredge test pits in the alignment of the channel and to carry out a pertinent monitoring programme.

The paper presents

- The test pit monitoring programme and results including a discussion of measurement techniques.
- calculation of sediment transport in combined currents and waves and comparison with the monitoring results.

- discussion of some important sedimentological aspects.

2. SUMMARY AND CONCLUSIONS

On the basis of the test pit monitoring and the measured current and wave parameters it has been possible to calibrate the sediment transport rates in combined waves and currents. The test pit results has been used to obtain a satisfactory expression for the sediment diffusion coefficient ϵ_s and hence the concentration profile.

Using the calibrated transport rates, the theoretical sedimentation model and the wave and current statistics it has been possible to calculate the expected annual sedimentation in the dredged channel. Futher, it has been possible to predict the consequences of changes in the depth ratio D_1/D_2 and in the channel width and hence to produce an optimal² design of the channel.

In conclusion the sedimentation model has proved itself to be a very useful tool for studies of expected sedimentation quantities, particularly if the transport rates can be calibrated through pertinent field studies.

3. TEST PIT LOCATION AND PLANNING OF MONITORING

A test pit was dredged outside Forcados Bar at an undisturbed depth of app. 7 m MSLW (Mean Spring Low Water), see location map. The aim of the test pit investigation was not to provide a direct estimate of the future annual maintenance dredging quantities. This would be unrealistic due to the following reasons:

- 1) The test pit experiment took place during a limited part of the year only.
- 2) The depth in the test pit was decreasing contrary to the maintained depth of the access channel.
- 3) Suspended sediments would settle from the test pit ends contrary to the settling in a continuous access channel.
- 4) A continuous channel could tend to "attract" the current in the alignment of the channel.

The aim of the test pit investigation was therefore to calibrate a sedimentation model and thereby be able to understand and control the effects mentioned under 1 through 3.

Based on experiences from channels under similar conditions it was estimated that the effect mentioned under 4 was of minor importance.

In conclusion it was decided to dredge a rectangular test pit with bottom width 200 m equivalent to the future access channel width and bottom length 400 m in order to eliminate the major part of the "artificial" infill from the ends of the pit (effect 3). The test pit volume was about 350.000 m³

4. FIELD MEASUREMENTS

The test pit was dredged in April 1979 and a monitoring programme was carried out from May to September 1979. Below is briefly outlined the most important hydrographic parameters and the methods of test pit monitoring.

Hydrographic Parameters

Currents

Recording current meters and float trackings revealed current velocities of 10-30 cm/sec without any dominating direction at the location of the pit. Some deviation between the surface and bottom current directions could be observed.

Waves

The wave trains consisted of swell waves approaching from W-SW with typical periods between 10 sec. and 18 sec. superimposed by local wind waves with periods between 3 sec. and 8 sec.

The wave heights (spectrum derived significant wave height H_{m0}) varied between 0.7 m and 2.2 m. About 70% of the time H_{m0} was between 0.8 m and 1.4 m.

Bottom Material

At the location of the test pit the seabed consisted of coarse silt with fine sand and minor portions of finer sediments could be found. A median grain size of 0.05 mm was characteristic.

Suspended Sediment Sampling

The suspended sediment sampling was carried out by using a tripod frame, see fig. 2.

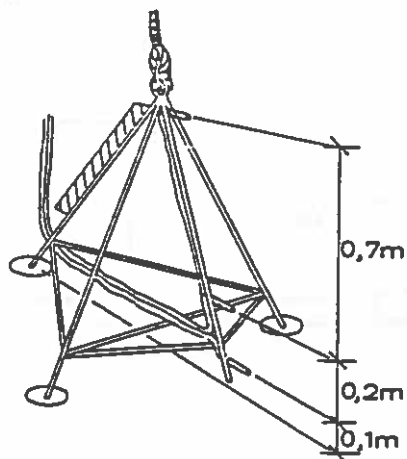


Fig. 2 Tripod Frame

The tripod was lowered to the undisturbed seabed and samples were sucked from fixed levels above the bottom layer, the lowest level being 0.1 m above bed. Results are presented in section 5.

MONITORING OF SEDIMENTATION

Methods

Preliminary calculations had revealed severe potential sedimentation, but even with high sedimentation rates it was foreseen to be difficult to detect the sedimentations with sufficient accuracy due to the swell waves. It was decided to measure the sedimentation by using two different methods:

- 1) Echo-sounding in lines crossing the test pit. The wave disturbance of the echo-sounding was eliminated by repeating the lines a sufficient number of times, see data processing below.
- 2) A pressure cell mounted on a sledge was pulled across the pit at the bottom. By averaging over a sufficient period of time the waves were eliminated. The position of the sledge was determined by underwater positioning equipment, see fig. 3.

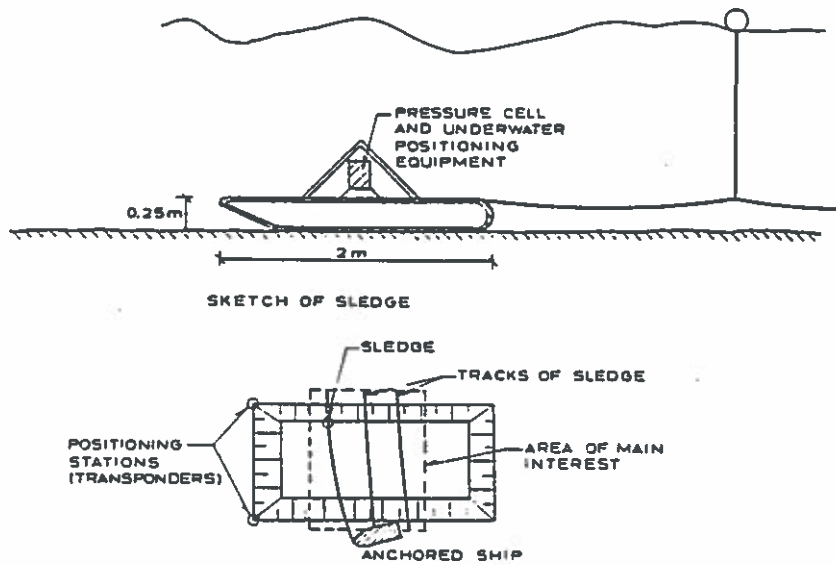


Fig. 3 Pressure Cell Method

DATA PROCESSING

Echo-soundings

The wave disturbed depth soundings of the echosounders (200 khz and 30 khz) were smoothed out for the individual sounding lines, see fig. 4. The repetitions of the same line were plotted to the same scale and an average of the cross section was elaborated, see fig. 5.

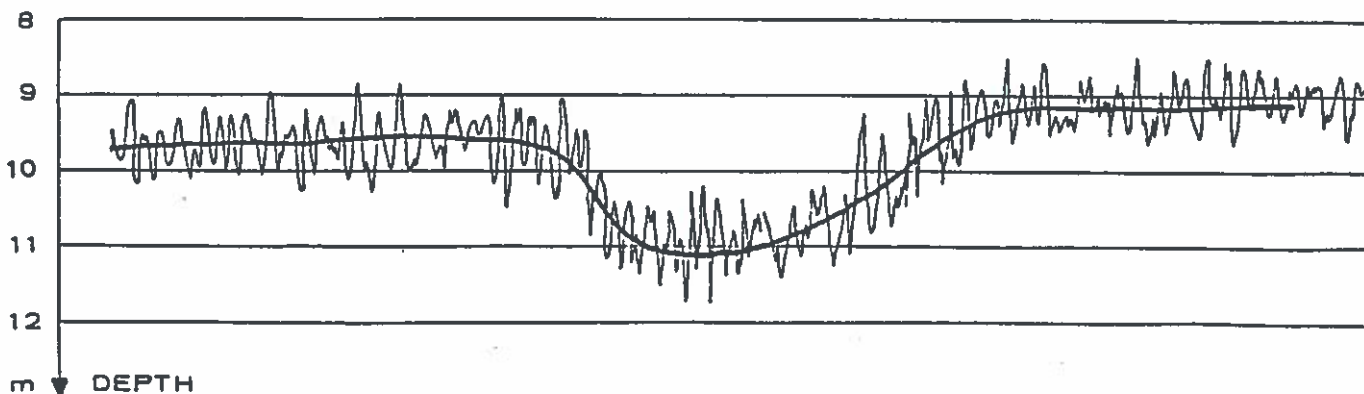


Fig. 4 Echogramme

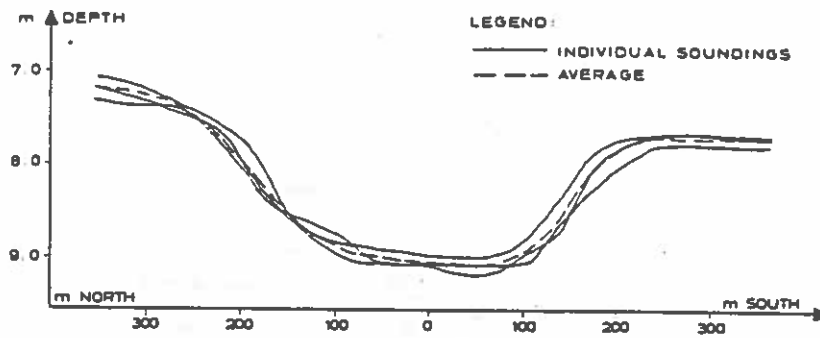


Fig. 5 Characteristic Profiles.

It is seen in fig. 5 that the deviations of the individual soundings from the average is in the order of 10 cm. The pitch and roll of the ship had some effects at the slope of the pit. However, performing echosounding during relatively calm periods it was concluded that repetition of each sounding line three times yielded satisfactory results.

Since the middle of the pit was flat and the velocity of the waves large compared to the speed of the survey vessel, this method was in principle the same as the averaging of the pressure cell at a specific position, see below.

Pressure Cell Method

In fig. 6 the cross section obtained from the average of the three cross sections shown in fig. 5 is compared to the results of pressure cell soundings in a number of check-points.

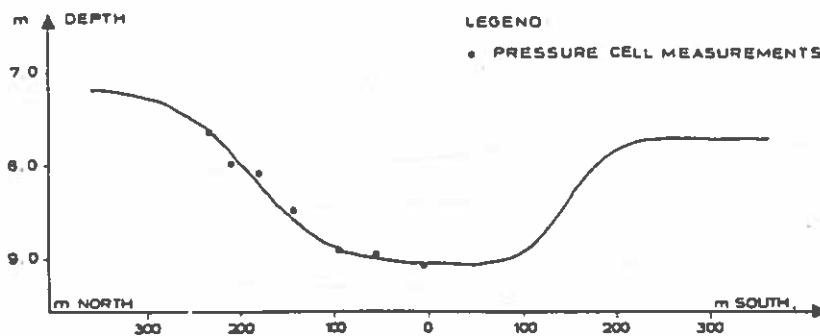


Fig. 6 Comparison of Sounding Methods

It is seen that the differences are small, averagely in the order of 5 cm.

The points were obtained by averaging over 30 seconds which was an adequate timelength, but the method as such turned out to be fairly complicated and time consuming.

Sedimentation Rates

The soundings of the pit took place with app. 3 weeks interval. The cross section of the middle of the pit is presented

in fig. 7.

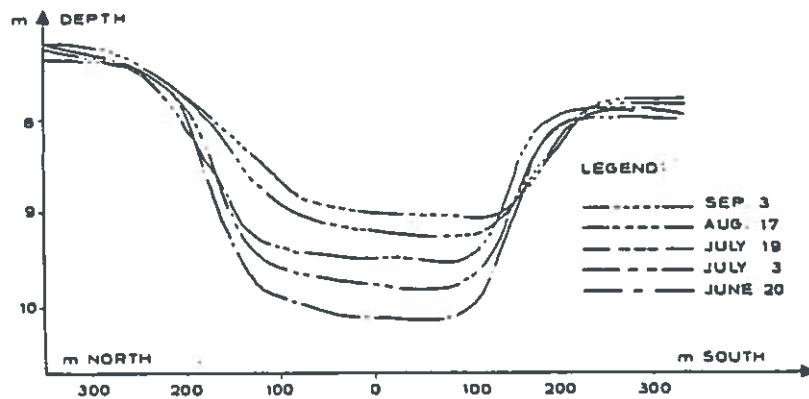


Fig. 7 Sedimentation in the middle cross-section of test pit.

The sedimentation was fairly evenly distributed over the width of the pit indicating slow settling of fine suspended sediments.

During the first period a sedimentation rate of app. 1.7 cm/day was observed, while later on a rate of 1.2 cm/day appeared. Using the sedimentation model this decrease was explained by the depth reduction in the pit.

Also longitudinal profiles of the pit showed that the sedimentation was fairly evenly distributed, see Fig. 8

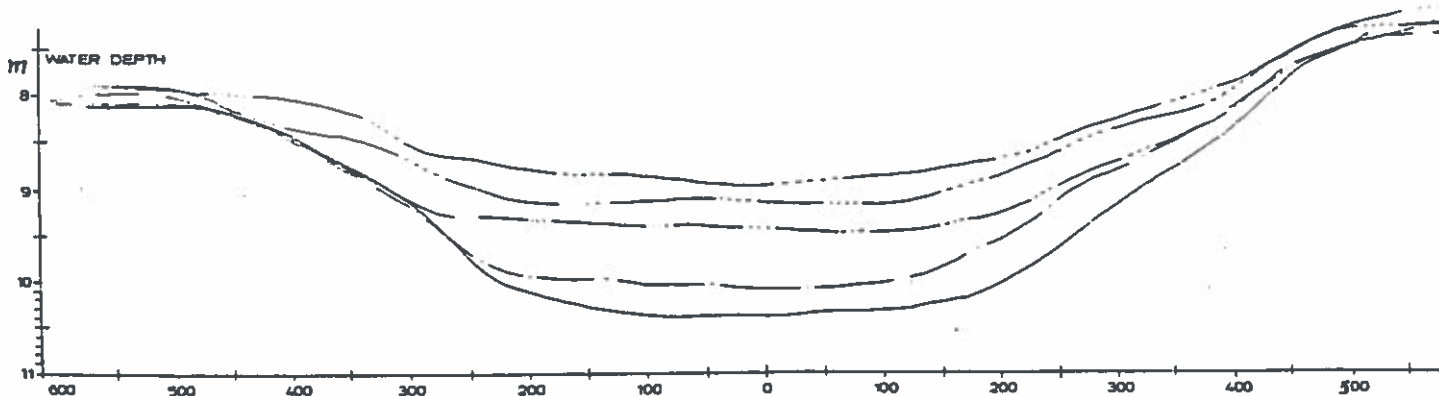


Fig. 8 Longitudinal test pit profile.

Fig. 9 shows the sedimentation rate between two soundings. The rates are seen to be strictly higher along sides of the pit than in the centerline of the pit.

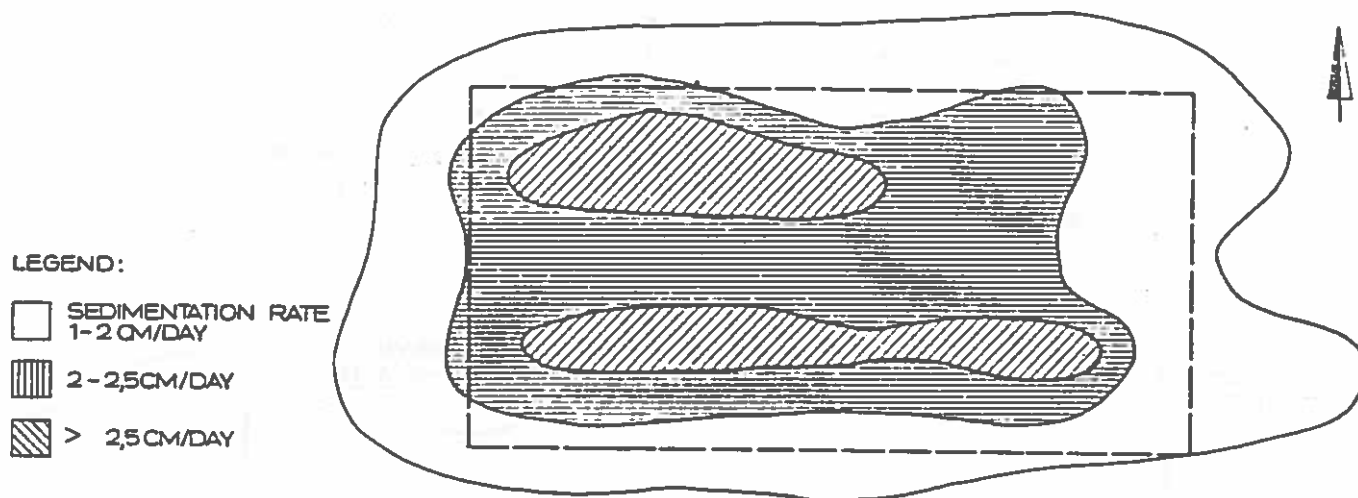


Fig. 9 Sedimentation between two soundings

5. SEDIMENTATION MODEL

In Ref /1/ it was shown that the sedimentation in a dredged channel, q_r , originating from settling of suspended sediments could be calculated as follows

$$q_r = \left\{ q_{10} \left(1 - e^{-\frac{w}{\epsilon} \frac{D_1}{D_2} \frac{B}{\cos \alpha}} \right) - q_{20} \left(1 - e^{-\frac{w}{\epsilon} \frac{B}{\cos \alpha}} \right) \right\} \cos \alpha$$

- where:
- q_{10} = transport of suspended sediments, equilibrium conditions at depth D_1
 - q_{20} = transport of suspended sediments, equilibrium conditions at depth D_2
 - w = settling velocity of suspended material
 - ϵ = eddy viscosity
 - v = current velocity
 - B = channel (test pit) width at the middle of the slope
 - α = angle between the direction of the current and normal to the test pit alignment
 - D_1 = undisturbed depth
 - D_2 = channel (test pit) depth

The calculation of the equilibrium transports q_{10} and q_{20} of suspended sediments in combined currents and waves has mainly been based on parameters calculated from field data. Further, the measured sedimentation in the test pit has offered a possibility to determine the unknown sediment diffusion coefficient ϵ_s near the bottom. In the following some of the basic parameters are discussed.

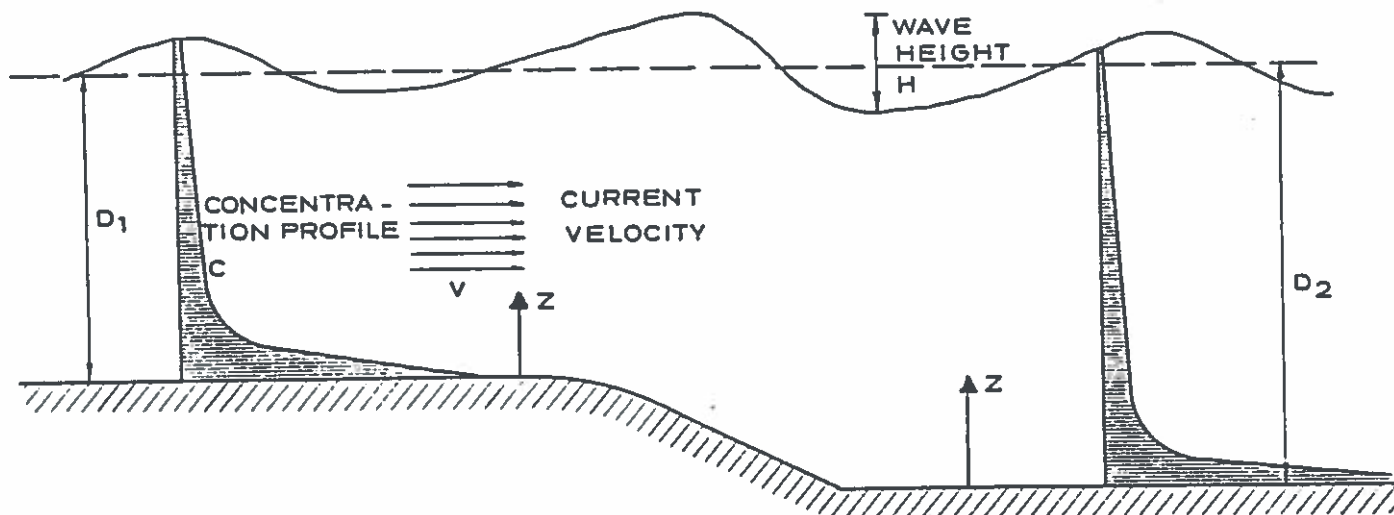


Fig. 10 Parameters

Wave Parameters

The thickness δ of the wave boundary layer was calculated by formulae given in /2/. In the calculation it was assumed that the wave amplitude a and the horizontal particle velocity U_w could be determined by sinusoidal wave theory.

Current Velocity Profile

The description of the current velocity profile at the bed is essential as the concentration of suspended sediment near the bed increases enormously.

The friction velocity $U_f = \sqrt{\frac{\tau}{\rho}}$ (where τ is the shear stress and ρ the density of water) in combined currents and waves can be determined by iteration in the following way:

1. The instantaneous particle velocity U_0 just above the wave boundary layer is determined by adding the current velocity U_c and the wave particle velocity U_w vectorially
2. The instantaneous shear stress is found by using U_0 and Johnsons wave friction factor f (/2/) calculated from:

$$\frac{1}{4\sqrt{f}} + \log \frac{1}{4\sqrt{f}} = -0.08 + \log \frac{A}{k}$$

where k is the bed roughness. The amplitude A may be taken as one half of the maximum excursion of a particle in the combined currents and waves.

3. The instantaneous shear stress projected in the current direction is integrated over a wave period yielding an expression for U_f .
4. The current velocity profile $U = U(z)$ near the bottom is then determined by

$$U_f^2 = \epsilon \frac{\partial U}{\partial z}$$

where ϵ is the total turbulent eddy viscosity in the current direction and z the distance above the bottom. The eddy viscosity for waves has been determined from /3/.

5. Finally current velocity U_c just above the wave boundary layer is used in 1. for the determination of U_f and the "circle" is closed.

Above the wave boundary layer the current velocity profile has been assumed to be logarithmic.

Suspended Sediment Concentration Profile

Bottom Concentration

The bottom concentration has been assumed to be a function of the dimensionless shear stress (Shield's Parameter):

$$\theta = \frac{1}{2} f \frac{U_\theta^2}{(S-1)gd}$$

where U_θ is the instantaneous particle velocity just above the wave boundary layer, f the friction factor, S the relative density, g acceleration of gravity and d the grain diameter. By using formulae in /4/ and integrating over a wave period the average bottom concentration were obtained.

Concentration at the bed (wave boundary layer)

The time-averaged concentration C of suspended sediment a distance z above the bed was determined by

$$\epsilon_s \frac{\partial C}{\partial z} + WC = 0$$

W being the settling velocity of the grains and ϵ_s the sediment diffusion coefficient.

Laboratory experiments have indicated that for specific conditions ϵ_s is constant near the bed. However for the present study conditions none of the experiments were pertinent and instead another approach was needed.

Since no ripples were present it was natural to assume that ϵ_s at the bed basically could be expressed as a product of a characteristic length, a, characteristic velocity, U_f , i.e.:

$$\epsilon_s = n_1 (aU_f)^{n_2}$$

n_1 and n_2 being constants, n_1 nondimensionless.

n_1 and n_2 were then determined from the results of the test pit monitoring as they should satisfy the following conditions:

1. Integration of the sedimentation with current and wave statistics should yield measured sedimentation.
2. The calculated sediment concentration profiles should correspond with the measured profiles.

n_1 has been calculated to be $2.4 \times 10^{-4} (\text{m}^2/\text{s})^{0.45}$, n_2 to be 0.55

Concentration above the wave boundary layer

Above the wave boundary layer the sediment diffusion coefficient has been assumed to be equivalent to the momentum exchange coefficient

$$\epsilon_s = 0.4 U_{fcw} z \left(1 - \frac{z}{D}\right)$$

U_{fcw} being the time-integrated "friction velocity" without projection in the current direction.

6. DISCUSSION

Suspended Sediment

Fig.11 shows the suspended sediment concentration as function of wave height and current velocity as well as the theoretical concentration lines. A large scatter is observed but it can be concluded that

- The current has no significant effect on the amount of sediment in suspension.

- The amount of sediment in suspension increases with increasing wave height (determining n_2 , discussed above).

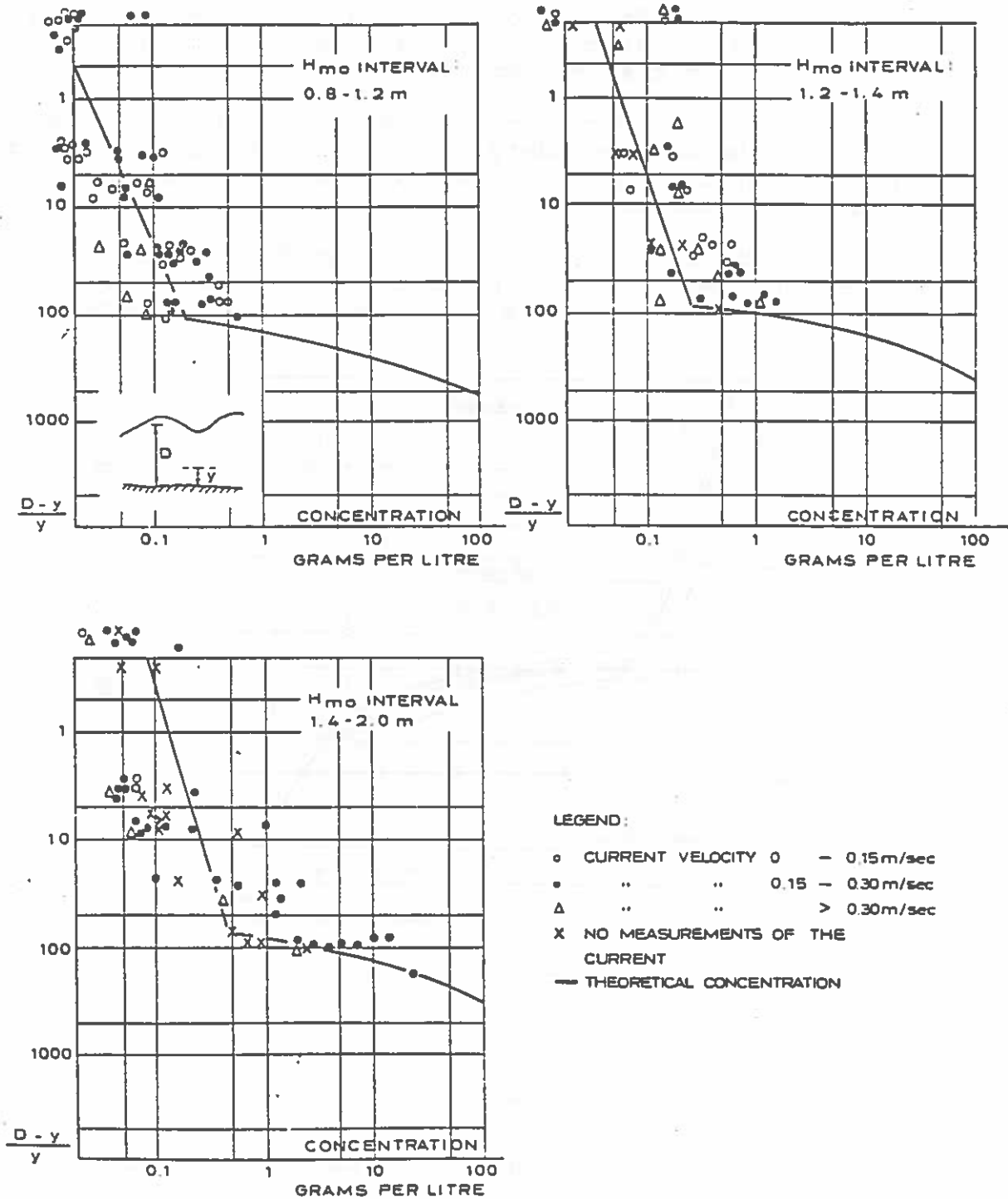


Fig. 11 Suspended Sediment

On the basis of the information that

the field measurements revealed that fairly large quantities of sand was settling in the pit and practically no sand in suspension was found above level 0.1 m above the bed and the concentrations of suspended sediment above this level were too small to explain the sedimentation -

it was concluded that very large concentration gradients exist at the bed in the wave boundary layer (5-10 cm thickness) and that it is essential to have a description of the suspension within and above the boundary layer.

Fig. 12 shows theoretical concentration profiles. The extreme concentration gradient at the boundary layer clearly proves the importance of the waves as the determining parameter.

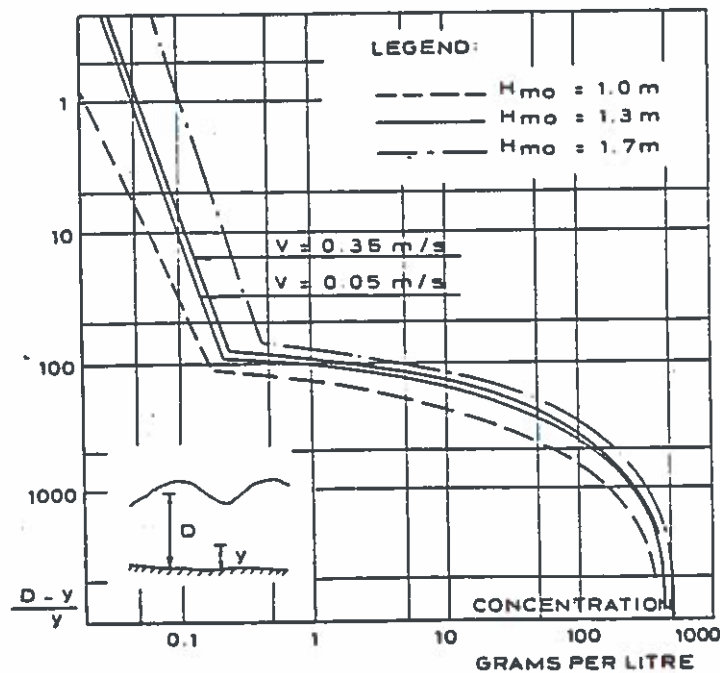


Fig. 12 Theoretical concentration lines

Sedimentation in the Test Pit

The rates of sedimentation as function of wave and current parameters calculated from the sedimentation model is shown in Fig. 13 (only one current direction shown).

The sedimentation model yielded that the current was hampered by the waves at the bed mostly when current and wave particle motion was parallel. Hence the sedimentation in the pit was

significantly largest when the current was perpendicular to the alignment of the pit and the wave direction parallel to it.

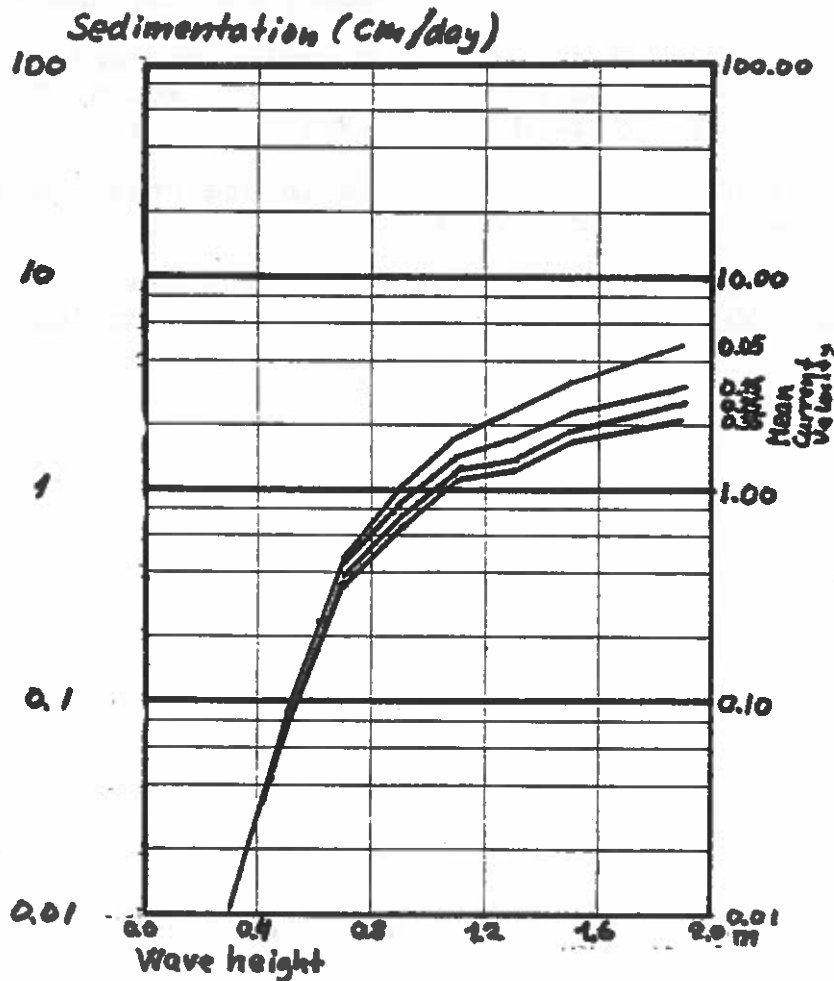


Fig. 13 Sedimentation Rates

Using the sedimentation model the decrease of the sedimentation rate in the pit in the monitoring period was very satisfactorily explained as caused mainly by the depth reduction of the pit and not because of changes of wave and current climate.

7. ACKNOWLEDGEMENT

The test pit investigations has been carried out on the demand of the Nigerian Ports Authority, whom we thank for the opportunity of working with a very interesting programme.

8. REFERENCES

- /1/ Mayor-Mora, Mortensen and Fredsøe, CEC 15, Hawaii, 1976
- /2/ J.G.Johnson and H.A.Carlsen. Experimental and Theoretical Investigation in an Oscillatory (Rough) Turbulent Boundary Layer. J. Hydr. Res, Vol 14, No. 1, 1976
- /3/ H. Lundgren. Turbulent Currents in the Presence of Waves, CEC, Chapter 33, 1972.
- /4/ F. Engelund and J. Fredsoe. A Sediment Transport Model for Straight Alluvial Channels. Nordic Hydrology 7, 1976.

DANSK VANDBYGNINGSTEKNISK SELSKAB

Heldagsmøde om sedimenttransport 1982.03.24 på DTH

PRØVEUDDYBNING PÅ HAVBUND
af civ.ing. Lars Mikkelsen

the 1990s, the number of people in the world who are under 15 years of age is expected to increase from 1.1 billion to 1.4 billion. The number of people aged 65 and over is expected to increase from 250 million to 450 million.

As a result of the demographic changes, the number of people in the world who are aged 15-64 years is expected to increase from 3.5 billion to 4.5 billion. The number of people aged 15-64 years is expected to increase from 3.5 billion to 4.5 billion. The number of people aged 15-64 years is expected to increase from 3.5 billion to 4.5 billion.

The number of people in the world who are aged 15-64 years is expected to increase from 3.5 billion to 4.5 billion. The number of people aged 15-64 years is expected to increase from 3.5 billion to 4.5 billion. The number of people aged 15-64 years is expected to increase from 3.5 billion to 4.5 billion.

The number of people in the world who are aged 15-64 years is expected to increase from 3.5 billion to 4.5 billion. The number of people aged 15-64 years is expected to increase from 3.5 billion to 4.5 billion. The number of people aged 15-64 years is expected to increase from 3.5 billion to 4.5 billion.

The number of people in the world who are aged 15-64 years is expected to increase from 3.5 billion to 4.5 billion. The number of people aged 15-64 years is expected to increase from 3.5 billion to 4.5 billion. The number of people aged 15-64 years is expected to increase from 3.5 billion to 4.5 billion.

The number of people in the world who are aged 15-64 years is expected to increase from 3.5 billion to 4.5 billion. The number of people aged 15-64 years is expected to increase from 3.5 billion to 4.5 billion. The number of people aged 15-64 years is expected to increase from 3.5 billion to 4.5 billion.

The number of people in the world who are aged 15-64 years is expected to increase from 3.5 billion to 4.5 billion. The number of people aged 15-64 years is expected to increase from 3.5 billion to 4.5 billion. The number of people aged 15-64 years is expected to increase from 3.5 billion to 4.5 billion.

The number of people in the world who are aged 15-64 years is expected to increase from 3.5 billion to 4.5 billion. The number of people aged 15-64 years is expected to increase from 3.5 billion to 4.5 billion. The number of people aged 15-64 years is expected to increase from 3.5 billion to 4.5 billion.

1. Anvendelse af prøveuddybning

En prøvegravning vil normalt blive benyttet til at kvantificere størrelsen af indfyldningen i f.eks. en rende til en havledning eller i visse tilfælde til at anslå størrelsen af den suspenderede sedimenttransport tæt ved bunden. Prøvegravning er især anvendelig i følgende tilfælde:

1. Kystzoner med bølgepåvirkning. Beregninger af sedimenttransporten er ofte behæftet med stor usikkerhed. Studier af ændringer i morfologi kan undertiden føre til rimelig god bestemmelse af nettotransporten over længere tid, hvorimod størrelsen af transporten i enkeltsituationer (bruttotransporten) ofte ikke kan bestemmes med rimelig sikkerhed.
2. Bunden indeholder kohæsive elementer (f.eks. ler, silt, dynd) og sedimentgraderingen er stor. Effekten af kohæsive kræfter kan vanskeligt bestemmes beregningsmæssigt, og værdier fra én lokalitet kan ikke nødvendigvis overføres til en anden bl.a. fordi forhistorien og konsolideringsgraden spiller en stor rolle for f.eks. størrelsen af opslemningen.
3. Verifikation af foretagne beregninger. Dette kan have betydning f.eks. ved vurdering af et projekts totaløkonomi, idet kunstig tilbagefyldning ofte vil være en væsentlig omkostning.

I floder vil man ofte enten kunne beregne eller måle sedimenttransporten, hvorimod sedimenttransport i kombineret bølge/strøm er langt vanskeligere. Eksempelvis kan man i sidstnævnte tilfælde som oftest ikke måle i situationer med store bølger, som kan være afgørende for opslemning og dermed indfyldning i en udgravning.

2. Planlægning

Indfyldningen i et afgrænset hul vil være større end i en "kontinuerlig" rende, jfr. fig. 1.

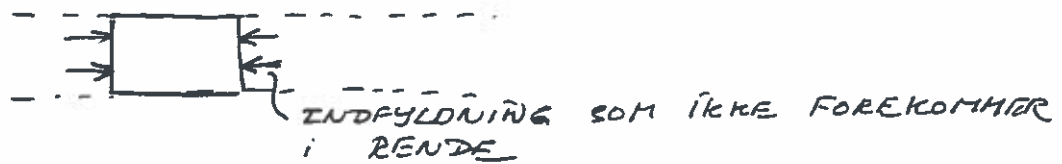


Fig. 1

Det principielle forløb for udfældning af 2 forskellige sedimenter er vist på fig. 2. Det ses, at den forøgede indfyldning ofte ikke vil kunne undgås. Udfældningen vil i øvrigt afhænge af især strømhastighed og overdybde i udgravningen.

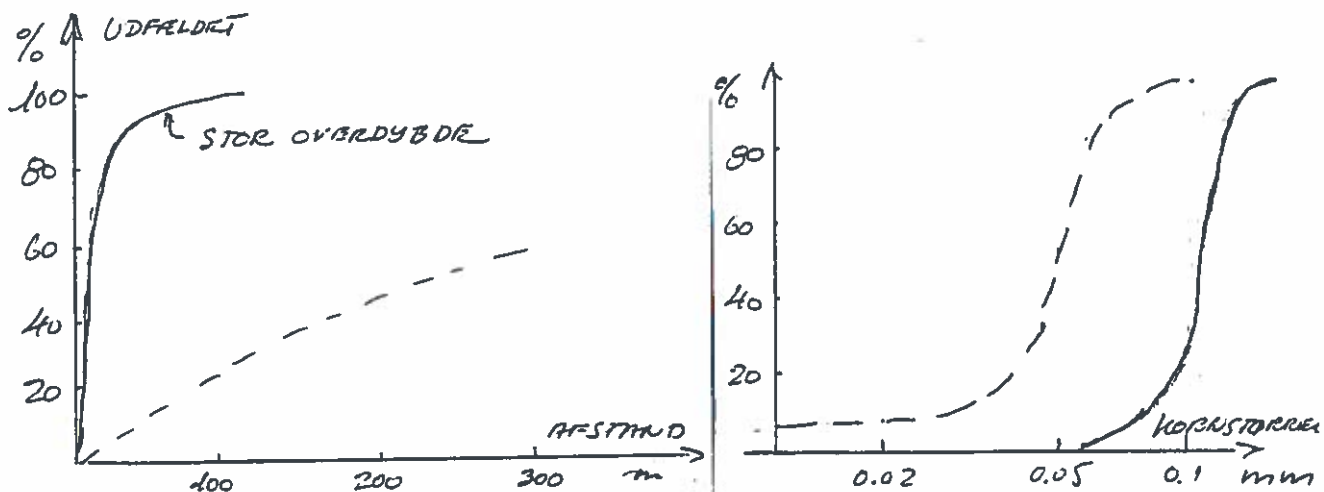


Fig. 2.

Længden af udgravningen bør derfor vælges under hensyntagen til sedimentets kornstørrelsesfordeling, jfr. fig. 2.

Sidernes hældning bør også ofres en vis opmærksomhed, f.eks. vil stejle sider medføre strømseparation (separationsvinkel for diffusor $\sim 5^\circ$) med meget kraftig sedimentations-potentiale jfr. fig. 3. Såfremt hullet er lille kan strømforholdene i hullet eventuelt være som "ide-vande" og en relativt hurtigere tilfyldning forekomme.

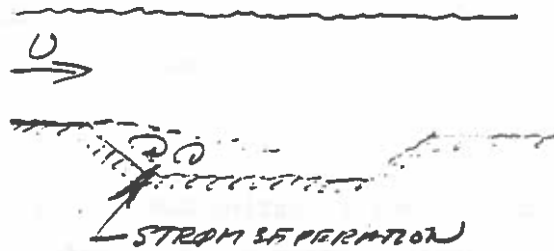


Fig. 3.

Det opgravede sediment bør placeres et godt stykke fra udgravningen som antydnet på fig. 4.

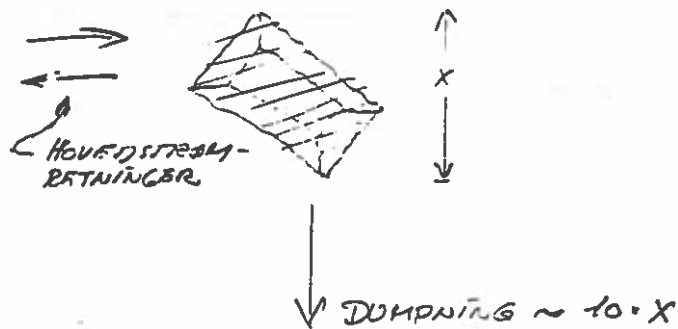


Fig. 4.

3. Opmåling

For prøveuddybninger af mindre størrelse placeret på ringe vanddybde kan en forholdsvis "primitiv" teknik anvendes. Positionering kan foretages i forhold til udlagte faste bøjler, som f.eks. indmåles fra land med teodolit, jfr. fig. 5. Dybdemåling kan foretages med håndlod.

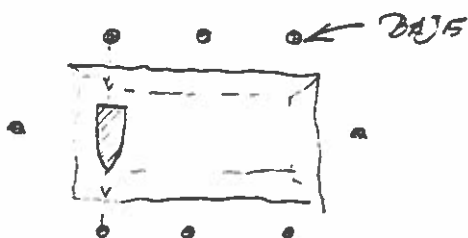


Fig. 5.

Man må være opmærksom på at mindre huller i tilfælde af forholdsvis stor bundtransport kan "flytte sig". Dette skyldes, at en mængde svarende til den aflejrede på opstrøms side, eventuelt eroderes på nedstrøms side af hullet.

Anvendelse af mere avancerede positioneringsmetoder og ekkolod ved enten større udgravninger eller større vanddybder kan medføre visse fortolkningsproblemer. For ekkoloddets vedkommende gælder dette især ved passage af skråningerne (Spredningsvinkel i relation til vanddybde) jfr. fig. 6. Vedrørende signalets faktiske reflektionsdybde kan man normalt undgå reflektion fra dybereliggende sedimentlag ved brug af ekkolod med ikke for lav frekvens, fig. 6.

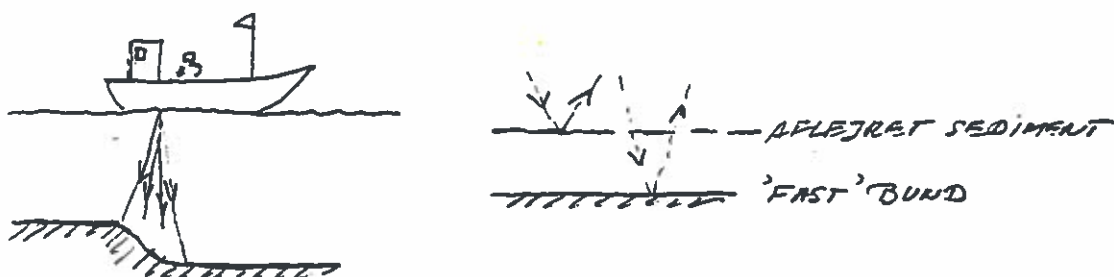


Fig. 6.

Usikkerheden på positioneringsbestemmelsen kan være det mest afgørende. Dette kan illustreres med det simple eksempel at med en skråning på 1:10 og positioneringsnøjagtighed på eksempelvis 3 m fås i princippet en usikkerhed i dybdemålingen på 0.3 m.

Hyppigheden af opmålingen bør relateres til aflejringstykkelsen, idet der bør være sket en indfyldning på mindst 20-30 cm siden foregående opmåling. Første gang efter hårdt vejr bør foretages inspektion og/eller opmåling.

Virum, 1982.05.24

Lars Mikkelsen/ib

DANSK VANDBYGNINGSTEKNISK SELSKAB

SEMINAR OM SEDIMENTTRANSPORT

Danmarks tekniske Højskole, 24. marts 1982

SEDIMENTTRANSPORT PÅ KYSTER

af

professor Helge Lundgren,
Instituttet for Strømningsmekanik og vandbygning

civ.ing. Helge Gravesen, Rambøll & Hannemann

og

civ.ing. Per Roed Jakobsen, Dansk Hydraulisk Institut

the 'information' and 'communication' fields. The 'information' field is defined as:

Information science is the study of the nature, uses and effects of information, and the methods and techniques for its collection, organisation, storage, retrieval, dissemination and use. (p. 1)

The 'communication' field is defined as:

Communication science is the study of the nature, uses and effects of communication, and the methods and techniques for its collection, organisation, storage, retrieval, dissemination and use. (p. 1)

The 'information science' field is defined as:

Information science is the study of the nature, uses and effects of information, and the methods and techniques for its collection, organisation, storage, retrieval, dissemination and use. (p. 1)

The 'communication science' field is defined as:

Communication science is the study of the nature, uses and effects of communication, and the methods and techniques for its collection, organisation, storage, retrieval, dissemination and use. (p. 1)

The 'information science' field is defined as:

Information science is the study of the nature, uses and effects of information, and the methods and techniques for its collection, organisation, storage, retrieval, dissemination and use. (p. 1)

The 'communication science' field is defined as:

Communication science is the study of the nature, uses and effects of communication, and the methods and techniques for its collection, organisation, storage, retrieval, dissemination and use. (p. 1)

The 'information science' field is defined as:

Information science is the study of the nature, uses and effects of information, and the methods and techniques for its collection, organisation, storage, retrieval, dissemination and use. (p. 1)

The 'communication science' field is defined as:

Communication science is the study of the nature, uses and effects of communication, and the methods and techniques for its collection, organisation, storage, retrieval, dissemination and use. (p. 1)

The 'information science' field is defined as:

Information science is the study of the nature, uses and effects of information, and the methods and techniques for its collection, organisation, storage, retrieval, dissemination and use. (p. 1)

The 'communication science' field is defined as:

Communication science is the study of the nature, uses and effects of communication, and the methods and techniques for its collection, organisation, storage, retrieval, dissemination and use. (p. 1)

INDHOLDSFORTEGNELSE

SEDIMENTTRANSPORT PÅ KYSTER

1. INDLEDNING

1.1 Focus

1.2 Problemstillingerne

- Høfder
- Havne på sandkyster
- Havne på sandkyster uden revler
- Kystparallelle bølgebrydere

1.3 Værktøjerne

2. NATURFORSTÆLSE

2.1 Kystmorfologi

2.2 Kystmorfologisk oversigt

2.3 Dansk kystmorfologi

2.4 Kystens tidsskalaer

2.5 Tredimensionale bølge- og strømforhold på kyster

2.6 Bund- og strandvariationer på lang sandkyst

3. SEDIMENTTRANSPORT LANGS KYSTEN

3.1 Fysiske faktorer

3.2 Sedimentproblemer ved havne

3.3 Stikord

4. TIDEVAND OG KYSTSTRØM

4.1 Tidevand

4.2 Kyststrøm

5. FLODER, DELTAER, LAGUNER OG ESTUARIER

6. TEORI, BØLGER OG KYSTSTRØM

- 6.1 Bølgeteori, impulslikning
- 6.2 Impulsmomentlikning
- 6.3 Bundfriktion, turbulensteori
- 6.4 Cirkulation ved havne og offshore bølgebrydere

7. SEDIMENTTRANSPORTBEREGNINGER

- 7.1 Transportens variation med bølgeretningen
- 7.2 CERC Formlen
- 7.3 Teoretiske kysttransportformler

8. KYSTUNDERSØGELSE

- 8.1 Generelt
- 8.2 Shore Processes and Beach Characteristics
- 8.3 Huskeliste for kystundersøgelser
- 8.4 Sedimentmængderegnskaber

9. REFERENCER

FORORD

Ved VBS seminar den 24. marts 1982 om sedimenttransport gav H. Lundgren et causeri over emnet "Sedimenttransport på kyster" fokuserende på nogle aktuelle problemstillinger. Foredraget blev ledsaget af en række illustrationer. Disse danner grundstammen i denne artikel.

Efterfølgende har Helge Gravesen og Per Roed Jakobsen, der begge overværede foredraget, suppleret materialet i mange henseender, herunder tilføjet et par nye afsnit. Der er ydermere tilføjet afsnit, der tager udgangspunkt i materiale udarbejdet af bl.a. Niels Nielsen, H.P. Stenfoss, og I.A. Svendsen.

Det foreliggende produkt har ikke lærebogskarakter, men kan forhåbentlig tjene som inspiration for et voksende antal ingeniører, som her i landet på forskellig vis kommer i berøring med disse problemer.

1. INDLEDNING

1.1 FOCUS

Inden for det marine område er der i dag fokus på offshore.

Sammenhængende hermed og med udviklingen inden for skibsbygningen er der forøget interesse - ikke mindst økonomisk - knyttet til sedimenter på og langs kyster og deres betydning for etablering og vedligeholdelse af sejlrender for store skibe. Sidstnævnte behandles i et særligt indlæg på dette møde.

ER DER grund til at forske vedrørende de klassiske sedimentproblemer i kystzonen/bølgebrydningszonen?

- a. Kystbeskyttelse
- b. Havne (luv- og læsiden og tilsanding foran).
- c. Bølgebrydere, både offshore for terminalanlæg og som kystbeskyttelse. Eller måske som bølgeenergi kraftværker (flydende bølgeænder).

JA - for sedimenter på kyster er stadig et af de vanskeligste naturfænomener som bygningsingeniører har med at gøre, og løsningen af disse vil have stor samfundsmæssig betydning i såvel Danmark som udenlands.

1.2 Problemstillingerne

Mange af de klassiske problemstillinger er behandlet tidligere (i seminar om kysten (VBS 1970) og seminar om kystsikring (VBS 1977), der specielt fokuserede på Jyllands Vestkyst).

I nærværende publikation findes en af DHI udarbejdet information "Kystbeskyttelse fra Skagen til Gedser".

Lundgren har i "Coastal Engineering Considerations" (1972) diskuteret "Sedimenttransport along Coasts". Materiale herfra er anvendt i det følgende.

Høfder

Den klassiske problemstilling er velkendt (fig. 1.1), og VBS-mødet i 1977 drejede sig ikke mindst om erfaringerne fra den jyske vestkyst.

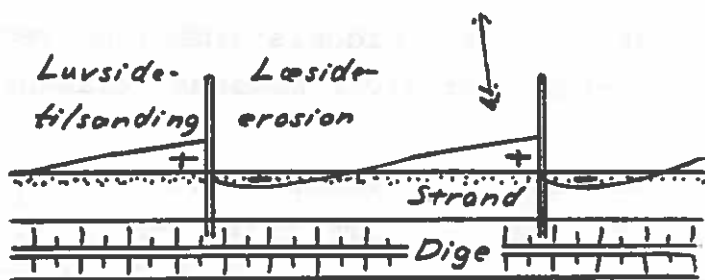


Fig. 1.1 Høfder

Andre klassiske høfdeproblemstillinger er behandlet i "Nordkysten, Kystpleje og Kystsikring" (1978).

Her vidner alene den tidsmæssige og administrative bygningssekvens af 54 høfder øst for Tisvilde 1898 - 1957 om en gradvis forlæggelse mod øst af et læsideerosionsproblem.

I mange år har nogle ønsket helt at undgå høfder p.g.a. de notoriske problemer, der er knyttet til dem og deres læsider.

Torben Sørensen viste imidlertid i "The development of coast profiles on a receding coast protected by groynes" (1969) nytten af høfder i nogle situationer, og vi fornemmer, at det i forbindelse med strandfodringsprojekter kan være rigtigt at bruge ønskes høfder til stabilisering af tilført materiale.

Hayne på sandkyster med revler

Brydning af skråt indfaldende bølger på revler er hovedårsagen til langstransporten. Såfremt en revle gennemskæres/afbrydes af en mole eller høfde, vil den flytte sig mod havsiden og forlægges udenom konstruktionen.

Som eksempel er vist Gilleleje havn ved Kattegat, hvor langstransporten er $25.000 \text{ m}^3/\text{år}$ og den naturlige dybde over barren ca. 2 m (Fig. 1.2).

Bølgeindfaldsvinklen α_w for middelstormbølgen vest for havnen er større end den vinkel, der giver maksimal transport.

Aflejringen på havsiden er sådan, at vinklen α_E fører til samme transportkapacitet som α_w . Som følge heraf er aflejringszonen kort, og den blev i virkeligheden også fyldt op kort tid efter havnens konstruktion.

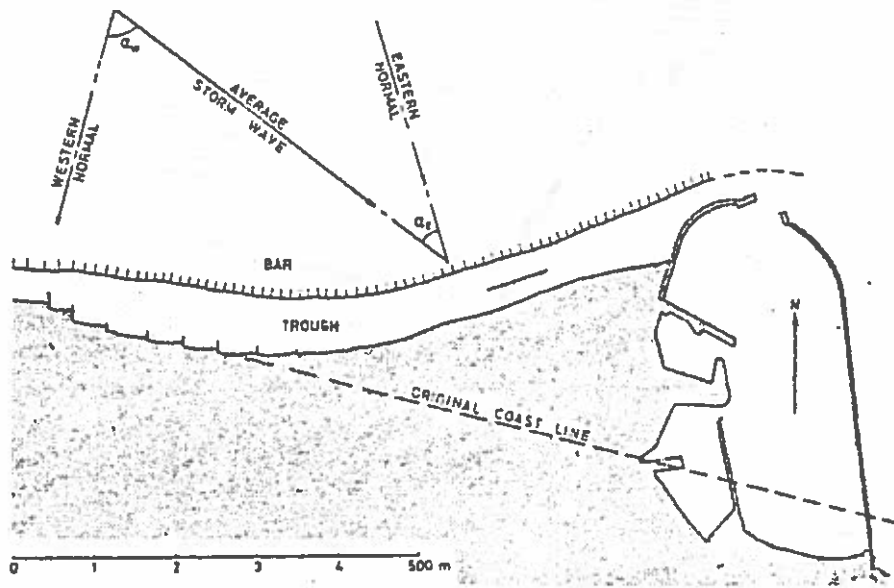


Fig. 1.2. Gilleleje Havn, kort aflejringszone

Ved Hvide Sande på Jyllands Vestkyst er langstransporten omkring $500.000 \text{ m}^3/\text{år}$, og den naturlige dybde over revlen er ca. 3,5 m.

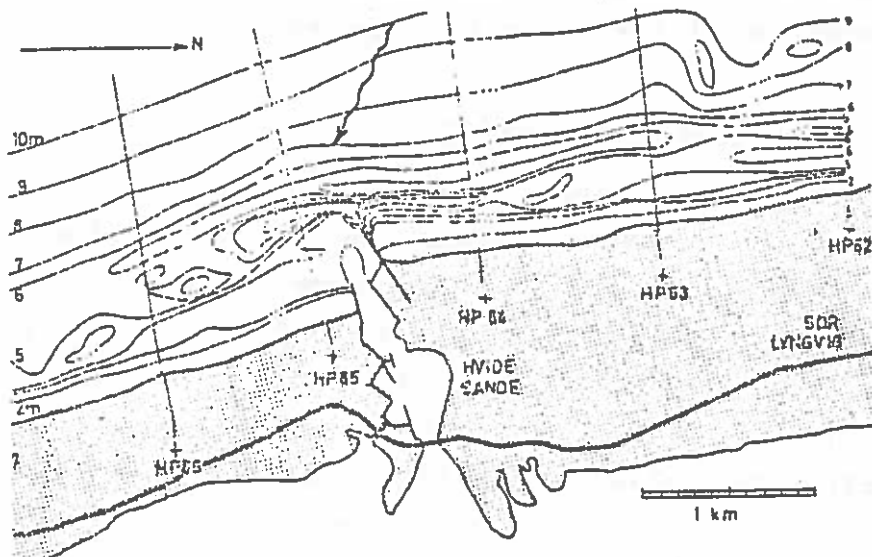


Fig. 1.3. Hvide Sande.

Der er en udstrakt aflejringszone på havnens luvside, fordi middel indfaldsvinklen er mindre end vinklen svarende til maksimal transport.

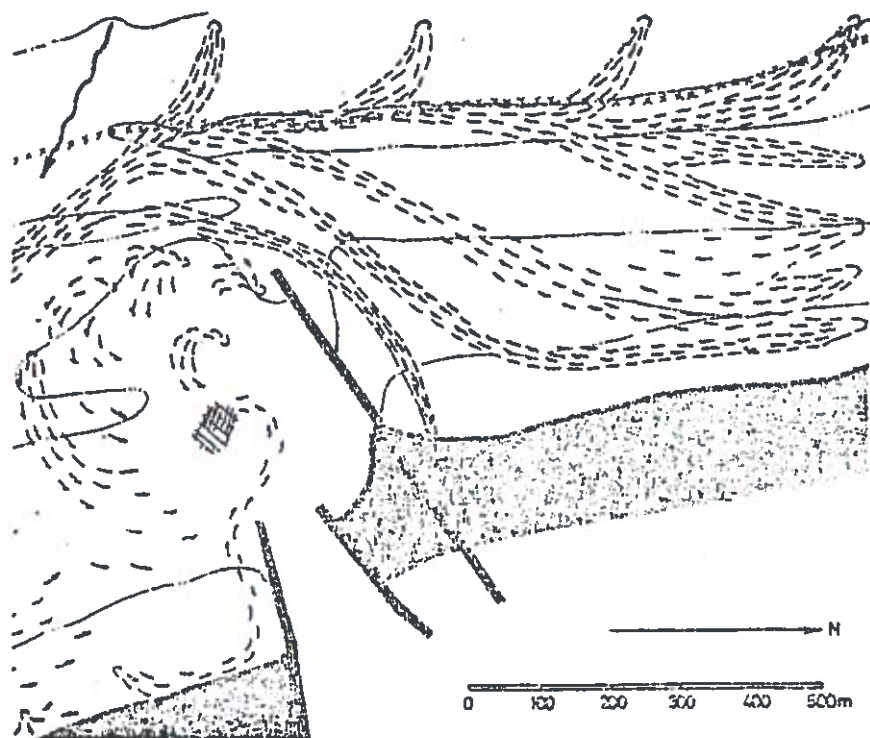


Fig. 14 Hvide Sande - Transportmønstre under storm

Sandtransporten, som den blev observeret i modelforsøg, er vist på fig. 1.4. Sandets transportbaner samles på revlen, der er vokset frem foran havneindsejlingen. Efter at have passeret denne, spredes sandet atter i det læsideerosionsområde, som aflejringen på kysten nord for molen har forårsaget.

Havne på kyster uden revler

Hvis der ikke er dannet revler, vil langstransporten finde sted i brydnings- og brændingszonen nær kysten. Såfremt en mole går ud over brydningszonen, vil der nærmest molen aflejres sediment i luvsiden, indtil aflejringerne medfører forlægning af brydningszonen. Dybdereduktionen langs en vertikal mole er relativt lille, såfremt vinklen mellem bølgefronten og molen er stor. (Hansthalm). Dybdeformindskelsen er særlig udtalt på tropiske kyster udsat for dønningsbølger fra en dominerende retning, hovedsageligt fordi bølgebrydningen finder sted på relativt lavt vand.

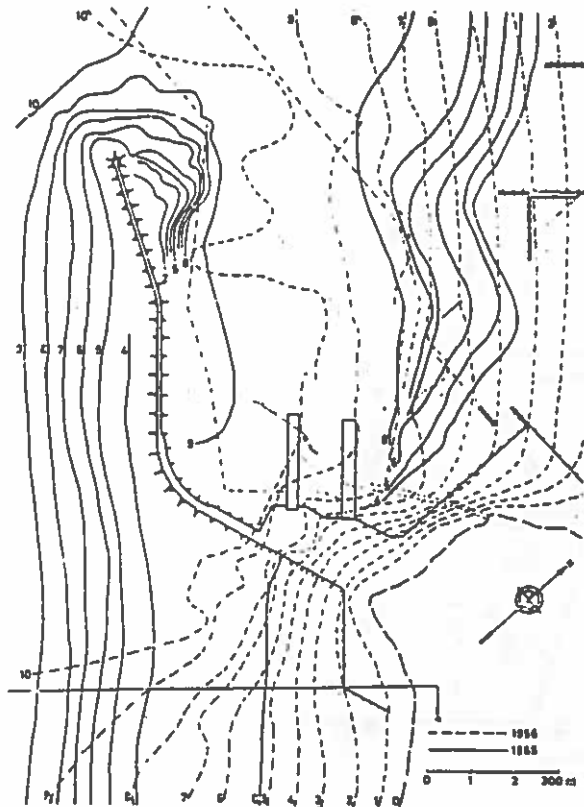


Fig. 1.5 Salaverry, Peru. Dybder før og efter bygningen af havnen.

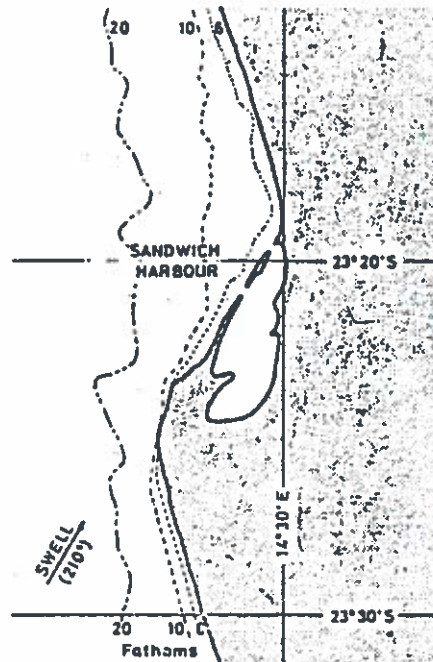
Fig. 1.5 viser den udstrakte akkumulation på den opstrøms side af en havn i Peru. Langtransporten er af størrelsesordenen $500.000 \text{ m}^3/\text{år}$. Dønningsbølgerne kommer over overvejende fra SSW.

Da sandet udelukkende transporteres af brydende og brudte bølger, fås det på figuren viste forløb af dybdekurverne 4-9 m rundt om molehovedet.

En aflejrings er under dannelse tværs over havneindløbet i læ af molen.

Såfremt indsejlingen ikke periodisk blev oprenset, ville havnen formentlig blive lukket af den begyndende oddedannelse.

En sådan udvikling fremgår af fig. 1.6, hvor en naturhavn i Namibia kun har forbindelse til havet gennem to små inlets, der holdes åbne af tidevandet, som har en variation på 0.6 til 1.5 m.



Figur 1.6 Lukning af en naturlig havn ved oddedannelse.

Kystparallelle bølgebrydere
(Offshore Breakwaters)

Danmark er øhavnenes fædreland, jfr. Hundested, Arnager, Snogebæk (der er de eneste refererede eksempler på disse konstruktionstyper i Danmark, i henhold til "An Annotated Bibliography on Detached Breakwaters and Artificial Headlands", Coastal Engineering Research Center, 1979). Kystparallelle bølgebrydere er bygget ved Liseleje (1912), Tilvildeleje (1908) og Rågeleje (1918). For begge konstruktionstyper er kysteffekterne kendt i form af tomboldannelser, ofte fulgt af effekter på strandene i form af læsideerosion - fig. 1.7 og 1.8 - eller akkumulation på bekostning af kysten til begge sider, når sedimenttransporten er lille (Strøby Egede).

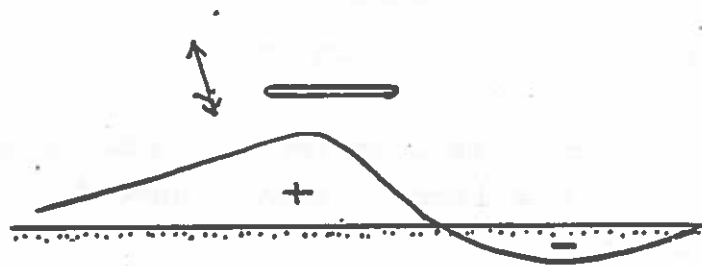


Fig. 1.7 Kystparallel bølgebryder

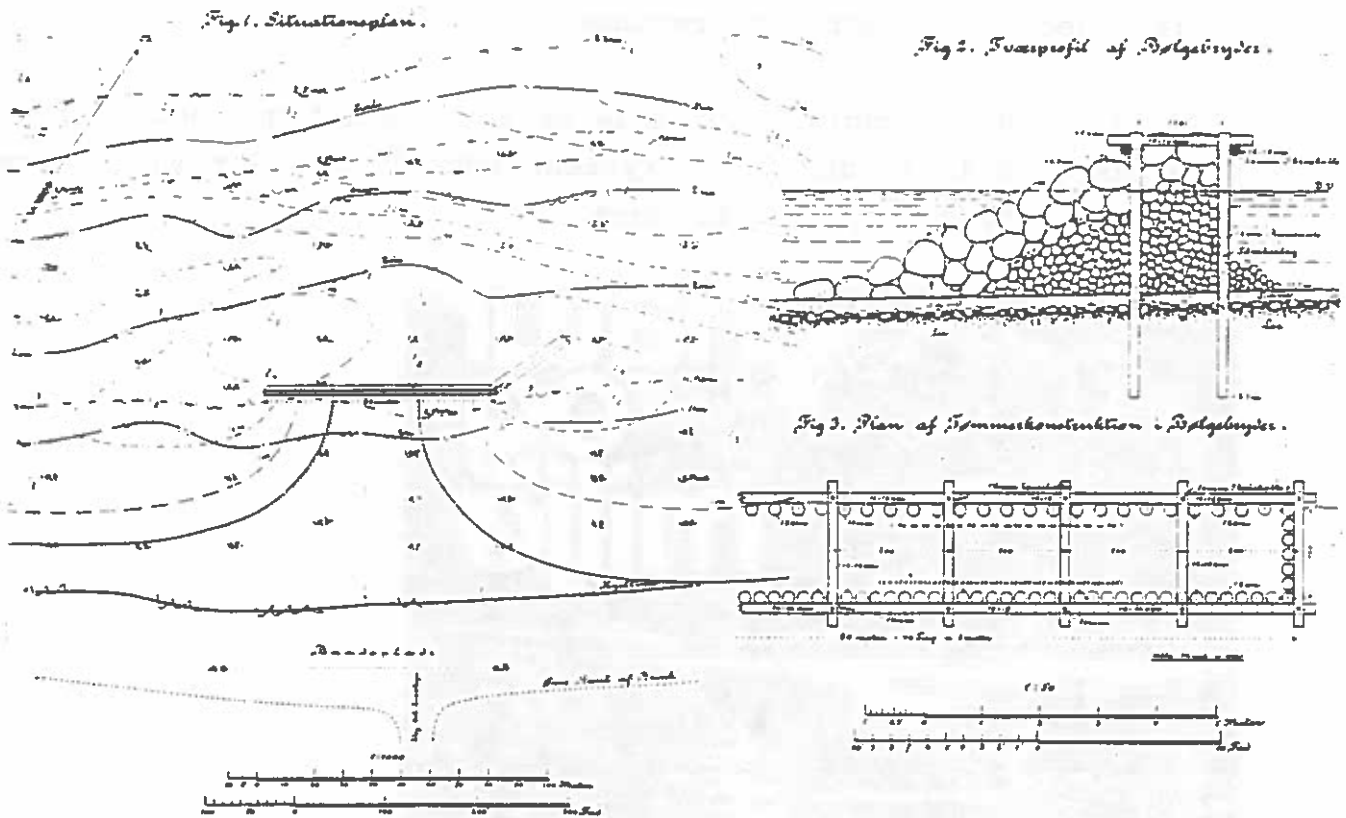


Fig. 1.8 Bølgebryder ud for Liseleje

Planlagt rigtigt kan bølgebrydere imidlertid være naturligere beskyttelsesmidler end kombinationen høfder + kystværn, thi de bryder virkelig bølgerne, tillader stadig tilstedeværelsen af en god strand, og kan tilpasses den lokale sedimenttransport på rimelig vis.

Et ualmindelig godt eksempel herpå er Per Bruuns høfder ved Skagen. Af fig. 1.9 fremgår det, hvorfor "Natur og Miljø" ønskede at vise et kystbeskyttelses anlæg på sin forside.

Den førømtalte bibliografi er iøvrigt interessant, idet det viser sig, at bølgebrydere især er blevet anvendt i Frankrig, Israel, Italien og Japan.

Der er ingen tvivl om, at grunden hertil først og fremmest er befolknings- og turistpresset mod kysterne; undertiden har den lokale geologi virket inspirerende.

På fig. 1.10 er gengivet en lille serie af plantegningerne fra en japansk lokalitet, der viser kystens udvikling i forbindelse med bygning af høfder og bølgebrydere.

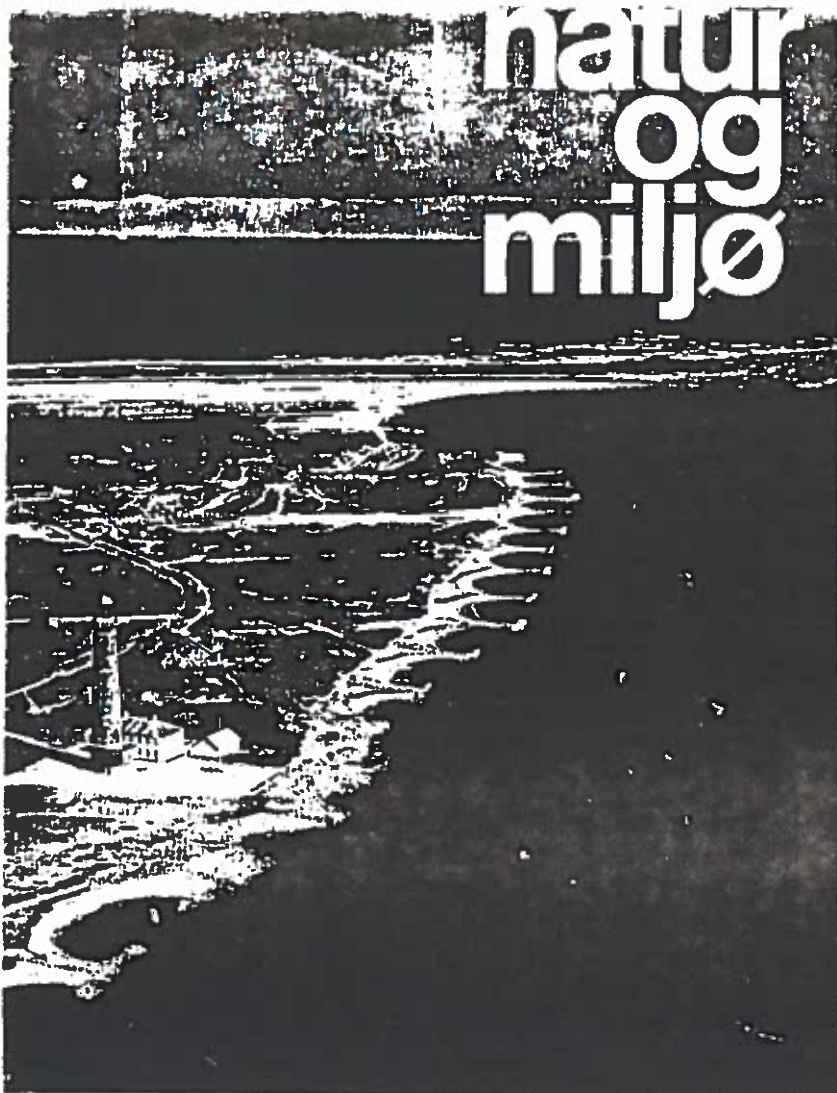


Fig. 1.9

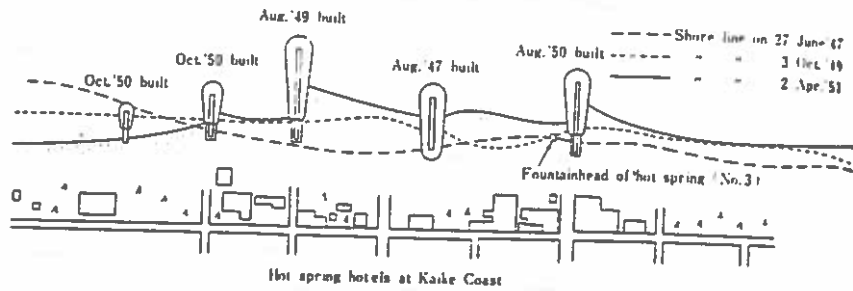


Fig. A Five groins were constructed between 1947 and 1950 in front of the Kaike Spa. Their performances in the initial stage were very effective and shoreline advanced seaward compared with that before the construction.

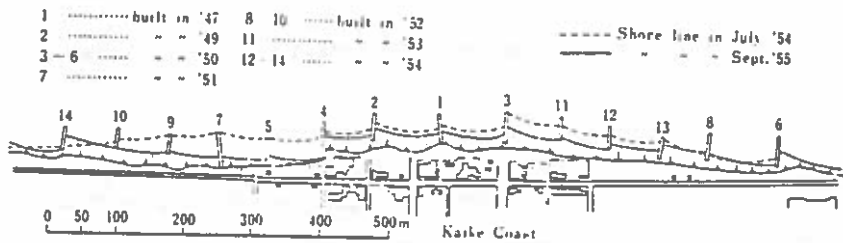


Fig. B In the next summer after the completion of the construction of the groin system, August 1955, the Kaike coast was eroded again.

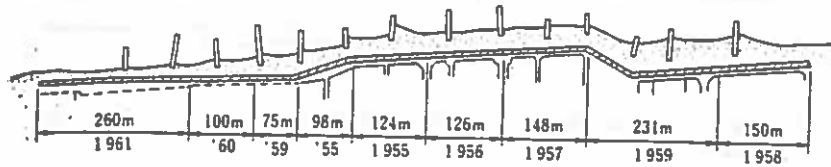


Fig. C The seawalls have been constructed between 1955 and 1961, and most of the Kaike Spa have been protected from the severe waves by the seawalls in length of about 1300 meters.

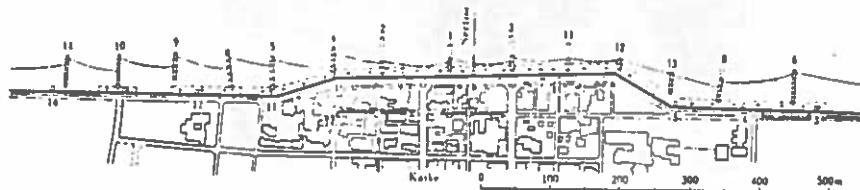


Fig. D The shoreline of the Kaike coast in 1970.

Fig. 1.10 Kaike kystudvikling

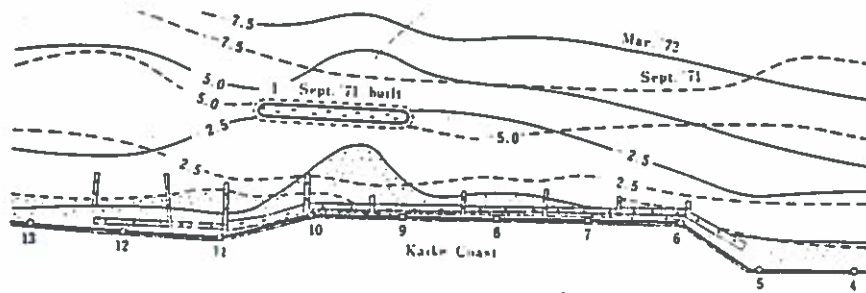


Fig. E. Changes of shoreline and equi-depth line before and after the construction of the No.1 detached breakwater at Kaieke.

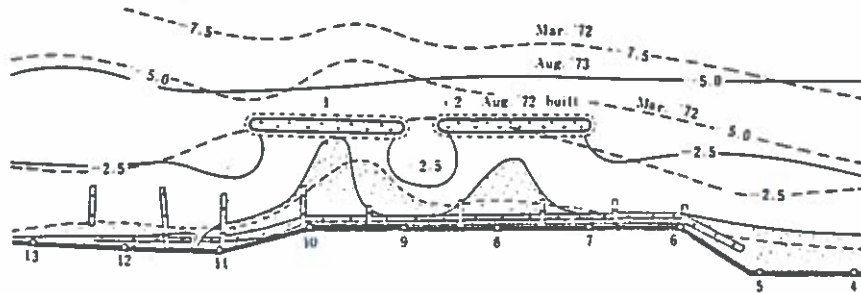


Fig. F. Changes of sea bed after the construction of the No.2 breakwater.

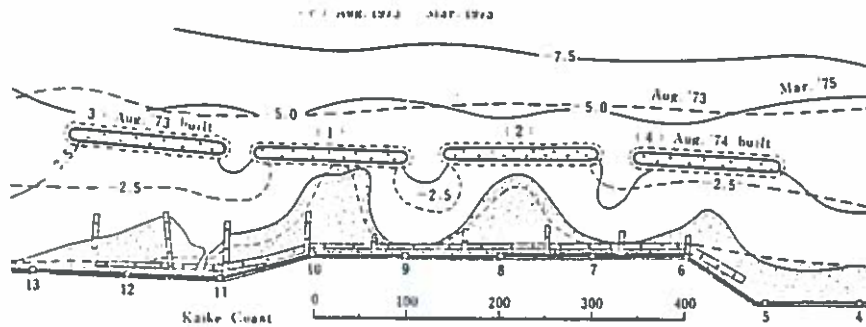


Fig. G. Changes of sea bed after the construction of the Nos. 3 and 4 breakwater.

H. July 27 '72
No.2 breakwater is under the construction.



I. Aug. 24 '72
Just after the construction.



J. March 9. '73
Strong waves attack the breakwaters and tombolos.



Fig. 1.10 Kaieke Kystudvikl
(fortsat)

1.3 Værktøjerne

Den klassiske kysttekniker har ofte været henvist til - måske mere end andre ingeniører - at bygge sin indsats på sund fornuft.

Da det ofte er ingeniørens lod at skulle dimensionere og bygge, før videnskaben har givet endeligt svar på problemerne, har indsatsen tit været velment, men samtidig mindre heldig.

Men de, der har klaret sig uden at lave alvorlige fejl, har i hvert fald lært at bruge deres sunde fornuft, og det kan da være det første af de hundrede værktøjer, som kystteknikeren må tage i brug.

Dette skulle de følgende bemærkninger gerne give udtryk for, selv om mere rationelle metoder og deres udviklingsstade også er sat under lup.

KYSTTEKNIKERENS 100 VÆRKTØJER

1. SUND FORNUFT
2. NATURFORSTAELSE
3. BØLGEHALINGER
4. TIDEVAND
5. KYSTSTRØM
6. FORSKELLE I SALTHOLDIGHED
7. SEDIMENTER FRA FLODER
8. GEOLOGI
9. KYSTMORFOLOGI
10. STEDFUNDEN EROSION
11. - AFLEJRING
12. BØLGETEORI
13. BØLGEBRYDNING
14. TURBULENSTEORI
15. BUNDFRIKTION I BØLGER OG STRØM
16. ERFARING
17. EMPIRISKE FORMLER FOR TRANSPORTEN
18. HELD
- ?
- ?
- ?
99. TEORI FOR TRANSPORTEN I BØLGER OG STRØM
100. NUMERISK MODEL AF KYSTZONER

Fig. 1.11 Kystteknikerens 100 værktøjer

2. NATURFORSTÆLSE.

2.1 Kystmorfologi

Fra "Kystbeskyttelse Skagen til Gedser" har vi lånt følgende:

"Forstås kystens tilblivelse og udvikling ikke, kan kystbeskyttelsen heller ikke planlægges på fornuftig vis".

Samme sted i afsnittet "Din egen kyst" er det beskrevet, hvorledes man på enkel måde kan samle væsentlige oplysninger om sin kyst.

Danske kystingeniører har tidligt været opmærksomme på kystmorfologiens betydning, og der har til stadighed været en fornuftig vekselvirkning mellem ingeniører og geografer, hvor Axel Schou i midten af fyrrerne gjorde dansk kystmorfologi verdenskendt med værket 'Det Marine Forland', som Munch Petersen med sin materialetransportformel tidligere havde gjort det for ingeniørernes vedkommende.

Klassiske kystmorfologiske eksempler er vist på fig. 2.1.

I et notat udgivet på Danmarks tekniske Højskole 1979 beskæftiger I. A. Svendsen sig med 'Sedimenttransport på kyster' - en del af det følgende materiale er baseret herpå.

I det følgende præsenteres iøvrigt materiale, der på forskellig vis belyser emnet:

- Kystmorfologisk oversigt (H. P. Stenfos)
- Dansk kystmorfologi (N. Nielsen og Per Roed Jakobsen).
- Kystens tidsskalaer (I. A. Svendsen)
- Bund- og strandvariationer på en lang sandkyst (I.A. Svendsen og Per Roed Jakobsen).
- Tredimensionale strømforhold på kyster (I.A. Svendsen og Per Roed Jakobsen).

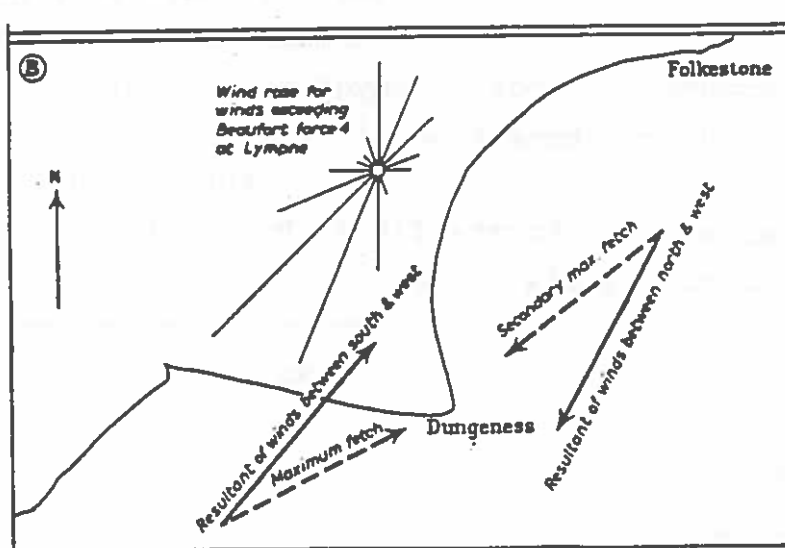
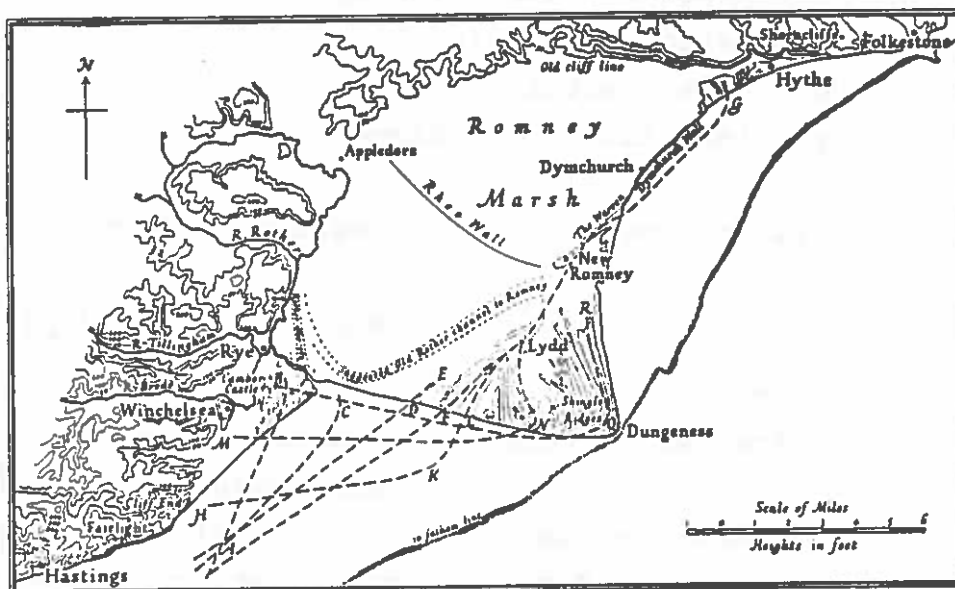


Fig. 2.1 Et klassisk kystmorfologisk eksempel. Ralforlandet ved Dungeness, Den engelske Kanal, (J.A. Steers (1964): The coastline of England and Wales)

2.2 Kystmorfologisk oversigt (H.P.Steenfos)

- . Niveauforandringer

- . Klassifikationssystemer for kyster
 - Almindelige bemærkninger
 - De aktive kræfter
 - Kystklassifikationssystemer

- . Udviklingsformer (Sequential forms)
 - Skrænter (Rocky cliffs and platforms)
 - Generelt
 - Skrænter af kohæsiøsløst materiale (incoherent materials)
 - Skrænter af ler (clay) (bad lands)
 - Skrænter med massiv, hård bjergart overlejret svage, impermeable lag (f.eks. kalksten på ler) (massiv, hard rock above incompetent, impermeable rock)
 - Skrænter af modstandsdygtige bjergarter (sandsten, basalt osv.) (resistent rocks)
 - Skrænter af krystallinske bjergarter (granit, gneis, meget hård sandsten) (crystalline and metamorphic rocks)

 - Strande og klitter
 - Generelt
 - Marine odder (spits)
 - Fed (complex spits)
 - Drag-tombolo
 - Barre øer (off shore bars)
 - Flak øer (off shore bars)
 - Vinkel-forland (cuspat forelands)
 - Marine tanger

Estuarier og marskområder

Deltaer

Koral-formationer

Generelt

Atolls

Barrier reefs

Fringing reefs

Shallow lagoon reefs

Faros

Coral banks

Submerged and raised reefs

Dannelse af koral-rov

Initialformer

(Initial forms)

Ria kyster

(Ria coasts)

Fjord kyster

(Fjord coasts)

Glaciale lavlandskyster

(Glacial lowland coasts)

Ikke-glaciale lavlandskyster (Unglaciater lowland coasts)

Kyster domineret af strukturelle former

(Coasts dominated by structure)

2.3 Dansk Kystmorfologi

Typiske eksempler (N.Nielsen m.fl.)

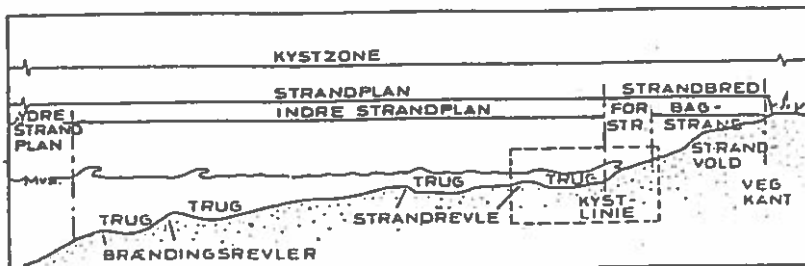


Fig. 2.2. Fladkystprofilet.

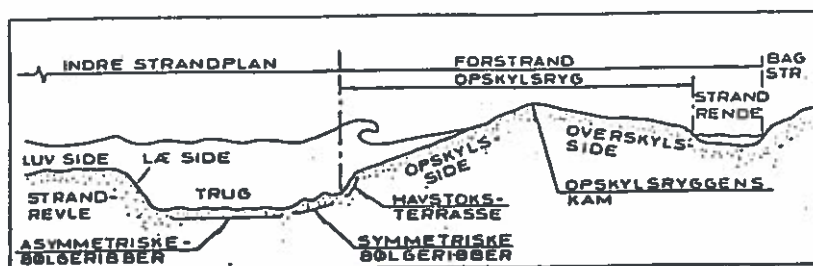


Fig. 2.3. Detaljer omkring kystlinien.

Fladkysten afsluttes mod land på tre principielt forskellige måder:

1. Tilgroningskysten, der dannes hvor forholdene er bekyttede, d.v.s. bølge- og strømpåvirkningerne er små.
2. Strandvolds/klit kysten, der er hyppigt forekommende, og hvor bagstranden udgøres af havaflejrede strandvolde eller vindaflejrede klitter.
3. Klintkysten har naturligvis sin forudsætning i tilstedeværelsen af højt beliggende landformationer bag kystlinien og udformes iøvrigt mest karakteristisk, når kysten påvirkes af samtidigt højvande og bølgeangreb.

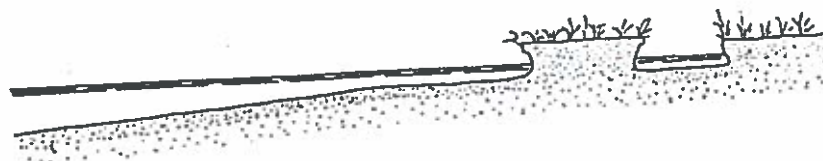


Fig. 2.4. Tilgroningskyst.

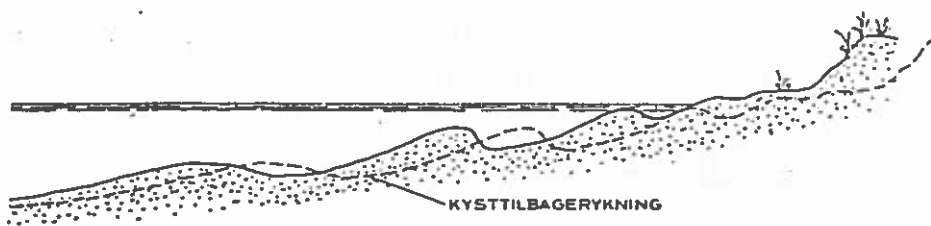


Fig. 2.5. Strandvold/klitkyst.

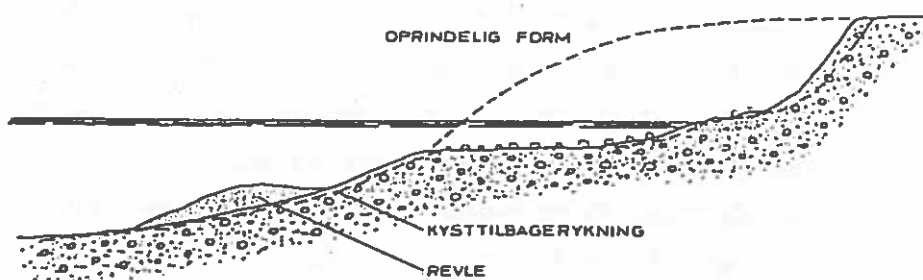


Fig. 2.6. Klitkyst.

2.4 Kystens tidsskalaer (I.A. Svendsen)

Det er karakteristisk for de fænomener, der sammenfattes under overskriften 'Sedimenttransport på kyster', at de omfatter processer af vidt forskellig varighed, d.v.s. med vidt forskellige tidsskalaer. Hvis man forsøger på at opdele fænomenerne efter deres tidsskala, må man operere med mindst 4 forskellige, rækkende fra nogle få sekunder til årtusinder.

I fig. 2.7 er forsøgt en sådan opstilling, som kan give et vist (meget groft) overblik over de karakteristiske processer og deres virkning inden for hver af de 4 tidsskalaer.

Over den korteste tidsskala A bølgeskalaen er det de oscillerende bevægelser af sedimenterne ved bunden, der dominerer. Disse bevægelser er forårsaget af den frem- og tilbagegående partikelbevægelse i bølgerne. Det, som i dette øjebliksbillede har betydning for den mere langtsigtede udvikling, er imidlertid de (ofte ret små) nettobevægelser af sedimentkorne-

ne, som til dels er resultatet af usymmetri i bølgebevægelsen, til dels et resultat af bølge-, vind- og tidevandsgenererede nettostrømme i kystområder.

Nettosedimentbevægelserne går både langs kysten og vinkelret derpå.

Selv ikke over den lidt længere tidsskala B for den bølgeinducerede middelvandbevægelse sker der normalt mærkbare ændringer af dybdeforholdene, d.v.s. bundens niveau - dertil er sedimentbevægelserne for små og for langsomme. Det, som karakteriserer denne tidsskala, er de ofte ret betydelige ændringer i mønsteret af både de bølgegenererede middelvandstrømme og de dermed forbundne lokale vandspejlsvariationer. Disse variationer foregår over nogle minutter (typisk 1-10 min.) afhængig af bølgeperioden og kysten (jo større bølgeperiode, jo langsommere variationer) og er primært forårsaget af variationen i bølgehøjden for de indkommende bølger. Ved helt regelmæssig dønning vil effekten altså være lille. Det må også understreges, at vandstande og strømme forårsaget af tidevand og vindstuvning er næsten uforandret over denne tidsskala.

Den tredje tidsskala C er betegnet den kystdynamiske skala og spænder typisk fra nogle dage til nogle uger, og den er først og fremmest karakteriseret ved, at ret betydelige forandringer af bundforholdene (vanddybder, strandlinie og strandopbygning) når at finde sted.

Arsagerne til disse forandringer er skiftende vejrforhold og de deraf følgende vandstandsændringer på grund af vindstuvning, som igen overlejres med svingningerne på grund af tidevand.

Da sommer-vinter cyklen også følges af systematiske meteorologiske variationer, inkluderer denne skala også svingningerne mellem sommer og vinter (som kan være ret betydelige).

Karakteristisk for forløbet af de typiske ændringer er imidlertid også, at nettoforandringerne over denne skala normalt er meget mindre end udsvingene. Der er tale om svingninger.

Den sidste tidsskala D er den kystmorfologiske, som er skalaen for varige forandringer af kysten. Det ligger i sagens natur, at nettovirkningen af de svingninger, der foregår inden for de kortere tidsskaler, er for små til at kunne observeres med sikkerhed inden for hvert af disse tidsrum og også varierer, så der må midles over mange gange perioden. Over tilstrækkelig lange tidsrum vil et selv nok så lille nettoresultat af de hurtige processer imidlertid hobe sig op og give en morfologisk forandring af kysten, som i de tidsrum, vi har mulighed for at observere og er interesseret i fra en ingeniørmæssig synsvinkel, har karakter af en ensidig udvikling, selv om der naturligvis også her er tale om (meget langperiodiske) svingninger omkring en endnu langsommere udvikling.

På noget længere sigt spiller også klimaændringer og de såkaldte niveauforandringer en dominerende rolle for kystens udvikling. Der er to typer niveauforandringer: ændringer af havenes niveau (verdensomspændende) og (mere lokalt) hævnninger og sænkninger af det pågældende landområde.

		B		C		D	
A		MIDDELVANDBEVÆGELSENS SKALA		KYSTDYNAMISK SKALA		KYSTMORFOLOGISK SKALA	
BESKRIVELSE	BØLGESKALA (øjeb. situation)						
[1] Tidsskala for dominerende ændringer	De enkelte bølgers periode	1 - 10 minutter	(Dage)-uger-(måned)er	Årtier	til	årtusinder	
[2] Typisk længdeskala for dominerende variationer	Partikelamplitude ved bunden	Afstand fra brydningspunkt til strandlinie	Afstand fra brydningspunkt til strandlinie	Hele	kyststrækninger		
[3] Årsag til afgørende variationer	Oscill. partikelbevægelse i bølger	Variationer i de enkelte bølgers højde	Variationer i middelbølgehøjde og vandstand (tidevand, vindstuvning, meteorologiske forhold)	Langtids-	(netto-)virkingen af A, B & C		
[4] Vigtigste virkning på bølgebevægelserne	Turbulens fra brydning	(vind)bølger - gruppevirkning)		Klimaændr., niveauforandringer			
[5] Middelvandbevægelsen	Konstant	Varierer med tidskalaen	Ændres radikalt grundet [4] & [8]				
[6] Bundmateriale	Oscill. bevægelse normalt med nettoflytning	Oscill. bevægelse varierer løbende med bevægelse i de enkelte bølger	Store nettoflytninger over tidsskalaen, også af strandlinie				
[7] Bundformer	Små svingninger i riller	Kraftige ændringer i rillebillede over tidsskala. Årsag [3]					
[8] Ændringer i bundens niveau	Ingen	Forsvindende	Svingninger sammenlignelige med vanddybden. Også årsvariationer (sommer-vinter)	Varige	ændringer af ubegrænset størrelse		

Fig. 2.7 Kystens tidsskalaer

2.5 Tredimensionale bølge- og strømforhold på kyster (I.A. Svendsen m.fl.)

Det kræver ikke megen overvejelse at forstå, at det vand, der løber i bølgestrømmen af kontinuitetsgrunde må bringes ind sammen med bølgerne og også bringes ud igen. I princippet er der to muligheder:

- a) Bølgerne kan til stadighed nettotransportere vand ind til kysten. I sin rendyrkede form kan man have et stationært strømbillede, som varierer i både x- og y-retningen.
- b) De gruppelignende variationer, der forekommer i højden af såvel vindbølger som dønninger, medfører en tidsvariation i bølgestuvningen, der medfører, at den rene bølgebevægelse bliver overlejret af en snart ind-, snart udadgående nettobevægelse, som varierer i takt med den variation i reaktionskraften, som opstår på grund af variationen i bølgehøjden.

Tilfælde a) er det tilfælde, der er behandlet teoretisk i litteraturen, mens tilfælde b) så vidt vides kun kvalitativt er omtalt under betegnelsen 'surf beats'.

I realiteten er det oftest en kombination af a) og b), der ses, hvilket gør det vanskeligt at erkende, hvad der egentlig foregår.

Selv på lang, lige kyst med plan bund og regelmæssige bølger vil den ideelle situation med konstant bølgestrøm være ustabil. Der opstår med regelmæssig afstand langs kysten såkaldte tværstrømme. Strømbilledet bliver da som vist på fig. 2.8. Imellem de kraftige jetlignende tværstrømme sker der en jævn nettotransport af vand ind mod kysten, og bølgestrømmens vandføring og hastighed vokser derfor som antydnet med pilenes længde på figuren fra 0 lige efter en tværstrøm til et maksimum, hvor den næste tværstrøm løber ud.

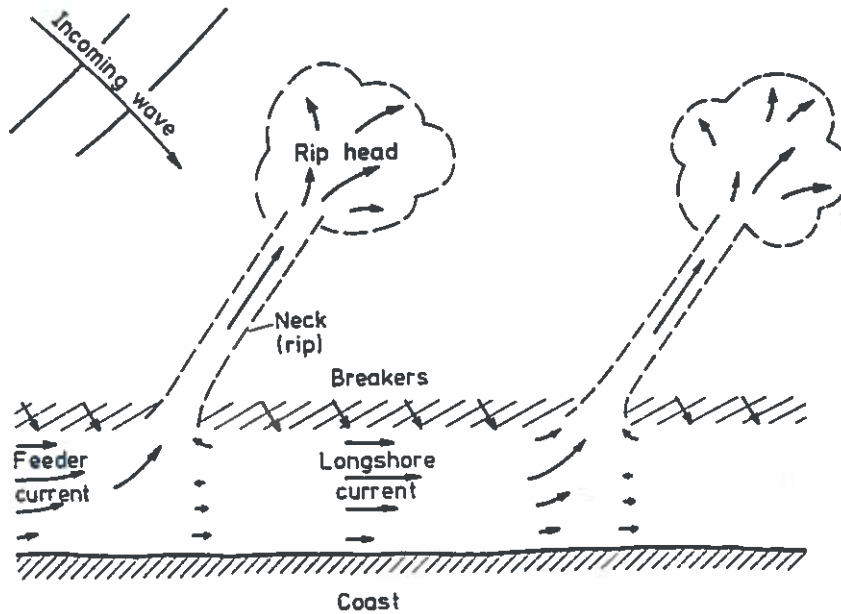


Fig. 2.8. Tredimensionalt, stationært strømbillede på lang, lige kyst med plan bund.

Medens disse forhold kan forklare en del af variationerne i revlesystemet, kan det være vanskeligt at forklare en række systematiske variationer i kystens planform.

Fra stranden kendes strandtakker (cusps) som små plane bølgede variationer i kystlinien. Men også større variationer kendes, hvor en asymmetrisk langbølge i planformen - bølgelængde 100-200 m - forårsager indhug og udbulinger i kystlinien.

Det ser ud til, at en række af disse fænomener kan finde forklaring i forekomsten af strandbølger eller coastal trapped waves (edge waves). Denne hidtil noget upåagtede gruppe af bølger vandrer langs stranden og har bølgefronter vinkelret på kystlinien.

Ved strandlinien er bølgen højest og aftager iøvrigt eksponentielt mod havsiden.

Bølgerne genereres af de indkommende bølger ved en ulineær resonanseffekt. De forekommer især, hvor der er betydelig refleksion, det kan være på en stejl kyst eller på en revlekyst i det stejle kystnære område.

Det kan være af interesse at bemærke, at luftfotografier af områderne ved sedimenttransport nulpunkterne på Jyllands Vestkyst (Lodbjerg-Thyborøn/Bovbjerg) ofte viser strandtak (cusp) dannelse.

I det hele taget er der grund til at læse kysten grundigt, før sedimenttransportformler, de være sig empiriske eller teoretiske, anvendes. Der er således grund til at undersøge hvorvidt en korrekt beskrivelse af den tre-dimensionale kystform kan føre til en rimelig opfattelse og klassifikation af påvirkningen.

Med andre ord vi kan tvinges til at gå fra 'virkning til årsag' for at få delt kystsedimenttransportproblemerne op på rimelig måde.

På DHI har man netop været konfronteret med den interessante problemstilling at skulle forbinde to vurderinger af en sedimenttransport på en kyst i Spanien.

Den morfologisk bedømte sedimenttransport var 0.

Den beregningsmæssige $400.000 \text{ m}^3/\text{år}$.

Ved nærmere gennemgang af en række kystforhold og introduktion af skønnede reduktionsfaktorer var det faktisk muligt at nærme de to modeller til hinanden eller at reducere den beregningsmæssige størrelse til klassen $5-10.000 \text{ m}^3$.

I det følgende afsnit skal vi iøvrigt se, hvorledes sådanne morfologiske modeller kan opstilles. Shorts model er anvendelig på praktiske problemer, da den giver en ramme i hvilken mere spredte dataserier kan indsættes og derved gøres forståelige og fortolkelige.



(a)



(b)



(c)



(d)

Fig. 2.9 Karakteristiske kystformer (Komar (1976))

2.6 Bund- og strandvariationer på en lang sandkyst (I.A. Svendsen)

De ændringer, der analyseres i dette afsnit, sker typisk over dage eller uger og skyldes ændringer i vind- og dermed bølgeforhold, d.v.s. ændringer over den kystdynamiske tidsskala. På kyster med betydeligt tidevand griber de varierende vandstande ind og forstyrrer de rendyrkede former. I dette afsnit ser vi bort fra disse komplikationer og ser på en kyst uden nævneværdigt tidevand. Der er tale om en rent beskrivende (fænomenologisk) fremstilling.

Traditionelt hører dette emne under naturgeografiens område, men det har væsentlig betydning for ingeniørmæssig forståelse af problemer ved kystbeskyttelse og konstruktionsarbejder på sedimentkyster.

Som udgangspunkt er fremstillingen baseret på et arbejde af Short (1978), som i 2½ år dagligt har observeret en 4 km lang sandkyst på Australiens østkyst og foretaget løbende bølgemålinger. Dette uhyre observationsmateriale, kombineret med luftfotos af 3300 km af Australiens sydøstkyst og erfaringer fra andre steder i verden, har ført til opstilling af en kystmodel, som beskriver en række typiske kystsituationer, deres afhængighed af bølgeforholdene og deres indbyrdes udviklingsmæssige forbindelse.

Som det vil fremgå, har de specielle regelmæssige og af mennesker uforstyrrede forhold på den nævnte kyst gjort det muligt at identificere disse rendyrkede (kanoniske) udviklingssituationer, og specielt at studere udviklingen fra den ene situation til den anden. Oftest vil man ikke finde situationerne helt så rendyrkede på andre lignende kyster, men det er værdifuldt at forstå arten af de vekselvirkninger mellem bølger, strømme og bundformer, som indgår i kystændringerne i denne tidsskala, der strækker sig over dage, uger eller måneder.

Short's kystmodel.

Short's model opdeler de registrerede variationer i 10 kyst-situationer (eller egentlig 'strandsituationer', 'beach stages').

Fire af disse (No. 2' - 5', se fig. 2.11) er situationer, hvor kysten er under erosion (voksende bølgeenergi med voksende nummer).

Fire (No. 2-5) svarer til situationer, hvor kysten er under opbygning (aftagende bølgeenergi med aftagende nummer).

Endelig er der to ydersituationer: No. 1 svarende til kystens udseende efter lang tid med svag bølgeaktivitet, d.v.s. en typisk sommerkyst. Den anden (No. 6) svarer på lignende måde til situationen efter lang tid med høj bølgeenergi, altså en typisk vintersituation.

Disse situationer er skitseret på fig. 2.11, som både viser plan og profil af kysten i hver af de ovenfor beskrevne 10 kystsituationer.

Før en mere detaljeret beskrivelse af de enkelte stadier er det nyttigt med en kort beskrivelse og diskussion af selve ideen.

Situation 1 er karakteriseret ved, at en meget stor mængde materiale gennem lang tid med rolige vejrforhold har samlet sig på (og opbygget) stranden.

Tænker man sig nu, at denne kyst udsættes for voksende bølgeaktivitet (mere stormfuldt vejr), vil kysten udvikle sig gennem serien af erosionsstadier (No. 2-5), hvilket, alt andet lige, svarer til, at sand transporteres fra stranden ud mod

dybere vand. Dette er et velkendt fænomen, som har givet anledning til betegnelserne sommerprofil og vinterprofil for situationer svarende til 1 og 6. To sådanne profiler er vist på fig. 2.10 (se f.eks. Komar (1976)).

I denne forskel mellem mulige profiler ligger imidlertid netop årsagen til, at kysten må igennem de nævnte udviklingsstadier: sandet kan ikke pludselig flyttes fra stranden ud på dybere vand og opbygge revlesystemer.

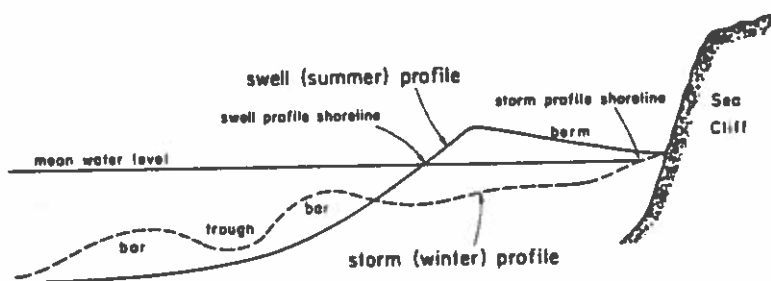


Fig. 2.10. Sommer- og vinterprofiler
(Komar, 1976)

Tilsvarende kan de store sandmængder, som i stadium 6 er bundet i det flade kystprofil og specielt på revlerne, ikke pludselig bringes ind på stranden, når bølgeenergien aftager.

Det fremgår heraf også, at da erosionsudviklingen foregår ved relativ stor bølgeaktivitet, foregår den langt hurtigere (ofte over nogle få dage) end opbygningsserien, som netop er karakteriseret af svag bølgeaktivitet. Forløbet fra stadium 6 til stadium 1 foregår derfor over uger eller endda måneder.

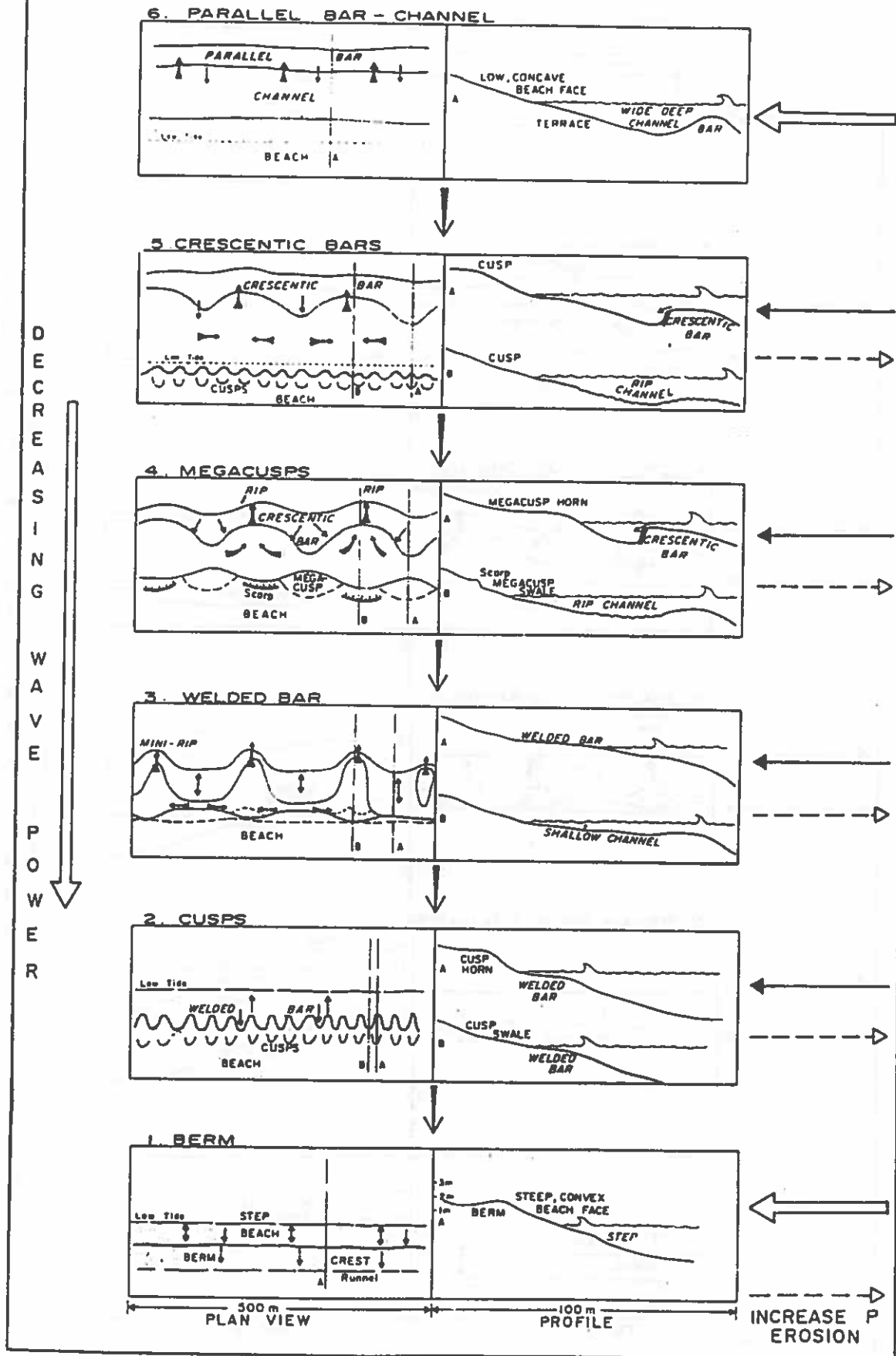
Netop i bedømmelsen af disse tidsforløb kan der være væsentlige forskelle. Erfaringer fra Nordsøkyten peger mod meget hurtige erosionsforløb.

Den anden bærende idé i Short's model er følgende: hvis kysten undervejs mod opbygning (f.eks. i stadium 3') pludselig udsættes for fornyet forøgelse af bølgeaktiviteten, skifter situationen fra stadium 3' til stadium 3, og udviklingen kan derpå følge erosionsserien og eventuelt senere igen skifte tilbage i opbygningsserien, afhængig af udviklingen i bølgeaktivitet.

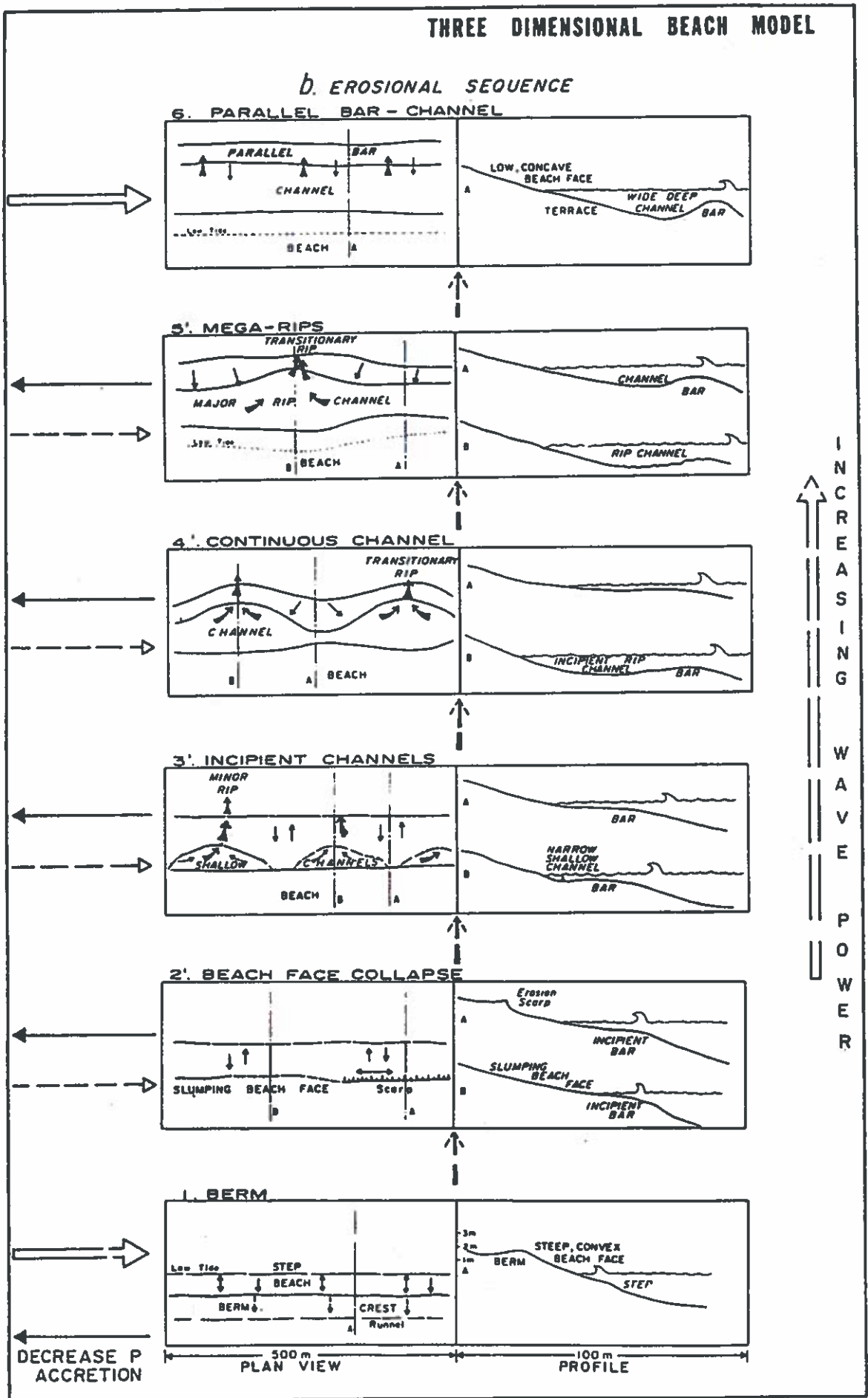
Disse skift mellem opbygnings- og erosionsserierne er angivet ved de tværgående pile på fig. 2.11.

THREE DIMENSIONAL BEACH MODEL

0. ACCRETORY SEQUENCE



The three dimensional beach model. Connecting arrows indicate direction of movement within model, solid-decreasing wave power (P) and movement to accretionary stages, broken - increasing power and movement to erosional stages. Within each beach-stage, heavy arrows indicate surfzone current flow at low frequencies, small arrows indicate flow at incident wave frequency. a. The accretionary sequence, beach-stages 6 to 1 generated by decreasing wave power.



The three dimensional beach model, continued.

b. The erosional sequence, beach-stages 1 to 6, generated by increasing wave power.

Fig. 2.11

3. SEDIMENTTRANSPORT LANGS KYSTEN

3.1 Fysiske faktorer.

De fysiske faktorer, der spiller en rolle for sedimenttransporten på kyster er:

- Bølgeklima på dybt vand (frit stræk, vindretninger, -hastigheder og -hyppigheder)
- Bølgeklima ved brydningslinien (refraktion, læ fra pynter, kystretning)
- Strøm (kyststrømme fra storm og tidevand)
- Vandstand (vindstuvning og tidevand)
- Geologi (erosion af skrænter og havbund, kornstørrelse, "fast" bund, sandflugt)

Materialet på kysten transporteres ved en kombineret påvirkning fra bølger og strøm. Under bølgepåvirkning alene er der en betydelig bevægelse af det fine materiale, men fordi bevægelsen er fremadgående i bølgens retning under bølgetop og tilbagestående under bølgedal, er nettotransporten relativt lille. Bølgen løfter imidlertid materialet fra bunden, og hvis der samtidig er en strøm, opnås en nettoflytning.

Udenfor brydningszonen er der normalt en kystparallel strøm, generet af tidevand og vind. Transport forårsaget af denne kan være betydelig, hvis strømmen er stærk.

Mellem brydningerne og kystlinien dominerer bølgestrømmen normalt sedimenttransporten. Bølgestrømmen skabes på grund af bølger med skrå indfaldsvinkel på kysten, og transportens retning varierer dermed med bølgens indfaldsretning og resulterer i langsgående kysttransport (littoral drift).

Transporten i kystzonen kan udmærket gå den modsatte vej af den strømgenererende transport uden for brydningszonen (offshore drift).

Kysttransporten er særlig stor i brydningszonen (på revle) og i brændingszonen.

Meget tyder på, at transporten på ydersiden af revlesystemet indtil nu har været undervurderet, hvilket kan være forklaringen på, at mange sedimentmængderegnskaber ikke har kunnet bringes til at passe.

På en kyst uden revler giver vandbevægelsen langs bunden anledning til en sedimentbevægelse i brændingszonen, der følger en zig-zag bane med en resulterende langsgående bevægelse i den retning, som bølgeretningens komponent langs kysten angiver og med en tværgående transport, der i dønninger er indadgående (sommer) og i stormbølger udadgående (vinter).

På en revlekyst er strømbilledet kompliceret af den store netto-transport af vand over revlen og deraf følgende tværstrømme gennem tværløb i revlen. Transporten kan kvalitativt opdeles på følgende måde: I kyststrømmen lille (som før nævnt er det ikke altid tilfældet), på revlen størst, i truget mindre, og på stranden stor.

Sedimenttransporten kan variere langs en kyst. Hvor bølgerne i gennemsnit går vinkelret ind på kysten, er der et nulpunkt for den langsgående transport, og hvor vinklen mod kystnormalen er ca. 50° , er der størst langstransport. Denne variation langs en kyst vil tendere mod at udligne kystforløbet ved en afhøvling af pynter og opfyldning i bugter.

Som følge af den usymmetriske hastighedsfordeling i bølger sker der en sortering af sedimenterne, således at de groveste ruller ind mod stranden, mens de finere sedimenter bevæger sig mod dybere vand i opslæmning.

Sæsonvariationen i bølgeklimaet medfører varierende ligevægtsprofiler, typisk således, at der skubbes en vold op om sommeren (bred strand), mens profilet høvles af om vinteren (smal strand).

I princippet er disse processer en funktion af bølgestejlheden, og stormbølger er stejlere end dønningsbølger.

Når man har et givet bølgeklima, afhænger kystprofilet af sedimenttransporten, således at kysten indstiller sig med en transportevne, der svarer til tilførslen af sediment. Når transporten kommer op på et vist niveau, må der dannes revler, for at sedimenterne kan føres forbi. Profilændringer kan igen virke tilbage på de fysiske faktorer, f.eks. bølgeretningen inden for brydningszonen.

3.2 Sedimentproblemer ved havne

Da moler ved en havn forstyrrer bølgestrømmen langs kysten, vil der normalt ske en tillejring opstrøms fra havnen og en tilsvarende erosion for havnen og en tilsvarende erosion nedstrøms for havnen.

Ved planlægning af en havn er de vigtigste problemer med hensyn til sedimentation derfor:

- a) At vedligeholde den nødvendige besejlingsdybde i havnemundingen (eller i eventuel sejlrende)
- b) At undgå unødvendig tillejring opstrøms (i luvsiden)
- c) At undgå ødelæggende erosion nedstrøms (i læsiden)

Det er hensigtsmæssigt at placere en havn så tæt på et nulpunkt for sedimenttransport som muligt. Men her må det erindres, at selv om nettotransporten er ringe, kan der være en betragtelig bruttotransport, så der ved en mindre havn stadig kan være problemer med hensyn til punkt a).

Hvis nettotransporten ikke er ringe, vil der gå nogen tid før der opstår en ligevægtstilstand i aflejnings- og erosionsområderne. De derefter fremkomne problemer må løses på en af følgende måder:

- 1) Ved at bygge molerne så lange, at der kan ske en naturlig transport forbi havnen med den ønskede vanddybde på grund af den kombinerede effekt af bølger og strøm. Ved nogle danske havne har den naturlige dybde ved indsejlingen ligget på 60-75% af den oprindelige.
- 2) Ved hjulpet transport (by-passing), d.v.s. en reetablering af den forstyrrede langstransport ved hjælp af tekniske hjælpemidler. Typisk er der tale om en hydraulisk transport af akkumuleret materiale i luvsiden til den nødlidende læside.

- 3) Ved at tillade en betragtelig aflejring på luvsiden (eventuelt i forbindelse med en etablering af et reservoir), og ved at der på læsiden kan tillades en tilsvarende konstant erosion.
- 4) Ved at stoppe transporten i et naturligt eller kunstigt reservoir og flytte materialet ud på dybere vand ved hjælp af en sandpumpe. Dette kan give kritisk erosion på læsiden, da det meste af det fjernede materiale ikke vil vende tilbage til kysten.

NOGLE STIKORD VEDRØRENDE

SEDIMENTTRANSPORT

1. FORSKELLIGE FAKTORER

1.1 MATERIALKILDER

Floder
Erosion af skrånter etc.
Skred
Tilførsel af sand fra
'større' dybde ved bølger
Sandflugt
Koralrev

1.2 GEOLOGI

Kystmorfologi (historisk udvikling, udviklingstendens)
Forhåndenværende materialer på havbund, fra floder etc.
Sten, sand, silt, ler
Forvitring: Nedbrydning, konglomerater, beach rocks, laterit etc.
Erosion
Nogle steder 'fast bund'
Mud flats, som angribes af bølger
Mineraler, kalkskaller etc.
som sporstoffer

1.3 BIOLOGI

Dyre- og planterester
Dynd
Tang (beskytter bunden) etc.
Koraller (døde, levende)
Mangrovesumpe etc.

1.4 KEMI

Flokkulation af ler og finsilt på grund af salt (iturivning af flokkulerede korn på grund af turbulens)
Forøgelse af dynds forskydningsstyrke ved kemiske reaktioner (større modstandsdygtighed mod erosion)

1.5 GEOTEKNIK

Konsolidering (aflejring pr. år)
Erosion af skrånter på grund af strømkræfter, frost og skred

1.6 METEOROLOGI

Nedbør (floder)
Vind (strøm, bølger, sandflugt)
Sæsonvariationer

2. STRØM

Havstrømme, kyststrømme, tyngdestrømme, bølgestrømme
Årsager:
Tidevand, vind, tyngdeforskelle (salt, temp., sediment), bølger
Corioli's kraft: F- og E-strømløb
Krumninger: Sekundære strømme (= spiralstrømme)
Variation over tidevandsperioden:
Bundtransport
Opslemmet transport
Indvirkning af konstruktioner:
Indbygninger i floder:
Impermeable
Permeable
Ledeværker:
I flodmunding
Oppe i floden
Flodhavnsbassiner:
Tilførsel af silt med tidevandsvolumet (lille) ringstrømninger (ofte stor) vertikal cirkulation

3. BØLGER

Turbulens:
Brydning
Tyndt grænselag ved bunden
Overfladeturbulens (vindspænding)
Bundtransport
Opslemning
Transport i bølger alene:
Tværgående transport (ligevægtsprofil)
Sortering efter kornstørrelse
Tilførsel fra dybt vand (tilvækstrevle)
Transport i kombination af bølger og strøm: Zigzag
Kysttransport:
Bølgestrøm på grund af brydning (på revle, på strand)
Med revle(r): Stormbølger (Gilleleje, Skagen)
Uden revler: Stormbølger + tidevand (Sydengland) Dønninger
Kyststrøm: 'Hanstholm' (nogen brydning)
Materialvandringsnulpunkt
Materialvandringsformler:
Frie stræk
Langsgående energi
Korrekt: Fra brydningslinien

4. TYNGDEFORSKELLE

4.0 DEFINITION. ÅRSAGER

Tyngdeforskelle giver tyngdestrømninger (tæthedsstrømninger, density currents)
Årsager:
Forskelle i saltholdighed (Vigtigste årsag): Små forskelle kan let dominere over turbulente kræfter i stationær strøm, dvs. de forskellige lag vil 'gerne' bevæge sig vandret over store strækninger, men 'nødig' blandes lodret.
Forskelle i temperatur:
Lille tyngdeforskel
Forskelle i sedimentindhold

4.1 FLODMUNDING UDEN TIDEVAND

Stationær saltvandskile
Ved kilens spids: Bundtransport standses (banker!)
Ved kilens overflade: Kraftigt nedslag ved flokkulation
Ved udløbet i havet: 'Ferskvandsstrømmen' har stærkt reduceret skyllevirkning over for en kystbarre, da vandhastighederne er størst i overfladen.

4.2 FLODMUNDING MED TIDEVAND

Mere eller mindre blandet vertikal variation af saltholdighed: Lille, men afgørende for strøm-billedet (og longitudinal diffusion)
Longitudinal variation af saltholdighed: Flytter sig op og ned med tidevandet
Flodstrøm: Det tunge vand fornedet skyder en 'fod' frem i hastighedsprofilen.
Ebbe strøm: Det lette vand foroven har større hastighed end for homogent vand (med log. profil), idet turbulensen dæmpes af tyngdeforskellen.
Strømskifte: Hastigheden vender først, hvor den er lille (idet trykgradienten er konstant over profilet), dvs. ved bunden og i vertikaler med lille dybde.
Salttransport:
Udad på grund af nettovandføringen
Indad på grund af longitudinal diffusion: Som følge af hastighedens variation over tværsnittet er den longitudinale diffusionskoefficient to størrelsesordener større, end den ville være for en (imaginær) strømning med konstant hastighed over tværsnittet og diffusionskoefficient svarende alene til bundfriktionen.
Forklaring: Hastighedsforskellen medfører større blanding.
Opad på grund af vertikal diffusion

4.3 FLODHAVNSBASSINER

Vertikal forskel i saltholdighed: Cirkulation i vertikal plan forøger vandudskiftningen i bassinet. Silt føres ind med bundvandet til 'rolige' omgivelser.

Longitudinal forskel i saltholdighed:

Saltholdigheden i bassinet er stadig faseforskudt (forsinket) i forhold til variationen af saltholdighed i floden (tidevand), hvilket giver 'udligningsstrømme'.

4.4 KYSTFARVANDE MED LAGDELING

Skillefladen er meget let bevægelig (tidevandsbølge, vindstrømme), derfor er stationær tilstand vanskeligt opnåelig.

Strømningen i de to lag kan være mere eller mindre 'uafhængige' af hinanden.

Brydende bølger giver fuldstændig blanding. Vindspænding giver nogen blanding foroven.

4.5 TYNGDESTRØMNINGER FORÅRSAGET AF TEMPERATURFORSKELLE

(Kølevandsproblemer)

4.6 TYNGDESTRØMNINGER FORÅRSAGET AF FORSKELLE I SEDIMENTINHOLD

Congoflodens munding:

Undersøisk canyon med erosion indtil 1000 m dybde ud for munden.

Udpumpning af sand på undersøisk skråning: Vanskelig, da blandingen løber 'ned ad bakke' uden væsentlig aflejring.

4. TIDEVAND OG KYSTSTRØM. (Per Roed Jakobsen).

4.1 Tidevand.

Geograferne i Danmark, især Niels Nielsen, Børge Jakobsen, Kingo Jakobsen og J. T. Møller har haft Vadehavet som tumleplads for forskning af tidevands- og marskproblemer.

Derimod har ingeniørerne måske været tilbageholdende, selv om Statshavnen i Esbjerg og DHI i de senere år har haft stort gensidigt udbytte af undersøgelser og projektering i Grådyb tidevandsområde. Ved Thyborøn- og Hals-undersøgelserne har der været analoge strømningproblemer, der dog ikke er tidevandsbetingede.

Går vi videre mod syd, vokser betydningen af tidevandsproblemerne med tidevandsskiftet. Hamburger Küstenforschung har således i det seneste tiår været travlt beskæftiget med at undersøge udbygningsforholdene for Hamburg havn i området ved Neuwerk, undersøgelser, der har strakt sig over et ca. 100 x 50 km stort areal.

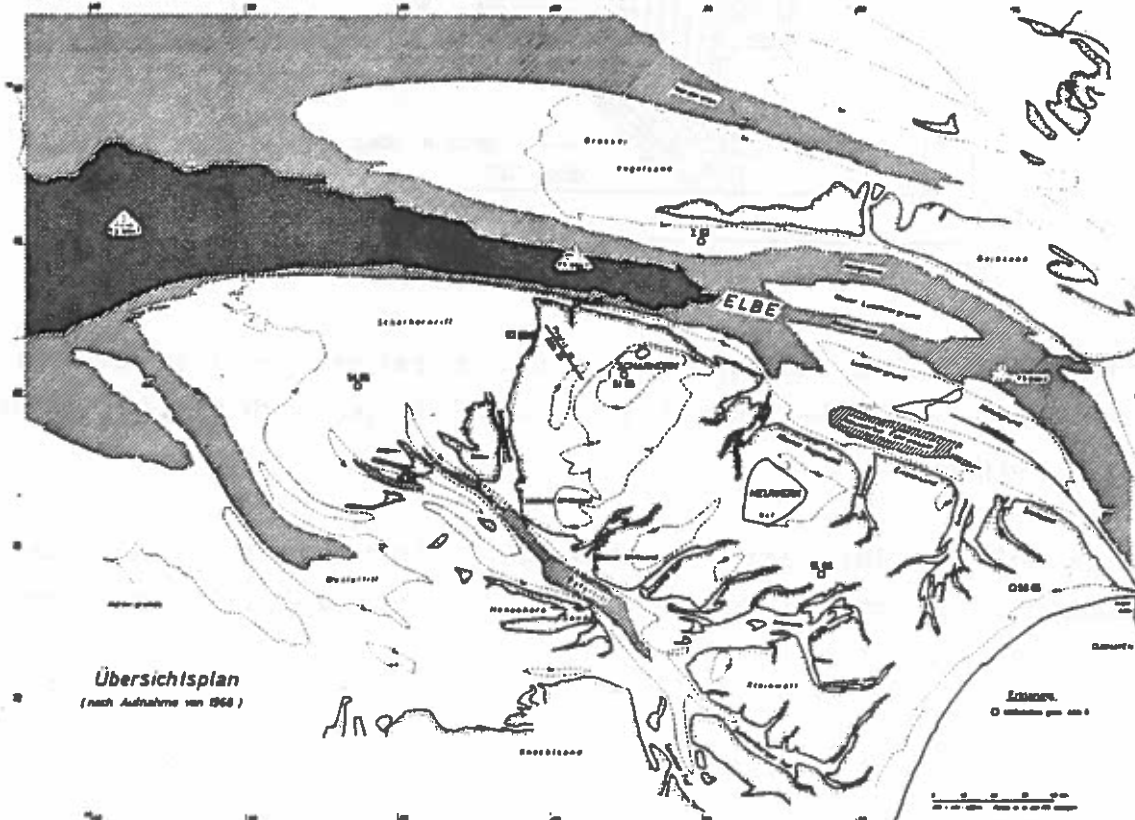


Fig. 4.1 Elb-mundingen

4.2 Kyststrøm.

Kystingeniører har i årevis haft så travlt med at lære menigmand betydningen af bølgestrøm i forhold til kyststrøm, at der har været fare for, at sidstnævnte gik i glemmebogen.

De matematiske hydrodynamiske modeller har imidlertid givet os et middel i hænde, ved hjælp af hvilket der hurtigt kan tilvejebringes et overblik over havstrømmenes regionale udbredelse.

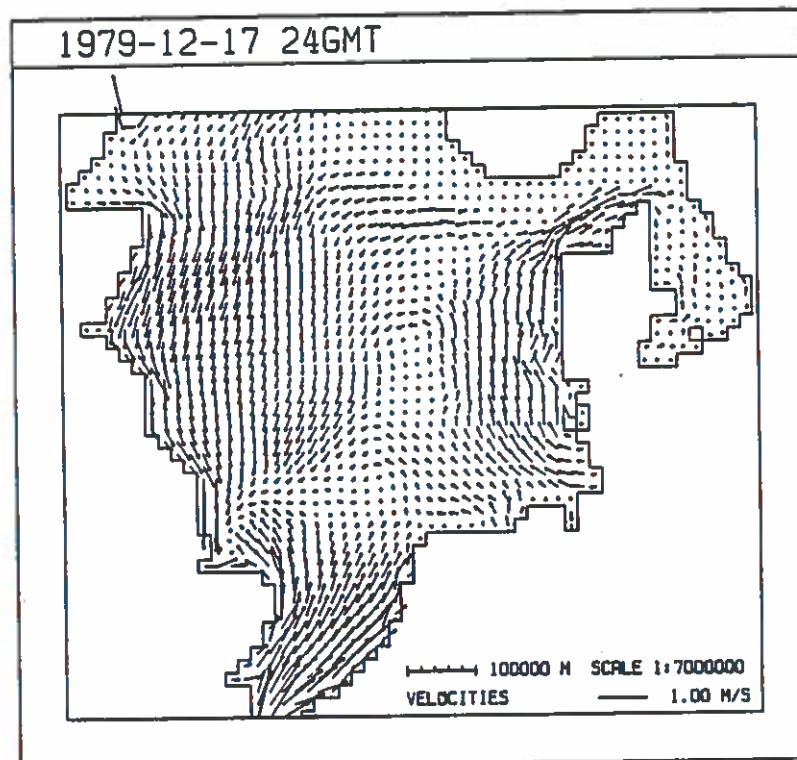


Fig. 4.2 Storm - Strømsituation i Nordsøen

Denne information kan dels anvendes direkte, dels indirekte til planlægning af måleindsats med henblik på modelkalibrering af lokale strømme.

Det fremgår umiddelbart, at strømmene får væsentlig betydning for sedimenttransporten i situationer, hvor bølgepåvirkningen samtidig er stor.

Men ved gennemgang af flere situationer vil man finde, at der ikke er noget til hinder for, at man på en given lokalitet kan have en bølgestrøm-sedimenttransport i én retning, mens bølgepåvirkningen og kyststrømmen i forening udvikler en modsat rettet transport.

En forudsætning for opstilling af sandsynlige sedimentmængderegnskaber for f.eks. områder på Vestkysten er derfor en udvidelse af kendskabet til den bølge/strømbetingede sedimenttransport, der - især i ekstremssituationerne - finder sted uden for brydningszonen.

Fig. 4.3 fra Køge Bugt viser strømme rettet mod kysten fra Juels Grund øst for Køge; kyststrømmen er derefter henholdsvis nord- og sydgående. Tilstedeværelsen af en kystparallel - ikke bølgestrøms-betinget - transport finder nogen bekræftelse i luftfotografier fra området, der viser sedimentfaner vinkelret på kysten på dybder fra 2-4 m.

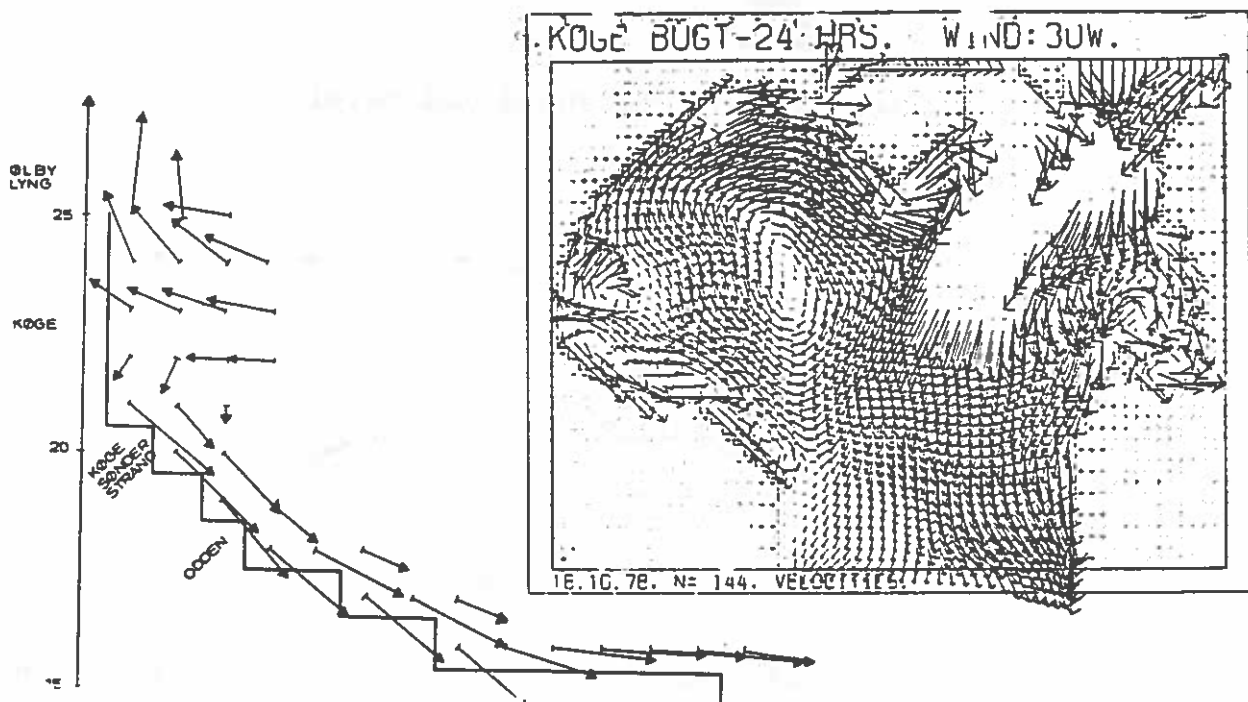


Fig. 4.3 Strømsituation i Køge Bugt

På Nordsjællands kyst spiller kyststrømmen ind på afgørende vis ved Hundested og Helsingør. På sidstnævnte sted transporteres sandet fra kysten ud mod Lappegrunden. Fig. 4.4.

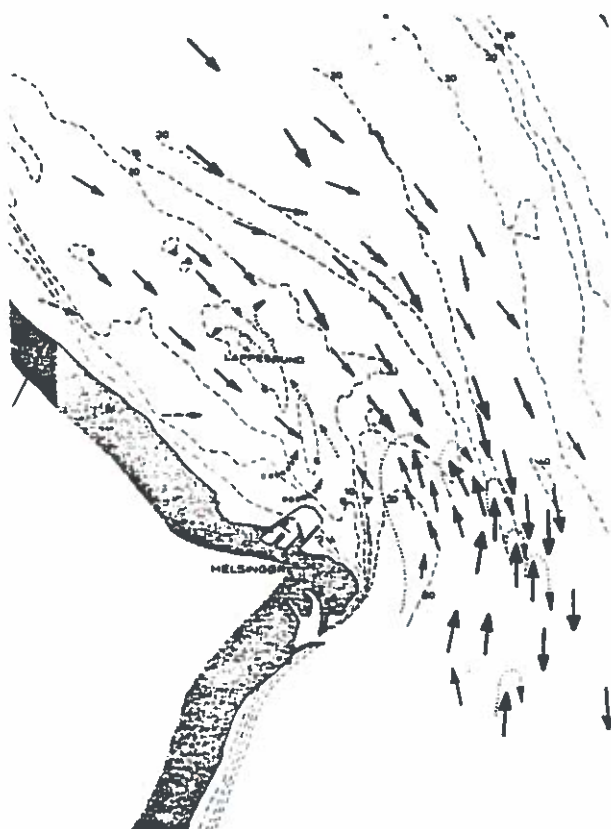


Fig. 4.4 Strømforhold ved Helsingør

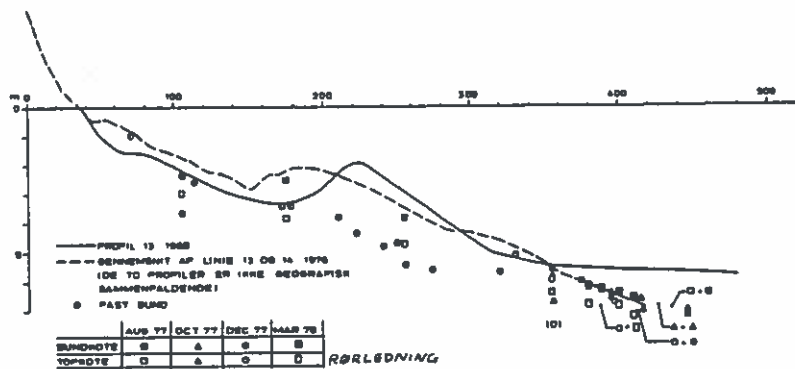


Fig. 4.5 Kystprofil ved Tvillingerne

Fig. 4.5 viser kystmålinger ved en udløbsledning ved Trillingerne, der ligger nogle km nordøst for Rågeleje. Inspektion af havbunden viste østgående strømtransport, og opmålingerne viser, at transporten i profilet er aktivt i hvert fald indtil måledybden 8 m.

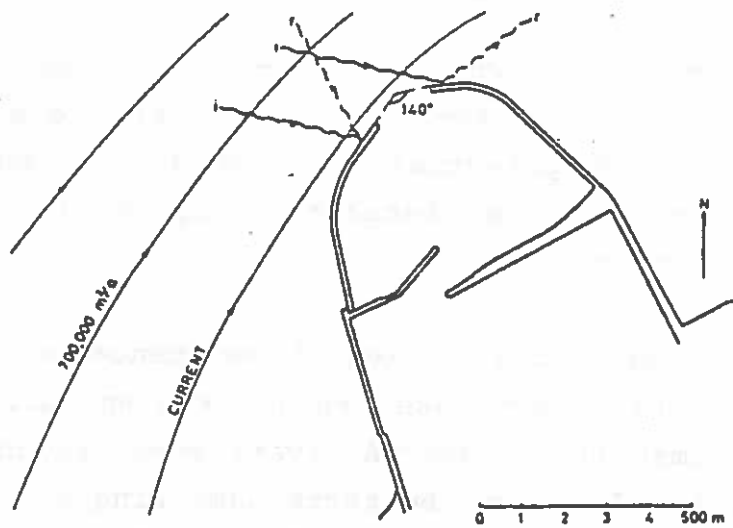


Fig. 4.6 Hanstholm Havn

Hanstholm havn er et eksempel, hvor kyststrømmen har haft stor betydning for projekteringen. Den nordgående strøm er der så kraftig under vestlige storme, at sedimenttransporten - 700.000 m³/år - kan passere havnen, samtidig med at dybdeformindskelsen ved indsejlingen er relativt lille.

Den oprindelige dybde ved det vestre molehoved var 12 m. For at opnå forbigåelse af 700.000 m³/år samt en besejlingsdybde på ca. 9 m blev valgt følgende udformning af havnemundingen fig. 4.6.:

- a) Der blev sørget for, at strømmen "bestryger" næsten hele området foran munden, således at der ikke dannes nogen strømhvirvel ved indsejlingen (med tilhørende sandaflejring).
- b) Ydermolerne består af cylindriske caissoner, hvorved der fremkommer væsentlig refleksion af bølgeenergi til forøgelse af transportkapaciteten af bølger og strøm.
- c) Molerne danner ved indsejlingen en vinkel på 140°, hvilket giver maksimal dybde ved indsejlingen og samtidig minimal transport af sand ind i havnen.

5. FLODER, DELTAER, LAGUNER OG ESTUARIER

Overalt såvel i I-lande som i U-lande rykker befolkningen mod kystområderne. Dette fører i sig selv til forøget interesse for udviklingen af de potentielle muligheder af demografisk, infrastrukturel og økonomisk karakter i og omkring floder, deltaer, laguner og estuarier.

På DHI har man længe mærket disse tendenser, hvorimod man i Danmark af rent geografiske grunde ikke specifikt har haft netop denne problemstilling inde på livet; vores Vadehav er netop fredet, og Limfjorden, Gudenåen, Bælterne samt Ringkøbing og Nissum Fjord svarer jo ikke helt til overskriften. Andre vil måske netop mene, at de indre, danske farvande tilsammen danner et kæmpeestuarie, men her er der jo ikke generelt sedimentationsproblemer.

Der er på verdensplan tale om en meget omfattende problemkreds, der her kun skal berøres med et par eksempler:

Nildeltaet er vel (for en dansker) det mest velkendte. Det vides, at bygningen af Assuan-dæmningen har medført formindsket sedimenttransport til nildeltaet.

Som følge heraf rykker kysten tilbage indtil 40 m/år, og det i en kystzone, der er karakteriseret ved tæt befolkning og høj aktivitet.

Måske er det netop erfaringerne derfra, der har inspireret undersøgelsen "Studies of the Effect of a Barrage on Sedimentation", Banjul, Gambia, der netop sigtede på at belyse konsekvenserne af et estuaries besejlingsforhold og effekten af en dæmningsbygning.

Fig. 5.1 viser området, og fig. 5.2 viser nogle måleresultater. Undersøgelsen gav iøvrigt det resultat, at dæmningsens indflydelse var lille.

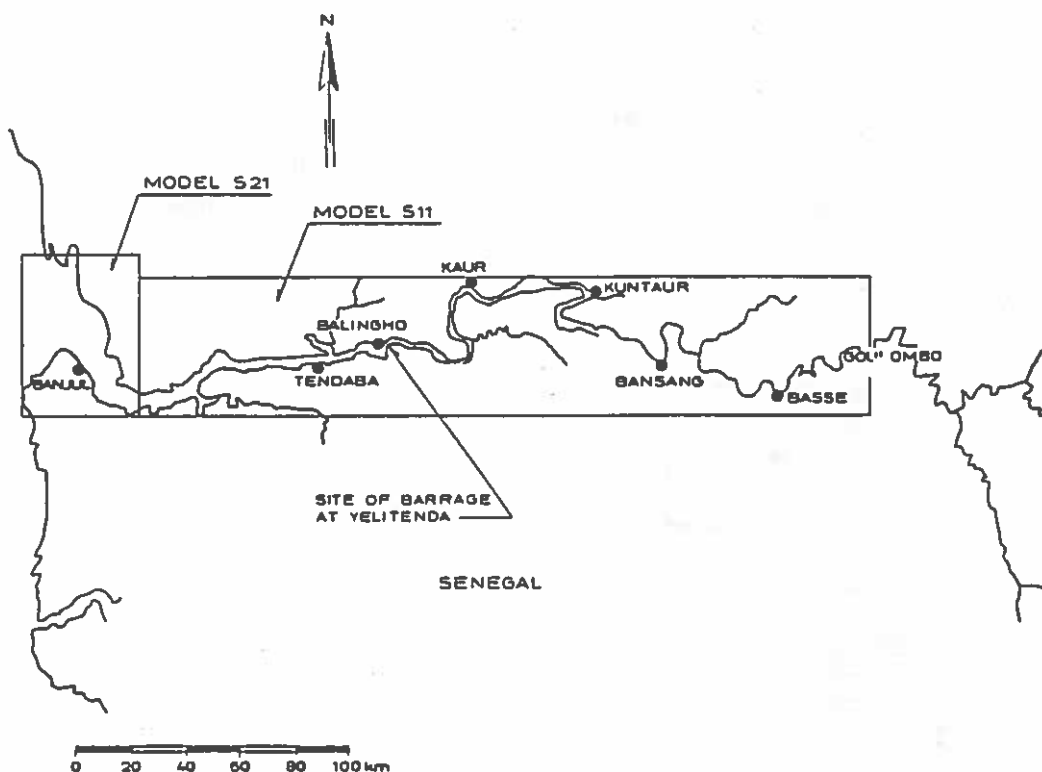


Fig. 5.1 Banjul, Gambia, modelområde

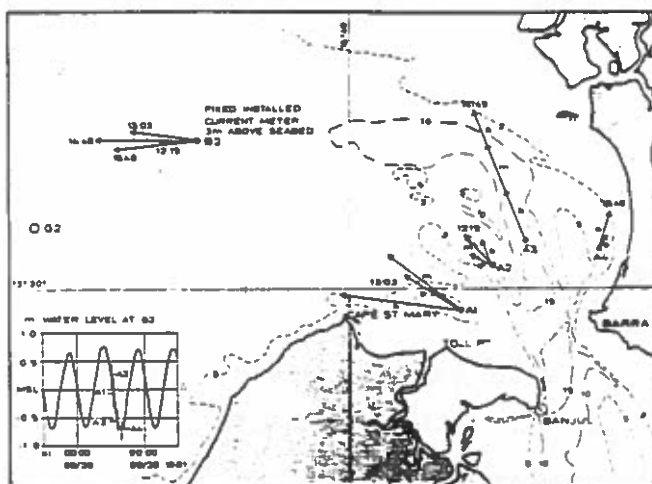


Fig. 5.2 Banjul, Gambia, feltmålinger

Det var i nærheden af dette område, at DHI for første gang bevægede sig til Afrika for at studere en kyst, indsejling, lagune og flodproblematik i Seneegal (fig. 5.3).

Ved at sammenholde hastigheden af flodmundingens bevægelse mod syd med bølgepåvirkningen, blev sandtransporten bestemt til $400.000 \text{ m}^3/\text{år}$, i rimelig overensstemmelse med beregninger efter CERC's formler.

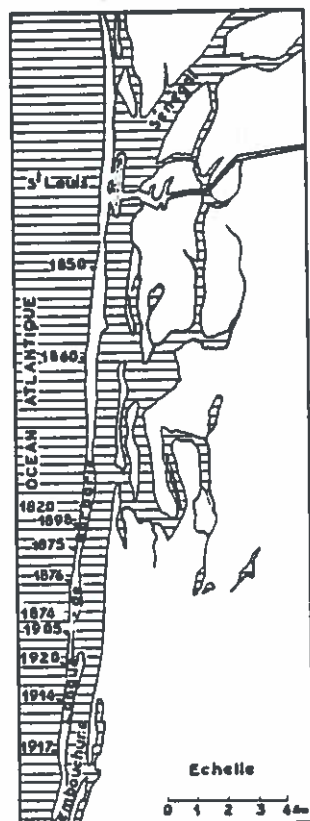


Fig. 5.3. Saint Louis, S negal.

Vi skal herefter vende os mod to eksempler på store deltaer, Niger deltaet og Ganges-Bramahputra deltaet, der viser, hvor forskelligt deltaer kan udvikle sig.

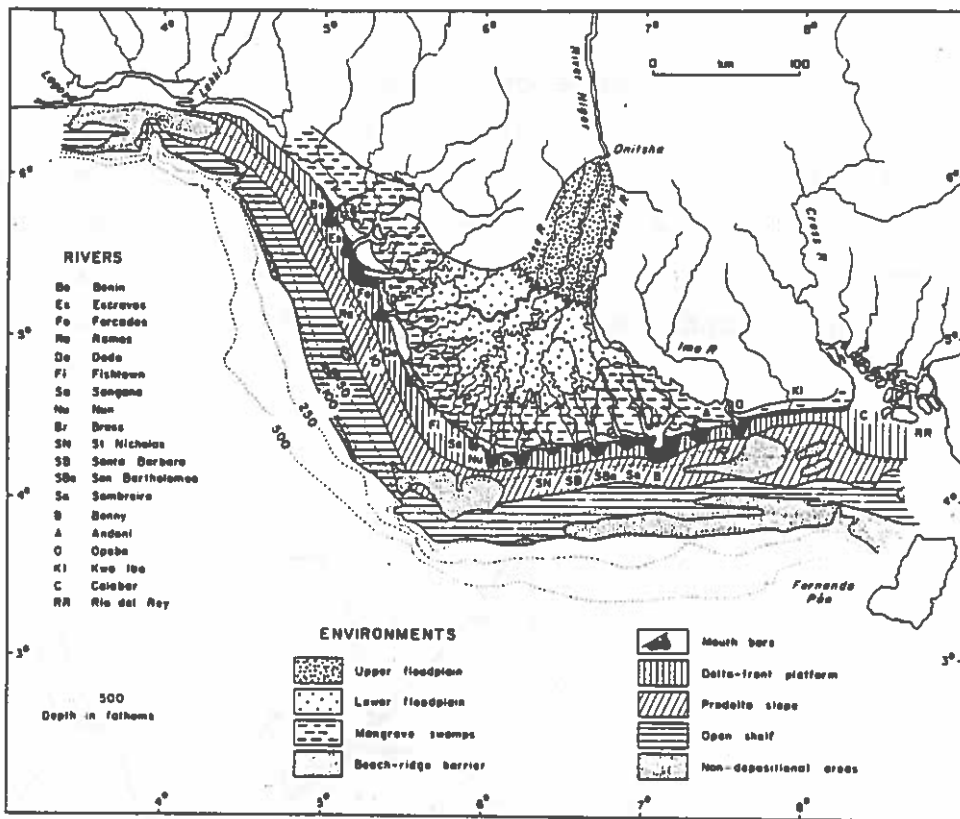


Fig. 5.4. Niger Deltaet.

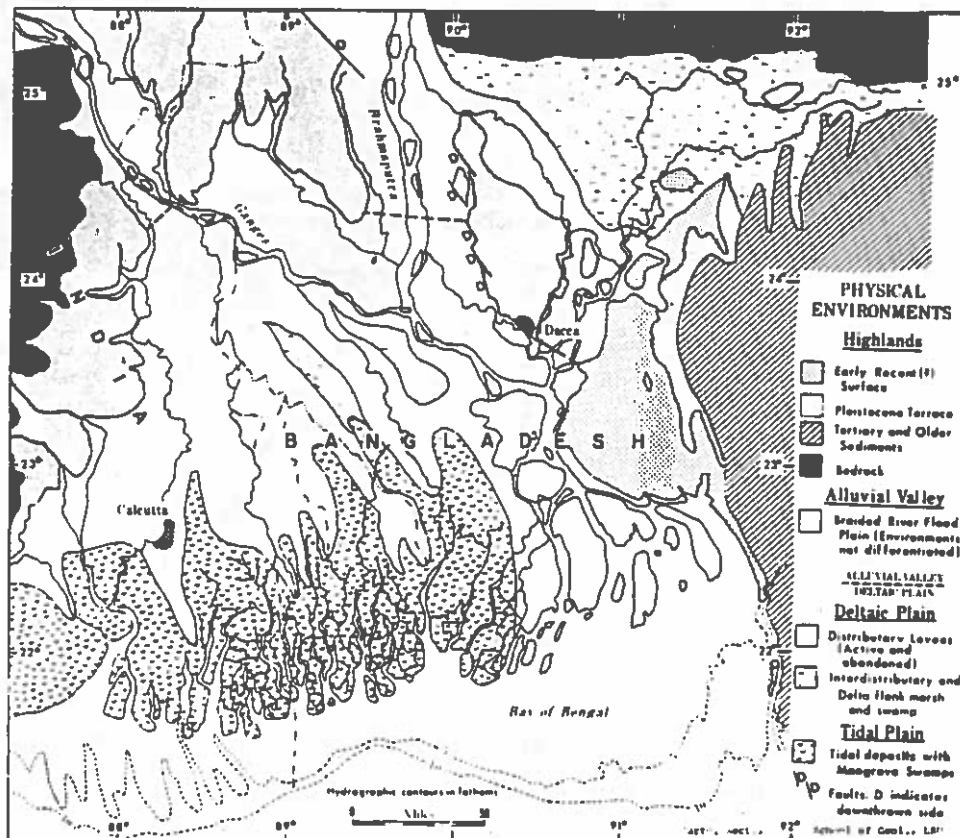


Fig. 5.5. Ganges-Brahmaputra deltaet.

Danske kystteknikere har arbejdet i begge områder; mens det første indeholder både sand og silt, er det sidste overvejende domineret af silt. Illustrationerne er fra "Submarine Geology" (Shepard (1977)), dels fordi de er gode, dels for at understrege slægtskabet med denne fagdisciplin. Samme værk har iøvrigt glimrende afsnit om de her behandlede forhold, herunder også submarine canyoas.

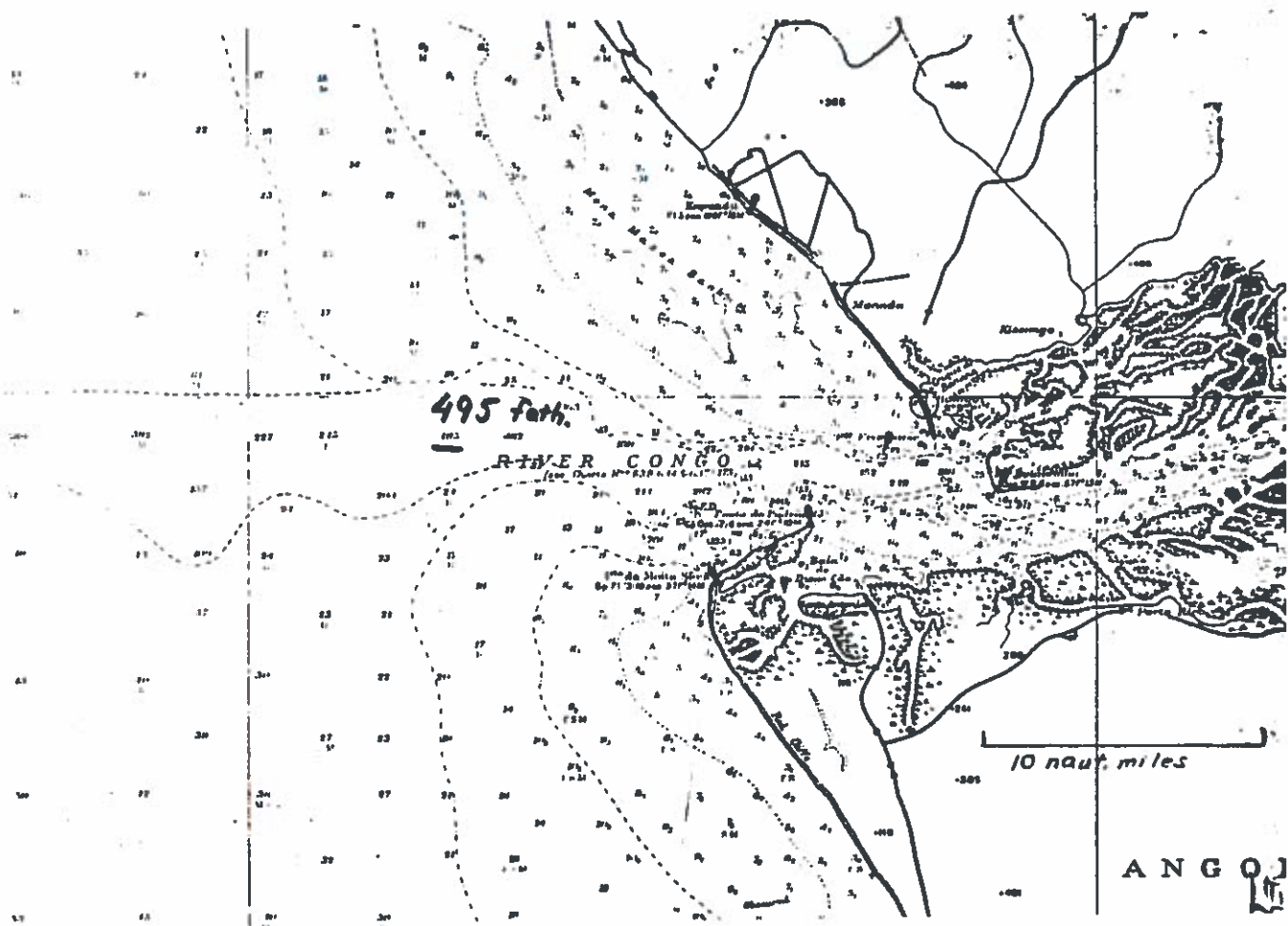


Fig. 5.6. Congoflodens udløb.

Ovenstående eksempel fra Congo (fig. 5.6) viser, hvordan det sedimentladede og dermed tunge flodvand har eroderet en dyb dal i kontinentalsoklen.

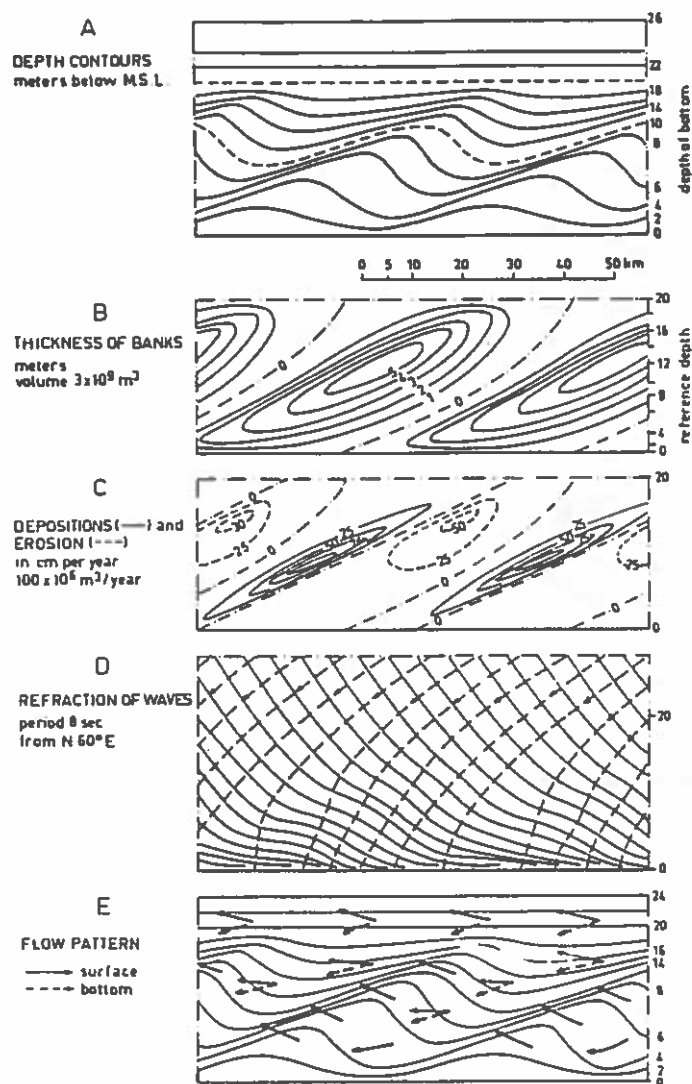
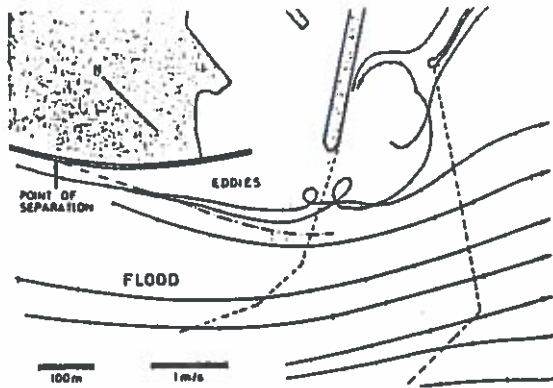


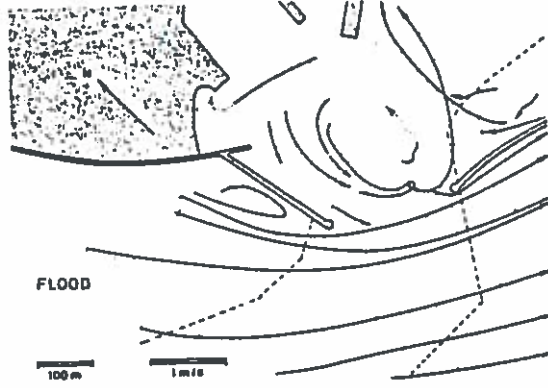
Fig. 5.7. Amazonas mudderbanker.

Populært sagt består mange deltaer af mudder, således Amazonas udløb, hvor mudderbankernes dimensioner (fig. 5.7) giver indtryk af de enorme sedimentmængder (på $7 \cdot 10^8$ pr. år) og vanskelige havneproblemer, der er tale om.

I kontrast hertil kan vi slutte af med en dansk havn, Esbjerg, hvor sedimentationen er overkommelig og lader sig nogenlunde rationelt behandle (fig. 5.8).



Esbjerg harbour, Denmark (55°28'N, 8°28'E):
entrance with eddies causing siltation



Esbjerg harbour: improved entrance for enlarged harbour

Fig. 5.8. Esbjerg Havn.

6. TEORI FOR BØLGER OG BØLGESTRØM

6.1 Bølgeteori, Impulsligning

Det er indenfor den teoretiske forståelse for bølger og den af de skråt indfaldende bølger genererede bølgestrøm, at der er sket størst fremskridt i de senere år. Men der er stadig en mangelfuld beskrivelse af brændingszonen (brudte bølger og regerede bølger, der vokser til brydning 2. gang).

Ved opstilling af impulsligningen kan beregnes "de drivende kræfter" på bølgestrømmen, som samtidig også giver anledning til sænkning af vandspejlet før og stuvning efter brydningspunktet.

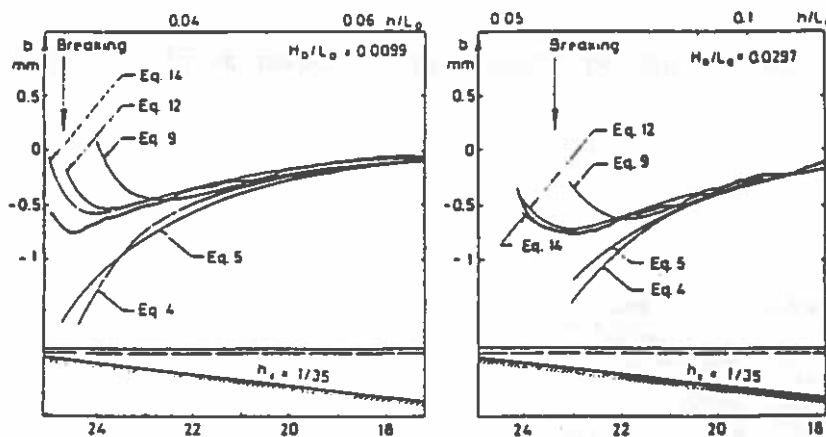


Fig. 6.1. Sænkning af vandspejl. (Svendsen og Buhr Hansen (1976))

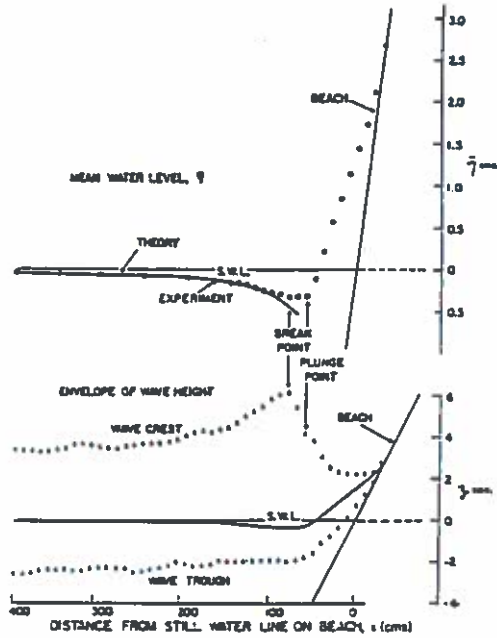


Fig. 6.2. Sankning og stuvning. (Bowen m.fl. (1968))

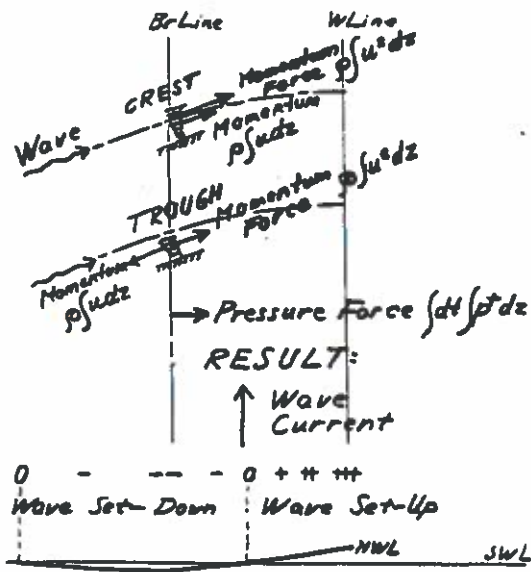


Fig. Impulsligning.

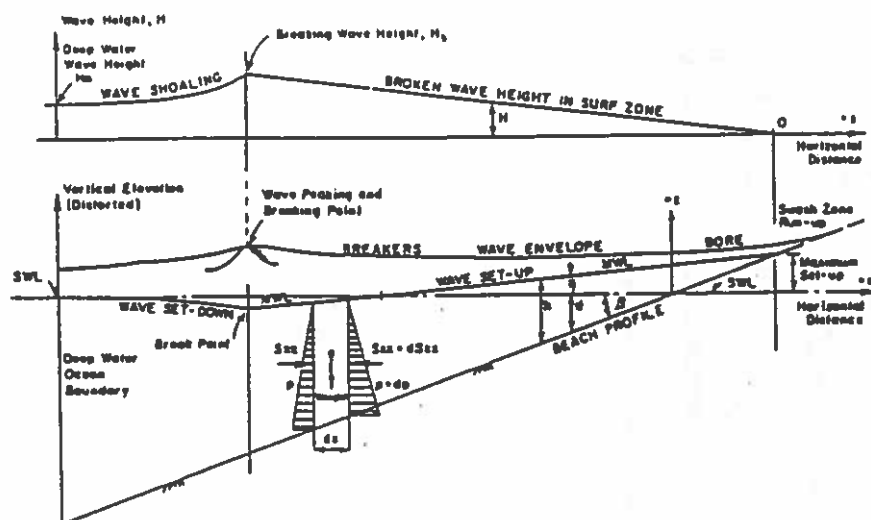


Fig. 6.4. Principskitse af stuvning og sækning (bølger vinkelret på kysten).

Den resulterende kraftkomponent fra impulsdelen og trykdelen i et lodret snit kaldes reaktionskraften (wave thrust).

Longuet-Higgins benævner samme størrelse radiation stress. For relativt lavt vand er kraftkomponenten langs bølgeortogonalen S_{XX} og langs bølgefronten S_{YY} (se fig. 6.5).

$$S_{XX} = \frac{3}{2}E, \quad S_{YY} = \frac{1}{2}E$$

$$E = \frac{1}{8}\rho g H_0^2 = \text{totale bølge energi}$$

For topbrydning og vinkelret indfald af bølger fås

$$\eta_{\min} = \frac{1}{16} \gamma H_{br}$$

$$\eta_{\max} = \frac{5}{16} \gamma H_{br}$$

$$\gamma = 0.5 \text{ \AA } 0.8$$

$$H_{br} = \text{bølgehøjden ved brydning}$$

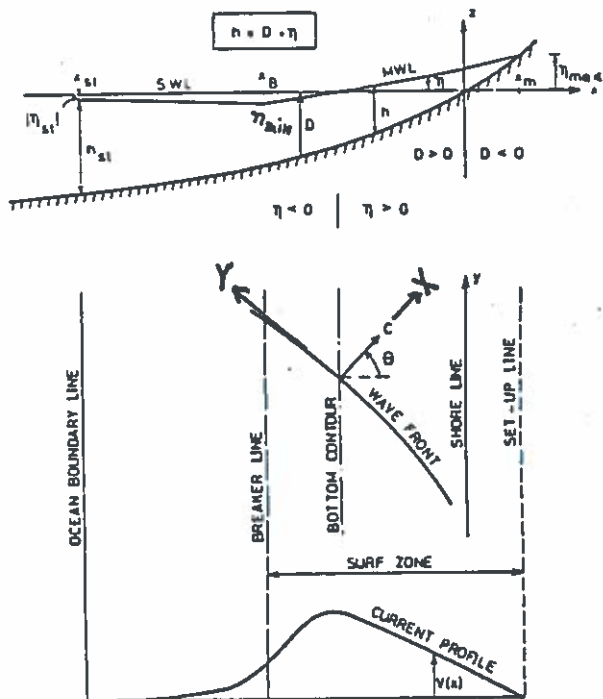


Fig. 6.5. Tværsnit og plan.

For skråt indfaldende bølger kan der opstilles en kraftligevægt som vist på fig. 6.6.

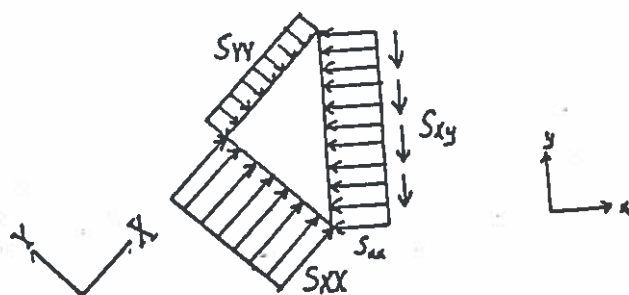


Fig. 6.6. Kraftligevægt.

S_{xx} giver anledning til sænkings/stuvningsfænomener
 S_{yy} forårsager bølgestrømmen ved

$$\frac{\delta S_{xy}}{\delta x} = \bar{\tau}_{cw} = \text{bundforskydningsspændingen.}$$

Det er $\bar{\tau}_{cw}$ (middel over tiden, i retning y), der styrer strømhastigheden. Sedimentkoncentrationsfordelingen må derimod beregnes ud fra de øjeblikkelige forskydningsspændinger (varierer i tid og retning) med hensyntagen til faldhastigheden for opslemmet materiale ((jvf. Fredsøe, Holst Andersen og Silberg (1983)). Hvis der er riller eller andre ujævnheder, kompliceres processerne yderligere, og der eksisterer ikke i dag en tilfredsstillende beskrivelse af dette nøgleproblem for sedimenttransport på kyster.

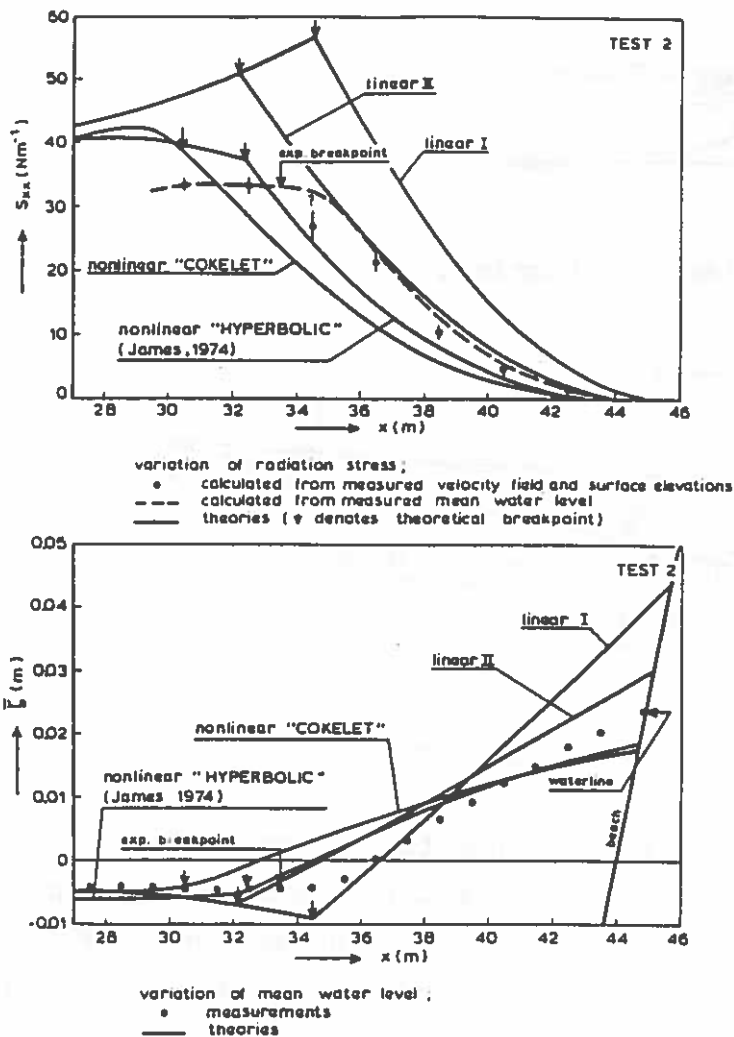


Fig. 6.7. Variation i reaktionskraften og i middel vandstanden.

6.2 Impulsmomentligning

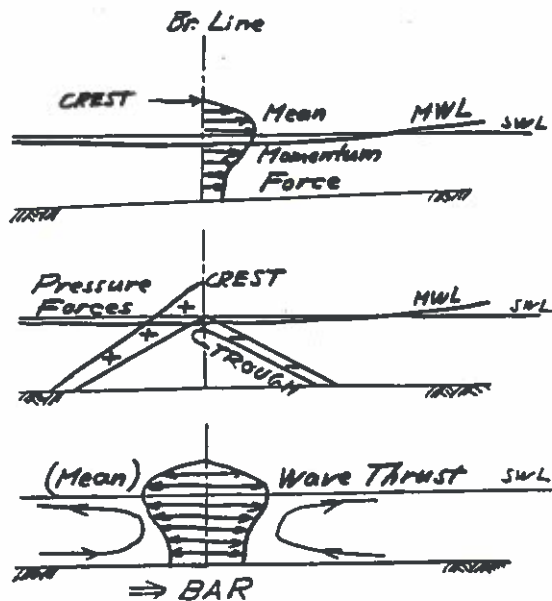


Fig. 6.8. Impulsmomentligning.

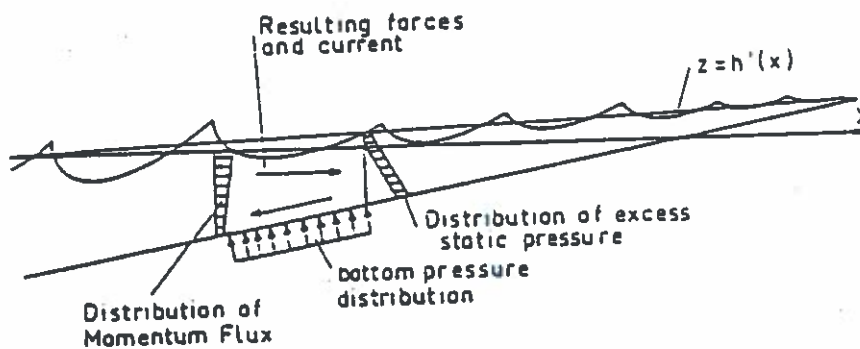


Fig. 6.9. Cirkulation i kystzonen.

Impulsmomentligningen kan bruges til en kvalitativ forklaring af bundstrømmen i brydnings- og brændingszonen. Ved denne enkle betragtningstype fås jvf. Dyhr Nielsen og Sørensen (1970) en direkte forklaring på, hvorfor bundstrømmen går hen imod revlerne (og-

så selvom der er flere) (fig. 6.12) og også, hvordan revlesystemet kan skifte fra et 2-revlesystem til et 1-revlesystem (fig. 6.14). Herved var det muligt at forklare udviklingen af revlesystemet syd for Hvide Sande, og den erosion på kysten, der optræder, når der skiftes fra et 2-revlesystem til et 1-revlesystem (fig. 6.16).

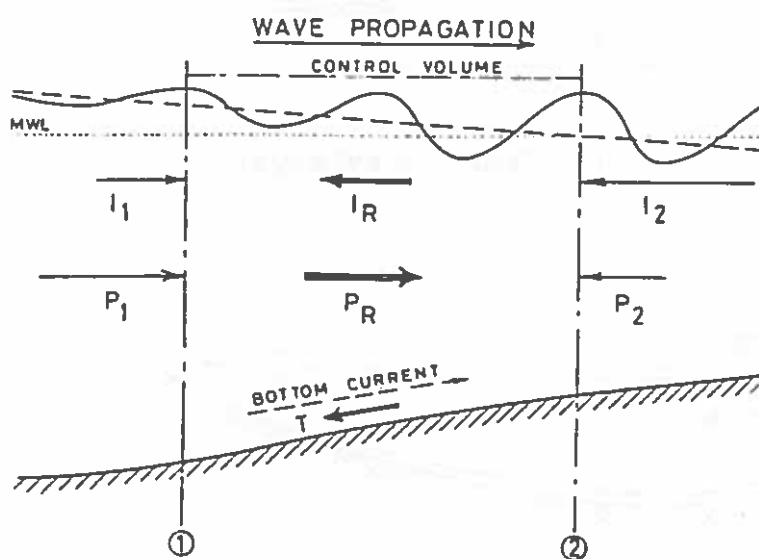


Fig. 6.10. Bølger nær brydningszonen.

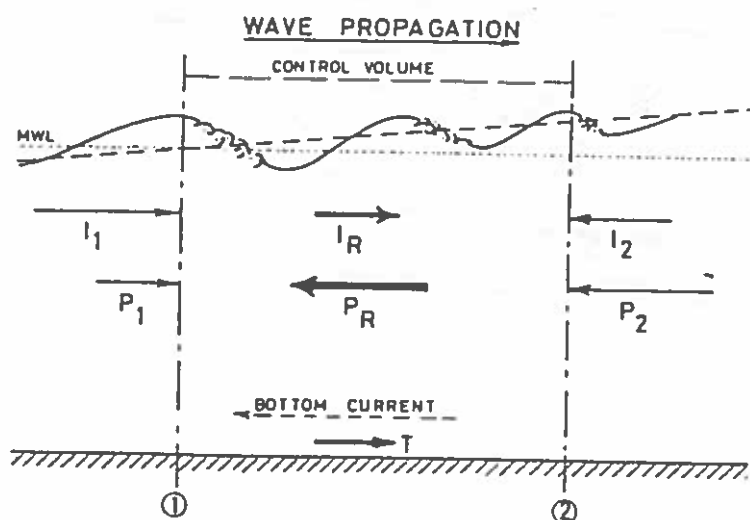


Fig. 6.11. Brydende bølger.

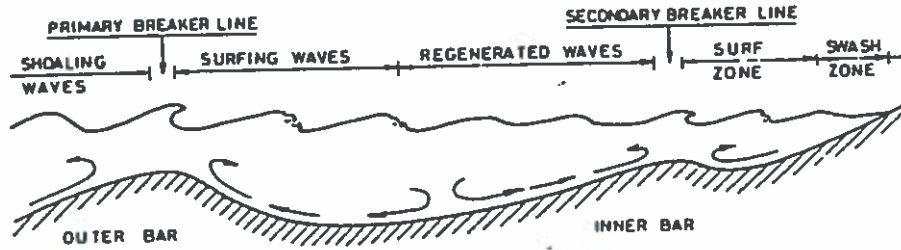


Fig. 6.12. Cirkulation i dobbeltrevlesystem.

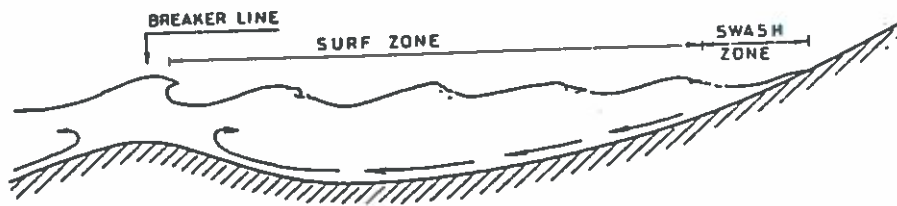


Fig. 6.13. Cirkulation i enkeltrevlesystem.

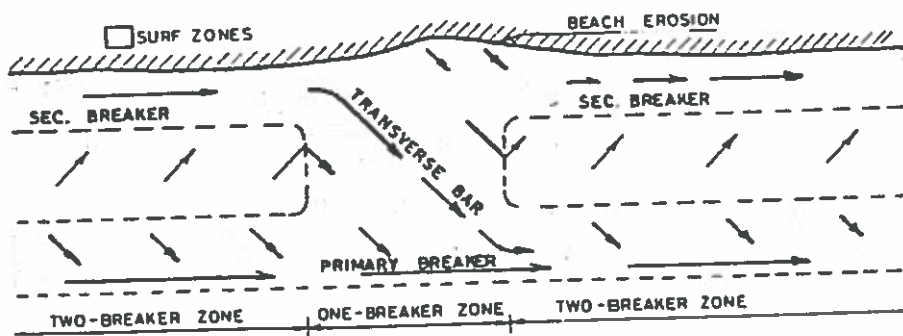


Fig. 6.14. Tværrevle.

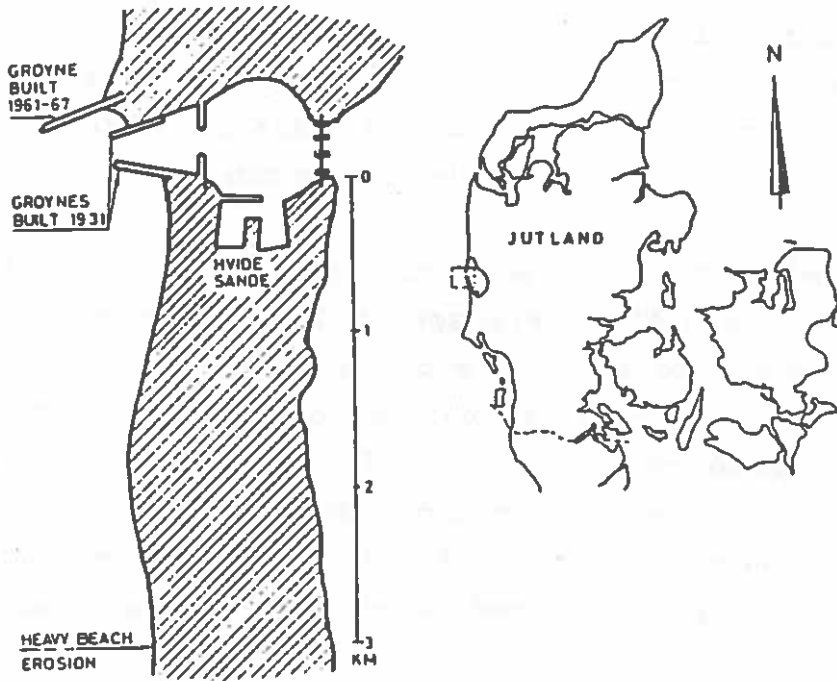


Fig. 6.15. Hvide Sande.

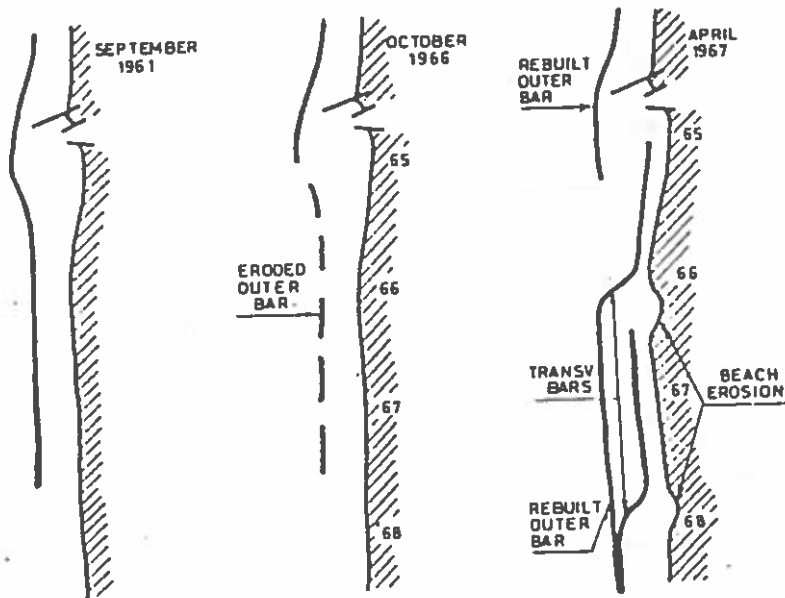


Fig. 6.16. Dannelse af tværrevle.

6.3 Bundfriktion, Turbulensteori

Som vist tidligere, er bølgestrømmen styret af middel bundfriktionen på langs af kysten. Sedimenttransporten kræver derimod en anderledes detaljeret analyse af den øjeblikkelige bundfriktions vektor, der veksler med bundhastighedsvektoren.

Man er kommet relativt langt vedr. bundfriktion for ikke-brydende bølger, jvf. Fredsøe (1983), Fredsøe, Holdst Andersen og Silberg (1983). For brydende og brudte bølger mangler der stadig meget. Målinger i naturen er uhyre vanskelige, og laboratorieforsøg kan give helt misvisende resultater, fordi der her er riller, som ikke optræder for tilsvarende betingelser i naturen. (Fig. 6.17). Spørgsmålet om bundfriktionen for kombinationen bølger + strøm er imidlertid nøglen til hele sedimenttransportens kvantitative bestemmelse.

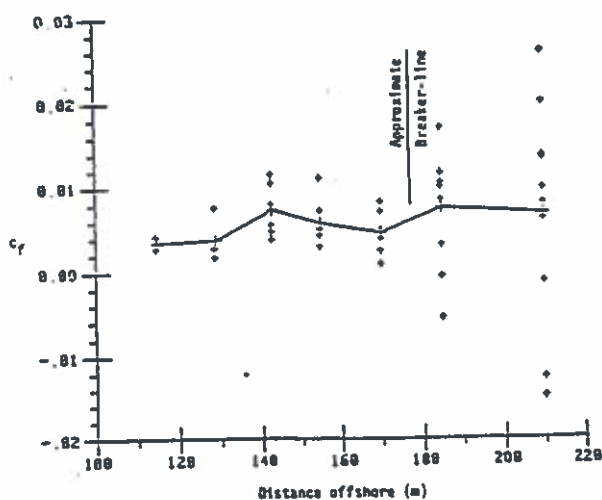


Fig. 6.17. Bundfriktion i bølger (feltmålinger).
(Thornton (1980))

Under brydningen på revlen udveksles der store vandmængder over revlen. Dette giver en stor udveksling af bevægelsesmængde i forhold til den langsgående bølgestrøm, som bevirker, at hastigheden i bølgestrømmen varierer som en klokkeformet funktion med maksimum nærmere brydningspunktet (revlen) end kysten.

Der har været arbejdet meget med at beregne denne effekt (fig. 6.18) og gode resultater er opnået med at beregne bølgestrømmens fordeling ud fra resultater af laboratorieforsøg (fig. 6.18), men også for de få feltdata, der eksisterer. Dette er sket på trods af, at der har været anvendt en relativt grov beskrivelse af bølgerne.

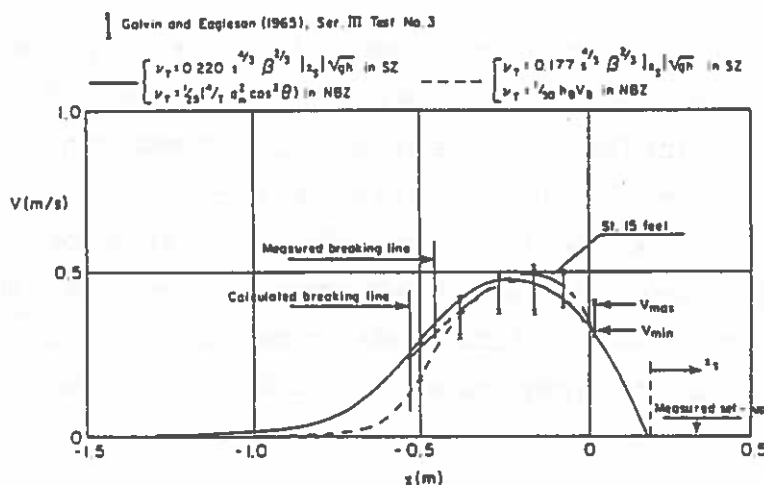


Fig. 6.18. Kyststrømp profiler (beregnet og modelforsøg)
(Skovgaard m.fl. (1978))

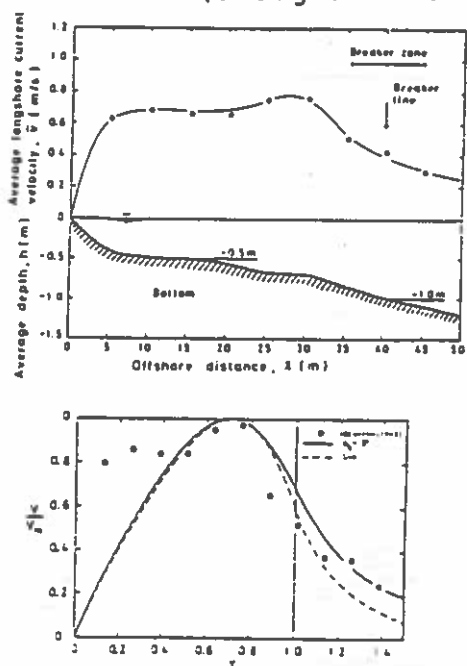


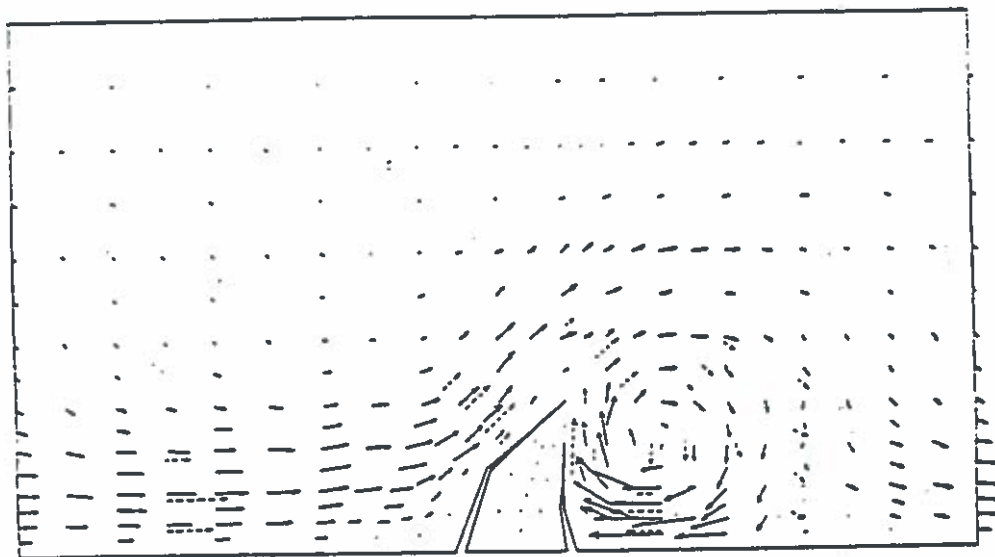
Fig. 6.19. Kyststrømp profil (beregnet og feltmålinger)
(Kraus og Sasaki (1979))

Det bør endelig nævnes, at der endnu ikke har været taget hensyn til variationen i bølgerne forårsaget af bølgegrupper. Denne effekt giver en variation (over tiden) i vandtransporten over revlerne og dermed også i bølgestrømmen. For en fastholdt bundtopografi kunne denne effekt imidlertid beskrives ved hjælp af f.eks. DHI's System 21.

6.4 Cirkulation ved havne og offshore bølgebrydere

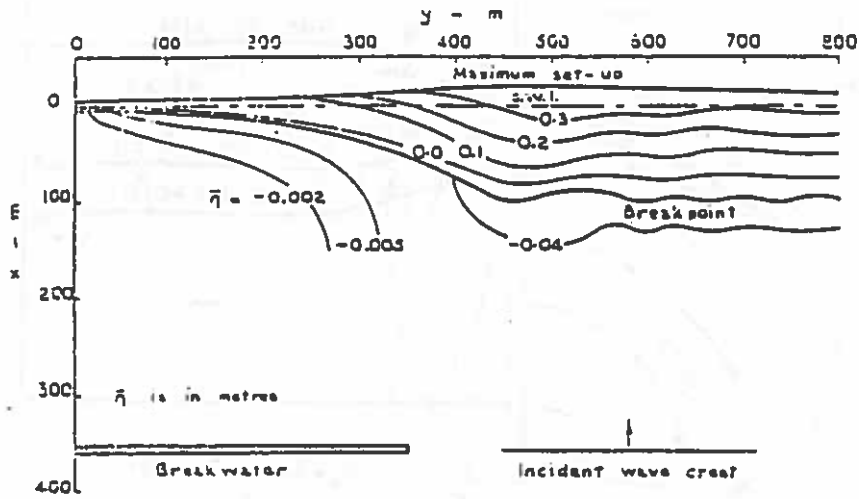
De i forrige afsnit nævnte beregningsmodeller er vigtige, fordi man derved opnår et værktøj til at beskrive den overordnede cirkulation ved havne og offshore bølgebrydere. Herved kan erosions- og sedimentationsområder forudsiges (fig. 6.20-22).

Modelforsøg kan i denne sammenhæng anvendes til at afprøve numeriske modeller, idet der ved kalibreringen regnes med modeltal (f.eks. bundfriktion). Den kalibrerede numeriske model kan så senere anvendes med prototypeparametre. Endnu har denne teknik kun været afprøvet i praksis i enkelte tilfælde.

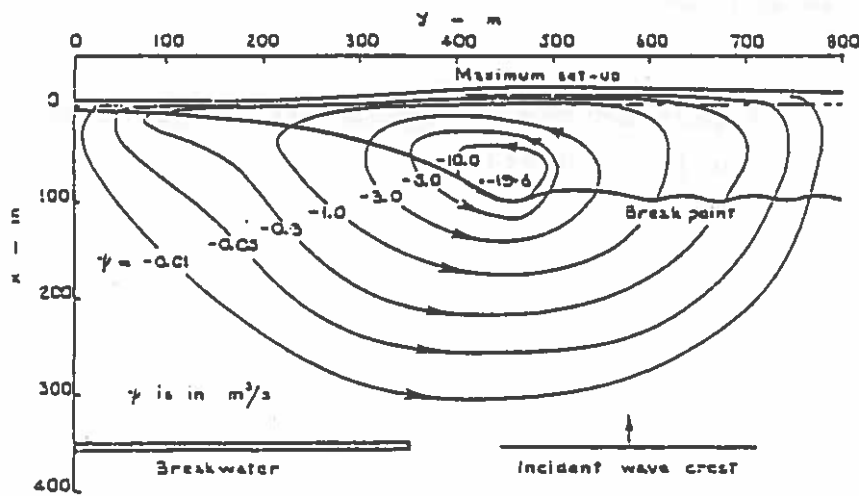


Nearshore Circulation Pattern, constant viscosity
Physical Model Pattern shown dotted

Fig. 6.20. Cirkulation ved havn.
(Bettess m.fl. (1978))



(a) Mean water level contours



(b) Streamlines

$$\frac{dh}{dx} (\text{at } x=0) = 0.02 \quad T = 10 \text{ s} \quad H_0 = 1 \text{ m} \quad \gamma = 0.3$$

Fig. 6.21. Effekt af kystparallel bølgebryder.
(Liu og Mei (1975))

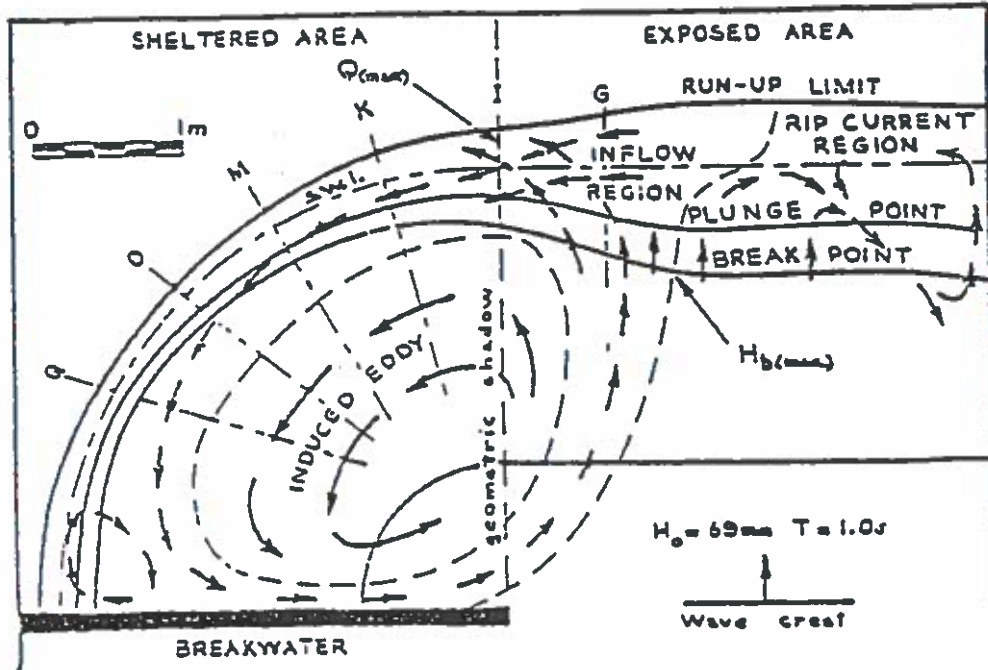


Fig. 6.22. Bølgestrøm bag kystparallel bølgebryder.
(Gourlay (1978))

7. SEDIMENTTRANSPORTBEREGNINGER

7.1 Transportens variation med bølgeretningen

Som tidligere nævnt er det helt afgørende at anvende observationer fra naturen i en kystanalyse. At dette ikke blot er en banal ting, viser følgende eksempel fra Senegals kyst nord for Dakar (fig. 7.1). Her var det muligt med tilnærmelse at bestemme kysttransportens relative variation med bølgeretningen.

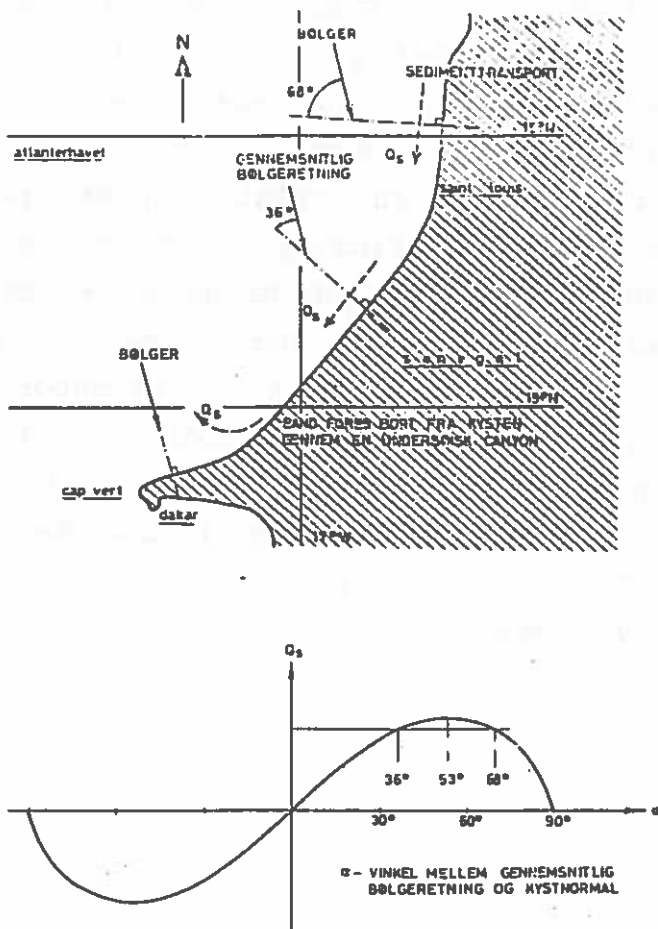


Fig. 7.1. Senegals kyst.

Det ses, at der passerer meget lidt sediment forbi Cap Vert, idet der ikke findes væsentlige aflejringer her, så det kan med rimelighed antages, at middelretningen af de dominerende dønninger står vinkelret på kystlinien mellem Cap Vert og Cayar. Imidlertid er der nord for Cayar en indfaldsvinkel på 36° , og den tilhørende store, sydgående transport aflejres i den undersøiske canyon Fos-sé de Cayar.

Længere nordpå, omkring Saint Louis, er indfaldsvinklen 68° . Idet Senegal-floden, som har sit udløb syd for Saint Louis, ikke tilfører sediment af betydning, må kysttransporten have samme størrelse for en bølgeindfaldsvinkel på 68° som for en vinkel på 36° . Dette er skitseret på fig. 7.1. Heraf fremgår, at der for denne lokalitet er en maksimal transport for en indfaldsvinkel på ca. 53° . Den viste kurve er kun gyldig for den pågældende lokalitet, men kan alligevel i princippet benyttes generelt, idet den viser en markant forskel mellem havne på kyster, hvor den dominerende bølgeindfaldsretning er henholdsvis større end eller mindre end den vinkel, der giver maksimal transport. Dette kan bruges til betragtninger over luvsidetilsandingers form. Hvis vinklen mellem bølgeretning og kystnormal er mindre end nævnte vinkel, fås en langstrakt luvsidetilsanding (Hvide Sande), men hvis vinklen er større, fås en kort tilsanding (Gilleleje). Dette understreger samtidig, hvor vigtigt det er at vælge den rigtige lokalitet for et kystprojekt.

7.2 CERC FORMLEN

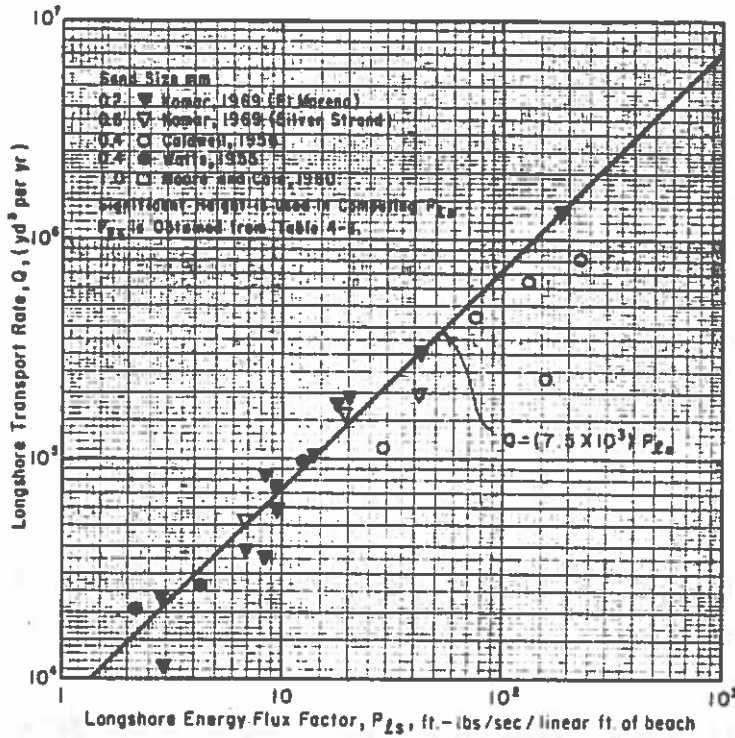


Fig. 7.2. Felt data. Langsgående kysttransport (SPM (1977))

$$Q(\text{m}^3/\text{år}) = 1.29 \cdot 10^3 P_{LS} \text{ (N/S)} = 0.79 \cdot 10^6 \cdot C_o (H_{SO} K_{rbr})^2 \cdot \sin \alpha_{br} \cos \alpha'_{br}$$

$$Q(\text{m}^3/\text{S}) = 41 \cdot 10^{-6} P_{LS} \text{ (N/S)} = 0.025 \cdot C_o (H_{SO} K_{rbr})^2 \cdot \sin \alpha_{br} \cos \alpha'_{br}$$

$$= \frac{K \cdot P_{LS}}{\rho \cdot (\rho_s/\rho - 1) g (1-p)} = \frac{0.33 \cdot P_{LS} \text{ (N/S)}}{\rho \cdot (\rho_s/\rho - 1) g (1-p)}$$

(with $p = 0.5$, $\rho = 10^3$, $\rho_s/\rho = 2.65$, $g = 9.81$)

hvor: c_o er dybvands bølgehastigheden
 g en tyngdeacceleration
 H_{SO} er dybvands signifikant bølgehøjde
 K_{rbr} er refraktionskoefficient ved brydningsdybde, hvor

$$P_{LS} = \frac{1}{16} \rho g H_{SO}^2 C_o K_{rbr}^2 \sin \alpha_{br} \cos \alpha_{br}$$

S = sekund

Dean m.fl. (1982) har foreslået den på fig. 7.2 viste afhængighed af sedimentets korndiameter.

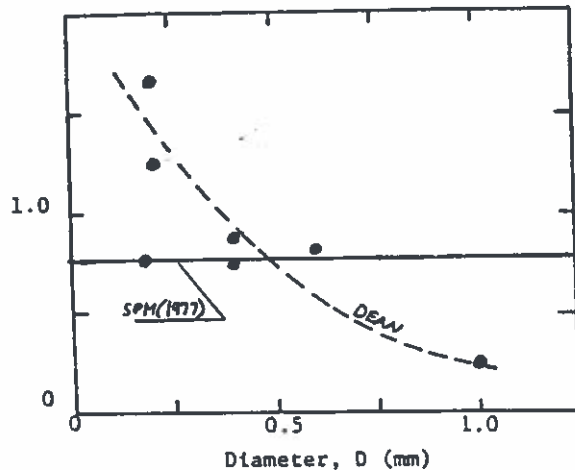


Fig. 7.3. Langsgående kysttransport. Afhængighed af sedimenttypen.

Ved anvendelsen af CERC-formlen er det vigtigt at gøre sig klart, at formelen er rent empirisk og ganske grov. Der mangler hensyntagen til væsentlige fysiske faktorer såsom kystprofilets form og fordelingen af sedimentstørrelser. Andre væsentlige indvendinger er, at den ikke inkluderer kystnær cirkulation, megaripformation, tværrevler og lignende morfologiske forhold. Også i SPM advares der mod at bruge formelen ukritisk, idet den kun giver den rigtige størrelsesorden. En variation svarende til en faktor 2 på sedimenttransporten er sandsynlig; en variation svarende til en faktor 10 er mulig.

CERCformlen forudsætter bl.a. implicit:

- At den physiografiske kystenhed, på hvilken formelen anvendes, er udstrakt nok til at tillade fuldt udviklet transport.
- At der ikke forekommer geologiske formationer i kystprofilet, der hindrer transportens vækst. F.eks. findes i Mellemøsten ofte resistente, sammenkittede sandlag på havbunden.

- At tværtransporten er neutral på længere sigt. Dette er ikke tilfældet ved konvekse akkumulationsprofiler, hvor der stadig finder aflejring sted mod dybt vand. F.eks. Isser Algeriet (fig. 7.4).
- At der ikke findes væsentlige variationer langs kysten. Tværrevler, hestehuller, tværstrømme m.m.

Formlen er uhyre følsom overfor valg af brydningskriterium og bestemmelse af brydningsvinklen:

Er brydningsvinklen 2,5 er $\sin 2\alpha = 0,08$

- - 5 er $\sin 2\alpha = 0,17$

- - 7,5 er $\sin 2\alpha = 0,25$

Det anvendte udtryk giver maksimal transport for brydningsvinklen 45° , hvor den snarere bør være ca. 50° , hvilket dog er af mindre betydning.

PLAN DE SITUATION :

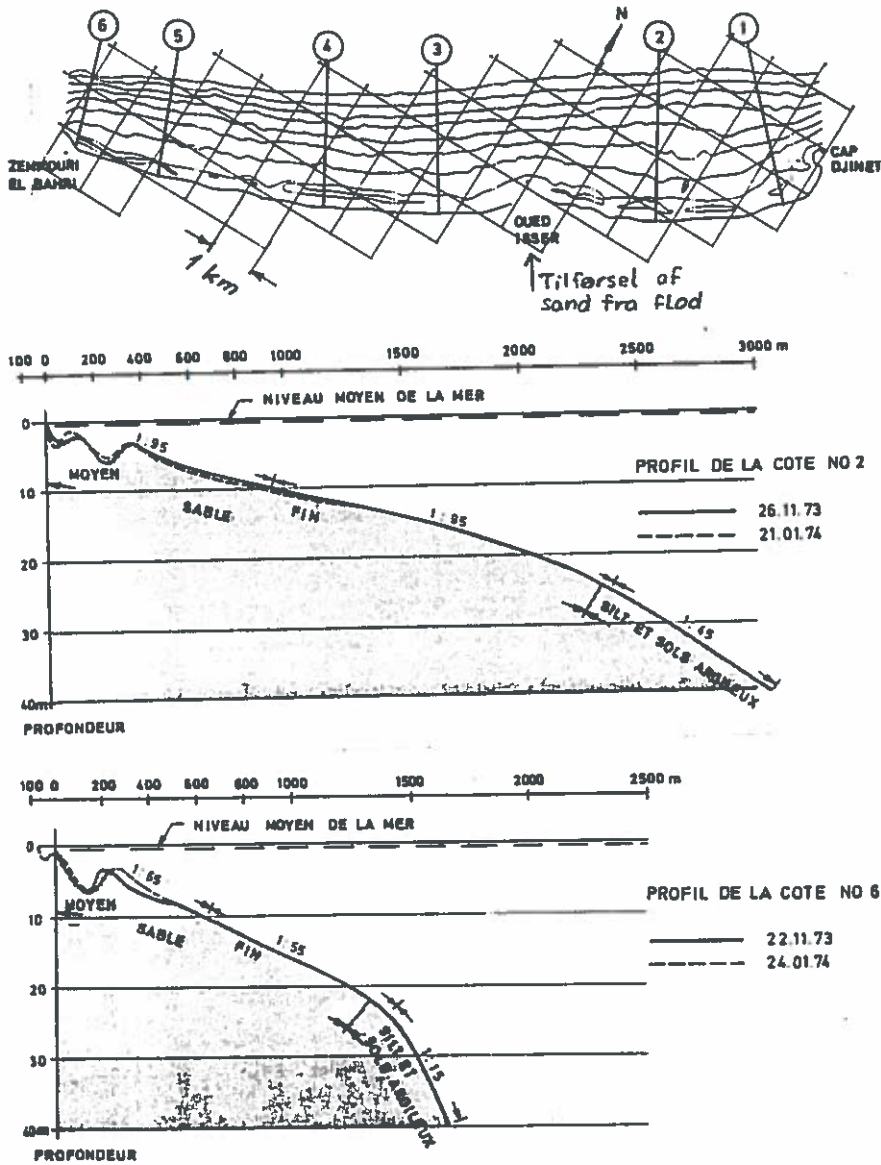


Fig. 7.4. Bugten ved Port Issers, Algeriet.

Usikkerheden kan også illustreres ved, at brugen af formelen forudsætter en skønnet brydningsdybde for bølger. På flade kyster kan bølger bryde ved bølgehøjder fra 0.5 til 0.8 gange vanddybden, så brydningsdybden varierer betragteligt med en tilsvarende mulig stor variation i refraktionskoefficient $K_{r,br}$.

Som et kuriosum kan det nævnes, at den første kysttransportformel, der nogenlunde svarer til den, der nu benævnes CERC-formlen, blev udviklet her i landet af Munch-Petersen allerede omkring 1910 til bestemmelse af transportretningen. Det væsentlige nye i forhold til den oprindelige Munch-Petersen-formel er, at der nu foreligger mange feltdata, så der er et rimeligt kendskab til transportens størrelse.

Vægtsumstabel.

Den praktiske anvendelse af CERC-formlen kan illustreres ved nedenstående figurer fra SPM (1977). Her foretages der en addition af effekten af forskellige bølgeretninger og -højder. Den relative usikkerhed på nettotransporten er naturligvis størst, når nettotransporten er lille, fremfor tilfælde, hvor transporten hele året går i samme retning.

Compass Direction α_0	N 90°	NE 45°	E 0°	SE -45°	S -90°	Other*
H_0 † (ft.)						
1	9	10	6	5	5	
2	5	5	2	2	2	
3	4	3	1	1	1	
4	2	1				
5	1					
8	1					
Total	22	19	9	8	8	34

*Calm conditions, or waves from SW, W, or NW.

†Shipboard visual observations assumed equivalent to significant height (See Walton, 1972.)

Fig. 7.5. Eksempel på vægtsumstabel. Bølgedata (dybt vand)

Q _{α₀} · H ₀ in cu.yd./yr. from Equation 4-42					
H ₀	N°	NE	E	SE	S°
1	1.61 × 10 ³ †	11.26 × 10 ³	± 1.52 × 10 ³	- 5.63 × 10 ³	- 0.89 × 10 ³
2	5.05 × 10 ³	31.84 × 10 ³	± 2.87 × 10 ³	- 12.74 × 10 ³	- 2.02 × 10 ³
3	11.13 × 10 ³	52.42 × 10 ³	± 3.96 × 10 ³	- 17.55 × 10 ³	- 2.78 × 10 ³
4	11.42 × 10 ³	36.03 × 10 ³			
5	9.98 × 10 ³				
8	32.31 × 10 ³				
Totals	71.50 × 10 ³	131.78 × 10 ³	(± 8.35 × 10 ³) 16.70 × 10 ³	- 35.92 × 10 ³	- 5.69 × 10 ³

$Q_{rt} = (71.50 + 131.78 + 8.35) \times 10^3 = 212 \times 10^3$ or 212,000 cu.yd./yr.
 $Q_{bt} = (8.35 + 35.92 + 5.69) \times 10^3 = 50 \times 10^3$ or 50,000 cu.yd./yr.
 $Q_n = Q_{rt} - Q_{bt} = 212 \times 10^3 - 50 \times 10^3 = 162 \times 10^3$ or 162,000 cu.yd./yr.
 $Q_2 = Q_{rt} + Q_{bt} = 212 \times 10^3 + 50 \times 10^3 = 262 \times 10^3$ or 262,000 cu.yd./yr.

*Coast runs N-S so frequencies of waves from N and S are halved.
 †Calculation of this number is shown in detail in the text.

Fig. 7.6. Eksempel på beregning af langsgående kysttransport.

7.3 Teoretiske kysttransportformler.

Der har været gjort mange anstrengelser for at opstille mere tilfredsstillende, men alligevel empiriske kysttransportformler ved at udnytte den forøgede forståelse for, hvordan bølgestrømmen kan beregnes.

Specielt i Holland har man været ihærdig på dette felt (se Graff et al 1979 og Massie 1977-79). Eksempler er vist på fig. 7.7; men resultatet må siges at være skuffende. Der opnås ganske vist en vis fornemmelse af følsomheden over for forskellige parametre, såsom kystprofil og sedimenttyper, men den afgørende parameter, bundruheden, må skønnes groft. Ved vurderinger af formlernes gyldighed refereres i alle tilfælde til CERC-formlen, så fremskridtet er begrænset.

Man kan ydermere argumentere fysisk imod nogle af de stærkest anbefalede formler, idet det f.eks. virker urimeligt, når der er en næsten lineær afhængighed mellem transport og bølgehøjde, hvor transporten må ventes at vokse mindst med 2. potens. (Se fig. 7.7).

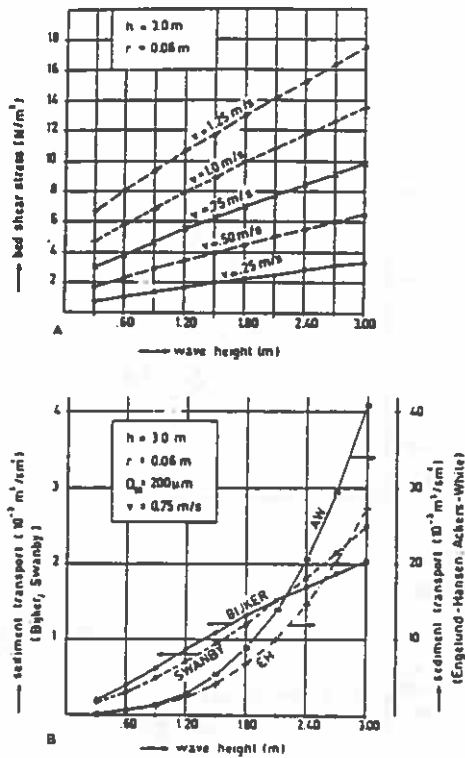


Fig. 7.7

Endelig kan henvises til en beregning, der viser, at for eksempel Bijkers formel har givet ca. 10 gange for lidt ved anvendelse på Kærgaard Plantage på den jyske vestkyst, hvor CERC-formlen og en modificeret Engelund-Hansen formel giver den rigtige størrelsesorden. For alle de eksisterende sedimenttransportformler gælder, at de kun er anvendelige til meget foreløbige vurderinger. Når transportmængden virkelig har betydning, må man bruge de langt mere håndfaste sedimentmængderegnskaber, som er gennemgået i næste afsnit.

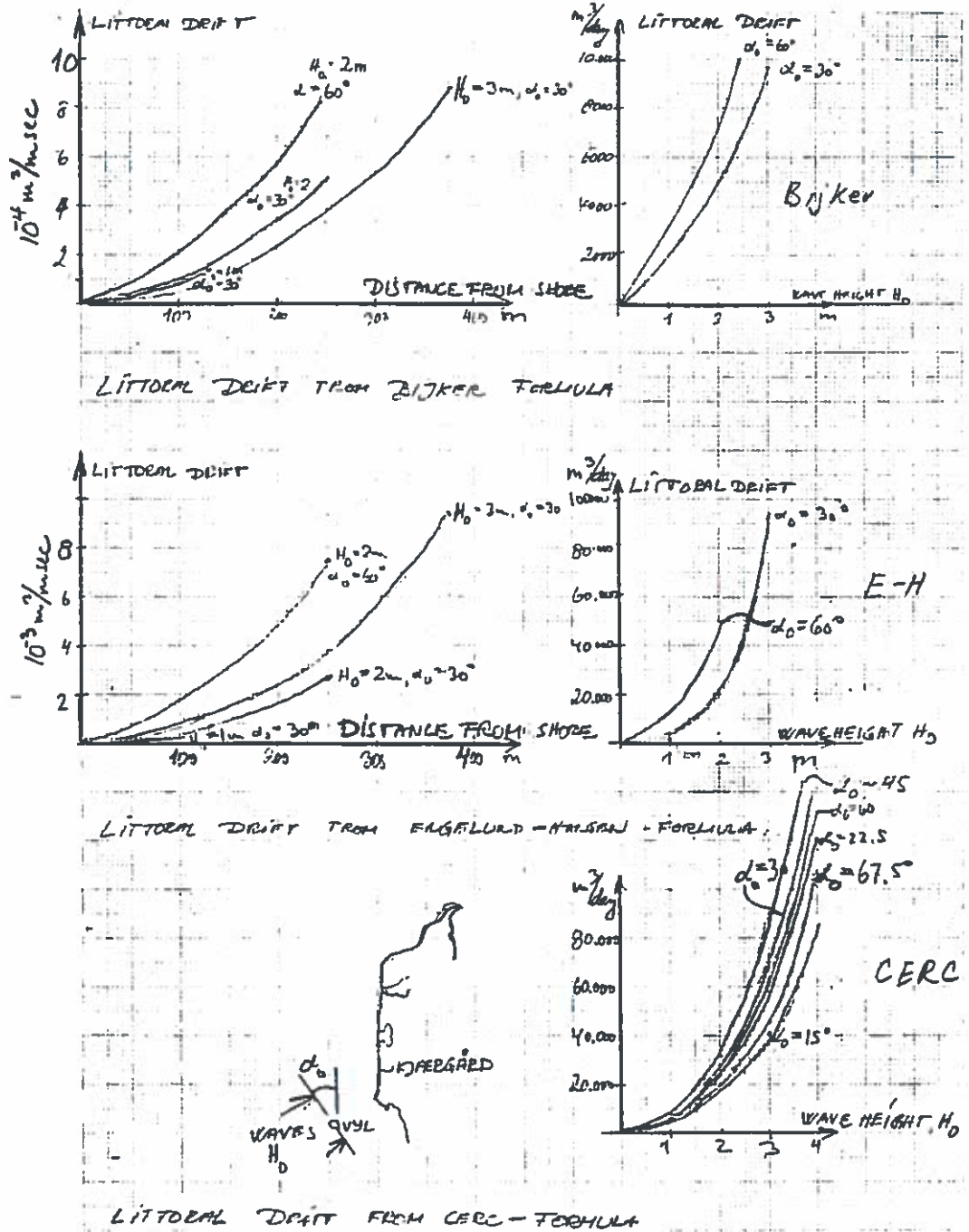


Fig. 7.8

8. KYSTUNDERSØGELSE

8.1 Generelt

Kystteknikeren kan i begrænset omfang sammenlignes med de nu uddøde polyhistorer, idet hans arbejdsfelt kræver indsigt i og forståelse af en lang række grænsevidenskaber.

Historie, meteorologi, oceanografi, geomorfologi, demografi, offentlig forvaltning Derfor kræver planlægningen af en kystundersøgelse i sandhed overblik. Er dette til stede, og såfremt det iøvrigt kan udnyttes med fantasi og inspiration, vil man opdage, at der findes et væld af oplysninger; brikker, der tilsammen udgør et billede.

Det almindelige er, at man må begynde på bar bund, idet kysthistorien sjældent foreligger umiddelbart tilgængelig:

- Indsamling af eksisterende data og oplysninger vil derfor i reglen udgøre fase 1.
- Fase 2 er planlægning af yderligere undersøgelser og rekognoscering på stedet.
- Fase 3 - Feltundersøgelser.
- Fase 4 - Bearbejdning.
- Fase 5 - Check i marken og konklusion.

Det 'Lykkelige Arabien's dage er forbi, hvor en Niebuhr og hans kolleger ved spekulation, iagttagelse, beskrivelse og skitser kunne fremstille naturen og den foregange så nøje, at det ikke fandtes nødvendigt i København at åbne de hjemsendte kasser med pressede planter og andet godt.

Med andre ord, fotografiet erstatter i dag iagttagelsen, den elektromagnetiske strømmåler har erstattet flyderen, bølgemåleren de visuelle observationer; og der hersker ikke tvivl om, at megen sund ingeniørrindlevelse er gået tabt i denne proces.

Fisher og Dolan har i Benchmark Papers genoptrykt en afhandling af W.C. Krumbein "Shore Processes and Beach Characteristics" netop p.g.a. dens umiddelbare kvalitet set i relation til dette emne.

Det findes derfor naturligt i efterfølgende afsnit 8.2 at genoptrykke det indledende kapitel 1: Experimental Design for Beach Studies. Den efterfølgende inddeling af artiklen er:

2. The Physical Setting of Half Moon Bay.
 - a. Topography and hydrography
 - b. Geology
 - c. Meteorology and oceanography.
3. Observational Data
 - a. The state of the beach
 - b. Profiles and beach slopes
 - c. Beach cusps
 - d. Sand samples and properties of sediments
 - e. Relation between sand size and beach slope
 - f. Waves and currents
 - g. Wave refraction and wave energy in Half Moon Bay.
4. Relations Between Wave Energy, Beach Slope and Sand Size.
5. Erosion and Deposition at Half Moon Bay
 - a. Estimates of rate of erosion
 - b. Estimate of rate of
 - c. Topographic analyses of the sand
6. Concluding Remarks.

Afsnit 8.3 gengiver en huskeliste baseret på et konkret eksempel ved Køge Bugt.

Det skal her fremdrages, at geotekniske undersøgelser desværre ofte er igangsat, ja endda fuldført under særlige kontrakter, inden kystteknikeren, sedimentologen kommer ind i billedet.

Herved går værdifulde muligheder for koordination tabt, og overlappende undersøgelser skal som følge heraf udføres. Adskillige geoteknikere udviser således ofte ringe interesse for den første halve meter, der netop interesserer kystteknikeren mest.

Sedimentmængderegnskaber er i afsnit 8.4 trukket frem som et særlig nyttigt værktøj for kystingeniøren.

Disse regnskaber er i princippet ikke nye og lader sig iøvrigt normalt let udføre p.g.a. de gode kort og luftfotograferingsmateriale, vi råder over her i landet. Kystfremrykningen er i regelen affin, idet hele profilet rykker med, mens kysttilbagerykning ikke sjældent finder sted efterladende et horisontalt abrasionsflak.

Skræntgeologien er vigtig; således vil morænen ofte indeholde op til 40-50% silt og ler, der må formedes at forlade kontrolområdet til havs.

Fastlæggelse af den kritiske dybde, d.v.s. den dybde, sedimentprocesserne strækker sig til, beror på et skøn. Dybden kan oftest fastlægges ud fra en sammenlignende analyse af kystprofil og bølgeinformation. Erfaringer fra udløbsledninger tyder på, at dybden kan undervurderes, og at havstrømme kan øve indflydelse i grænseområdet.

Fig. 8.1-8.3 viser i billeder et eksempel fra Norfolk, hvor der på sedimentsregnskabet er koblet en bølgeenergianalyse, med rimelige sammenhænge som resultat.

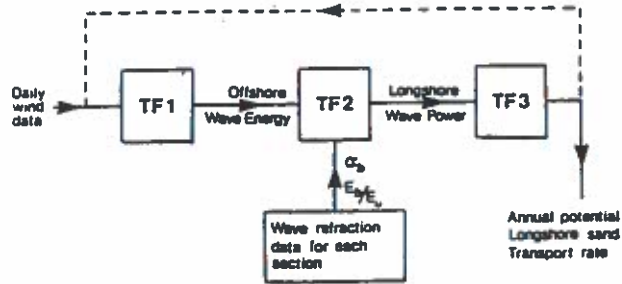


Fig. 8.1

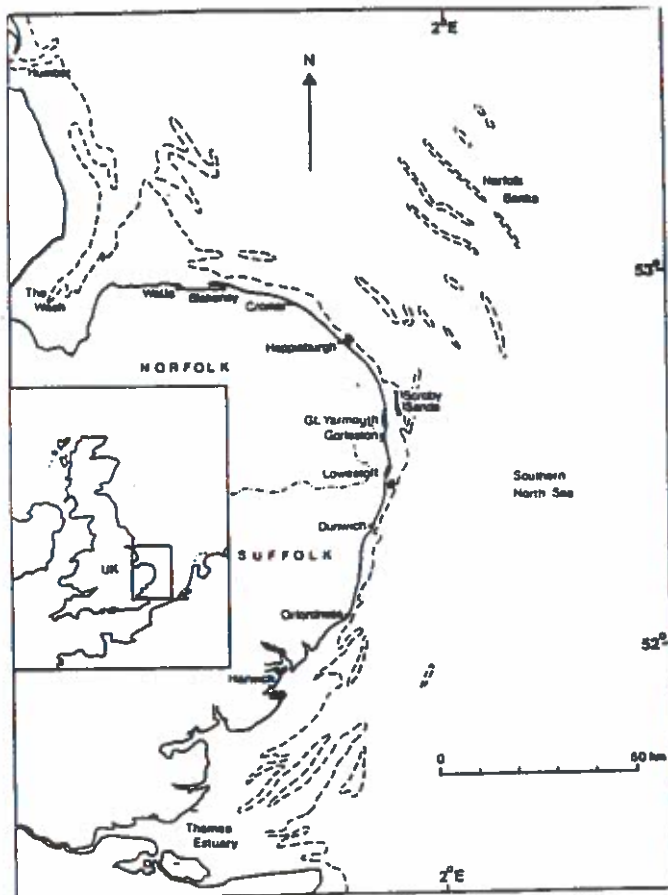


Fig. 8.2 Norfolk

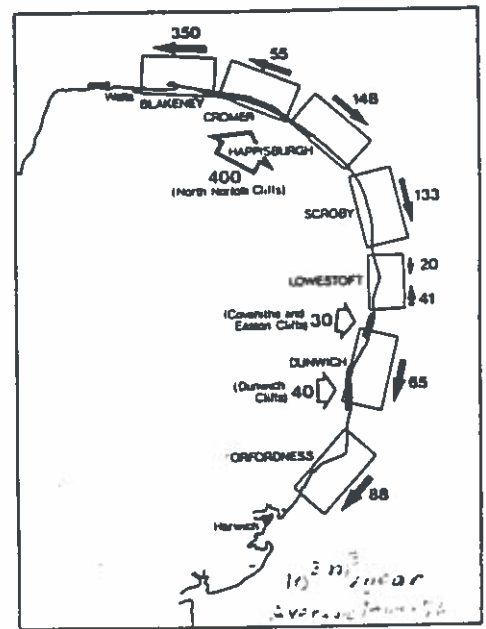


Fig. 8.3

8.2 Shore Processes and Beach Characteristics

Shore Processes and Beach Characteristics 1

1. Experimental Design for Beach Studies

The study of shore processes in nature is complicated by the presence of a large number of mutually dependent variables, none of which is susceptible to control in the field. As a consequence it has been difficult to discern and largely impossible to specify the physical law or laws controlling the behavior of the environment. It is believed, however, that the study of a relatively simple natural situation by the "closed system" method familiar to the exact sciences will allow the discovery and specification of, at least, the principal fundamental relations governing the behavior of matter in the system.

By definition a closed system is one in which the boundary conditions and the total energy of the system are known, and in which the transformations of matter may be observed and measured. In the study of beach processes isolated bays most nearly satisfy the conditions for closed systems. An isolated bay may be considered as a particular combination of boundary conditions, matter, and energy. All three of these may be measured and expressed to a degree satisfactory for a first approximation to theory. Comparison of a number of bays affords a basis for evaluating boundary effects, so that principles established locally may be applied generally to beach phenomena.

The problem to be studied was then formulated as follows: given a bay with associated headlands, beach, and cliffs, to evaluate the physical processes which occur there. Beaches are composed of particles which must be derived from some source; the particles must be carried from the source

2 *W. C. Krumbein*

to the point of deposition, and the agent which carries them must be energized in some manner or other. The source of the beach material is the adjacent terrain, which may be studied by geological methods. Energy is supplied by waves which strike the shore. The study of these waves, including their role in generating shore currents and carrying material, is a problem in earth physics. The interaction of matter and energy as it affects the land-forms developed (beaches, bars, spits, sea cliffs, etc.) may be studied by geological or geophysical methods; an evaluation of the processes in terms of beach stabilization and control is in the domain of engineering.

This analysis of the problem indicates the kinds of data to be obtained. These include (1) the characteristics of the waves in terms of height and period, as an index of the energy being supplied to the system; (2) the supply of beach and associated material, in terms of the amount available, as well as the size, shape, and other dynamical attributes of the particles; (3) specification of the erosional and depositional land-forms in the environment, and their relation to processes which form them and materials which compose them; (4) definition of the boundary conditions which control the distribution of wave energy in terms of refraction patterns, and which exert an effect on the materials and land-forms adjacent to the boundaries.

The present study is an approach to this experimental design. Limitations arising partly from war conditions prevented the collection of complete data on each of the four factors involved. They are all touched upon, however, to frame the study within its larger background.

Shore Processes and Beach Characteristics 3

The coast of California is ideal from the closed system point of view, in that many of its beaches are found on relatively isolated portions of the coast, each bounded by headlands which to a large extent prevent the migration of matter or wave energy from one system to another. In choosing a bay and beaches for study it is desirable that the beaches be free from artificial structures and the bays represent a type, so that the results may be extended to similar bays. Halfmoon Bay satisfies both of these conditions. It is complicated by very few artificial structures, and in form it is typical of a number of other bays, including Drake Bay, Bolinas Bay, and San Pedro Bay.

By designing a study which repeats certain measurements at intervals, information regarding the stability of the beach in terms of width, slope, sand size, etc. may be obtained. The study should extend throughout at least a year to evaluate seasonal effects. At Halfmoon Bay the study was confined to the spring season, but data are available on winter and summer conditions from previous work by M. P. O'Brien (unpublished reports in Beach Erosion Board files).

8.3 Huskeliste for kystundersøgelser

Hovedvægten er i det følgende lagt på udnyttelse af den ofte store eksisterende viden, da feltmålinger, selv de mest enkle, er relativt bekostelige.

Eksisterende viden

Kort og luftfotos

Et vigtigt led i en kystundersøgelse er sammenligning af ældre og nyere kort samt luftfotos.

Materiale kan fås fra:

- a) Geodætisk Instituts opmålinger (siden ca. 1790)
- b) Geodætisk Instituts luftfotos (siden 1945)
- c) Søkortarkivets opmålinger (siden ca. 18--)
- d) Generelle geologiske beskrivelser

Kysthydrauliske, kystmorfologiske og recipientundersøgelser

Sandforekomster, vandstandsstatistikker, kysthydraulik, kystmorfologi.

- a) Specielle kysthydrauliske undersøgelser i forbindelse med større anlæg
 - DHI
 - rådgivende ingeniører
 - amtskommuner
 - kommuner
 - andre
- b) Erfaringer fra tilsanding af sejlrender m.v.
- c) Geomorfologisk laboratorium, Geografisk Centralinstitut, Københavns Universitet
 - generelle undersøgelser
 - specialstuderende
- d) ISVA, DtH
 - eksamensprojekter

- e) Kystinspektoret, Lemvig
 - pejlinger
 - analyser
- f) Recipientundersøgelser
 - DHI
 - VKI/IC
 - amtsmyndigheder

Hydrografiske/geotekniske/ressource undersøgelser i tilstødende farvande

Hydrografiske undersøgelser:

- DHI rapporter
- DHI databank
- Meteorologisk Institut - vind, bølger, vandstand
- Private havnes/Statshavnes analyser
- Farvandsdirektoratet
- Bæltprojektet (Miljøstyrelsen)
- Kystinspektoret, Lemvig

Geotekniske og ressourceundersøgelser:

- Ressourceundersøgelser ved DGU og DGI
- Miljøstyrelsen
- Instituttet for Teknisk Geologi, Dth

Andre

Elsam: Søkabler
Gasprojektet
Udløbsledninger
Ejerlaug: Kystsikringsarbejder
Sejlrender
DGU's undersøgelser og kort
Trap's Danmark
Axel Schou: Det Marine Forland, 1945 (?)

Analyse af meteorologiske og hydrografiske forhold

Vindforhold

Vindroser: retning, styrke, hyppighed
Fyrskibsobservationer; lufthavnsmålinger

Vandstandsforhold

Korttidsvariation: tidevand, vindstuvning
Ekstreme: "Abnorme vandstande i danske farvende",
Meteorologisk Institut,
Langtidsvariation: Niveauforandringer af oceaner og landjorden

Sammenhæng mellem vind, bølger og høj vandstand

Ekstreme situationer.
Typiske storm/højvandssituationer.

Bølgeforhold

- bølgeobservationer
- beregninger ud fra vind
- refraktionsanalyser

Strømforhold

- havstrømme
- lokal cirkulation
- strøm under kraftig storm

Isforhold

Grundlag for Dimensionering

Kystmorfologiske forhold

- Analyser af kysttyper
- Geologi og topografi
- Marine forland
- Anvendelse af geotekniske boreprofiler til kalibrering af model
- Kystlinieændringer og beskrivelse
- Ressourceområder

Analyser af delstrækninger

- Erosion/sedimentation
- Udvikling af tværprofiler

Besigtigelse

Feltmålinger

Billige

- pejlinger
- bundprøver
- skylleboringer (dybde af sandlag, placering af rallag)

Dyre

- Strømmålinger: Flydermålere
Strømmålere
- Bølgemålere
- Måling af suspenderet materiale under storm
- Tracers
- Sedimentfangere
- Målehøfder

Vurdering

- generel tilstand
- rekreative formål
- kystsikringsanlæg
- prioriteret vedligeholdelse
(incl. omkostningsoverslag)

8.4 Sedimentmængderegnskaber

I mange tilfælde kan transporten beregnes ud fra kystliniebevægelserne. De nedbrudte mængder bestemmes som produktet af kysttilbagerykningen, erosionsdybden + skrænthøjden og længden af strækning (fig. 8.4). De aflejrede mængder beregnes på analog måde. På de strækninger, hvor kystfremrykninger skyldes høfdebyggeri, eller hvor de foregår på erosionsflak, benyttes i stedet for erosionsdybden en skønnet dybde, til hvilken profilfremrykningen antages at være begrænset.

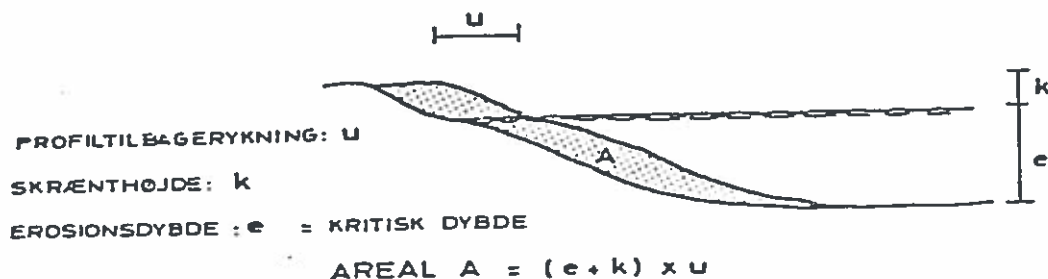


Fig. 8.4.

Erosionsdybden, d.v.s. den vanddybde, til hvilken det antages at profilet afgørende påvirkes, kan skønsmæssigt fastsættes svarende til den vanddybde h , hvor bølgerne bryder ($h = 2 \times H_s$) for de værste storme og største bølger.

De beregnede nedbrudte mængder med fradrag af de oplejrede mængder giver et mål for, hvor meget materiale, der omsættes i kystzonen på de pågældende strækninger, men ikke nødvendigvis hvor

meget materiale, der tager del i den kystparallelle sedimenttransport, idet de finere fraktioner af det nedbrudte materiale undrages kystzonen og aflejres på dybere vand.

Ved nedbrydning af klinterne skal derfor tages hensyn til, at silt- og lerfraktionerne udvaskes, således at kun sand-, grus- og stenfraktionerne regnes aktive i materialtransporten.

For moræneler og -sand påregnes den del af materialet, der er større end 0.06 mm, at indgå i materialtransporten. Dette bør bestemmes i det konkrete tilfælde. Til et foreløbigt skøn kan regnes med 60% grove korn. Tilsvarende regnes de marine aflejringer typisk at indgå i materialtransporten med 90%.

Transportberegninger ud fra aflejringer i kontrolområder

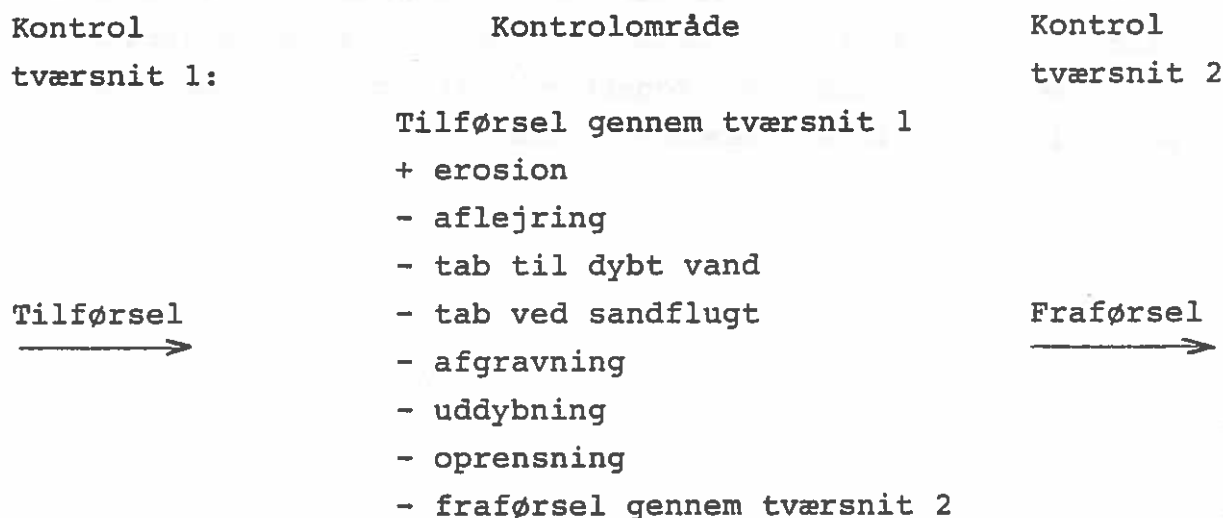


Fig. 8.5 Sedimentmængderegnskab

I perioden efter udbygning af et større anlæg kan det ofte antages, at anlægget har opfanget hovedparten af langstransporten. Herved er der mulighed for gennem en beregning af aflejringerne ved anlægget at foretage en vis kontrol af de på anden vis beregnede sedimenttransportmængder.

Ved bestemmelsen af sedimenttransporten til kontrolområdet skal følgende sedimentmængder beregnes eller vurderes:

- aflejringen på luvsiden af anlægget.
- aflejringen i tombolodannelsen bag en bølgebryder
- uddybede, oprensede og afgravede materialmængder
- tværtabet, d.v.s. den sedimentmængde, der på tværs af profilet forlader kontrolområdet.
- den sedimentmængde, der forlader kontrolområdet på læsiden af anlægget.

De aflejrede og eroderede sedimentmængder bestemmes ud fra pejleplaner samt kendskabet til kystliniens beliggenhed, desuden haves visse oplysninger om oprensings- og uddybningsmængderne. Umiddelbart efter større udbygninger (lang mole, dyb sejlrende) gælder det på mange lokaliteter, at den mængde, der passerer anlægget, er lille. Vurderinger af de øvrige størrelser er behæftet med stor usikkerhed. F.eks. må der i hvert tilfælde foretages et skøn over den volumenmæssige konsekvens af en kystfremrykning, hvor kun selve kystliniebevægelsen kendes.

REFERENCER

Bowen, A.J., Inman, D.L., and Simmons, V.P. (1968). Wave "Set-Down" and Set-Up. J. Geophys. Res. 73, 2569-2577.

Balsillie, J.H., and Bruno, R.O. (1972) Groins: An annotated bibliography, LERC, Misc.paper No. 1-72

Bruun, P. (1973) The history and philosophy of coastal protection, 13th Coastal Engineering Conf., Vancouver, 1972, vol. 1, pp 33-74, ASCE.

Bruun, P. (1978) "Stability of tidal inlets"
Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam - Oxford - New York

Bruun, P. (1982) Port engineering, 3ed.
Gulf Publ. Comp., Houston, Texas, (1968)

Burcharth, H.F. (1968) Kystmorfologi for bygningsingeniører, DtH

CERC (1977) Shore Protection Manual, Vol. I-III, Department of the Army Corps of Engineers

Clausen, E., Olsen, H.A., Brink-Kjaer, O., Mikkelsen, L., Hasle Nielsen, A., (1981) Sedimentation and dredging in the navigation channel to the Port of Esbjerg.
PIANC. 25th Congress, Edinburgh, Section II. Vol. 2, pp. 231-238

Dean, R.G., Berek, E.P., Gable, C.G., Seymour, R.J., (1982)
Total longshore transport as determined by a near-complete trap, 18th Coastal Engineering Conf., Cape Town, Abstracts, paper no. 33, pp 65-66

- Dyhr-Nielsen, M., Sørensen, T., (1971) Some sand transport phenomena on coasts with bars.
12th Coastal Engineering Conf., Washington D.C., 1970, Vol. 1, ASCE, pp 855-865
- Engelund, F.A., Hansen, E., (1967) A monograph on sediment transport. Teknisk forlag. Copenhagen
- Engelund, F.A., Fredsøe, J., (1976) A sediment transport model for straight alluvial channels. Nordic Hydrology 7, pp 293-306
- Engelund, F.A., (1982) Sediment transport in rivers, Lecture Notes, seminar on sediment transport, Danish Society of Hydraulic Engineering
- Fisher, J.S., Dolan, R., (1977), Beach Processes and Coastal Hydrodynamics, Benchmark Papers in Geology Vol. 39, Douvden, Hutchinsons Ross Inc.
- Fredsøe, J., (1978) Sedimentation of river navigation channels. Journ. Hydr. Div., ASCE, HY2, pp 223-236
- Fredsøe, J., (1983) The turbulent boundary layer in combined wave-current motion DCAMM Report No. 259
- Fredsøe, J., Holst Andersen, O., Silberg, S. (1983) :
Distribution of suspended sediment in large waves, DCAMM Report No. 269
- Fællesudvalget for kystpleje og kystsikring på Nordkysten (1978)
Nordkysten, Kystpleje og kystsikring, Skitseløsninger -
Frederiksborg Amt

Graff, J. van de, Overeem, J. van (1974), Evaluation of sediment transport formula in coastal engineering practice. Coastal Engineering 3, Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam pp 1-32

Jonsson, I.G., Skovgaard, O., Jacobsen, T.S. (1975), Computations of longshore transport, 14th coastal Eng. Conference, Copenhagen, Vol. 2, ASCE pp 699-714

Skovgaard, O., 14th Coastal Eng. Conference, Copenhagen

Jacobsen, T.S. (1975) Vol. , ASCE pp 699-714

Jonsson, I.G., Carlsen, N.A., (1976) Experimental and Theoretical Investigations in an oscillatory rough turbulent boundary layer. J. Hydr. Res., Vol. 14, No. 1, pp 45-60

Komar, P.D. (1976) Beach processes and sedimentation. Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey

Krumbein, W.C. (1944) Shore processes and beach characteristics Tech. Memo No. 3, Beach Erosion Board U.S. Army Corps of Engineers, pp 47

Køge kommune Vallø kommune, Roskilde Amt, Hovedstadsrådet, DHI, HSS (1979), Kystplanlægningsrapport for Køge og Vallø kommuner,

Lesnik, J.R. (1979) An annotated bibliography on detached breakwaters and artificial headlands, CERC, Misc. Report No. 79-1

Lundgren, H. (1963). Wave Thrust (\bar{M} Radiation Stress) and Wave Energy Level. Int. Assoc. Hydr. Res., Proc. 10th Congress 1, 147-151, London

- Lundgren, H. (1972) Turbulent currents in the presence of waves. 13th Coastal Eng. Conf., ASCE, Vancouver, pp 623-634
- Lundgren, H (1972) Coastal engineering considerations, Symposium on Marinas and Small Craft Harbours, University of Southampton, pp 5.1-5.28
- Massie, W.W. (ed) (1980) Coastal Engineering, vol I-III. Lecture Notes. Coastal Engineering Group, Delft University of Technology, Delft 1976-78. Revised 1980
- Mayor-Mora, R., Mortensen P., Fredsøe J. (1977) Sedimentation studies on the Niger River delta, 15th Coastal Engineering Conf., ASCE, Honolulu, 1976 - vol. 3, ASCE, pp 2151-2169
- Mikkelsen, L., Mortensen, P., Sørensen, T. (1981) Sedimentation in dredged navigation channels. 17th Coastal Engineering Conf., Sydney, 1980, vol. 3, ASCE, pp 1719-1734
- Mikkelsen, L. (1983) Evaluation of longshore transport in the shore approach area. (Kærgaard, Vestkysten) Technical Note, MPPO (D.O.N.G.)
- Mikkelsen, L. (1980) Revaluation of longshore transport in the shore approach area. Technical Note MPPO (D.O.N.G.)
- Mortensen, J.K. (1981) Updating of low envelope documentation. Technical Note. MPPO (D.O.N.G.).
- Nielsen, P. (1979) Some, basic concepts of wave sediment transport series paper 20. Institute of Hydrodynamics and Hydraulic Engineering. Technical University of Denmark.

- Nielsen, J., Nielsen, N. (1974) Kystmorfologi Københavns
Universitets Geografiske Centralinstitut, Geonoter, Særhæfte
nr. 1-1974
- Roed Jakobsen, P. (1972) Aktuelle kysttekniske muligheder og
hjælpe midler. VBS Seminar om Kysten, Randers
- Roed Jakobsen, P. m.fl. (1979) Kystbrochure, Kystbeskyttelse fra
Skagen til Gedser DHI, 1983 (udkast 1979)
- Schou, A. (1945) Det marine forland, Folla Geographica Danica,
TOM IV, Haggrup
- Shepard, F.P. (1977) Submarine geology. Harper and Row, New
York
- Short, A.D. (1979) Wave power and beach-stages : A global
model. 16th Coastal Eng. Conf., Hamburg, 1978, vol. 1, ASCE
pp 1145-1162
- Skovgaard, O., I.G. Jonsson and G.Ø. Olsen (1978) : Calculation
of longshore current profiles. EUROMECH Collogquium, 102,
Breaking Waves, Surf and Run-up on Beaches. Bristol.
- Steenfos, H.P. (1969) Kystmorfologi : Noter. Laboratoriet for
havnebygning, DTH
- Steers, J.A. (1964). The Coastline of England Wales, Cambridge
University Press
- Svendsen, I.A. (1979) Sedimenttransport på kyster : Noter.
Instituttet for Strømningsmekanik og Vandbygning, DTH

Svendsen, I.A. and Buhr Hansen, J. (1976) "Wave set down near breaking". Prog.Rep. 41, pp 31-36, Dec. 1976. Inst. Hydrodyn. and Hydraulic Eng. Tech. University of Denmark.

Sørensen, T. (1969) The development of coast profiles on a receding coast protected by groynes. 11th coastal engineering conf. 1968, vol. 2, . ASCE pp 836-848

Vandbygningsteknisk Selskab (1972) Seminar om kysten

Vandbygningsteknisk Selskab (1977) Seminar om kystsikring

Hamburger Küstenforschung, Heft 19, 1971

H. Göhren: Untersuchungen über die Sandbewegung im Elbmündungsgebiet

Coastal Engineering, Vol. 6, No. 1, 1982 (Elsevier, Amsterdam)
M.J.F. Stive and H.G. Wind: A study of radiation stress and set-up in the nearshore region

U.S. Army, Corps of Engineers - Coastal Engineering Research Center, Fort Belvoir, Virginia, Misc. Rep. No. 82-7, Vol. 1, 1982
David R. Basco: Surf Zone Currents - State of Knowledge

Coastal Engineering, Elsevier, Amsterdam, Vol. 3, No. 2, 1979
C.E. Vincent: Longshore sand transport rate - A simple model for the east anglian coastline

SEMINAR OM SEDIMENTTRANSPORT.
DANSK VANDBYGNINGSTEKNISK SELSKAB,
KØBENHAVN, 24. MARTS 1982.

OM KYSTSIKRING PÅ DEN JYSKE VESTKYST.

C. LAUSTRUP, LEDER AF
KYSTINSPEKTORATETS PROJEKTERINGSAFDELING.

1. INDLEDNING.

I årene 1975 til 1980 blev der i kystinspektoret gennemført en analyse af kystforholdene på strækningen fra Lodbjerg til Nymindegab på den jyske vestkyst. På grundlag af analysen udarbejdedes forskellige oplæg til sikring af strækningen, idet der ved udarbejdelsen af de enkelte oplæg blev taget udgangspunkt i forskellige målsætninger med hensyn til nedsættelse henholdsvis standsning af kysttilbagerykningen. Herudover er der på den jyske vestkyst i 1981 udarbejdet en tilsvarende analyse og planlægning for Skagen- og Lønstrup-områderne. Analyserne og planlægningen skal tjene som grundlag for de politiske beslutninger vedrørende den fremtidige kystsikringsindsats.

2. EROSIONS- OG MATERIALVANDRINGSFORHOLD PÅ VESTKYSTEN.

Som grundlag for beregning af erosionsforholdene er anvendt de pejlinger og nivellementer, som gennem årene er udført på Vestkysten. De længste måleserier er ca. 100 år, mens de yngste er ca. 20 år. På fig. 1 er sammenfattet den på grundlag heraf beregnede fremtidige kystlinietilbagerykning i m pr. år. Jeg skal i det følgende kort redegøre for nogle af årsagerne til disse erosionsforhold.

På Limfjordstangerne fra Flade Sø i nord til Harboøre i syd går nettomaterialvandringen ind mod Thyborøn Kanal. Der aflejres som følge heraf i gennemsnit ca. 700.000 m³ sand pr. år i Nissum Bredning, der altså fungerer som et materialedræn for kysten. Området omkring Harboøre er et materialvandringsnulpunkt, og syd herfor går nettomaterialvandringen mod syd. Umiddelbart syd for hofdegruppen på Harboøre Tange vokser tilbagerykningen (VK) fra ca. 1,1 m på tangen til ca. 2,6 m, hvilket antyder, at materialvandringsnulpunktet formentlig ligger i selve hofdegruppen. I luvsiden af hof-

degruppen fra Fjaltring til Ferring (A-Q og 1-12) af-tager VK næsten til 0, hvilket den vedbliver at være ned til den sydligste del af hofdegruppen. Dette skyl-des, at den sydgående nettomaterialvandring her er ri-gelig til at forsyne hofdegruppen med sand.

I de to sydligste hofdemellemrum er materialetilførs-len til hofderne ikke længere tilstrækkelig, og der viser sig en vis erosion, som syd for hofdegruppen går over i den kraftigste erosion på hele kysten. VK er her i gennemsnit ca. 11 m pr. år over en 3 km lang stræk-ning, og den vedbliver at være høj helt ned til Thors-minde havn. Hovedårsagen til den kraftige erosion er naturligvis hofdegruppens sandopsamlende virkning, men en medvirkende årsag kan også være, at kysten umiddel-bart syd for hofdegruppen består af sandfattig smelte-vandsler, som, når det bliver eroderet, ikke giver no-get væsentligt tilskud til opbygning af et beskyttende revlesystem. Syd for Thorsminde havn gør sandunderskud-det sig fortsat gældende, dels som følge af, at balan-cen endnu ikke er genoprettet efter hofdegruppens sand-opsamling, dels på grund af Thorsminde havns læsideef-fekt.

I området omkring Husby sker der et kraftigt fald i VK, som fortsat holder sig på et efter vestkystforhold lavt niveau helt ned til Hvide Sande havn. Årsagen hertil skal formentlig dels søges i, at der her på grund af den kraftige erosion nordpå er opbygget et mere mod-standsdygtigt kystprofil (revler), men dels også i kystliniens orientering. Som det ses, er kysten drejet lidt mod nord i forhold til kystlinien nord for Husby, hvorved indfaldsvinklen til den dominerende bølgeret-ning, som er mellem V og NV, bliver mindre og netto-materialvandringen dermed også mindre (se afsn. 4). Denne kystlinieform er formentlig opstået som følge af tilstedeværelsen af faste moræne- og glimmerlerlag fra overfladen og til stor dybde i området fra Sønder-

vig til Nr. Lyngvig. Disse lag strækker sig ud i havet og virker formentlig i lighed med Horns Rev som en undersøisk hofde, på hvis luvside der sker en materialeopsamling, hvorved kystliniens orientering ændres, jfr. også området fra Nymindegab til Blåvandshuk. Syd for Nr. Lyngvig ændrer kystlinien igen orientering, hvilket skulle betinge en forøget nettomaterialvandring, men tendensen hertil modvirkes af luvsideeffekten fra Hvide Sande havn.

På læsiden af Hvide Sande havn vokser erosionen hurtigt på grund af sandunderskuddet op til en VK på ca. 3,1 m for efterhånden igen at aftage til 0 ved Nymindegab. Som nævnt ovenfor er området fra Nymindegab til Blåvandshuk et tillejringsområde som følge af luvsideeffekten fra Horns Rev.

3. OVERSLAGSBEREGNING OVER UDGIFTER TIL SIKRING AF VESTKYSTEN.

På grundlag af analysen af de kysthydrauliske forhold m.v. er udarbejdet udgiftsoverslag for en kystsikring på Vestkysten fra Lodbjerg til Nymindegab svarende til forskellige målsætninger. Generelt er udarbejdet overslag svarende til en standsning af kysttilbagerykningen henholdsvis en nedsættelse af kysttilbagerykningen til 2 m pr. år. For visse delområder er endvidere udarbejdet overslag svarende til andre målsætninger.

Formålet med de udførte undersøgelser og beregninger har som nævnt været at forsøge at belyse, hvor stor en nedsættelse af kysterosionen en given økonomisk indsats kunne forventes at medføre. Da der kun findes meget ufuldstændige og unøjagtige metoder til kvantitativt at fastlægge de forskellige kystsikringskonstruktioners evne til at nedsætte erosionen, når de bygges på en bestemt lokalitet, har vi valgt i hovedsagen at basere udgiftsoverslaget på den antagelse, at erosio-

nen på en bestemt kyststrækning kan nedsættes med $A \text{ m}^3/\text{lbm}$ ved at tilføre strækningen $A \text{ m}^3/\text{lbm}$ sand af samme kvalitet (sortering) som det på stedet naturligt forekommende sand. Det forudsættes naturligvis, at indvindingen af sand til erstatning for erosionen ikke foregår i selve kystzonen. Der er herudover stort set kun regnet med anlæg af faste konstruktioner til beskyttelse mod klit-/skrænterosion i højvandssituationer, hvor denne erosion er særlig stærk eller ville medføre fare for oversvømmelse af lavtliggende områder. Udgifterne til anlæg og årlig vedligeholdelse for VK svarende til 0 henholdsvis 2 m pr. år bliver for den pågældende strækning herefter ca. 16 mio og 82 mio, henholdsvis 31 mio og 31 mio kr. I detailprojekteringsfasen vil der, efterhånden som erfaringerne med virkningen af de forskellige konstruktionstyper indhøstes, formentlig blive lagt noget større vægt på anlæg af faste værker, end ovenstående tal viser.

4. ÅRSAGER TIL OG EKSEMPLER PÅ EROSION.

Jeg skal i det følgende behandle de vigtigste generelle årsager til den erosion, som er beskrevet i det foregående, samt anføre nogle eksempler på mere specielle erosionsforløb.

Det kan ved studium af de ændringer af kystprofilerne på forskellige lokaliteter, som finder sted, dels på kort sigt som følge af årstidsvariationerne, og specielt forekomsten af storme, og dels på længere sigt, konstateres, at kystprofilet under påvirkning af bølger vil søge at indstille sig med en form, som forhindrer yderligere erosion. At dette som bekendt ikke altid lykkes, skyldes som regel svigtende sandtilførsel. Såfremt der imidlertid dannes et sådant profil, siges dette at være i ligevægt med bølgepåvirkningen (ligevægtsprofil). Betingelsen for, at der ikke forekommer

yderligere erosion på en kyst, må da ifølge ovennævnte antagelser være, at der altid kan skaffes tilstrækkeligt sand til de profilændringer, som fremprovokeres af den skiftende bølgepåvirkning, herunder påvirkningen under storm, uden at dette sand skal eroderes fra profilets øverste del.

Per Bruun beskrev i 1962 en generel årsag til, at denne ligevægtstilstand kunne bringes ud af balance, nemlig den relative vandspejlsstigning, som forekommer i store dele af verden, herunder i mindre omfang i det meste af Danmark (Gedser: 1,01 mm/år; Fredericia: 1,08 mm/år; Hirtshals: - 0,39 mm/år).

Forklaringen på den eroderende effekt af den relative vandspejlsstigning er, som det fremgår af fig. 2, den, at vanddybden forøges, hvorved større bølger kan nå stranden og erodere. Et ligevægtsprofil svarende til den forøgede vanddybde må teoretisk være det, som findes ved lodret forskydning af det gamle ligevægtsprofil. I praksis må en sådan forskydning af profilet foregå derved, at der eroderes i skrænten, og der derved skaffes materiale til opbygning af det nye profil.

Den vigtigste årsag til erosion på Vestkysten er den langsgående materialvandring, som bevirker, at materiale transporteres fra nogle kystområder, hvorved der sker erosion, til andre, hvorved der sker tillejring. Årsagen til, at nettotransport af materiale på langs ad kysten fremkalder erosion i skrænten, er også i dette tilfælde, at vanddybden forøges, hvorved større bølger kan nå stranden og erodere.

På fig. 3 er vist, hvordan erosion under storm principielt foregår. Under storm vil der foregå bølgebrydning i et bredt bælte langs kysten (eng.: surf-zone) svarende til det bælte, hvori materialvandringen foregår. Under nedbrydning af bølgeenergien i surf-zonen, hvorved bølgehøjden falder, omsættes en del til poten-

tiel energi i form af et stigende vandspejl. Dette opretholdes derved, at der i vandoverfladen foregår indstrømning af vand og ved bunden udstrømning. Den fælles effekt af de brydende bølger, som bringer sandet i suspension, og den udadrettede bundstrøm beforder således den sandtransport, som er nødvendig for at omforme profilet svarende til den ligevægtstilstand, som svarer til stormens påvirkning.

Det er sandsynligt, at der under selve stormen vil ske en nogenlunde jævn fordeling af sandet indefra og udefter i surf-zonen, efterhånden som det eroderes fra den inderste del af profilet, idet brydning som følge af det brede bølgespektrum (uensartede bølger) foregår over hele zonen. Umiddelbart efter stormen, hvor bølgespektret bliver mere koncentreret, vil der formentlig ske en koncentration af materialet i én eller flere revler (jfr. fig. 4) svarende til mere koncentrerede brydningszoner. Samtidig vil formentlig en kraftig langsgående materialvandring sætte ind, idet vinden drejer længere mod NV, og vandstanden falder. Profilet vil således både under og efter stormen samt i de efterfølgende mere eller mindre rolige vejrperioder, hvor der foregår en nettoborttransport af materiale, blive bragt ud af balance. I afsn. 6 behandles nogle konkrete eksempler på stormprofiler.

Det er således af betydning for forklaringen af og eventuelt forudsigelsen af den erosion (skrænterosion) som storme forårsager, at kunne beregne den langsgående materialvandring (Q). Normalt beregnes Q (m^3/s) ved hjælp af formler af formen

$$Q = K_1 \cdot P_{1s}$$

P_{1s} = langsgående energiflux i surf-zonen (N/S).

K_1 = proportionalitetsfaktor. Denne gøres normalt dimensionsløs ved division med størrelsen

$\rho \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) g(1-p)$, som angiver den specifikke vægt af sand under vand i naturlig aflejring.

ρ = vands specifikke masse

ρ_s = sands - - -

p = porøsiteten i naturlig sandaflejring.

Formlen vil derfor kunne skrives som

$$Q \text{ (m}^3/\text{s)} = \frac{K}{\rho \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) g(1-p)} \cdot P_{1s}$$

Den værdi af Q , som kan beregnes af formelen, må opfattes som et udtryk for transportkapaciteten snarere end for den faktiske transport, idet det for beregning af den faktiske transport må forudsættes, at der findes tilstrækkeligt sand, som kan sættes i bevægelse af bølgerne. Dette er f. eks. ikke tilfældet i områder med stærk læsideerosion, idet denne jo netop er et udtryk for, at transportkapaciteten er større end transporten.

I praksis findes P_{1s} ved hjælp af bølgemålinger foretaget uden for surf-zonen i en periode på mindst 5 år. Hvis bølgemålinger kun foreligger for en kortere periode, må målingerne korrigeres for de faktiske vindforhold i måleperioden i forhold til en langtidsvindstatistik. Ved analyse af sammenhørende bølge- og vindobservationer opstilles en frekvenstabel for bølgehøjder fra retninger med pålandsvind, og den materialtransport, som hver enkelt gruppe i frekvenstabellen har givet anledning til, beregnes. Herefter kan ved summation bruttotransporten i hver retning og derved nettotransporten beregnes.

Konstanten K må findes ved måling af sammenhørende værdier af Q og P og den specifikke neddykkede vægt af

sand. Det er klart, at der er stor usikkerhed forbundet med bestemmelsen af denne konstant, hvilket bl.a. fremgår af, at der i tidens løb har været anvendt værdier fra 0,2 til 1,6. Værdier omkring 0,7-0,8 anses dog at være mest sandsynlige.

I forbindelse med den kysttekniske undersøgelse, som af kystinspektoratet blev foretaget ved Skagen, var det muligt ved hjælp af pejlinger og nivellementer at bestemme Q , som det fremgår af fig. 5, og ved hjælp af bølgemålinger at estimere P_{1s} . Den værdi af K , som herved kunne bestemmes, var 0,66. Vi vil ligeledes forsøge at bestemme K ved hjælp af sammenhørende målinger af P_{1s} ved Thyborøn og aflejringer i Nissum Bredning (jfr. afsn. 2), og i samarbejde med DONG og DHI i den udgravning ved Kjærgaard, hvori gasledningen skal føres igennem kystzonen.

Som eksempel på et almindeligt erosionsforløb, hvor profilet stort set rykker indad under bevarelse af sin form, kan nævnes kysten ved Bovbjerg (fig. 6). Det ses, at dybdekurverne i gennemsnit bevæger sig nogenlunde parallelt.

Dette har derimod først de sidste 10-20 år været tilfældet på kysten ved Thyborøn (fig. 7). Her betød bygningen af høfdesystemet i slutningen af forrige århundrede, at erosionen i den inderste del af profilet reduceredes fra ca. 10 m pr. år til ca. 2 m pr. år, men først ca. 50 år efter har den øvrige del af profilet tilpasset sig til denne menneskeskabte indgriben i erosionsforholdene i den inderste del af profilet, og et nyt og stejlere ligevægtsprofil er opstået.

Som eksempel på en sådan menneskeskabt indgriben i materialvandringsforholdene kan nævnes den kraftige erosion, som opstår i læsiden af en konstruktion, som rækker ud i surf-zonen, f. eks. havneværkerne ved Hvide Sande. Det kan her konstateres, at det forhold, at

materialtransportkapaciteten er større end den materialmængde, som er til rådighed for transport, som bl. a. giver sig udslag i forøget erosion, også viser sig ved huller i revlesystemet, som regelmæssigt vandrer i materialvandringens retning. Vandringshastigheden er ca. 500-900 m/år. Revlehullerne ledsages af en skrårevle fra kysten ud til parallelrevlen, hvorpå en kraftig materialvandring fra stranden ud til parallelrevlen foregår. Skrårevlens passage viser sig på stranden ved bugtninger i kystlinien (se fig. 8).

Som eksempel på erosions- og materialvandningsforhold, som påvirkes af tilstedeværelsen af materialdræn, har jeg tidligere nævnt Limfjordstangerne, hvis materialvandring drænes gennem Thyborøn Kanal og ind i Nissum Bredning. Et andet eksempel er dannelsen af Skagens Odde (fig. 9), hvor Skagen Rev, som fungerer som "spydspids" for oddedannelsen, dræner materiale såvel fra Skagerrakkysten som fra den nordlige del af Kattegatkysten.

5. ELEMENTER I KYSTSIKRING.

I det følgende behandles nogle konstruktioner og metoder til sikring mod erosion af kyster med langsgående materialvandring.

En simpel form for kystsikring er at flytte sand indad i profilet ved direkte med maskiner at flytte sommerstrandvolden op til klitfoden eller ved at sætte faskiner nær klitfoden, som vil kunne opfange sand, som fyger på stranden. Det følger af betragtningerne i afsn. 4 vedrørende profilerosion ved storm, at man derved foretager den modsatte flytning i forhold til, hvad der sker under storm. Såfremt denne flytning foretages på en ikke materialvandningskyst, vil den rigtigt udført i princippet være tilstrækkelig til at forhindre erosion i skrænten i forbindelse med højvande, men såfremt

den langsgående materialvandring netto fører materiale bort fra profilet, vil en sådan foranstaltning ikke være tilstrækkelig, men dog gavnlig. Metoden er af kystinspektoratet bl.a. anvendt på Thorsmindetangerne, hvor der om sommeren opbygges en strandvold af betydelig størrelse (ca. 25 m³/lbm).

På ikke materialvandringskyster vil stormerosionen kunne modvirkes eller forhindres ved anlæg af konstruktioner på stranden, f. eks. strandhøfder eller skråningsbeskyttelse eller begge dele, idet disse rigtigt udført og eventuelt i kombination med ovennævnte flytning vil kunne modvirke/forhindre, at der fjernes materiale fra den øverste del af profilet.

På en materialvandringskyst vil det være nødvendigt for at opnå stabilitet på en strækning, at der tilføres strækningen lige så meget sand, som der transporteres bort på langs ad kysten og til dybere vand bort fra surf-zonen. Da det som regel er umuligt ved konstruktive foranstaltninger at forhindre, at der sker et bruttotab fra en strækning eller et profil, vil det være nødvendigt for at kompensere for dette enten at opfange den fra nabostrækningerne kommende langsgående transport eller kunstigt at tilføre profilet sand indvundet uden for surf-zonen, således at nettotabet bliver 0.

Den førstnævnte metode medfører, som det ses ved en kontinuitetsbetragtning, at nabostrækninger nedstrøms for den beskyttede strækning vil få et forøget nettotab. Metoden bør derfor i princippet kun anvendes opstrøms for et materialvandringsdræn. Som eksempler på rigtig anvendelse kan nævnes hovedsystemet på Limfjordstangerne (dræn: Thyborøn Kanal), hovedsystemet på Skagen Oddes Skagerraks side (dræn: Skagen Rev) og bølgebrydersystemet nordøst for Skagen havn (dræn: Skagen Rev og Skagen havn). Som eksempler på forkert anvendelse

kan nævnes adskillige hofdekonstruktioner her og i udlandet. Et oplagt eksempel fra Vestkysten er hofdesystemet fra Bovbjerg til Fjaltring, som har betydet en voldsom læsideerosion på en lang strækning syd herfor (jfr. afsn. 2).

De kystsikringskonstruktioner, som oftest anvendes i forbindelse med ovennævnte metode, er hofder, som strækker sig ud i surf-zonen, og bølgebrydere, som anlægges ude i surf-zonen. For hofdernes vedkommende er det en fordel, at de kan bygges fra land i modsætning til bølgebrydere, mens det er en ulempe, at de formentlig i større eller mindre omfang afbøjer materialestrømmen, så en del materiale ledés ud på dybt vand bort fra surf-zonen. En fordel ved bølgebryderen er, at den nedbryder bølgeenergien og derved skaber mulighed for aflejring, uden at den ændrer strømretningen.

Hvor den med ovennævnte metode følgende læsideerosion ikke kan accepteres, må kystsikring af en strækning i *mindst* muligt omfang gribe ind i den langsgående materialtransport. Som eksempel på et sådant problem kan nævnes kystsikringen af en ca. 1.200 m lang strækning ud for Lønstrup by, som projekteres i kystinspektoret for øjeblikket (fig. 10). Princippet i en sådan sikring må være, at de konstruktioner, som opføres, ikke føres ud i surf-zonen, men holder sig i det strandnære område med det formål at fastholde dette så godt som muligt. Herved vil der i lighed med, hvad tilfældet er for Limfjordstangernes vedkommende, danne sig et nyt og stejlere ligevægtsprofil med en lavere erosionshastighed (jfr. afsn. 4). Det uundgåelige nettotab af materiale bort fra profilet erstattes af materiale indvundet uden for surf-zonen.

I princippet kan man tænke sig at fastholde strandzonen udelukkende ved at tilføre sand til stranden svarende til nettotabet i hele profilet, men dette vil

normalt være en uforholdsmæssig dyr og besværlig metode. Normalt vil anvendelse af lave strandhøfder eller lave bølgebrydere i strandkanten kombineret med en skråningsbeskyttelse være at foretrække for at reducere behovet for sandtilførsel.

6. EKSEMPLER PÅ DESIGNPROBLEMER.

Til slut vil jeg omtale et par typiske designproblemer, som vi arbejder med i forbindelse med den kystsikring, som skal udføres på Vestkysten i de kommende år.

En metode til at fastholde strandområdet på strækninger med smal strand og/eller kraftig erosion vil f. eks. være at anlægge bølgebrydere på lavt vand, at udvide og forhøje stranden og at anlægge en skråningsbeskyttelse (se fig. 11). Inden for visse grænser vil dimensionerne af disse elementer hænge sammen bl.a. som følger:

<u>Bølgebrydere</u>	<u>Strand</u>	<u>Skråningsbeskyttelse</u>
Højere topkote	Mindre vedligeholdelse	Lavere
Bredere	-	-
Mindre mellemrum	-	-
Større vanddybde	Bredere	-

Det forekommer nærliggende at forsøge at minimere de totale omkostninger til anlægget, f. eks. udtrykt som anlægsudgifter + kapitaliserede vedligeholdelsesudgifter for strand og konstruktioner. Hvordan en sådan konfiguration skal se ud, for at udgifterne bliver minimum, afhænger bl.a. af de lokale forhold, såsom bølgeklime, kyst- og strandprofil og materialvandringsforhold. Vi har forsøgt bl.a. ved Lønstrup at udføre disse beregninger. Vi har som et første forsøg som forudsætning antaget, at der er proportionalitet mellem normalkompo-

santen af bølgeenergifluxen og erosionen på stranden, og at erosionen inden for bølgebryderne derfor reduceres i samme forhold som denne normalkomponent. Resultatet bliver (se fig. 12) en bølgebryder på ca. 0,5 m vand og med topkote i ca. + 1 samt en skråningsbeskyttelse til kote ca. + 4,50. Vi er dog opmærksomme på en del mangler ved metoden, så resultaterne må tages med forbehold.

Et andet problem, som er væsentligt for os, er, hvor stor kliterosionen under storm vil være. Dette har stor betydning på de ret lange strækninger, især på Limfjords-, Thorsminde- og Holmslandtangerne, hvor klitpartier beskytter lavtliggende områder mod oversvømmelse.

For at opnå et erfaringsgrundlag for at kunne behandle dette problem, er vi begyndt at opmåle strand- og klitprofiler på en række strækninger umiddelbart efter en storm. Det var naturligvis ønskeligt også at kunne udføre en pejling af selve kystprofilerne, men dette er på grund af bølgeuro normalt ikke muligt. Vi vil ligeledes forsøge i fremtiden at gennemføre en mere nøjagtig fastlæggelse af max. vandstanden på de enkelte kyststrækninger under storm.

Som eksempler på de endnu ikke færdigbearbejdede resultater fra stormen den 24.11.1981 er medtaget de på fig. 13, fig. 14 og fig. 15 viste profiler. Ligevægtsprofilen er et gennemsnitsprofil af nogle ret ensartede profiler på strækningen, hvor der ikke har været nogen væsentlig kliterosion. Det sammenlignes med de øvrige stormprofiler ved parallelforskydning i vandret retning til bedst mulig dækning.

Som foreløbige resultater af analyserne kan nævnes:

1. Der kan ikke for det enkelte profil opstilles en balance mellem materiale eroderet i den øverste del af profilet og materiale aflejret i den nederste del.

2. Der kan formentlig over en længere strækning opstilles en sådan balance.
3. Erosionen i et klitparti må beregnes ud fra den antagelse, at der over en vis strækning er balance i eroderet og aflejret materiale, og at klitfoden over denne strækning har et jævnt forløb.

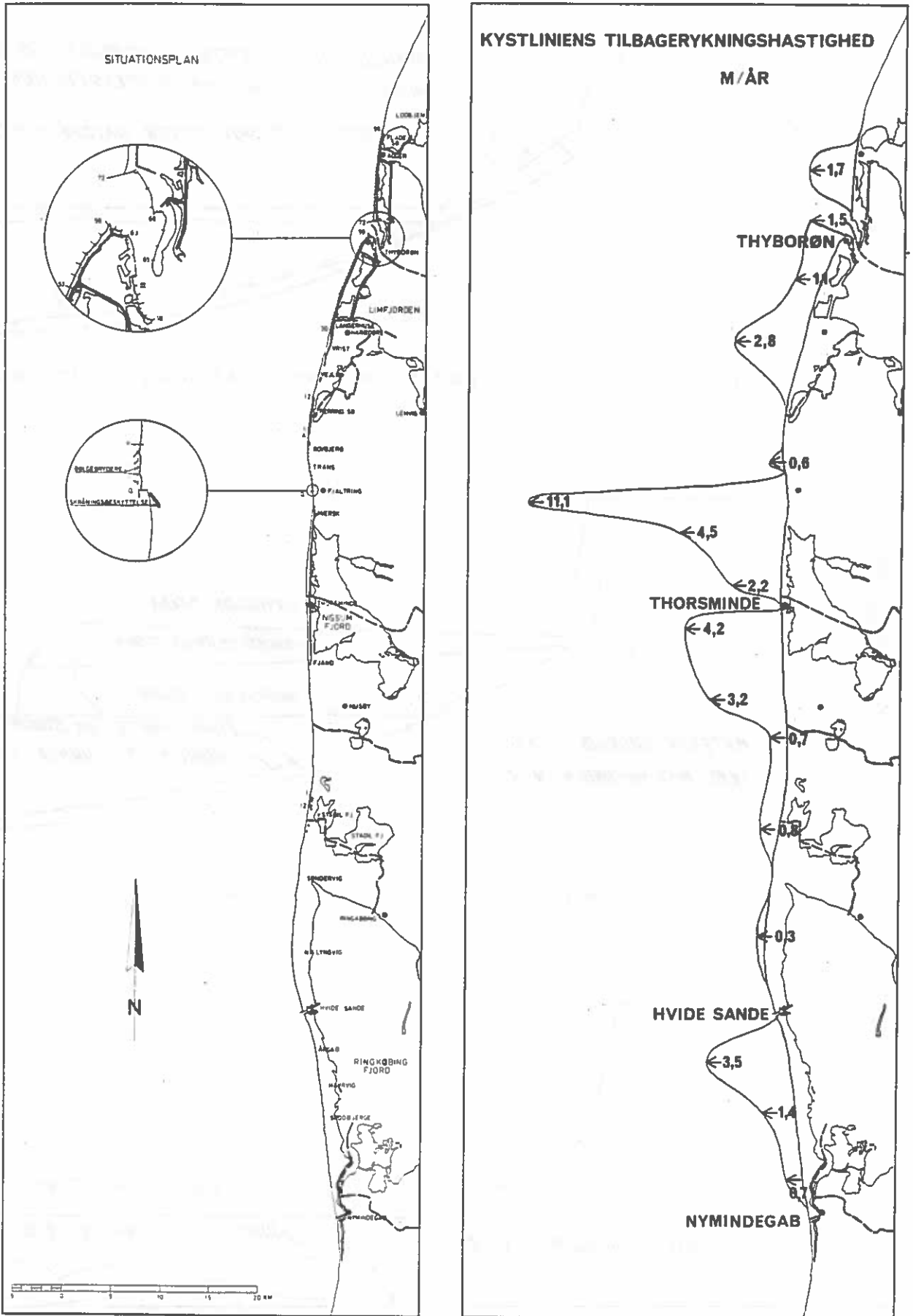


Fig. 1. Kystliniens tilbagerkningshastighed.

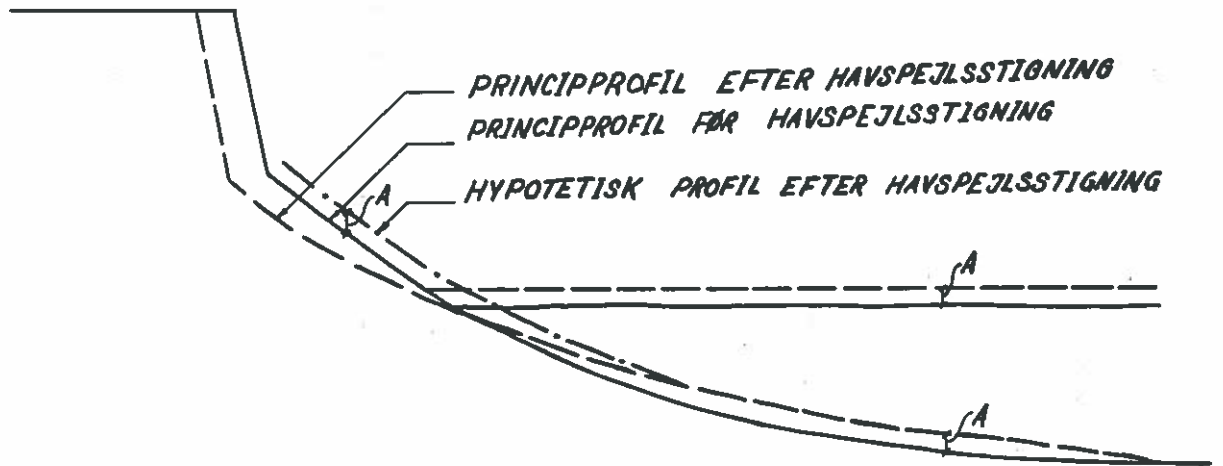


Fig 2. Erosion på grund af havspejlsstigning, principskitse.

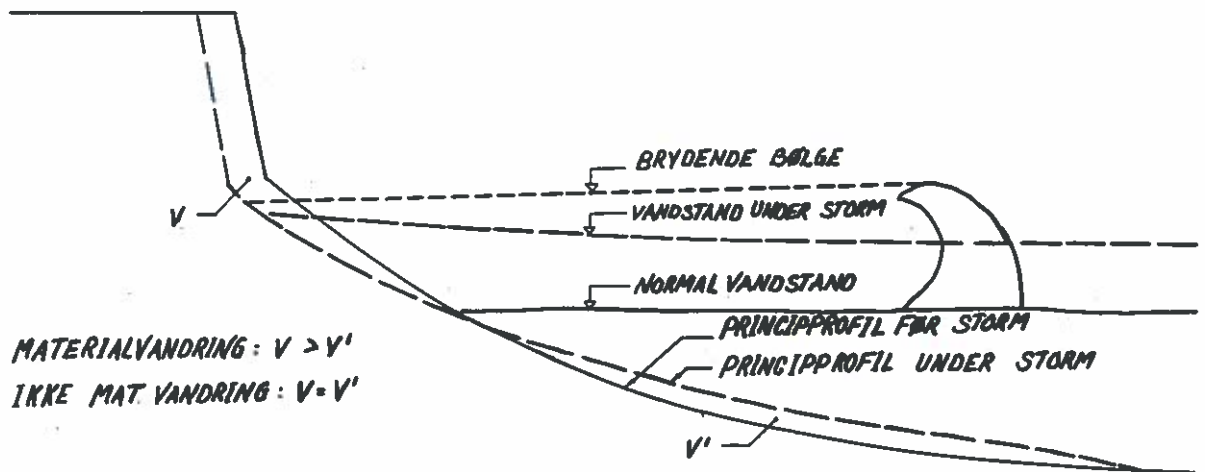


Fig. 3. Erosion under storm, principskitse.

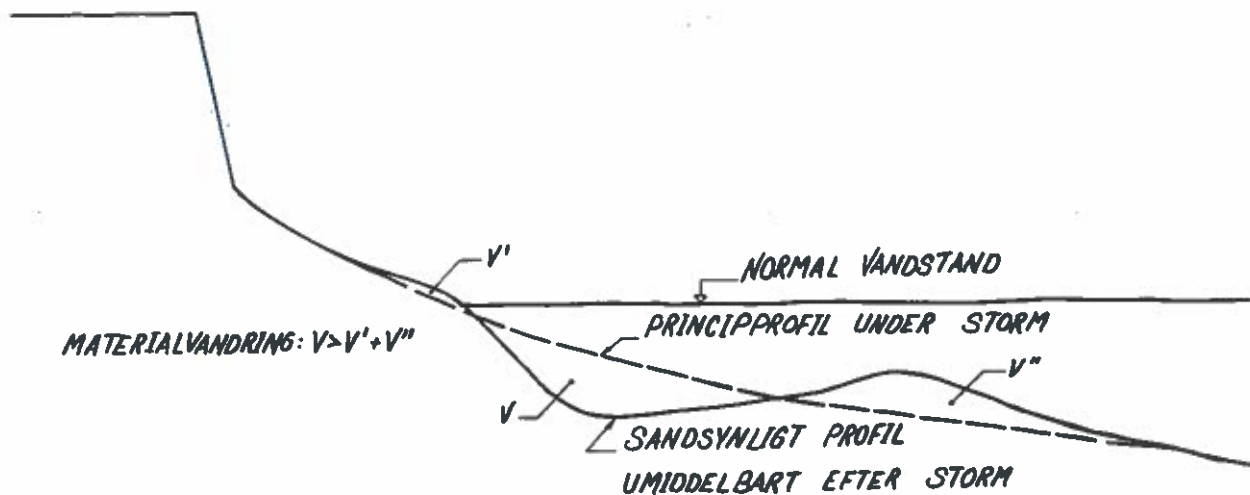


Fig. 4. Profilændring efter storm, principskitse.

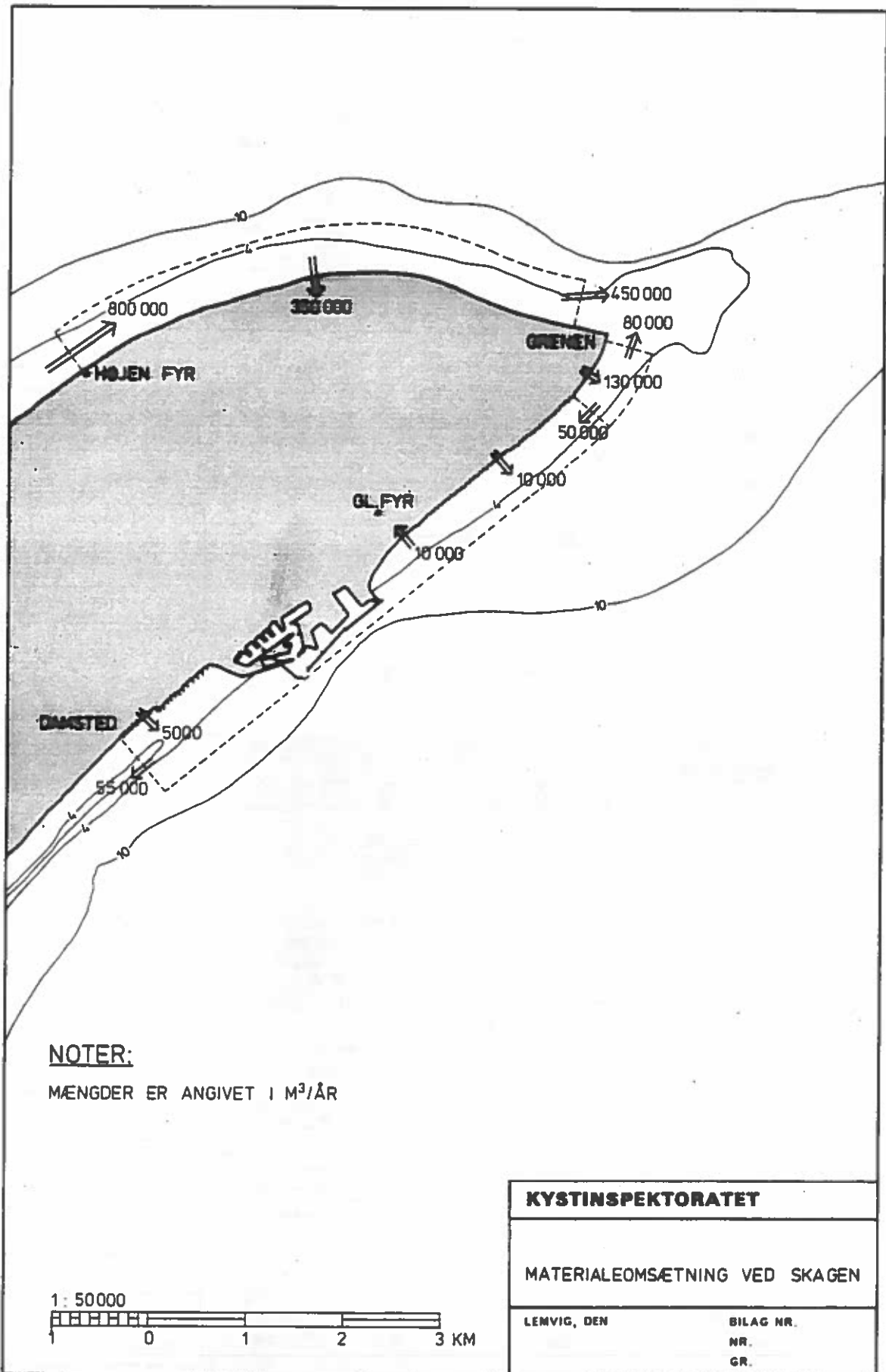


Fig. 5. Materialvandringsforhold ved Skagen.

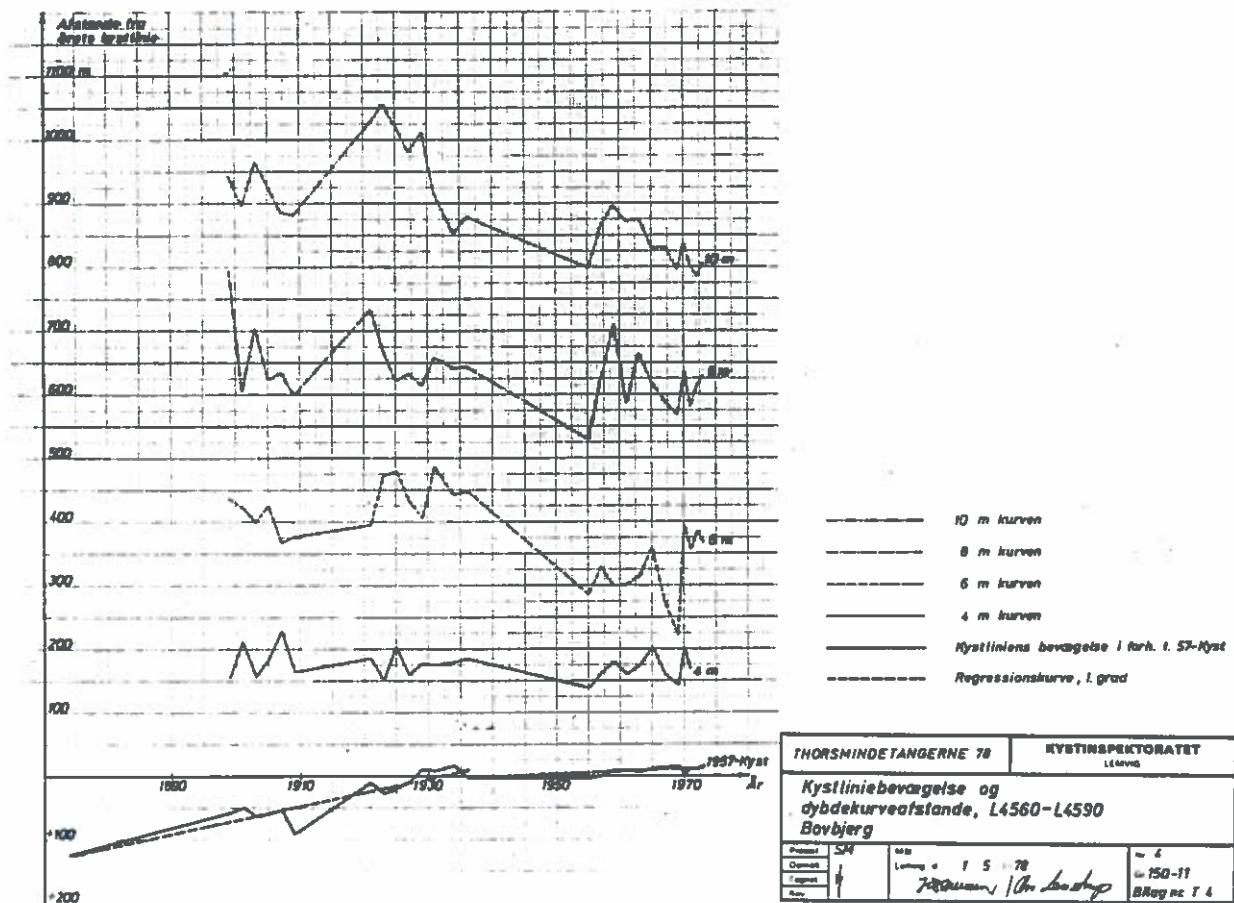


Fig. 6. Dybdekurver Bovbjerg.

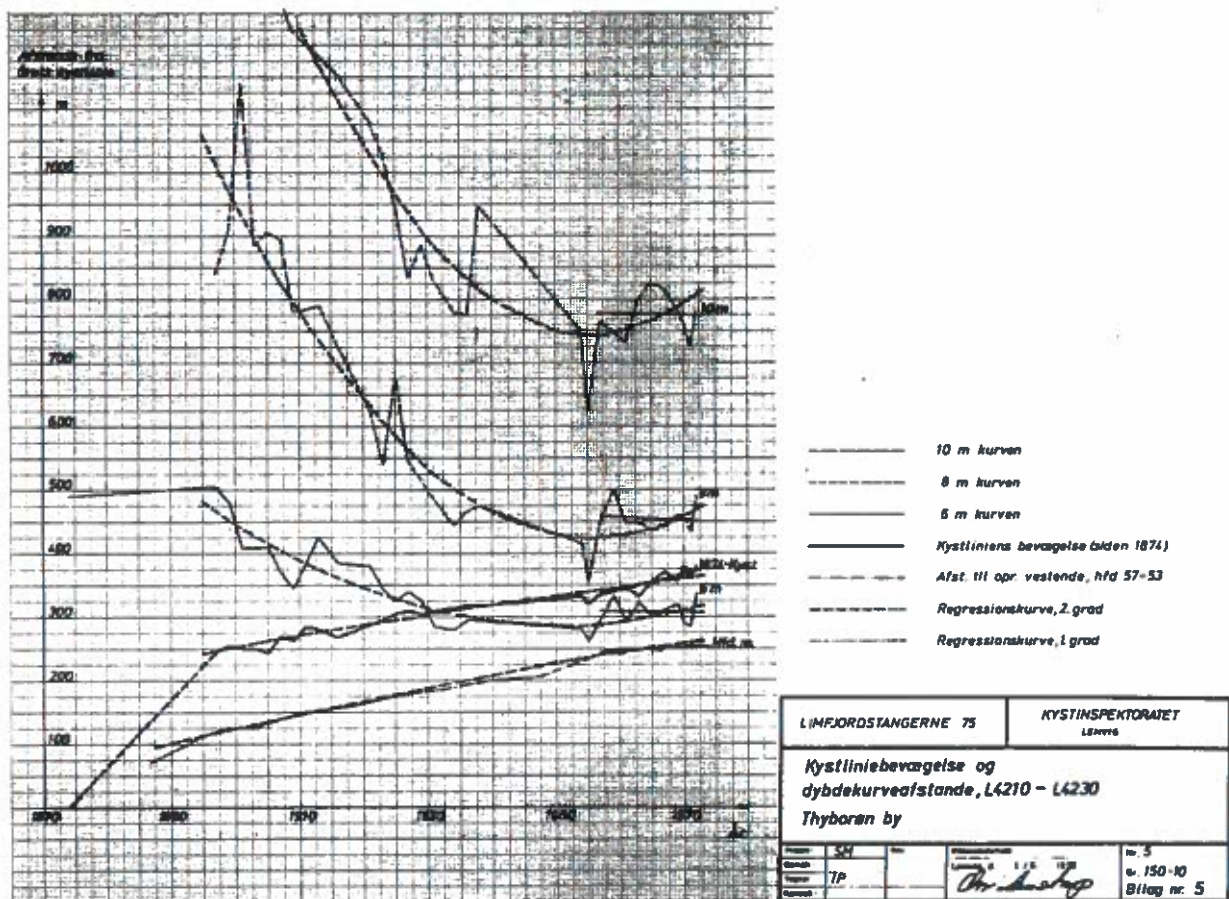


Fig. 7. Dybdekurver Thyborøn.

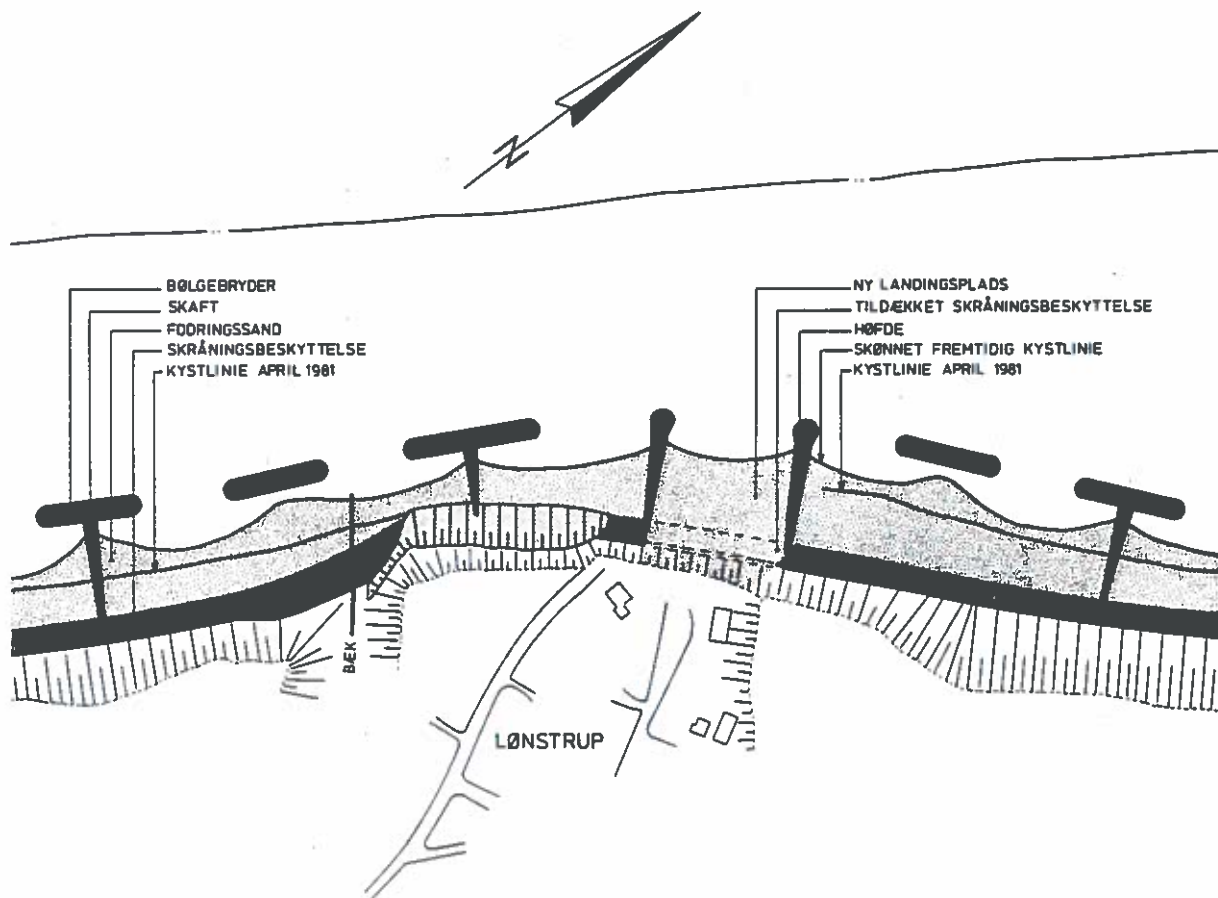


Fig. 10. Udsnit af kystsikring ved Lønstrup.

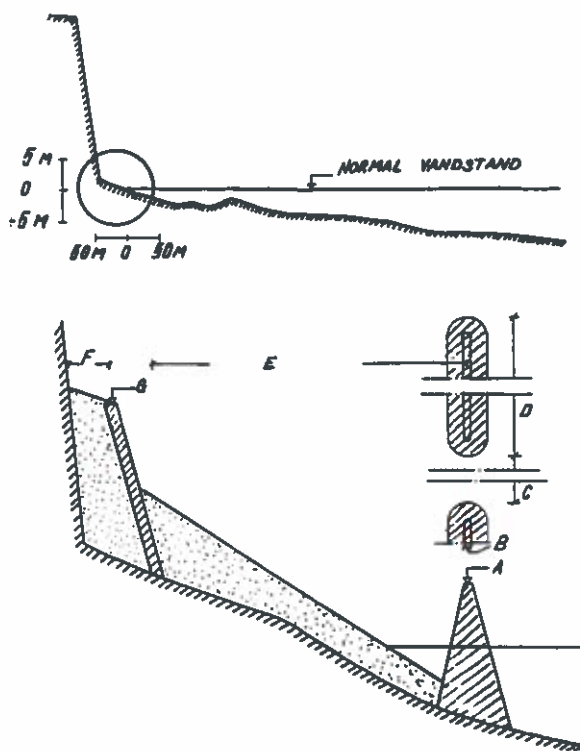


Fig. 11. Principskitse for design af bølgebrydere og skråningsbeskyttelse.

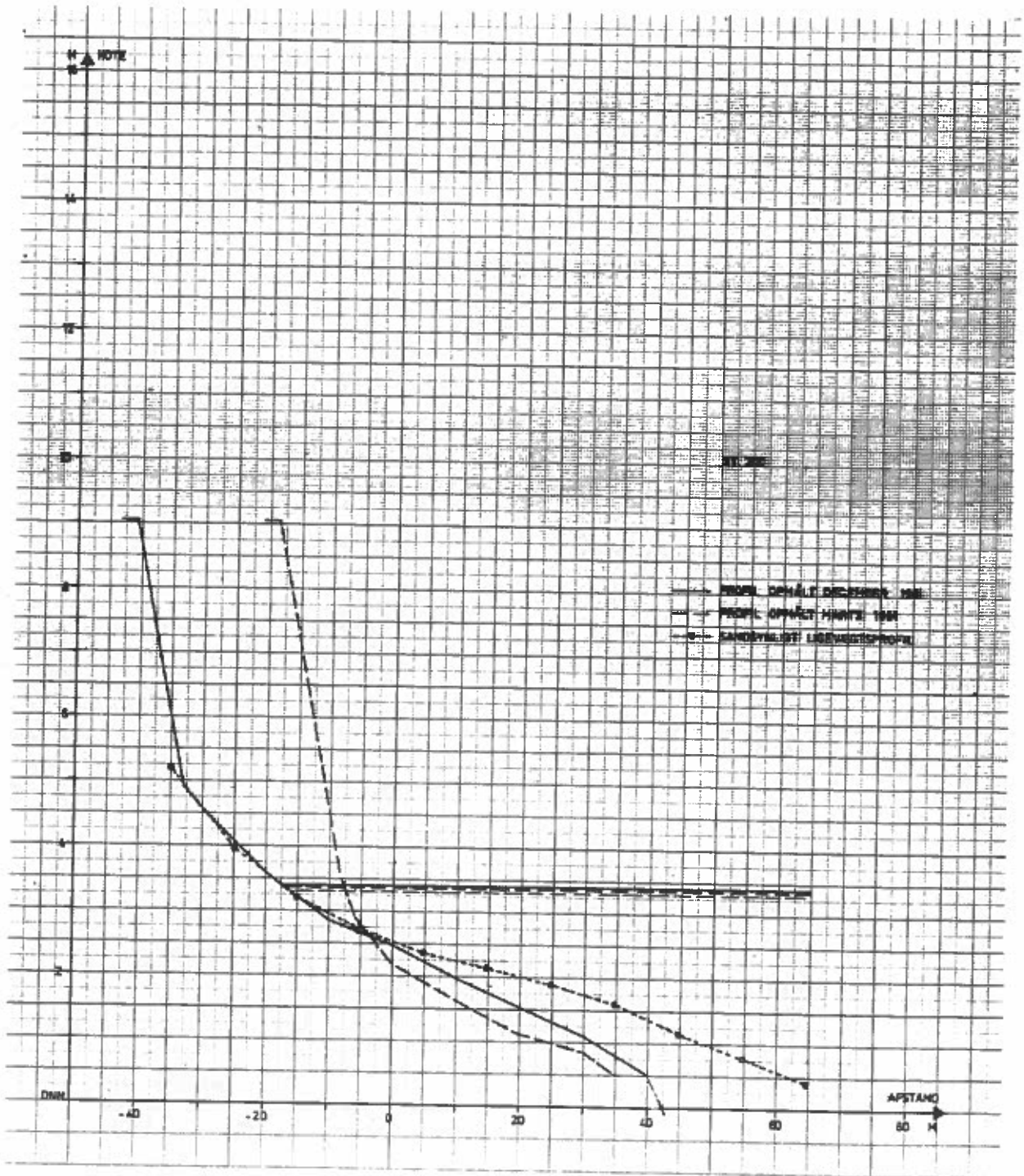


Fig. 13. Profil 200, Bækbygård.

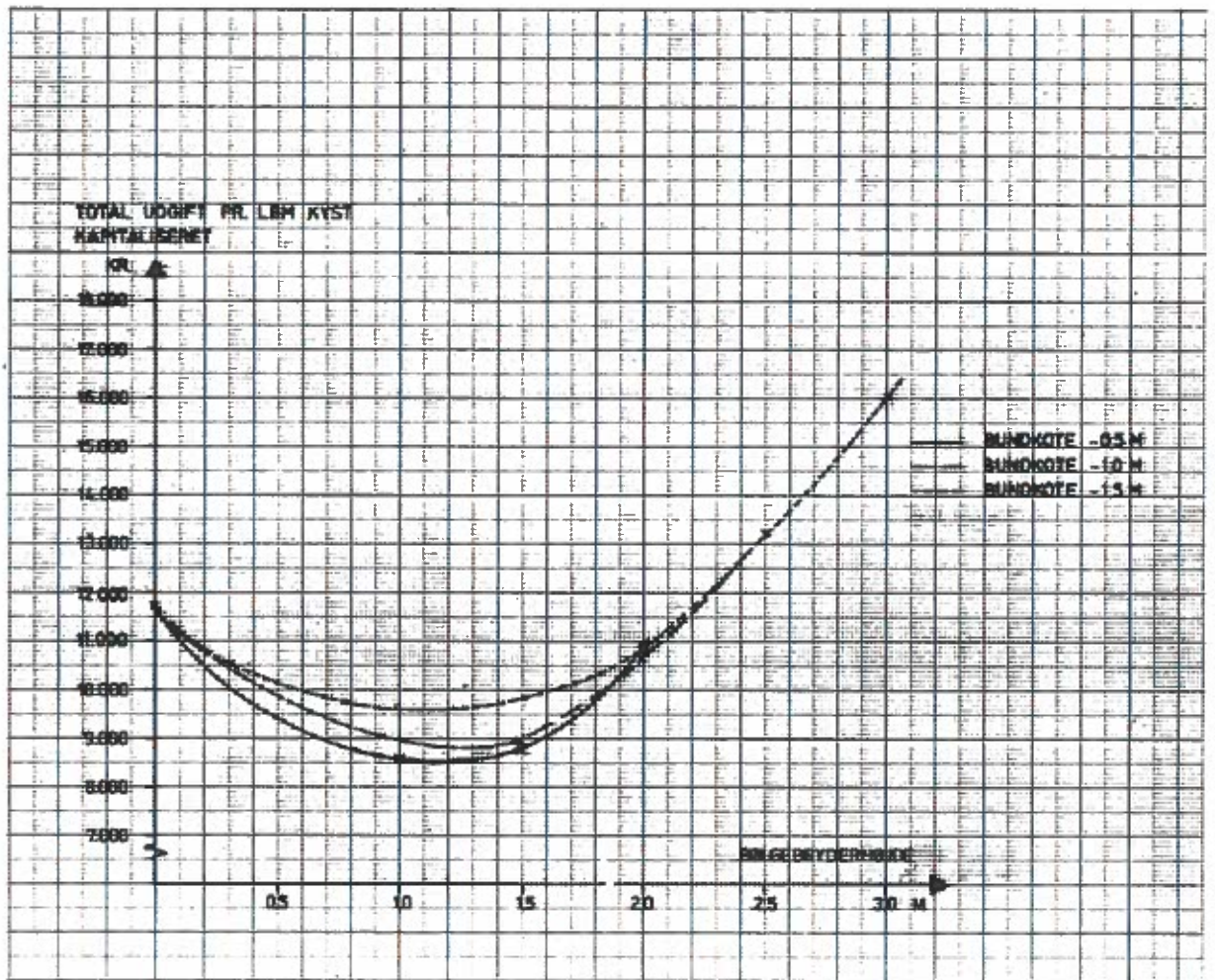


Fig. 12. Eksempler på designkurver for bølgebrydere.

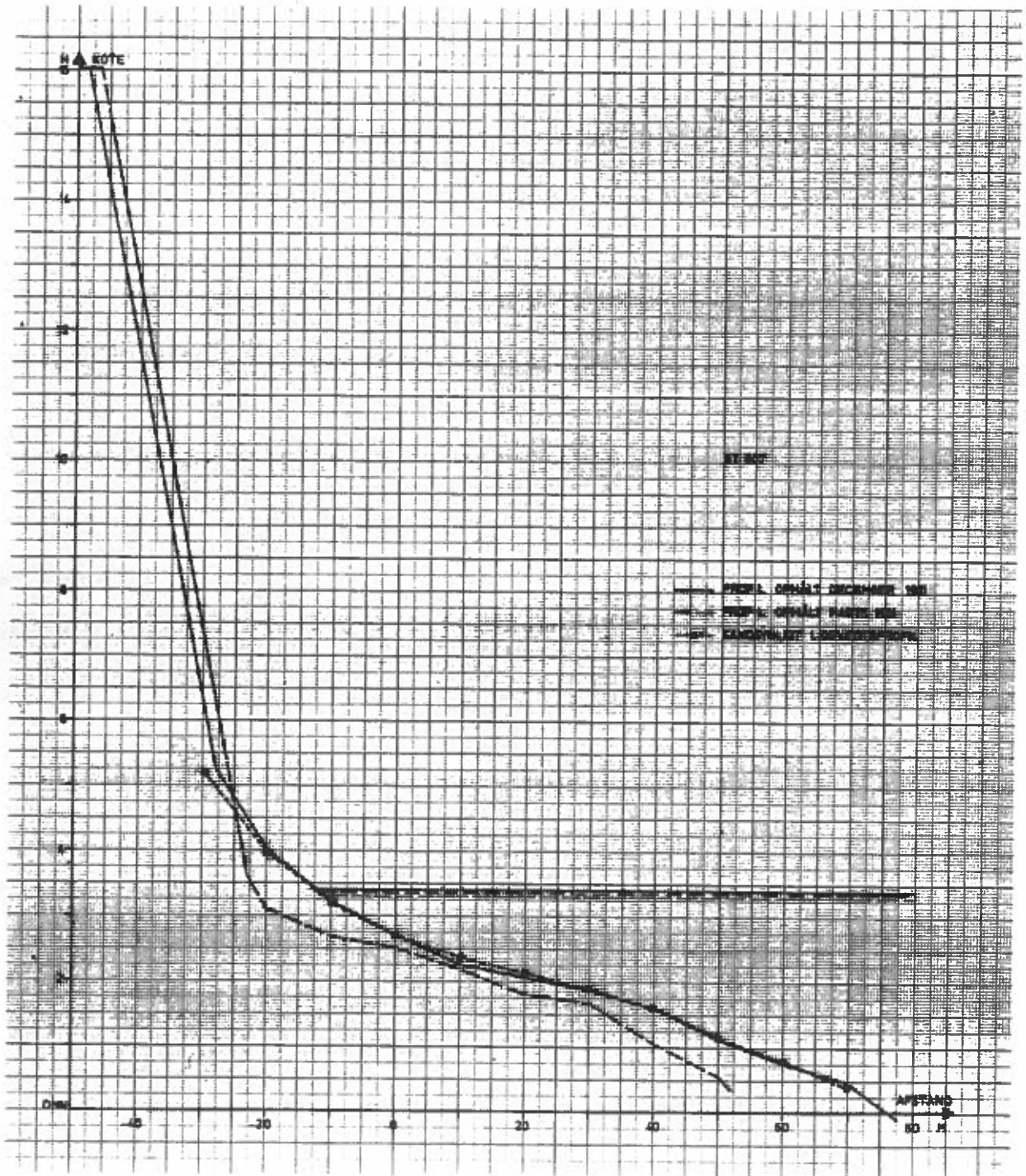


Fig. 14. Profil 607, Bækbygård.

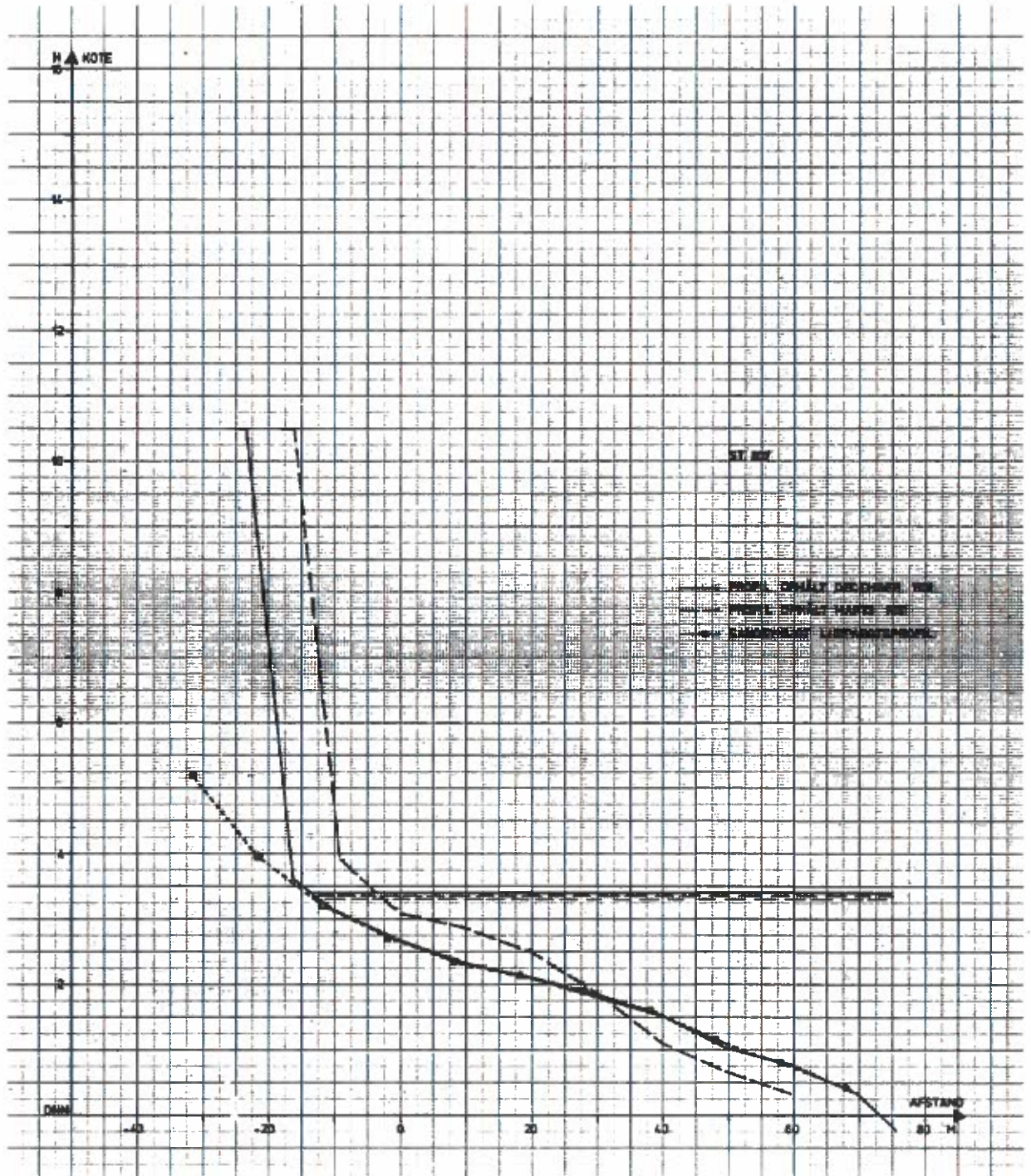


Fig. 15. Profil 807, Bækbygård.

Litteraturliste.

Bruno, R.O., Dean, R.G., Gable, C.G.: "Longshore Transport Evaluations at a Detached Breakwater", 17. CEC, 1980.

Bruun, P.: "The History and Philosophy of Coastal Protection", 13. CEC, 1972.

"Holmsland Klit 80", Kystinspektoratet, juni 1980.

"Limfjordstangerne 75", Kystinspektoratet, sept. 1975.

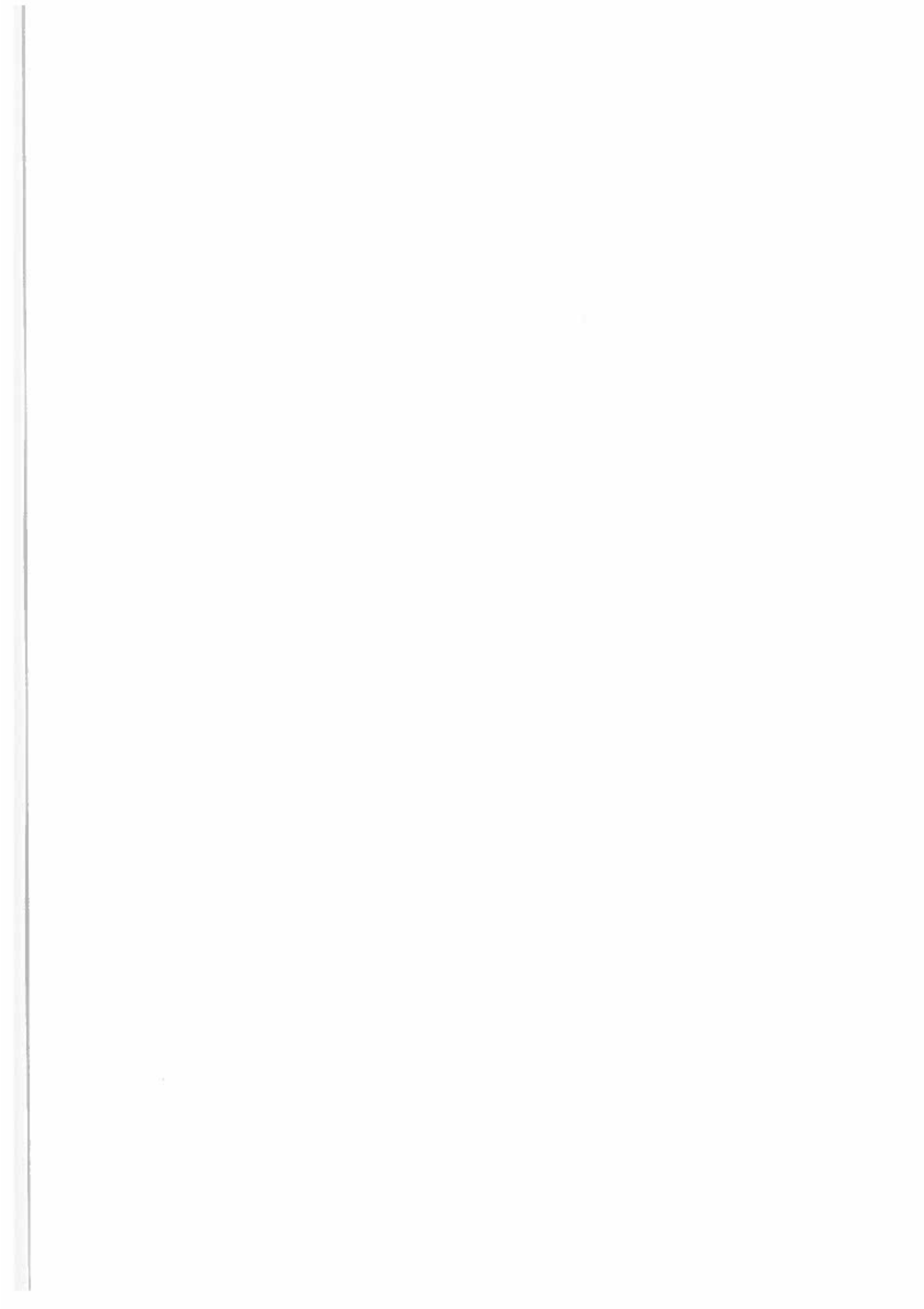
"Lønstrup 81", Kystinspektoratet, dec. 1981.

"Proceedings of a Workshop on Coastal Sediment Transport", University of Delaware, Dec. 1978.

"Skagen 81", Kystinspektoratet, sept. 1981.

"Thorsmindetangerne 78", Kystinspektoratet, juli 1978.

Van der Graaff, J.: "Dune Erosion During a Storm surge", Coastal Engineering, Vol. 1, No 2, Aug. 1977.



**KYSTBESKYTTELSE
FRA SKAGEN TIL GEDSER**

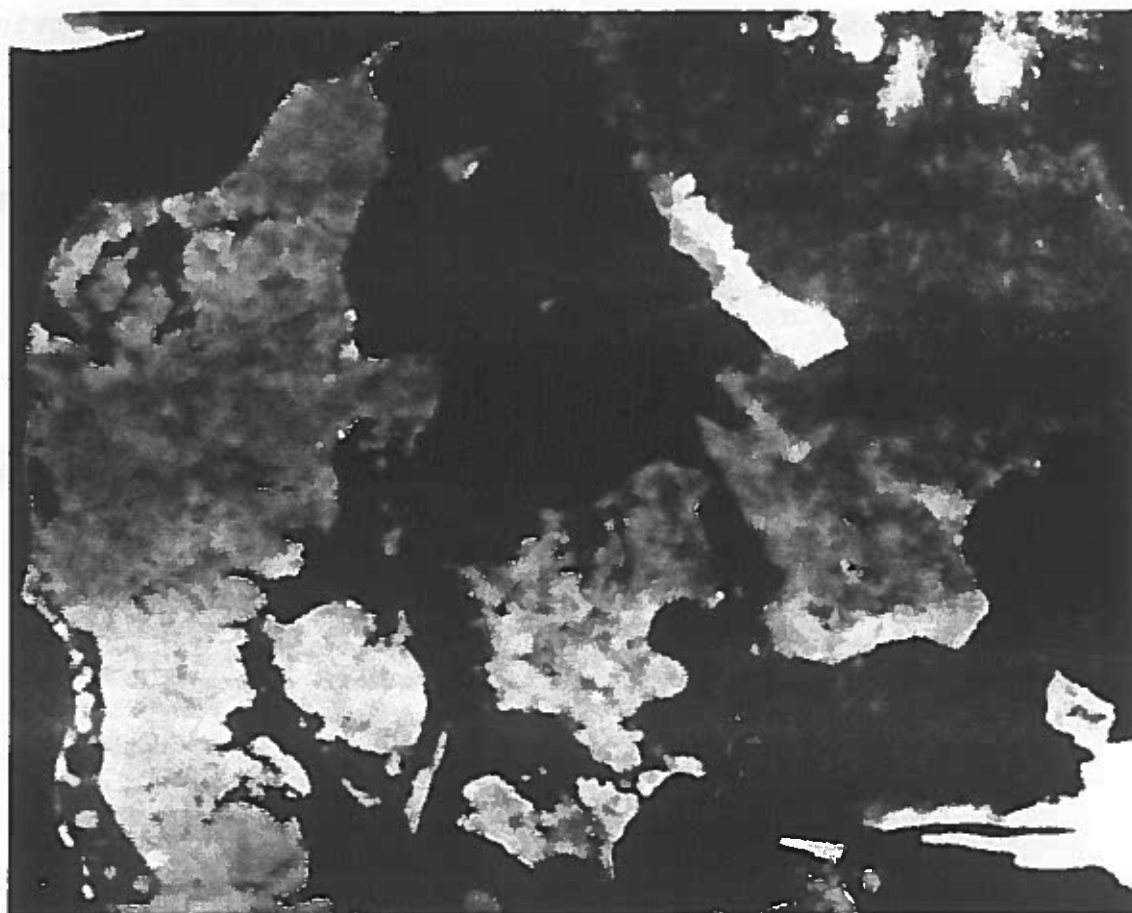
Udarbejdet af
Dansk Hydraulisk Institut
Redaktion : Per Roed Jakobsen



dansk hydraulisk institut

tilknyttet ATV

KYSTBESKYTTELSE SKAGEN — GEDSER



TEKNOLOGIRÅDET 1983

KYSTBESKYTTELSE SKAGEN TIL GEDSER

PRODUCERET AF DANSK HYDRAULISK INSTITUT
MED STØTTE FRA TEKNOLOGIRÅDET.

REDAKTION:

Per Roed Jakobsen

MANUSKRIFT:

- Per Roed Jakobsen, DHI
- Gregers Larnæs (5), DHI/LICCONSULT
- Niels Nielsen (2.3) Universitetslektor
Geomorfologisk Laboratorium
Geografisk Institut
Københavns Universitet.
- H.B. Sørensen (6), Direktør, Kystinspektoratet, Lemvig
- Erik Kristensen, Journalist

DISTRIBUTION:

- DANSK HYDRAULISK INSTITUT og VANDBYGNINGSTEKNISK SELSKAB

FORSIDE:

- Satellitfoto af Danmark
- Bølgebryderen ved Tisvildeleje.

LUFTFOTOGRAFIER:

Udsnit af flyvefoto, hvortil GEODÆTISK INSTITUT har ophavsret,
er gengivet med instituttets tilladelse A 433/83.

Vandbygningsteknisk Selskab

Denne udgave af 'Kystbeskyttelse fra Skagen til Gedser' er henvendt til offentligheden; de mange, der er bekymrede over udviklingen på deres kyst, og som overvejer at sætte noget i gang.

Som sådan kan den forhåbentlig også være af værdi for de ingeniører, der arbejder med disse vanskelige problemer.

Ved påbegyndelsen af en kystopgave må kystingeniøren konstatere en udtalt mangel på nødvendige data. Det er derfor vigtigt, at klienten bibringes forståelse for disses nødvendighed, ikke mindst da oplysninger for længere tidsrum er væsentlige.

Ingeniørens tekniske opgave begynder derfor med en opklaringsfase, i hvilken klienten spiller en afgørende rolle. Selv om der i princippet ikke er noget nyt heri, bliver opgaven allivevel anderledes, fordi kystforholdene er dynamiske.

DHI NOVEMBER 1983

Per Roed Jakobsen

<u>INDHOLD</u>	<u>SIDE</u>
1: Derfor denne information	1
2: Den naturlige kystudvikling	4
3: Kysttyper	20
4: Din egen kyst	26
5: Kystbeskyttelsesplanlægning	38
6: Love og bestemmelser	61
7: Hvordan går vi til værks	68

Kapitel 1: Derfor denne information

Den danske kyst er 7.400 km lang. Men den er aldrig den samme fra år til år, hverken i længde eller udseeende. Vejr, hav og mennesker skaber ændringer hele tiden.

I denne publikation fortælles om, hvorfor kysten ser ud, som den gør, hvordan man ved at læse kystændringer i fortiden kan "se" og "spå" om fremtidsudviklingen, hvordan udsatte kyster kan sikres med forskellige konstruktioner, og hvilke love, der gælder for kysterne og kystbeskyttelsen.

Formålet er at skabe en bedre forståelse for, hvordan man arbejder med naturen for at få den kyst, man gerne vil have - og for at hindre/eller forsinke en kysts nedbrydning.

Der er nemlig ikke alene et spørgsmål om at sikre og beskytte, men i ligeså høj grad at pleje og udvikle.

I tilgift kan man så samtidigt lære sin kyst bedre at kende og derved få en særlig naturoplevelse.

Det kunne være det der i dag kaldes "aktiv ferie".

Baggrunden er, at en stor del af den kystbeskyttelse, der er udført langs de indre danske kyster, ikke er god. Der er brugt mange penge og mange kræfter på kystbeskyttelses anlæg, der ofte ikke fungerer efter hensigten og undertiden er direkte skadelige og tilmed skæmmer kysten. Gennem årene er set mange forkert dimensionerede anlæg. I de grelleste tilfælde er de blot udført med murbrokker, kloakrør og lignende, som er stablet sammen mere eller mindre tilfældigt. Den slags anlæg opfyl-

der ikke deres formål, og de misklæder både strand og kyst.

I det følgende påpeges, at det er nødvendigt at have et nøje kendskab til de lokale kystforhold for at kunne afgøre, om der skal gøres noget i i givet fald hvad, for der er som regel valgmuligheder:

- 1) Man kan lade stå til. Det er ofte den mest kystvenlige løsning, men giver ikke altid den beskyttelse af kysten, man ønsker på det pågældende sted, eller
- 2) Man kan gribe ind - bedst med professionel assistance. Skal man det, vil det ofte billiggøre assistancen betydeligt, hvis der i forvejen er indsamlet viden om kystens udvikling og forhold.

For de, som selv ønsker - og tør - gå i gang med en egentlig kystbeskyttelse, vises også eksempler på simple konstruktioner, der kan bruges ved løsning af begrænsede problemer. Der fortælleres også, hvilke myndigheder, man skal henvende sig til.

Kun forholdene i de indre danske farvande - syd og øst for Skagen - behandles, idet beskyttelsen af Jyllands vestkyst ofte sker i statsregi, og præsenterer specielle problemer.

Denne publikation henvender sig først og fremmest til grundejere, grundejerforeninger, kommuner, amter, rådgivende ingeniørfirmaer og entreprenører, samt andre, der interesserer sig for og har at gøre med kystbeskyttelse og kystpleje.

Presset på de danske kyster vokser. Der er stadig betydelige erhvervsinteresser knyttet til strand- og kystområderne, men det er først og fremmest brugen af kysten til rekreative formål, der tager til. Feriehuse og fritidshuse beslaglægger allerede store dele af de bedste kystområder, og den voksende bilpark gør det muligt for stadig flere mennesker at benytte strandene.



Danmarks kystændringer gennem de sidste 200 år.

(Vestkysten har vi ikke taget med)

- + Kyster under fremrykning
- ⊕ Aflejringer ved havne
- Δ Kystlinier under tilbagerykning

må tages med
 forbehold for
 lokale forhold

Kilde J.F. Bird

Kapitel 2: Den naturlige kystudvikling

Forstås kystens tilblivelse og udvikling ikke, kan kystbeskyttelser heller ikke planlægges på fornuftig vis.

Det væsentlige er at arbejde med naturen.

I det følgende beskrives sammenhængen mellem de påvirkninger kysten udsættes for og dens evne til at svare igen - dens modstandsdygtighed.

Langtidsudviklingen af den danske kyst er præget af istidens forhold og de vandstandsændringer, der er sket siden.

På kort sigt er kystudviklingen præget af samspillet mellem et steds geologi og havets påvirkninger.

Vor arv fra istiden

Grænsen mellem hav og land har siden istiden ændret sig flere gange, og det har haft afgørende indflydelse på udformningen af kystlinieforløbet i de indre danske farvande.

I takt med at isen smeltede, blev store dele af de nordlige Jylland overskyldt af havet, men andre forhold satte modsatrettet ind. Da isen smeltede, steg vandstanden, men samtidig blev landjorden befriet for en vældig vægt, og landoverfladen hævede sig.

I stenalderen - for 6-7000 år siden - steg havenes vandstand hurtigere end landet hævede sig, og udstrakte kystområder blev oversvømmede. I tiden efter stenalderen ophørte havstigningen, mens landstigningen fortsatte, og tidligere havdækkede områder blev tørt land.

Imidlertid hævede landet sig ikke lige meget indenfor det danske område.

Langs en line fra Nissum Fjord til Nordfalster er der ikke sket nogen relativ vandstandsændring siden stenalderen. Danmark "vipper" faktisk om denne linie. (linie 0 i figur 2.1).

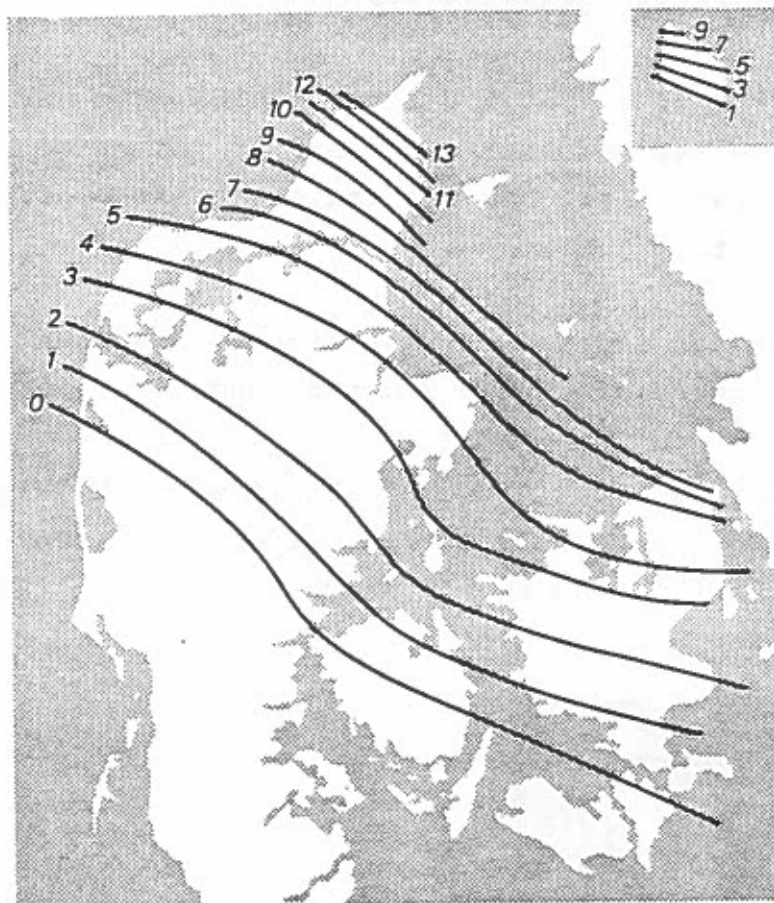


Fig. 2.1

Fig. 2.1 Relativ landhævning (i meter) siden stenalderen. Syd for linien 0 "synker" landet tilsvarende. Kortet er udarbejdet af Ellen Louise Mertz. Når der ikke er tegnet linier for det sydlige Danmark, skyldes det, at de tidligere

kystlinier nu ligger under vand og er vanskelige at identificere.

Nord for linien har landet hævet sig kraftigt i forhold til havstigningen. Hævningen kulminerer ved Frederikshavn, og i hele området findes hyppigt en forholdsvis jævn kystlinie, formet i den hævede stenalderhævbund.

Et karakteristisk træk er tidligere, nu tilgroede kystklinter, der ligger et stykke inde i landet bag en bræmme af hævet havbund.

Bor man i disse områder er det spændende at forsøge at finde de karakteristiske landskabstræk.

Sydligere er sket en relativ landsænkning, der har medført dannelsen af oversvømmede morænelandskaber med mange øer, grunde og bugtede kystlinier, som det kan ses i det Sydfynske Øhav og Smålandsfarvandet.

I øvrigt kan man i disse områder finde mange stenalderbopladser på havbunden, ofte på 2-3 meter vand.

Det er sandsynligvis vigtigt at konstatere, at "Vippelinien" i dag er rykket mod nord fig. 2.2, idet dette kan være en af årsagerne til, at der nu sker nedbrydning på kyster der før var i ro.



Fig. 2.2 Linier der viser den nutidige relative landhævning i Skandinavien. Tallene angiver mm/år.

Bølgerne er afgørende

Mest afgørende for kystens udformning i dag er bølgepåvirkningen.

Man kunne tro, at havstrømme også ville have væsentlig betydning, men det har de kun i sjældne tilfælde, fordi bølgerne, når de brydes, danner en strøm langs kysten, hvis hastighed normalt er væsentlig større end havstrømmenes. Undtagelser findes dog ved farvandsindsnævninger, hvor bølgepåvirkning og havstrømme virker sammen, f.eks. ved Helsingør og Hals Barre.

Bølgerne dannes ved vindens påvirkning af havoverfladen. De begynder som krusninger og vokser med tiltagende vindstyrke til uregelmæssige bølgetog, til tider sammensat af bølger fra flere retninger.

Når stormen dør hen, bliver bølgerne mere regelmæssige og ensartede og kaldes så dønninger.

Når bølgerne begynder at tage bunden - det sker for store bølgers vedkommende på 6-10 meters vanddybde - ændres vandpartiklerne i deres bevægelse. Fra at vandre i en cirkelbevægelse, når bølgen bevæger sig frit fremad, vil de ved bunden bevæge sig frem og tilbage. Og efterhånden som bølgen kommer på mindre og mindre dybde bliver den stejlere og mere ustabil og til sidst bryder den. Herved rodes materiale op fra bunden og føres langs kysten af bølgestrømmen. De principielle ændringer i bølgenes forhold, når de nærmer sig kysten, er vist i Fig. 2.3. Jo større bølger, jo større påvirkning af havbunden og jo kraftigere bølgestrøm.

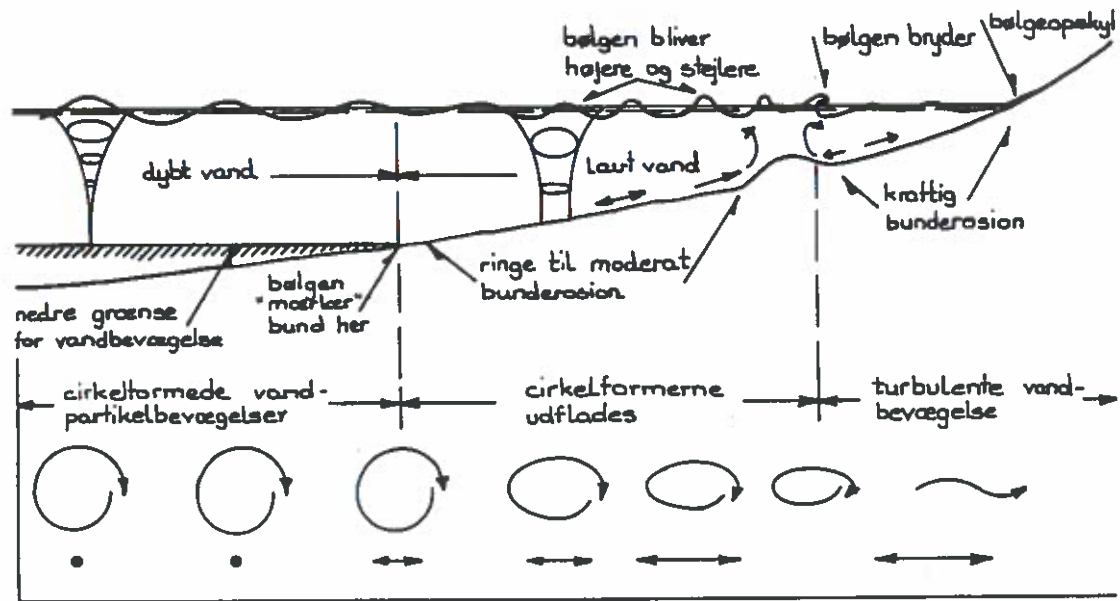


Fig. 2.3 Bølgens ændring på vej mod kysten, samt vandbevægelsens påvirkning af havbunden. Bemærk, at vandpartikelbanen er åben, dvs. at en partikel føres et lille stykke foran for hver bølge = vandmassetransport.

Storm og kystpåvirkning

Vel kan den daglige bølgepåvirkning gnave i kysten, men på de indre kyster er det især nedbrydningen under storm - specielt ved pålandsstorm og højvande - der er afgørende.

For det er når bølgerne når op i klinten eller klitterne at det rigtigt går galt.

Der er imidlertid betydelige forskelle på konsekvenserne for de forskellige områder i Danmark.

Vindforholdene for storme i Danmark er i hovedsagen bestemt af lavtrykkenes passage fra vest mod øst. Hyppigt passerer fronterne nord om Danmark, hvilket betyder, at vindretningen under en storm drejer fra sydvest over vest til nord, hvorefter vinden løjer af.

Når disse typiske stormsituationer bliver af længere varighed, presser vestenvindene vand fra Nordsøen ind i Kattegat og giver højvande, samtidig med at der sker en vandophobning i den Botniske Bugt. Tilsvarende opstår lavvande i den vestlige Østersø.

Når lavtrykkene passerer, drejer vinden som nævnt i nord, og vandet i den Botniske Bugt skulper tilbage og giver højvande i Østersøens vestlige del.

Langs østersøkysterne vil der altså være lavvande, når vestenstormen er på sit højeste.

De ekstreme vandstandsvariationer er i Kattegat og Østersøen af størrelse ± 1 til 2 m, og i 1872 forekom ekstraordinært højvande i Østersøen op til +3 m.

Desværre gælder der ikke blot disse simple regler for høj og lavvande. Begge dele kan forekomme i andre situationer og ved langt de fleste kyster. Men hyppigheden veksler og er med til at skabe forskellige kysttyper og give forskellige forudsætninger for kystbeskyttelsesplanlægning.



Magsvejr



Pålandsstorm og højvande. Vest for Gilleleje Havn.

Fig. 2.4 Gilleleje Havn i magsvejr og ved højvande under storm.
Bemærk, hvor udsatte konstruktionerne er under storm.

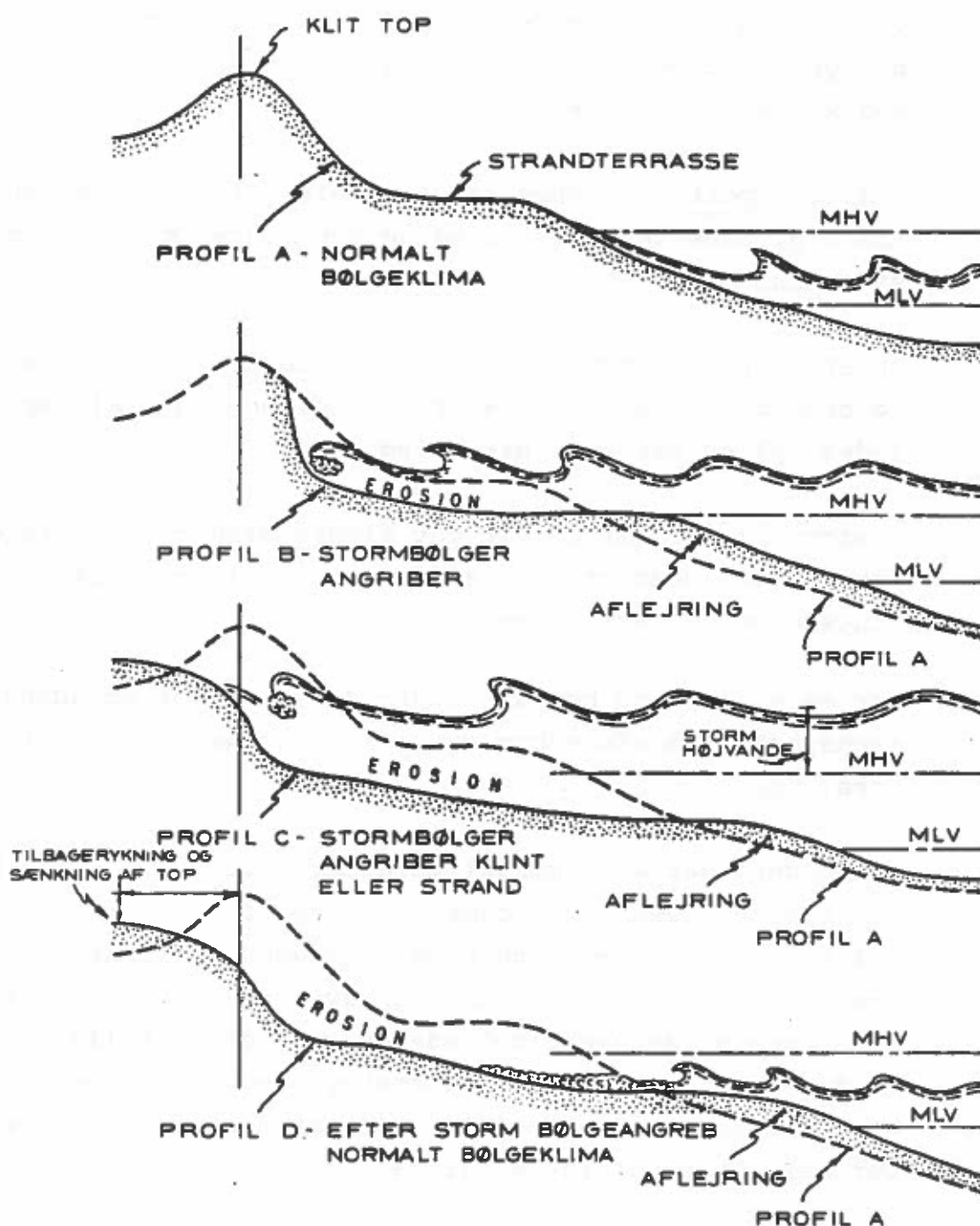


Fig. 2.5 Forløbet af en kystnedbrydning af stormbølger og højvande samt efterfølgende begyndende genopbygning forårsaget af dønningsbølger. Den stiplede linie viser kysten før storm.

Materialetransport

De naturforhold, der giver anledning til transport af materiale ved kysten er ansvarlige dels for materialetransport vinkelret på kysten (tværtransport), dels for materialetransport langs med kysten (langstransport).

Tværtransportens størrelse og retning (ind mod kysten eller væk fra den) afhænger især af bølgernes højde og længde samt af strandens hældning.

Under storm kommer bølgerne tæt på land, før de tager bunden og bryder, og deres ret store energiindhold skal derfor "udlades" på en ret kort strækning.

I stormsituationer bliver det finere sand transporteret bort fra kysten, mens grovere sand og ral bliver tilbage i brændingszonen og havstokken.

For en sandstrand betyder stormbølger derfor en udadrettet nettotransport, som afstedkommer erosion og gør hele kystprofilen fladere. Fig. 2.5.

Dønninger, der er almindelige efter storm - og når vejret er pænt ved kysten, mens det stormer længere til havs - har forholdsvis små bølgehøjder, men store bølgelængder. De "mærker" bund langt fra kysten og energien fordeles over et ret stort område. Den udadrettede strøm under bølgedalen er i dette tilfælde så langsom, at den kun tager lidt af bundmaterialerne med. Der er i stedet en nettotransport af materiale mod kysten og altså en opbygning, der gør hele kystprofilen stejlere.

Da det stormer betydeligt mere om vinteren end om sommeren herhjemme, taler vi - med henvisning til ovenstående virkninger - om et sommerprofil og et vinterprofil for kysten.

Sommerprofil fremkommer altså efter længere tid med godt vejr (dønninger), hvor meget materiale, er transporteret mod kysten og har gjort profilet stejlere. Samtidigt kan klitter også få ro til at gendannes ved tilblæsning (se figur 2.6).

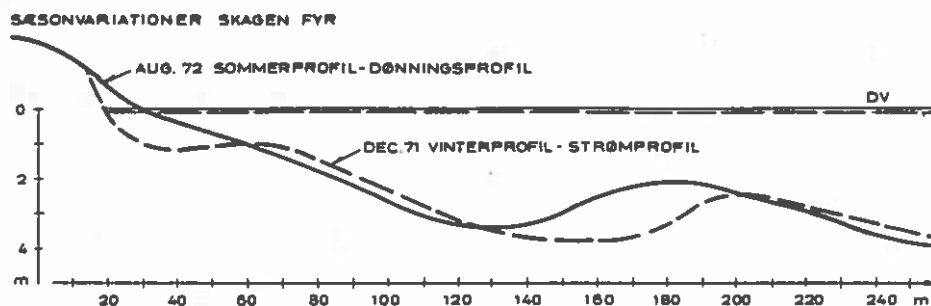


Fig. 2.6 Sommer og vinterprofiler ved Skagen Fyr. Bemærk, at sommerkysten er bred og flad. Vinterkysten er smal og stejl og det fjernede materiale danner nu en revle.

Det er vigtigt at tage hensyn til forhold som disse, når man skal vurdere, om en kyst er under nedbrydning eller opbygning. Ved blot et enkelt besøg kan kysten forekomme præget af nedbrydning og se truet ud, men måske ligger strandmaterialerne fordelt ude på strandplanet, altså lige uden for kystlinien, hvorfra de vender tilbage når vejret bedres. Kun langtidsobservationer kan vise den virkelige kystudviklings tendens - rykker den på langt sigt frem eller tilbage, og kan man bestemme ændringernes størrelse (et eksempel er vist i figur 2.7).

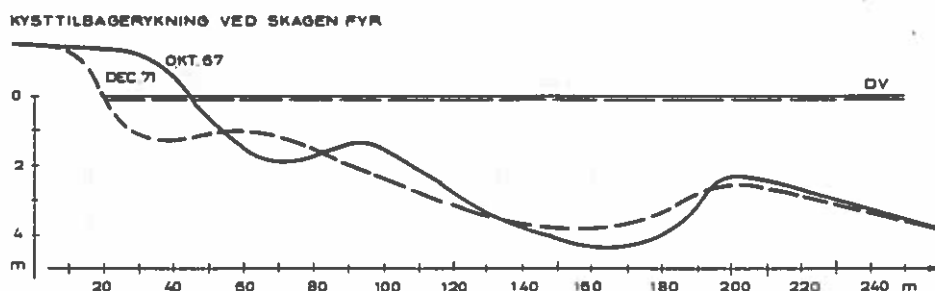


Fig. 2.7 Langtidstilbagerykning af kysten ved Skagen Fyr fra 1967 til 1971.

Langstransporten - langs ad kysten - finder sted i to zoner, når bølgerne falder skråt ind mod kysten.

Såvel brydningszonen - det område hvor bølgerne bryder - som i området mellem brænding og havstok, hvirvles sandet op fra bunden, og selv med svage hastigheder vil bølgestrømmen transportere det af sted. På selve stranden foregår materialetransporten som en zig zag bevægelse af de enkelte sandkorn, som følge af bølgenes op- og nedløb.

Langstransporten viser sig i naturen bl.a. ved odder, der vokser, og åløb, der tvinges bort fra det oprindelige leje. På kyststrækninger, hvor der er bygget høfder for at hæmme langstransporten, opfanges materiale på den side af høfden, der vender mod transportretningen, mens der tilsvarende sker en nedbrydning på den anden side af høfdeanlægget, fordi den mængde, der ellers ville passere, nu bliver mindre.

Disse forhold er vanskelige at håndtere når man planlægger kystanlæg, idet man let kan komme til at flytte problemet hen til nabogrundene. Så meget står altså fast - og det er vigtigt at erindre sig - at ethvert indgreb i en kyststræknings materialehusholdning forrykker balancen.

Langstransporten varierer i størrelse især med bølgepåvirkningen.

På Vestkysten er den mellem 100.000 og 1.000.000 m³/år.

På Kattegat- og Østersøkysten er størrelsen 10-100.000 m³/år.

Fjordkyster, kyster langs sunde og bæltter 0-10.000 m³/år.

I Fredningsstyrelsens publikation "Råstofindvinding på havbunden" er med forbehold givet en oversigt over langstransportens retning langs danske kyster:

På fig. 2.8 er retningerne vist med pile.

"Langs den jyske østkyst fra Skagen til Djursland er materialvandringen hovedsagelig sydgående med specielle forhold omkring fjordmundingerne. På nordsiden af Djursland er retningen østlig, medens der ikke synes at være nogen udpræget tendens mellem Grenå og Ebeltoft. Ved Ebeltoft Vig, Begtrup Vig og Kalø Vig går materialetransporten ind mod bunden af vigene.

Fra Århus og videre sydpå langs kysten følger materialetransporten den stærkt varierende kystorientering, idet der synes at foregå en vis opfyldning af bugter, vige og fjorde, f.eks. Vejle Fjord, Binderup Bugt, Hejlsminde, ved Banket, Sandvig, Genner Bugt, Åbenrå Fjord og Alssund.

I Limfjorden er det hovedsageligt de kyster, som påvirkes af vestlige vinde, der er udprægede materialevandringskyster.

Langs Læsø's og Anholt's kyster er materialetransporten fortrinsvis østgående.

På vestsiden af Samsø er materialevandringen overvejende nordgående, idet der tilsyneladende foregår en vis opfyldning i Mårup Vig og Sælvig. På østsiden er den overvejende sydgående, mens den på sydsiden går i østlig retning.

Omkring Als forekommer materialevandringsretningen at være meget skiftende, dog en overvejende nordgående tendens på østsiden af øen. Ud for nordkysten ved Trane Sand og Trane Odde synes en del materiale at blive aflejret.

På Nordfyn er der formentlig et materialevandringsnulpunkt omkring Ebelø, således at der er transport mod vest til Båring Vig og mod øst til Nærå Strand og Odense Fjord. Nord for Nyborg er vandringen overvejende nordlig, medens den syd for Nyborg

er sydlig. Langs Sydfyns kyst og ved de mindre øer er hovedretningen østlig, medens den ved Vestfyn er mere skiftende.

På Ærø synes materialevandringen hovedsagelig at være rettet mod nordvest.

Langs hele Nordsjællands kyst, fra Sjællands Odde til Helsingør, er retningen østgående, dog synes en del materialer at vandre ind i Isefjord.

Ved Vestsjælland er transporten af materialet rettet mod bunden af Sejro Bugt, Nekselø Bugt, Vesterlyng, Kalundborg Fjord, Jammerland Bugt og Musholm Bugt.

I Smålandsfarvandet er hovedretningen overvejende mod øst.

I Øresund er materialevandringen hovedsagelig nordlig, med en drejning ind i bunden af Køge Bugt og Fakse Bugt.

Ved Lollands sydkyst er materialetransporten overvejende østlig, medens den langs Møns sydkyst og Falsters østkyst er vestlig og sydlig."

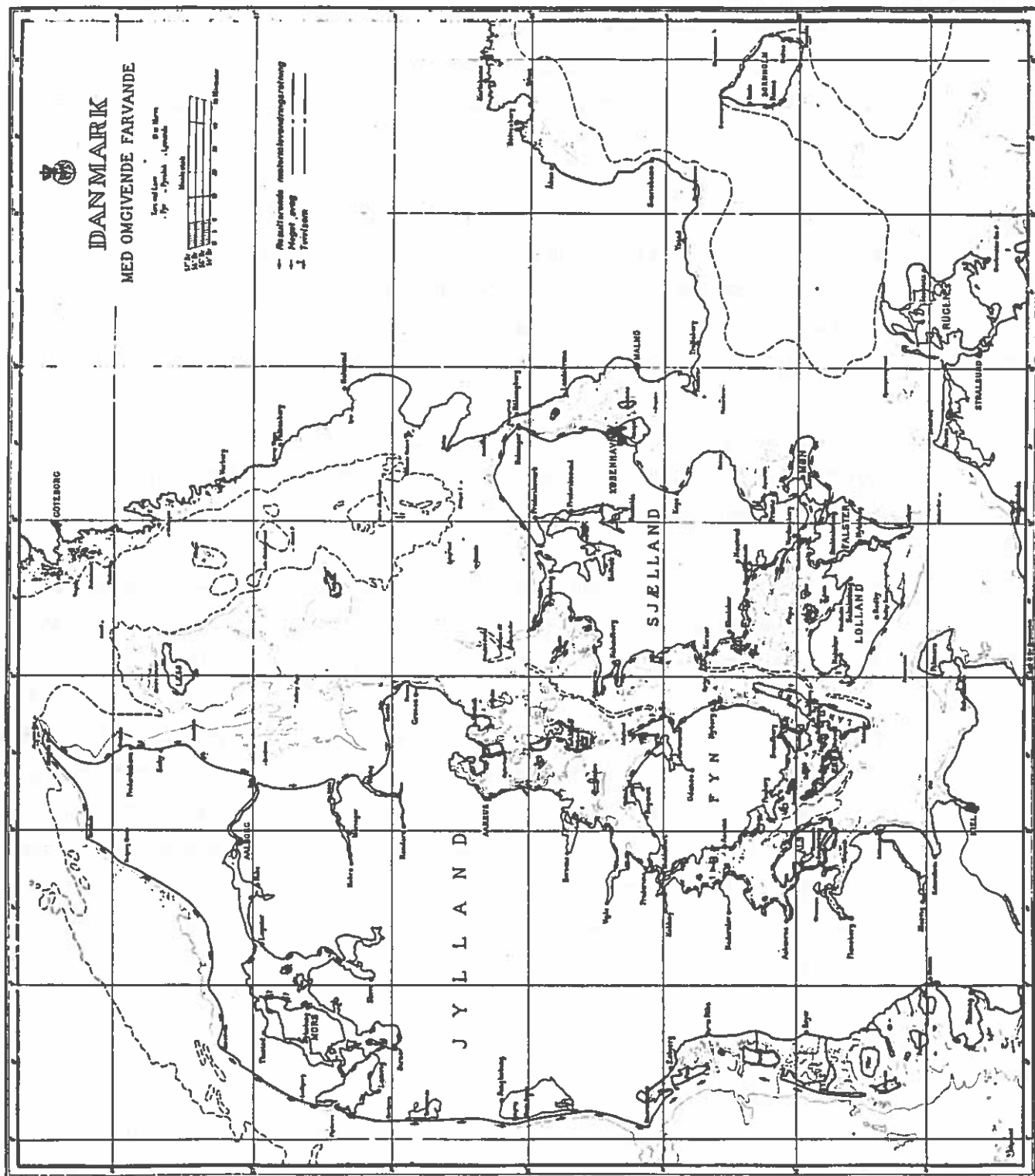


Fig. 2.8

Kystens orientering

I Danmark, hvor kystmaterialet næsten overalt er let nedbrydeligt og bevægeligt, er bølgerne ved en given lokalitet bestemmende for, hvilken retning kysten på langt sigt vil antage.

Kystlinien vil altid have tendens til at stå vinkelret på den dominerende bølgeretning, og det medfører, at fremspring på kysten eroderes bort og at bugter fyldes ud, så kystlinien afkortes. Man siger, at der sker en kystudligning.

Når bølgepåvirkningsretningen til sidst står vinkelret på kystlinien er denne stabil m.h.t. retning, men kan udmærket forskydes frem og tilbage.

I Nordsjælland mellem Kikhavn og Nakkehoved gennemskærer en næsten retlinet kystlinie såvel høje morænepartier som lavtliggende havede havaflejringer - kystudligningen er nået langt.

Derimod er de store øers sydvestvendte yderkyster endnu under udligning. Moræneklinterne eroderes kraftigt, og det materiale, der nedbrydes fra dem, føres langs kysten og aflejres mellem klinterne som odder og tanger. De østjyske fjordkyster, hvor bølgepåvirkningerne varierer meget fra sted til sted har igen andre karakteristika, idet såvel klint som tilgroningskyster er hyppigt forekommende.

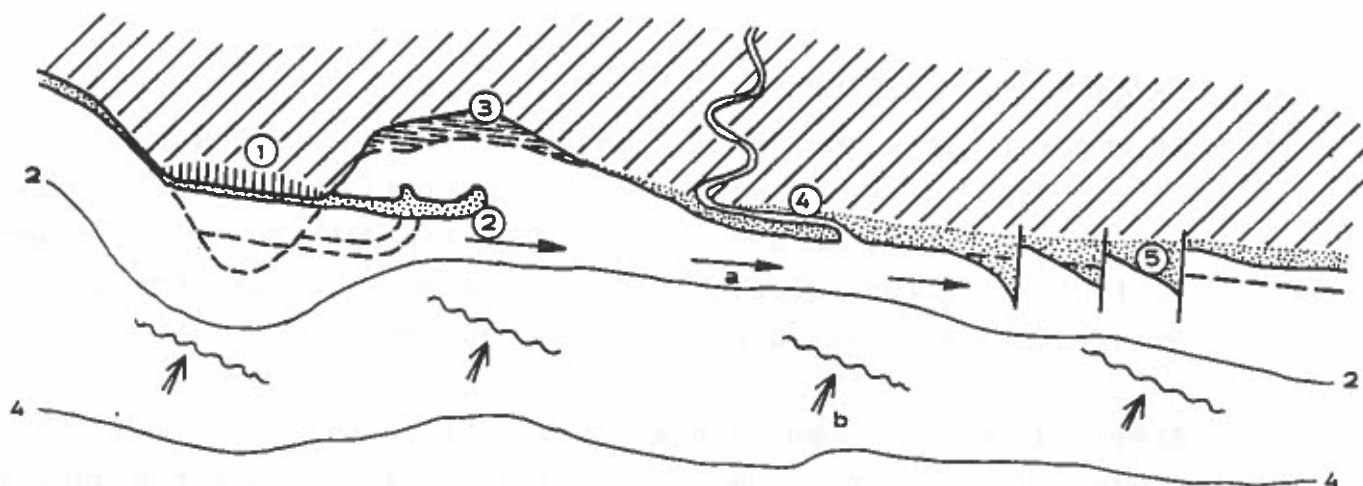


Fig. 2.9 Konsekvenser af materialetransport langs forskellige kysttyper

- 1) Moræneklint
- 2) Krumodde
- 3) Bugtaflejring, tilgroningsforland
- 4) Forskudt å-udløb
- 5) Erosion og aflejring omkring høfder
- a) Materialetransport retning
- b) fremherskende bølgepåvirkningsretning

Kapitel 3: Kysttyper

Et tværsnit af kysten - et kystprofil (se f.eks. figurerne 3.1 - 3.3) - giver i reglen et godt billede af forholdene på en længere kyststrækning, da kystprofilet skifter kun langsomt på langs og materialerne kan tit fordele sig på karakteristisk, ensartet måde i bæltet parallelle med kysten.

Afgørende for udformningen af kystprofilet er samspillet mellem stedets geologi og bølgepåvirkning samt vandstandsforholdene i de kritiske situationer.

Der er tre karakteristiske kystformer langs de indre danske kyster: Tilgroningskysten, fladkysten og klintkysten. De kystbeskyttelsesmæssige muligheder er meget forskellige fra type til type.

Tilgroningskysten

Ved en tilgroningskyst forstås en kyst, hvor der gror græs helt ud til strandkanten. Det lader sig gøre ved kyster, som ligger godt beskyttet, og tilgroningskyster dannes da også, hvor der er læ for bølgerne, f.eks. inde i en fjord. De kan også dannes, hvor kysten er meget flad, så bølgerne har kunnet opbygge sandøer ude på strandplanet. (Eksempler: Korevlen og Staunings Ø i Køge Bugt). Der findes også tilgroningskyster, hvor kysten er så flad, at bølgerne i det væsentlige brydes langt ude.

Disse kyster har typisk en bræmme af strandeng, der i følge sagens natur ikke behøver anden beskyttelse end den naturen allerede har givet.

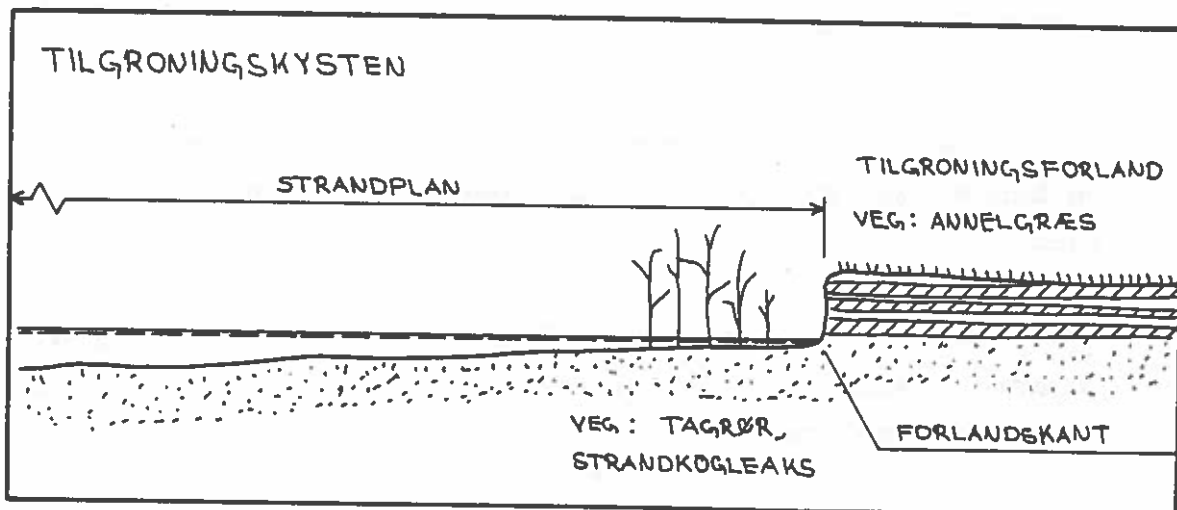


Fig. 3.1 Tilgroningskysten.

Fladkysten

Fladkysten er i regelen god at bade fra selv om den godt kan være stenet. Den findes, hvor kystprofilet er jævnt hældende ofte med revler på og hvor stranden på landsiden grænser op til klitter eller strandvolde.

Såfremt den helt er skabt i sand kan den være vanskelig at håndtere kystbeskyttelsesmæssigt, for rykker "kystlinien" tilbage følger hele kystprofilet med, og det er en udvikling der er næsten umulig at standse.

Denne kysttype ændrer udseende fra år til år, idet klitter og strandvolde kan nedbrydes under særlig kraftige storme og højvande, og idet naturen er i stand til selv at genopbygge kysten i roligere perioder.

De fleste vil have bemærket hvordan sand kan fyge til foran en beskadiget klit, og hvordan bevoksningen hurtigt kommer igen.

Kysttypen er i sig selv attraktiv og en væsentlig del af vore sommerhusområder ligger netop langs disse kyster, med deraf følgende problemer.

Klintkysten

En klintkyst er typisk ved, at en klint rejser sig over stranden,

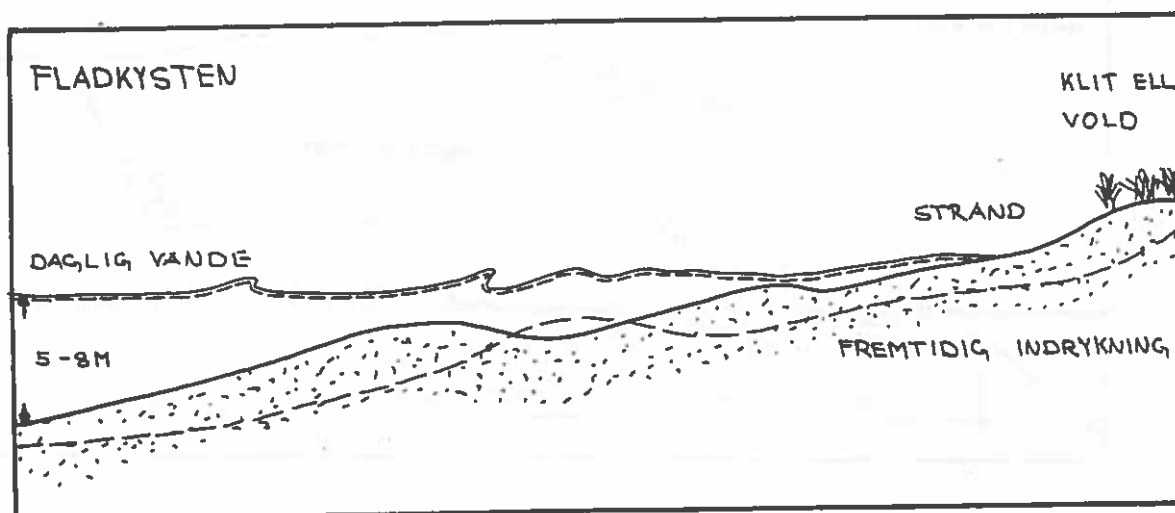


Fig. 3.2 Fladkyst. Sandkyst måske med sten.

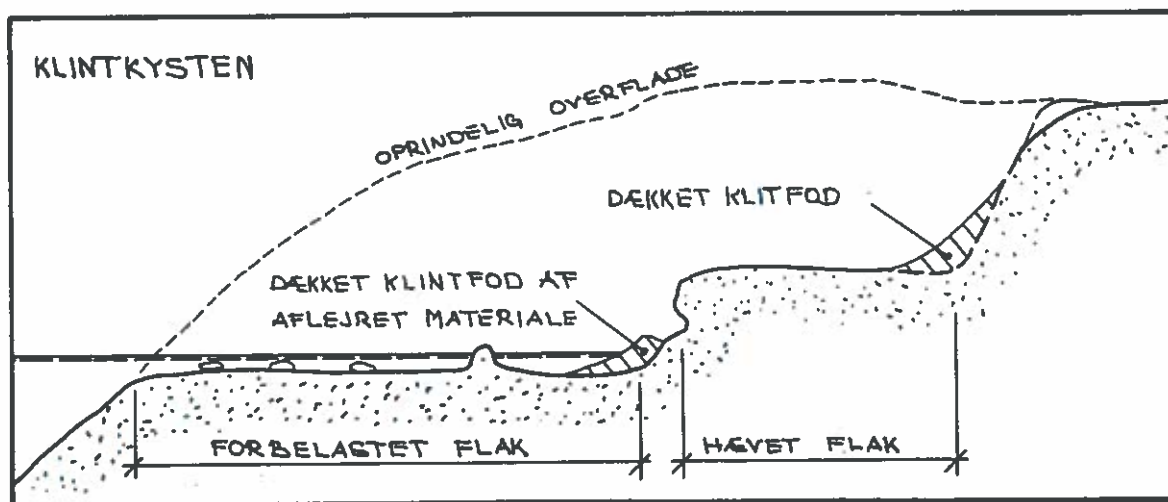


Fig. 3.3 Klintkyst

Der ofte er smal. Vanddybderne uden for er små.

I et bakkeland som Danmark, er klintkysten en almindelig kysttype.

Selve klintens udseende bestemmes først og fremmest af materialet, den består af. Er den opbygget af løst sand, vil klintens front skråne omkring 30 grader. Afgivelser herfra kan forekomme på grund af forskellig fugtighed i sandet eller hvis klintens overflade er bevokset.

I lerholdig morænejord er den typiske klint meget stejl, og det nedskredne materiale ligger ved klintens fod. Den morænejord, der styrter ned på stranden vaskes dog for størsteparten hurtigt bort af bølgerne. Den fortsatte nedbrydning af klinten sker ofte i et uregelmæssigt mønster, der er bestemt af, at der findes områder i morænen, hvor der er mere sand og grus end i omgivelserne (sandlinser).

Foran klinten kan dannes et nedbrydningsflak, et fast, lavvandet område i havet, dannet af en moræneaflejringsflak, som er blevet brudt ned af bølgerne. Flakket kan efter omstændighederne være mere eller mindre modstandsdygtigt over for havets angreb og kan undertiden bruges til at bygge fremskudte kystværn på.

Ophører nedbrydningen af klinten, dækkes den efterhånden af bevoksning. Omvendt er en bevokset klint tegn på, at der findes et nedbrydningsflak, som måske ikke kan ses fra land, eller på at den tidligere klinterosion er sket på et tidspunkt, da havet stod højere. En tredje mulighed er, at der i klintens nærhed er opført større bygningsværker som havne eller høfder, der beskytter klinten mod bølgeangreb.

Både på fladkysten og klintkysten skifter strandbredden hele tiden karakter og for at forstå disse variationer, er det nødvendigt at betragte processerne på kystliniens havside og på strandbredden under et.

Kapitel 4: Din egen Kyst

For den enkelte interesserede, for grundejerforeningen eller andre interessegrupper, er der interessante og gode muligheder for at tilvejebringe en del af de oplysninger og det materiale, som er nødvendigt som planlægningsgrundlag for et kystbeskyttelsesprojekt.

Der kan kraftigt opfordre til at gå i gang med sådanne aktiviteter. Indsamling af materiale kan ikke blot få betydning for en mere professionel indsats. Det kan også gøre konsulentens arbejde billigere. Og økonomien i disse sager er jo ofte mindre god.

Det drejer sig ikke alene om at studere og forstå det, der sker på ens egen parcel. Kystprocesserne standser ikke ved skellet, og man må oftest udstrække sine undersøgelser til adskillige kilometer kyst for at få et rimeligt billede af forholdene.

F.eks. har der på Sjællands nordkyst kunnet påvises en sammenhæng i kystudviklingen fra Hundested til Helsingør - en strækning på 60 km. Og sammenhængende kyststrækninger findes også på Møns sydkyst og Fyns nordkyst fra Agernæs til Enebarodde, mens de uregelmæssige østjyske fjorde, Det Fynske Øhav og Smålandsfarvandet ofte kan stykkes op i kystenheder af mere begrænset længde.

En række kystproblemer er selvskabte. Det gælder dem, der skyldes forkert bygning af havne og høfder, afhentning af strandmateriale

og nedtrampning af klitter. Det vil i disse tilfælde være rimeligt at begynde opklaringsarbejdet med at finde oplysninger frem om projekt, opførelsestidspunkt og udviklingshistorie. Og her kan øses af flere kilder.

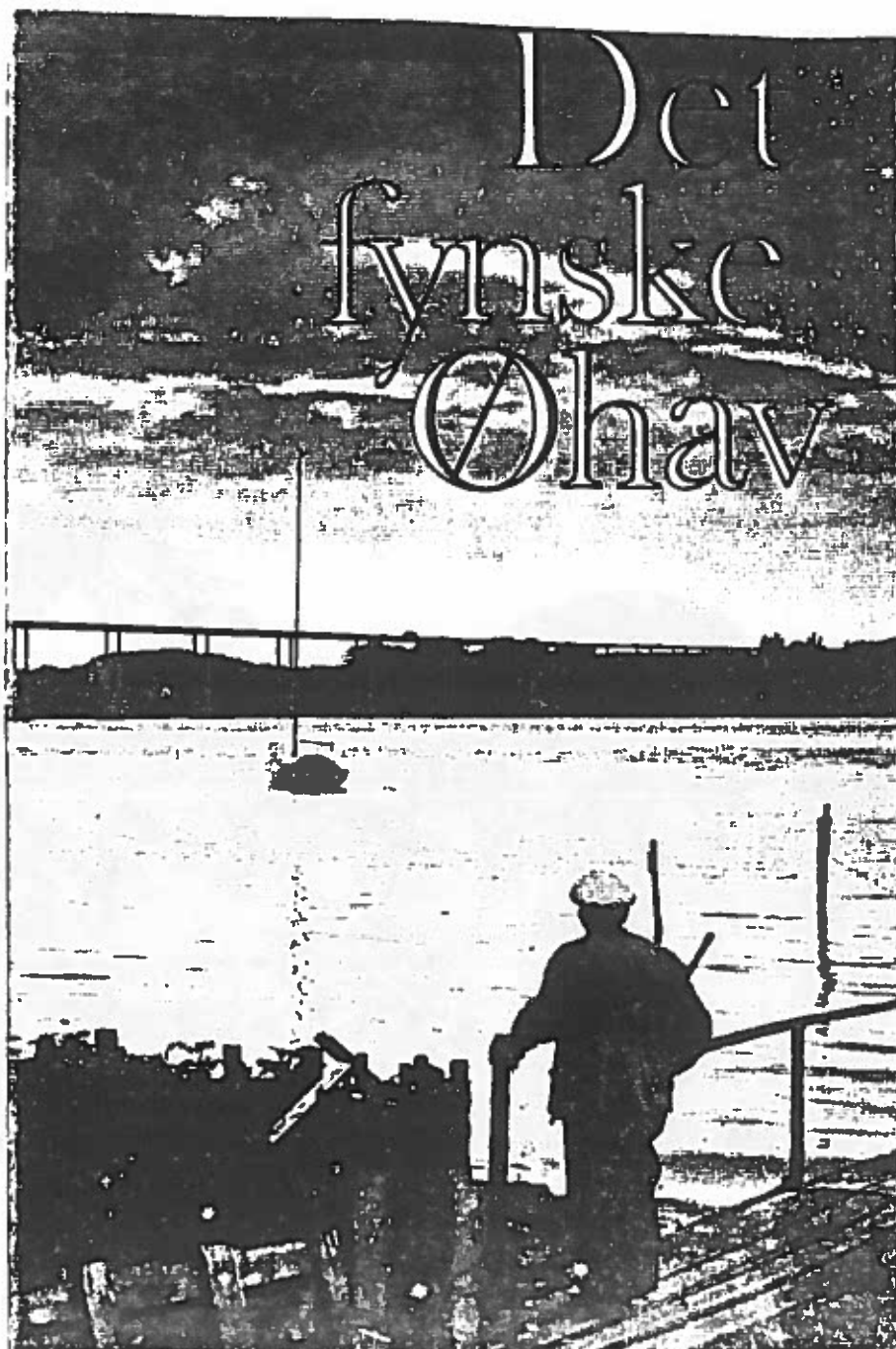


Fig. 4.1 Ældre fastboende har ofte en værdifuld viden om den lokale kyst. (Danmarks Turistforening).

En samtale med ældre, fastboende betaler sig altid. De vil kunne berette om tangbjerger, der tidligere fandtes langs kysten i Båring Vig, om kønne klitpartier nord for Sletten havn, om Kystenge ved Kikhavn og om ture i hestevogn langs den strand, hvor man i dag næppe kan færdes tørskoet.

Måske kan man også hos dem få et skøn over kystudviklingen, f.eks. hvor meget kysten rykker tilbage pr. år. Men tag disse oplysninger med forsigtighed, for hyppigt er netop tilbagerykningen bestemt af kraftige storme.



Fig. 4.2 I 1872 hærgede en usædvanlig voldsom stormflod Østersøkysterne.

Vandstanden nåede det højest kendte niveau, der ved Farø's stormflodssten var 2,2 m over daglig vande.

Familiealbummet

Familiens fotoalbum vil ofte give oplysninger af stor interesse. F.eks. om huse, der blev bygget for år tilbage, og hvoraf nu kun fundamentet står tilbage i klitfoden. Ved at sammenholde billederne og i øvrigt ud fra ens egen besigtigelse af de nuværende lokale forhold, kan den gennemsnitlige kystnedbrydning på stedet anslås.



Familiebilleder fra en Langelandsk Strand.

Det er en sandet fladkyst afsluttet landværts af et klitparti.

Den bærer præg af at der af og til slides på den. For ikke længe siden har klitten været udsat for et særligt hårdt angreb, men bemærk hvordan den er ved at komme sig. I midten af billedet ses et hus foran hvilket ejeren har lagt sten ud til egen beskyttelse. Man kan se at det for ham har hjulpet, men det pynter ikke og anlægget kan nu, hvor det ligger så langt fremme give problemer for nabogrundene.

I billedets forgrund ligger på den yderste klitkant fundamentresterne af et sommerhus. Næste billede.



Resterne af huset er fotograferet i 1976.



Da huset blev bygget 40 år tidligere 1936, lå det godt og solidt i klitten. Ved at tale med ejeren har det kunnet gøres op, at kysten over perioden er rykket gennemsnitligt 15-26 cm tilbage om året. Så nu er der et planlægningsgrundlag.



Sommerkyst i 1950erne.

Logbogen

Som supplement til familiealbummet kan en "logbog" over væsentlige naturhændelser være en god kilde. Man kan føre en sådan bog efter eget temperament - eventuelt i grundejerforeningens regi. Den kan indeholde oplysninger om kystens beliggenhed i faste afstande fra kendte punkter. Figur 4.3 gengiver nogle dagbogsnotater, som blev fundet frem og benyttet i forbindelse med behandlingen af en kystsikringssag.

ÅR	FÆSKEVAND	SALTVAND	BROEN	STØEN	ANDET
1945	Gårdvand indsendt til Struers: bakteriologisk urent: 1000 km/cm ³		Juli. Sydsiden til sandet. Forlænget med 20 pæle.	November. Oversvømmelse; kun 30 tdr. land af høje jord og Storskoven over vandet. Havet tog 6-7 meter af æstkysten fra kanalen til fælledberget.	
1946				Marts. Storflod. 7/10 af Øen under vand. Øen oversvømmet 4-5x gange efterår-vinter 45/46	Isvinter. Egholm landfast med Sjal-land fra primo februar - medio marts.
1947	Tørkesommer. Fra 1/5 - 12/7: 23 mm nedbør. I oktober 9 mm. Brøndene gav kun få spandfulde vand i daget.				
1948				Marts. Storflod; vandet gik til hestestalden. Øen delt i 2 dele.	
1950			INTET HØJVANDE (UNORMALT) Fælleden ellers sædvanligvis under vand 3 gange hvert efterår. Dette år: ingen af de sædvanlige, hårde NORDVESTSTØME.		
1953	Ny sivetbrønd ved gården.				Isvinter. Ult. januar - medio marts landfast.
1954	April-Juni: næsten ingen regn.		NY BRO bygget på sydspids over for gl. bro (dybere vand) 45 granstammer brugt.	Januar. Næsten hele Øen oversvømmet. NORDØSTENSTØEN. 20 m fra hovedbygningen; Strandhuset (Røde hus) omgivet af vand. Hærerne trukket op på høje jorder. Store dele af ler-	

Fig, 4.3 Eksempel på notater om lokale naturforhold med relation til kyster og vandløb.

Biblioteker og museer

Stenalderbopladser under vand vidner mange steder i den sydlige del af landet om vandspejlsstigninger. Den stigende interesse for svømmedykning vil nok give os nye oplysninger i de kommende år, men man kan også gå på biblioteket og f.eks. læse i professor Brøndsteds værker om sten-, bronze- og jernalderen.

En række nyttige oplysninger af historisk/geologisk karakter findes i "Traps Danmarksbeskrivelse".

Achton Friis' værker: "De Danske Øer", "De Store Danske Øer" og "De Jyders Land" rummer også interessante oplysninger. Heri findes fiskerens og bondens beretninger om naturkatastrofer.

I de senere år er fremkommet en række opslagsværker af lignende karakter. Turistårbøgerne har en lang og værdifuld tradition for beskrivelse af egnskarakteristiske forhold og indledes i reglen med et afsnit om landskabernes tilblivelse.

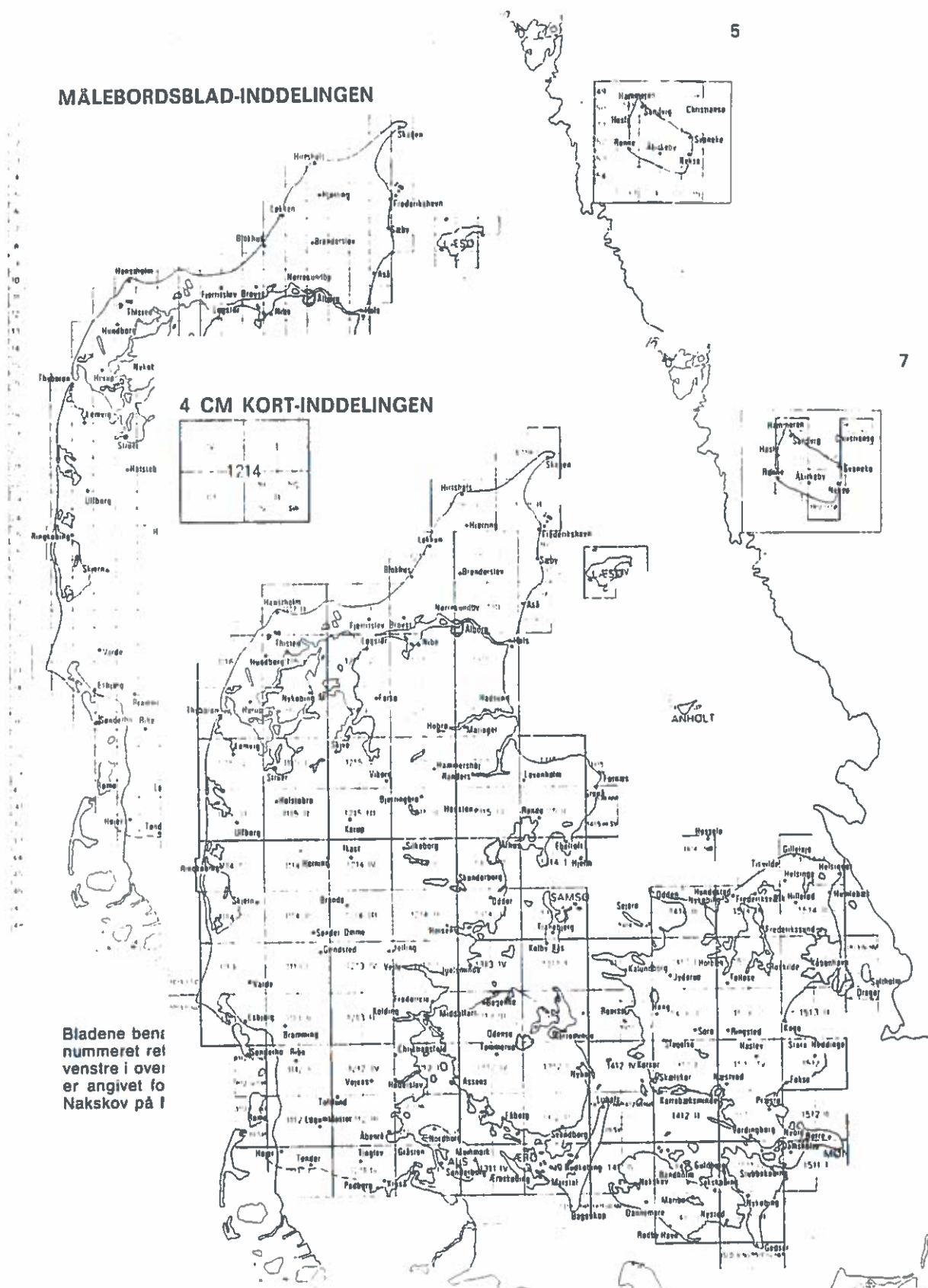
De mere bredt beskrivende værker vil ofte indeholde henvisninger til speciallitteraturen, især hvor denne er af historisk, geologisk og geografisk karakter. En særstilling indtager "Danmarks Natur".

I geografen, professor Axel Schou's "Det Marine Forland" fra 1945, kan man finde en samlet beskrivelse af de mange kysttyper, der findes herhjemme, især langs de indre danske kyster.

Nye og gamle kort

Videnskabernes Selskabs kort, opmålt 1766-1825 (og genoptrykt af Geodætisk Institut i 1956 i skala 1:120.000) viser for første gang et rimeligt nøjagtigt omrids af landet, omend sammenligning med senere kort kun kan ske i grove træk.

Senere nøjagtige serier er f.eks. målebordsblade i skala 1:20.000 - de seneste i skala 1:25.000.



MÅLEBORDSBLAD-INNDELINGEN

4 CM KORT-INNDELINGEN

Bladene bents
nummeret ret
venstre i over
er angivet fo
Nakskov på I

Fig. 4.4 Geodætisk Instituts Kort/Søkort.
Tal med Deres boghandler.

En mere nøjagtig sammenligning kan ske på grundlag af målinger på flyfotos.

Kort og søkort kan bestilles i boghandler landet over, evt. direkte hos Geodætisk Institut. Instituttet leverer også kopier af luftfotografier, taget fra omkring 1930.

Luftfotografierne giver dels et billede af ændringerne i landkonturerne indenfor en kortere årrække, dels til en vis grad oplysninger om revlers form og udvikling.

F.eks. ses på fig. 4.5 udviklingen af Langelands vestligste punkt fra 1945 til 1977. Selv om fotografierne er vist i forskellig målestok, afslører de klart, at der fra området ved Ristinge Klint til højre i billedet er udviklet et vinkelforland, og at Storholmen til venstre i billedet er vokset, således at det snævre løb mellem dem trues med lukning.

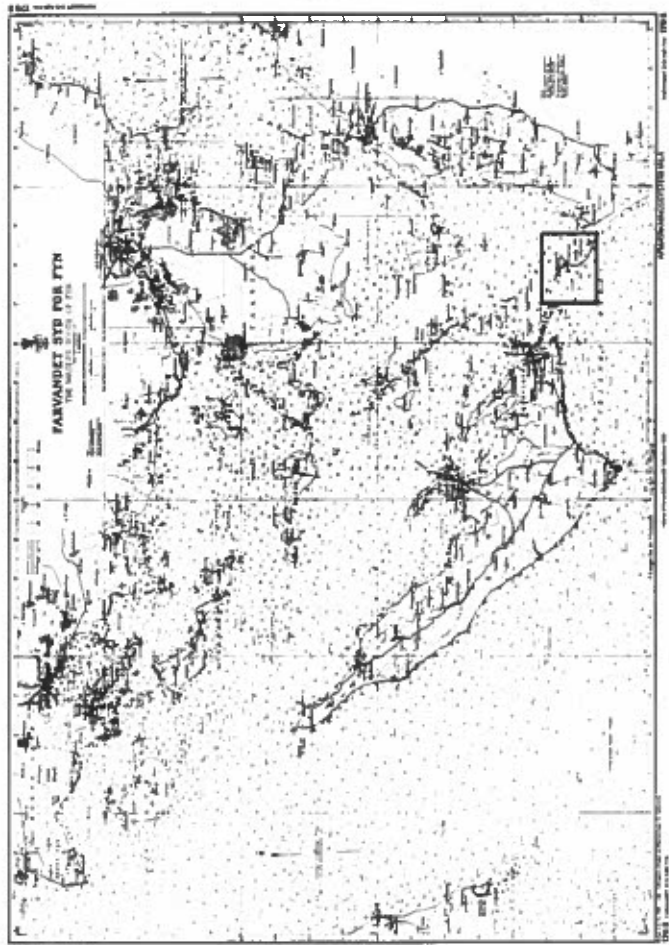
Pilen på billederne peger mod Ristinge Løb, der adskiller Ristinge Hale og Storholmen.

Specialstudier

Især i de seneste årtier er der foretaget mange specialundersøgelser. Nogle er direkte kystundersøgelser, andre er knyttet til miljøprojekter eller broprojekter etc., men for dem alle gælder, at de ofte vil indeholde oplysninger, som kan udnyttes ved planlægning og projektering af kystbeskyttelsesværker.

Kystinspektoratets arkiver rummer et væld af information om landets kyster. Også Dansk Hydraulisk Institut har gennem årene samlet et righoldigt materiale om mange danske kyststrækninger.

I de senere år er der gennemført en række større undersøgelser af sammenhængende kyststrækninger, f.eks. i Fyns og Århus amter, ved Limfjorden, og af områderne Nordsjællands Kyst og Køge Bugt.



1945

1:20 000



1945

1:40 000



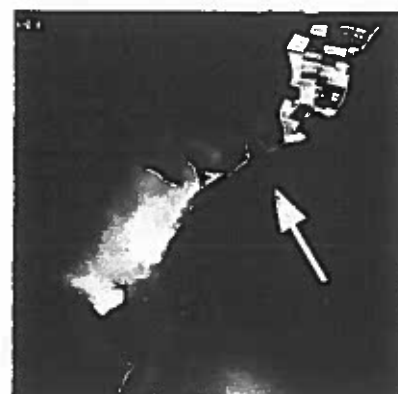
1954

1:10 750



1965

1:10 000



1977

1:25 000

Fig. 4.5 Reproduceret med GI's tilladelse Nr. A 1433/83.
Copyright GI.

Kapitel 5: Kystbeskyttelses anlæg

Selv om der i dette afsnit gennemgås en række principper i praktisk kystbeskyttelse, må man fra starten advare "gør det selv"-folkene. Det er svært at gøre rigtigt. I reglen vil det være bedst at søge kvalificeret bistand - selv om det også for professionelle kan være et vanskeligt område.

Der er ikke sat penge på, idet adgangsforhold til kysten, stenmaterialer til rådighed, lokalt interesserede entreprenører er altafgørende for priserne.

Kystbeskyttelseskonstruktioner kan principielt deles op i

- 1) Kystværn - tidligere kaldt parallelværker - der bygges på langs af stranden, typisk langs en klint eller skrænt, der er under nedbrydning
- 2) høfder, der bygges vinkelret på kysten
- 3) bølgebrydere, der ligger et stykke foran stranden.

Figur 5.1 viser disse tre konstruktionsformer.

Hertil føjer sig en kystbeskyttelsesmetode, der kaldes strandfodring, og som i særlig grad er miljøvenlig. Den består i, at man, hvor en kyst er under nedbrydning, tilfører strandmateriale, så der opstår en ligevægt mellem afgang og tilgang af materiale.



Fig.5.1 Kystbeskyttelses anlæg. I forgrunden et kystværn, langs kysten mindre høfder og ude i vandet en bølgebryder.

Og så kan man naturligvis tilføje, at den væsentligste kystbeskyttelse leveres af kysterne selv med deres revler og klitter eller strandvolde af ral.

Passive og aktive anlæg

Kystbeskyttelses anlæg kan deles i to hovedgrupper: Passive og aktive.

Passive anlæg er kystværn i forskellige udførelser (tidligere kaldt parallelværker). Formålet er at forhindre nedbrydning af en skrænt eller en klint. Anlæggene mindsker ikke kystprofilens tilbagerykning til vands, og et kystværn medfører derfor, at stranden foran det efterhånden bliver smallere.

Da et kystværn afskærer den naturlige tilførsel af sand og ral til stranden, idet det i høj grad mindsker nedbrydningen af

skrænt og klit, forringer det på langt sigt strandkvaliteten, mens det på kort sigt generelt kun medfører begrænsede gener for nabostrandene.

Som følge af kystens tilbagemykning kan et passivt anlæg med tiden komme til at virke som aktivt anlæg - det kommer til at stikke freer foran den naturlige kystlinie - især på kyststrækninger med sandstrand, hvor det kan medføre koncentreret nedbrydning på nabostrækninger.

Aktive anlæg kan være høfder og bølgebrydere. Også strandfodring kommer i denne gruppe. Ved disse anlæg griber man ind i den naturlige udvikling af kystprofiler, idet man søger at stabilisere - eventuelt fremrykke - kystprofilet. Normalt har aktive anlæg mere vidtrækkende konsekvenser end passive, og da de ofte griber ind i den naturlige transport af strandmateriale, strandmaterialernes husholdningsregnskab, kan de have negative virkninger for nabostrækningerne. For at fungere hensigtsmæssigt bør aktive anlæg opføres over længere kyststrækninger, som kystudviklingsmæssigt set hænger sammen.

Ved opførelse af høfde- og bølgebryderanlæg vil det ofte være nødvendigt at supplere anlæggene med strandfodring for at reducere de negative virkninger.

Kystværn

Formålet med kystværn er som nævnt at standse havets nedbrydning af en skrænt eller klit, idet nedbrydningen typisk starter med en udhuling ved skræntens fod.

Konstruktionsprincipper

Hovedelementerne i et kystværn med skrånende forside er vist på Fig. 5.2. På strande, hvor havet ved højvande og bølgepåvirkning når op til skræntens fod, bør kystværnet udføres

KYSTVÆRN

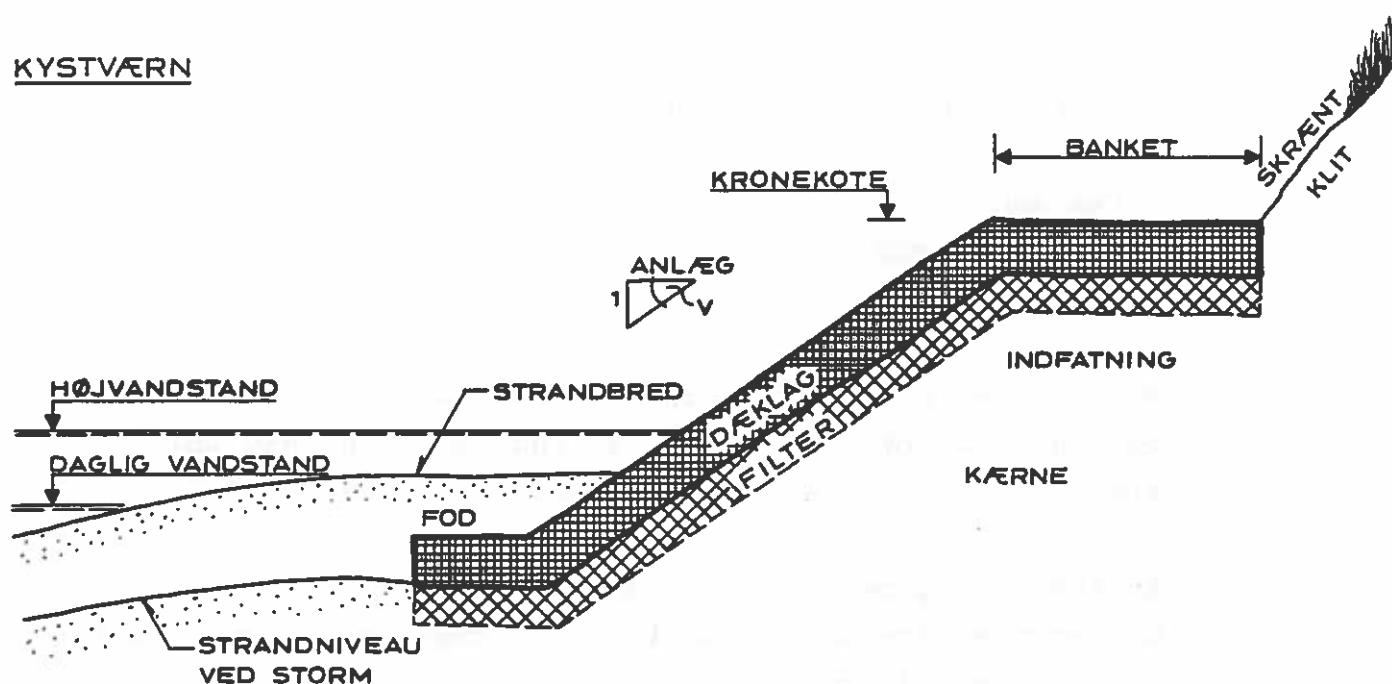


Fig. 5.2 Hovedelementerne i et kystværn.

med skrånende forside. En lodret forside slår bølgerne tilbage, så stranden rodes op.

Når man skal fastlægge den rigtige sammenhæng mellem kystværnets enkelte elementer, må man vurdere:

- 1) kystpåvirkningerne, herunder om de største bølger optræder i de samme situationer som høj vandstand,
- 2) strandens bredde og materialesammensætning, samt
- 3) de materialer, som det er økonomisk rimeligt at bringe frem til den pågældende kyststrækning.

Lad os i punktform gennemgå nogle af de vigtigste principper.

Kystværnets opbygning gennemgås i det følgende.

- 1) Et bredt banket (se tegning) er ønskeligt for at mindske bølgeopskyllet på skrænt eller klit. Bankettet kan samtidig virke som et fundament for materiale som skrider ned ad skrænten, f.eks. som følge af regnvandserosion.
- 2) For den del af kystværnet, som væsentligst er udsat for bølgeangreb, bør hældningen af indfatningen ikke udføres stejlere end 1:2, svarende til en vinkel på ca. 30° .
- 3) En indfatning med glat overside (f.eks. asfalt eller fliser) medfører større bølgeopskyl end en indfatning hvor overfladen udgøres af store sten, som både er ru og hvor vandet kan trænge ned i overfladen. Det betyder at konstruktionen kommer til at fylde mere.
- 4) Strandbreddens niveau ændres afhængigt af bl.a. årstiden som følge af forskellige bølgepåvirkninger. Kystværnets fod skal derfor føres så langt ned og udføres tilstrækkeligt solidt til at indfatningen er sikret mod underskæring, når strandens niveau er lavest.
- 5) Med fastlagt hældning og valg af indfatningsmaterialer kan sammenhængende værdier af nødvendig banketbredde og kronekote (det højeste punkt af konstruktionen) bestemmes.
- 6) Kystværnet bør udføres så det tillader regn- og grundvand fra skrænten at trænge igennem konstruktionen, idet det ellers udsættes for vandtryk bagfra.
- 7) Vejledende kronekoter og banketbredder for kystværn udført med ru overside fremgår af Tabel 5.1.

Kronekoten findes ved at lægge den fra tabellen aflæste højde sammen med den vandstand, man har under pålandsstorm.

Kysttype	Udsatte	Delvist beskyttede	Beskyttede
Banketbredde	4 m	3 m	1 m
Kronehøjde	2-3 m	1-2 m	ca. 1

Tabel 5.1 Vejledende banketbredder og kronehøjder.

Hvis stranden er særlig smal eller banketbredden må gøres mindre f.eks. som følge af pladsmangel, skal kronekoten forøges.

For kystværn med glatte overflader er ikke søgt udarbejdet en lignende tabel, idet bølgeopskyllet her i højere grad afhænger af detaljer i udformningen. Generelt skal højden af anlægget fordobles hvis man går fra en ru til en glat overflade.

- 8) Indfatningen er opbygget på en kerne, som kan bestå af sand og ral fra stranden, ovenpå hvilket der opbygges et filterlag og et dæklag. Indfatningen er fornedet sikret af en fod.

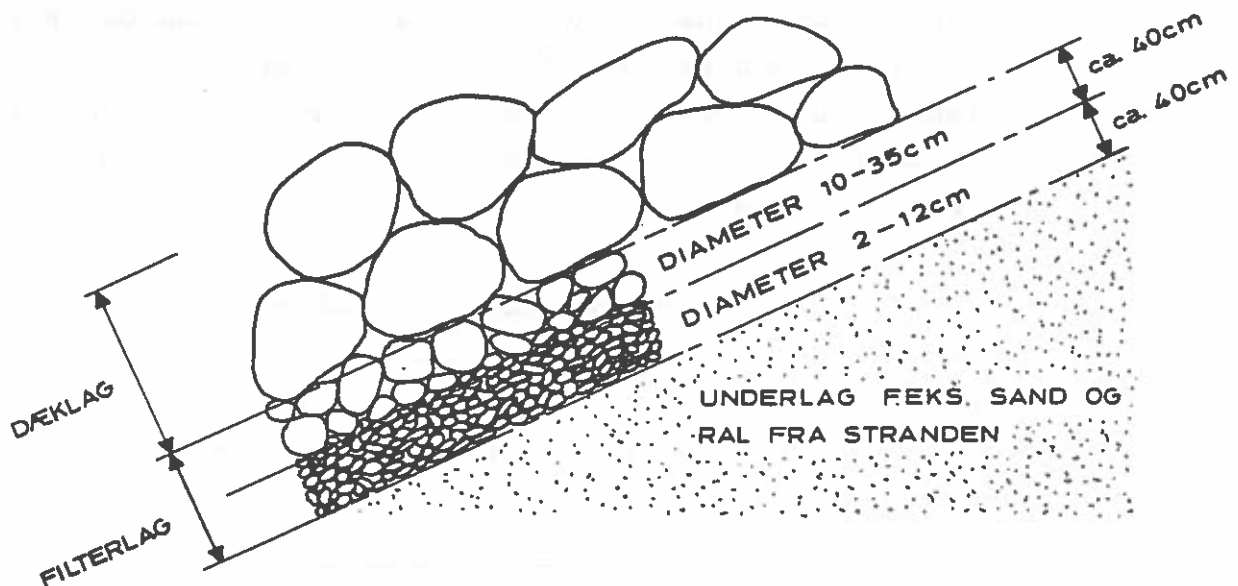


Fig. 5.3

- 9) Filterlaget har til formål at forhindre en udvaskning af materialer fra skrænt eller klit samtidig med at vand skal kunne passere igennem laget. Endvidere er filterlaget nødvendigt på en sandstrand for at undgå, at hele konstruktionen synker. I forbindelse med et dæklag af kampesten kan anvendes et filterlag bestående af to lag sten med forskellig størrelse. På overvejende ralstrande er det underste stenlag i filteret ikke nødvendigt. Det er ikke ualmindeligt, at erstatte det underste lag sten med filtervæv af kunstfiber (polypropylen, polyester eller lignende), som er vandgennemtrængeligt samtidig med at sand ikke kan trænge igennem vævet. I nogle konstruktioner er hele filterlaget erstattet af et filtervæv. En del typer filtervæv er dog sårbare overfor sollys og for nogle typer er det ikke muligt at få garanti for at filtervævet ikke mørner med tiden. Det kan ikke anbefales at erstatte hele filterlaget med filtervæv. Forkerte eller mangelfuldt udførte filterlag er en væsentlig årsag til at mange kystværn fungerer forkert.
- 10) Dæklaget tjener til at optage bølgepåvirkningen og skal udformes så det undgås at dæklaget skylles ned af skråningen ved bølgenes tilbageskyl samt på en sådan måde, at de mindre sten i de underliggende lag ikke trækkes ud gennem hullrummene i dæklaget.
- 11) Foden. En fornøden fodstøtte af anlægget er meget vigtig. For en stenkonstruktion kan fodstøtten udføres om en banket i lighed med den øvrige del af indfatningen. En anden mulighed - som også kan anvendes ved andre typer dæklag - er at etablere en væg, f.eks. af tætstillede pæle eller som en plankevæg.
- 12) Bankettet, der foroven afslutter konstruktionen kan i princippet udføres som den øvrige del af indfatningen, blot er kravene til stenstørrelse mindre. Banketten kan ofte næsten udelukkende opbygges af mindre sten - under 30 cm i diameter.

- 13) Kystværnet må ses og planlægges i sammenhæng med baglandets natur. Der kan være behov for klitpleje. I forbindelse med en stadig mere intensiv udnyttelse af vore kyststrækninger, sker et betydeligt slid på grund af publikums færden på klinter og skrænter. I meget besøgte klitområder, må der generelt påregnes udgifter til "vedligeholdelse".

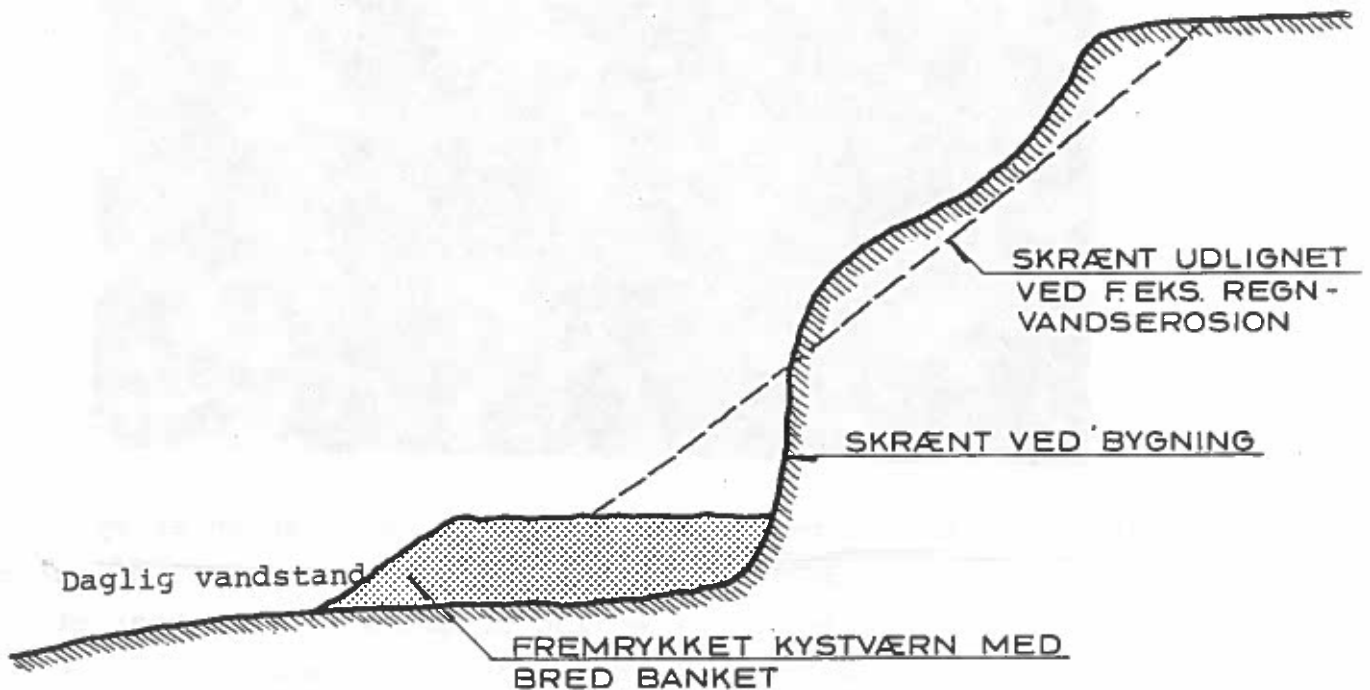


Fig. 5.4 Placering af et fremrykket kystværn.

Ved slid på skrænter og klitter kan det være nødvendigt at fremme bevoksning ved at afrette skrænten eller brinken til en mindre hældning. I forbindelse med en afretning kan i skrænten eller brinken med fordel indlejres særlige plastvæv som medvirker til at fastholde en bevoksning og til at undgå vinderosion.

Omend en generel løsning af nedbrydningsproblemer forårsaget af udsivende grundvand normalt er vanskelig og meget kostbar

Er det nogle steder muligt - hvor udspring af kilder direkte kan lokaliseres - at reducere nedbrydninger ved at indlejre stendræn i skrænten.



Fig. 5.5 Et kystværn under opbygning. Sandkærnen er bygget foran skrænten og kunststoffilter klart til pålægning, derefter kommer et lag af små sten afsluttet af større sten, der ses oplagret på stranden.

Dæklagsmaterialer

Almindeligt anvendte dæklag gennemgås i det følgende.

Kampesten

Normalt vil man ved de indre danske kyster, når skråningen er cirka 1:2 kunne klare sig med stenstørrelser på 100 kg - 400 kg (omtrentlig diameter 0,5 - 0,7 m), idet de største sten placeres på den mest udsatte del af skråningen. Stenstørrelsen kan reduceres, hvis hældningen af anlægget reduceres. For en hældning 1:4 er de tilsvarende grænser: 50 kg - 200 kg. (Diameter ca. 0,2 - 0,6 m). For en hældning 1:8 vil blandede sten i størrelsen 5 cm - 30 cm ofte kunne danne en stabil dæklagskonstruktion. Hvis kampestenslaget støbes ud med asfalt eller beton kan anvendes mindre sten. Til gengæld bliver bølgeopskyllet let større. Man kan i stedet for natursten anvende særligt ud-

formede betonblokke.

Fordele:

- 1) har en god bølgeoptagende virkning.
- 2) passer godt ind i et naturligt strandbillede
- 3) mindre nedsynkninger af anlægget ses ikke.

Ulemper:

- 1) kampestenene er dyre og ofte vanskelige at bringe frem til stranden.

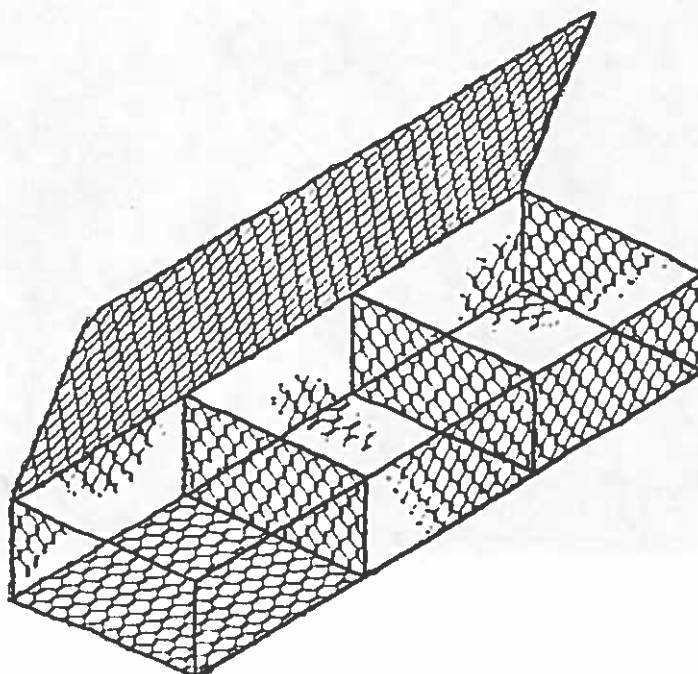


Fig. 5.6 Gabion

Gabioner er kurve af saltvandsbestandig trådvæv, der fyldes med sten, lukkes og bindes sammen så de udgør et sammenhængende dække.

Fordele:

- 1) kræver kun anvendelse af mindre sten
- 2) kurvene udgør i sig selv en del af filterlagskonstruktion og kun et stenlag er nødvendigt, eventuelt suppleret med plastfilter.

Ulemper:

- 1) kræver en meget omhyggelig udførelse. Efter en tid har stene-
ne i kurvene en tendens til at pakkes og kurvene bør her
efterfyldes
- 2) på ralstrande synes kurve at blive slidt ved rallens sli-
bende virkning.

Betonfliser



Fig.5.7 Kystværn med betonfliser som dæklag, fodbeskyttelse af
sten og korte pælehøfder.

Betonfliser: 10 - 30 cm tykke betonfliser. Der er udviklet en række flisebelægninger, hvor de enkelte fliser låses indbyrdes. Eventuelt kan fugerne støbes ud med asfalt. Af fliser, der alene virker ved deres vægt og friktionen fliserne imellem, virker små og tykke fliser bedre end store og tyndere fliser (selvom vægten af de små fliser enkeltvis er mindre end for de større fliser). Der findes fliser, der er forsynet med fremspring, så skråningen får en gavnlig ruhed.

Fordele:

- 1) kan være økonomisk fordelagtigt sammenholdt med en stenkonstruktion
- 2) kravene til filterlaget er mindre for dette dæklag. Kun et stenlag er nødvendigt, eventuelt suppleret med filterdug.

Ulemper:

- 1) hvis der sker et brud på dæklaget, kan skaderne blive mere omfattende end for et dæklag udført af kampesten eller gabioner. For at begrænse eventuelle skader bør flisebelægningen udføres i sektioner
- 2) overgange mellem flisebelægningen og andre dele af dæklaget skal udføres meget omhyggeligt for at undgå at skader starter her.

Asfalt

Asfalt, anvendes enten som færdiglavede asfaltmåtter eller som et asfaltdække udlagt på stedet i tykkelser fra 5 cm til 50 cm. Ligesom inden for udviklingen af betonfliser sker der en stadig udvikling af nye asfaltprodukter, som er særligt egnede til kystbeskyttelsesformål.

Fordele:

- 1) kræver kun sand/ral som underlag

Ulemper:

- 1) for at være økonomisk i brug skal det anvendes ved relativt store arbejder
- 2) på grund af den høje kronekote som er nødvendig af hensyn til bølgeopskyllet på den glatte konstruktion er konstruktionen generelt meget pladskrævende
- 3) er meget sårbar overfor dårligt udførte samlinger, f.eks. ved overgange til andre konstruktioner.

Armeret græsbeklædning. På beskyttede kyststrækninger vil det ofte være tilstrækkeligt at udføre dæklaget som en græsbeklædning, hældning ca. 1:5, idet overfalden "armeres" med særlige plasticvæv.

Kombineret opbygning. Opbygningen af dæklaget kan i nogle tilfælde ske ved at kombinere forskellige materialer, f.eks. kampesten i den mest udsatte zone og et andet materiale på den øverste del af kystværnet. Kombinerede anlæg er yderligere omtalt under afsnittet om kystsanering.

Høfder

Planlægning af et høfdeanlæg er vanskelig. Disse anlæg vil så godt som altid kræve sagkyndig vejledning, og det følgende tjener derfor først og fremmest til orientering. Aflejring af materiale i en høfdegruppe bestemmes af høfdernes

- længde
- indbyrdes afstand
- højde
- retning i forhold til kystlinie og bølgepåvirkninger.

Fig. 5.8
 Alt for
 spinkle
 faskinhøfder



Fig. 5.9
 "Tomme høfder"
 Kysttransporten
 af materiale
 er for lille



Fig. 5.10
 Lokalt effektive
 høfder, som dog
 dog kan give
 problemer for
 naboer





Fig. 5.11 Høfder.

Korte hølfer virker hovedsageligt ved at reducere langstransporten af materiale p1 selve stranden. Jo l1ngere hølferne bygges des st1rre en del af den langsg1ende materialetransport vil kunne opfanges af hølferne. Til geng1ld medf1rer en for1get tilbageholdelse af materiale i en h1lfergruppe, at nedbrydningen bliver st1rre p1 den l1 side af h1lferanl1gget.

Ofte vil en ralstrand kunne stabiliseres af relativt korte h1lfer, medens der kr1ves lange h1lfer for at stabilisere en sandstrand.

De fleste steder findes den bedste planl1sning mest hensigtsm1ssigt ved en kombination af sk1n og fors1g. I f1rste etape opf1res h1lferanl1gget p1 grundlag af ingeni1rm1ssig beregning og erfaring, eventuelt opf1res kun en del af det p1t1nkte anl1g. P1 baggrund af en vurdering af virkningen af det opf1rte anl1g kan der senere foretages en justering.

H1lferne skal f1res s1 langt tilbage fra kystlinien at h1lferne ikke bagsk1res, d.v.s. at vandet baner sig vej bag konstruktionen, under storm og h1jvande. Eventuelt opf1res et kystv1rn i forbindelse med h1lferanl1gget.

H1lfernes h1jde p1 land skal svare til det naturlige strandprofil som 1nskes fastholdt. For lave h1lfer medf1rer at for meget materiale transporteres over h1lferne ved h1jvande. For h1je h1lfer medf1rer, at der bliver stor niveauforsk1 mellem de to sider af h1lferen. S1v1rts for kystlinien afsluttes h1lferen i en h1jde, der tillader en vis materialetransport over h1lferne i h1jvandssituationer.

En typisk anvendt h1lferkonstruktion (stenh1lferen) er vist p1 figur 5.11.

En anden konstruktion er pælehøfden, som består af en række tætstillede pæle, der foroven er sammenholdt af et dobbelt tømmerstræk. Høfdeenden beskyttes mod isskruninger af et høfdehoved, der kan udføres som en gruppe skråtrammede pæle, en stenfyldt pælekonstruktion eller stenstenkastning. Stenhøfden kan gøres sandtæt med den viste kerne af ral suppleret med en udstøbning af de yderste stenlag med beton eller asfalt.

En kombineret konstruktion kan udføres ved hjælp af en nedrammet væg af træ, som på den ene eller begge sider suppleres med stenkastning.

Bølgebrydere

På Sjællands Nordkyst og ved Strøby Ladeplads i Køge Bugt findes større bølgebrydere, også benævnt dækmoler. Bølgebryderne er oprindeligt anlagt for at skabe dækning for fiskere, som her har kunnet søsætte og trække deres både på land. Konstruktionerne er i princippet opbygget som vist på figuren nedenfor, enten som T-moler eller som ikke landforbundne konstruktioner. Foruden at virke som dækværker har bølgebryderne betydning som kystbeskyttelsesforanstaltning.

Bølgebryderne virker dels ved at reducere de direkte angreb på kyststrækningen bag bølgebryderen og dels har de en materialsamlende virkning. På kyster med en stor materialetransport medfører bølgebryderne, at kystlinien rykkes frem i en guirlandeform bag anlægget. Se Fig. 5.12.

Som kystbeskyttelses anlæg kan bølgebrydere udformes enten som enkelte større anlæg eller som mindre anlæg placeret tæt ved kystlinien (se figur 5.12). Det er muligt at opnå forskellig virkning af bølgebryderne ved valg af

- anlæggets placering i forhold til kysten og de dominerende bølgeretninger

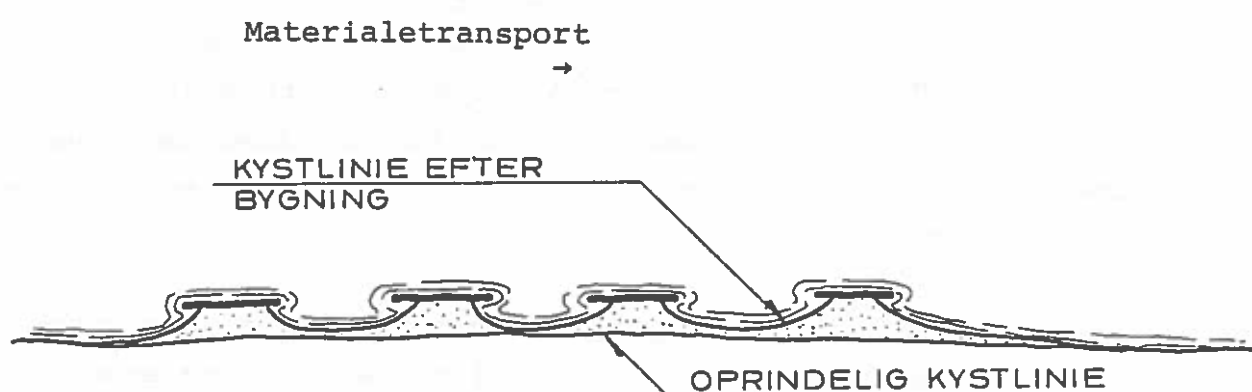
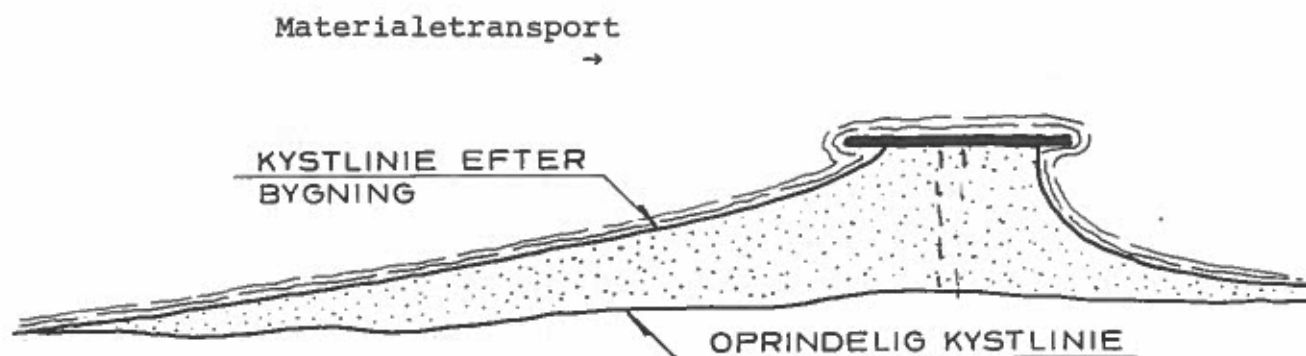


Fig. 5.12 Bølgebrydere. En stor - flere små.

- anlæggets højde og udstrækning
- graden af anlæggets sandtæthed.

De fleste større bølgebrydere som i dag findes i Danmark er opbygget af en pælerække foran hvilken der søværts er udlagt en stenkastning.

Som et alternativ kan bølgebryderen opbygges udelukkende af sten og i så fald i tværsnit udføres som en stenhøfde.

På nogle steder vil det være muligt at opbygge bølgebryderne helt eller delvis af sten som i dag findes i havstokken.

Strandfodring

På adskillige kyststrækninger - særlig de som udnyttes intensivt til rekreative formål - er opført bebyggelse helt ud til kysten. For at opnå en sikring mod kysttilbagerykningen opføres kystværn og eventuelt høfdeanlæg. På udsatte kyststrækninger medfører disse anlæg ikke i det lange løb en tilstrækkelig effektiv beskyttelse mod kystnedbrydningen.

I de senere år er der opstået en voksende erkendelse af, at den mest naturlige og fleksible kystbeskyttelse består i tilførsel af materiale til kysten til erstatning for det som mistes ved kystnedbrydning. Herved opnås både en effektiv kystbeskyttelse, en bedre strandkvalitet og løsninger som virker harmonisk landskabsmæssigt. Mulighederne for strandfodringer er her blot belyst ved eksempler.

- I eksisterende høfdeanlæg vil strandkvaliteten ofte kunne forbedres betydeligt ved tilførsel af sand til anlægget kombineret med en udbygning af høfderne. Herved opnås endvidere en naturlig yderligere sikring af baglandet.
- Ved bygning af større sandsamlende anlæg, høfder, bølgebrydere og havne er det ofte nødvendigt at foretage en strandfodring for at reducere læsideerosionsproblemerne.
- Strandfodringer kan i et vist omfang udføres ved hjælp af ren og forureningsfri overskudsjord fra f.eks. funderingsarbejder.
- På kyststrækninger med ralstrand kan en tilstrækkelig kystbeskyttelse bestå i at tilføre ral til stranden som led i en løbende supplerings og retablering af strandvoldene, der ofte findes på denne type kyst.
- Større anlagte strandfodringsprojekter kan være aktuelle for længere og kystteknisk set sammenhængende kyststrækninger, hvor man ved en generel materialtilførsel ønsker



Fig. 5.13 Indpumpning af sand til strandfodring

at kompensere for kystnedbrydningen. Større strandfodringer har i Danmark kun været udført på Jyllands vestkyst.

Sanering af eksisterende anlæg

Uanset hvilke af de ovenfor gennemgåede kystbeskyttelsesmetoder, der er anvendt, kan anlægget med tiden komme til at fungere mindre hensigtsmæssigt, men så kan det saneres. Nedenfor vises eksempler på forbedringer af eksisterende anlæg.

Kystværn med lodret forside

Fra lodrette vægge kastes bølgerne voldsomt tilbage, hvilket kan give anledning til nedbrydning foran væggen med risiko for at væggen styrter sammen. Risikoen herfor kan reduceres ved at udlægge sten foran væggen (se fig.5.14).

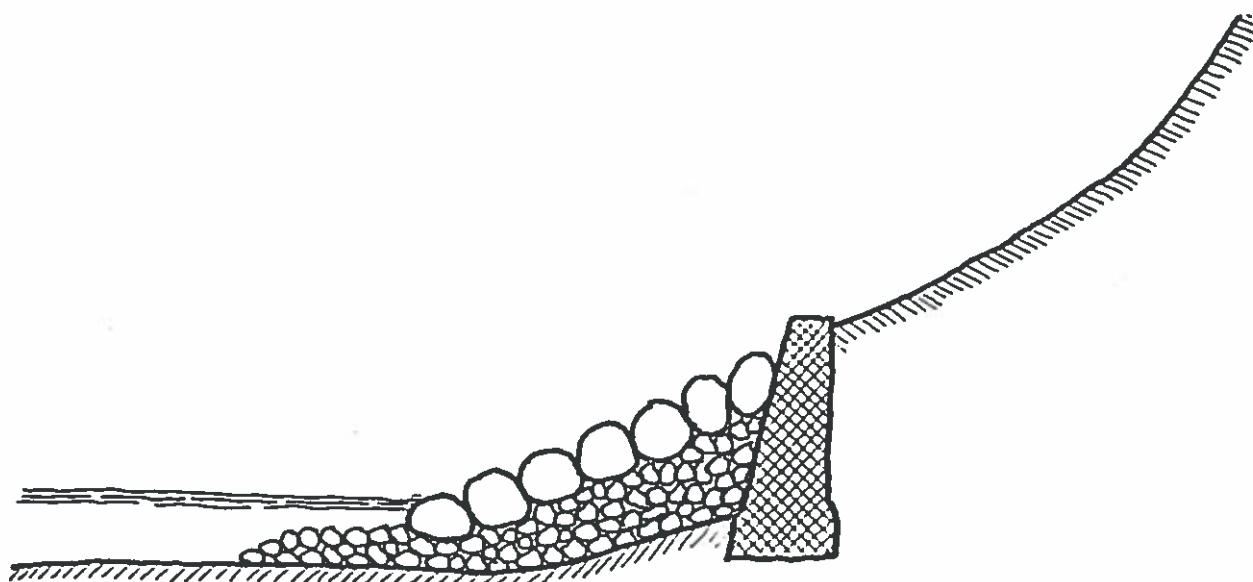


Fig. 5.14 Udlægning af sten foran kystværn.

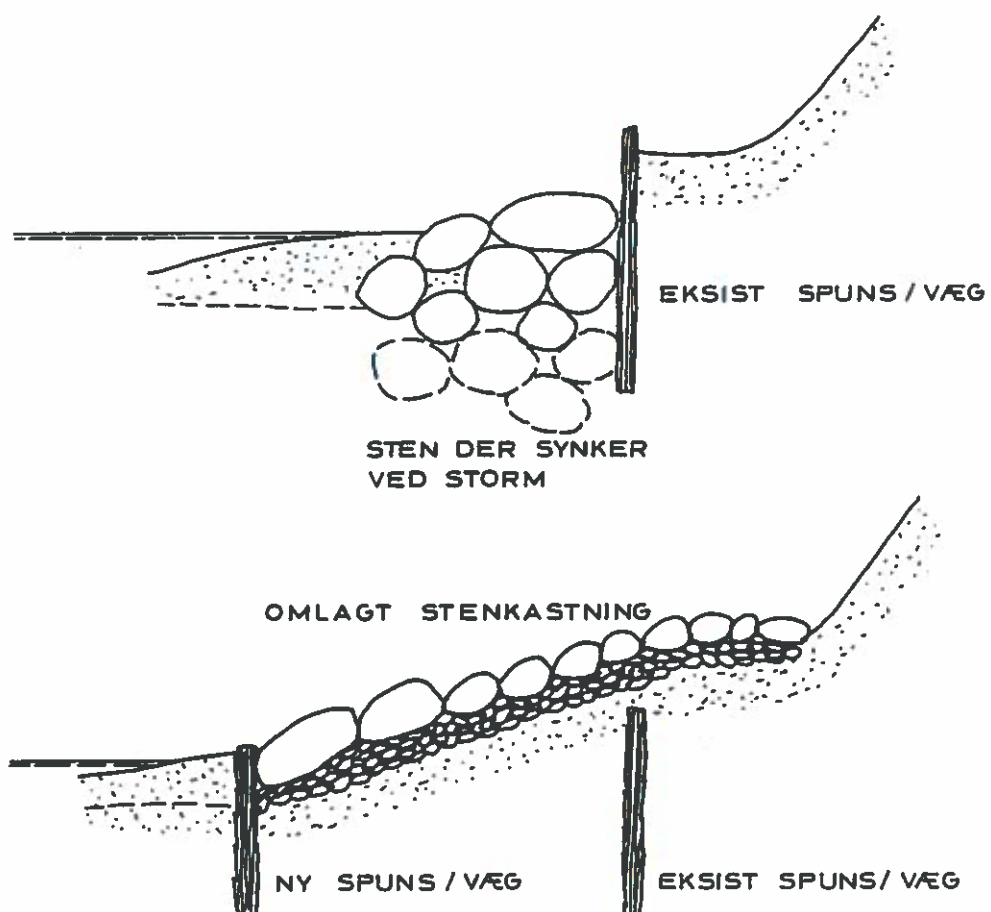


Fig. 5.15 Omlægning af kystværn. Øverst det gamle kystværn med "sandgået" stenkastning. Nederst det sanerede kystværn.

Omlægning af kystværn

Hvis en stenkastning er udført ved en "hulter til bulter" udlægning af store sten direkte på stranden, kan stenene hurtigt synke ("sandgå"). For at kystværnet kan komme til at virke hensigtsmæssigt må det lægges om og udføres med effektivt virkende filterlag (se Fig. 5.15).

Justering af høfdeanlæg

For at undgå en generende skæv tilsanding i høfdegruppen kan gøres et af tre

- 1) anlæg af høfdearm i retning af materialetransporten
- 2) udlægning af sten på den læ side af høfderne
- 3) opførelse af kortere høfder imellem de eksisterende høfder.

En stor niveauforskel mellem de to sider af høfdernes landender vil ofte kunne reduceres ved at tilpasse høfden svarende til et naturligt strandprofil.

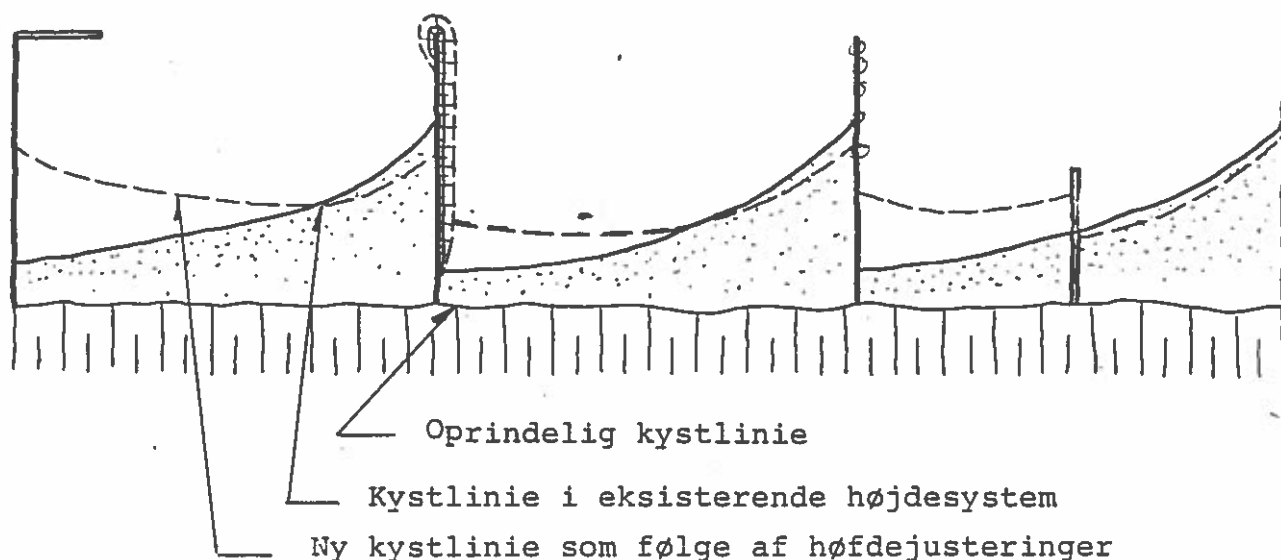


Fig. 5.16 De tre muligheder for justering af høfdeanlæg. De stiplede linier angiver kystlinien efter justeringer.

Afsluttende bemærkninger

Der er peget på en lang række hensyn, som bør tilgodeses når der bygges langs kysten, men der er langt flere. Vi har således ikke ville optage plads til at vise de dynger af mursten og kloakrør eller bunker af kvas, der er så almindelige på vore kyster, og som fejlagtigt benævnes kystsikring.

Kapitel 6: Love og bestemmelser

Der er mange love og bestemmelser at tage hensyn til, hvis man vil gå i gang med et kystbeskyttelses anlæg.

I det følgende omtales de væsentligste love kort, men først en lidt mere præcis definition af nogle væsentlige begreber (se Fig. 6.1).

Kystområdet rækker i videste forstand ud til grænsen for søterritoriet - også kaldet 3-mile grænsen. D.v.s. ca. 5,6 kilometer til havs.

Kystlinien

En præcis fastlæggelse af kystlinien - grænsen mellem hav og land - bestemmes i retslige forhold normalt som den daglige højeste vandstandsline.

Forstranden

Området nærmest kystlinien kaldes forstranden. Dens bredde er ikke veldefineret, idet den også kan afhænge af vanddybden på stedet, men i almindelighed kan de nærmeste 500 meter af søterritoriet henregnes til forstranden.

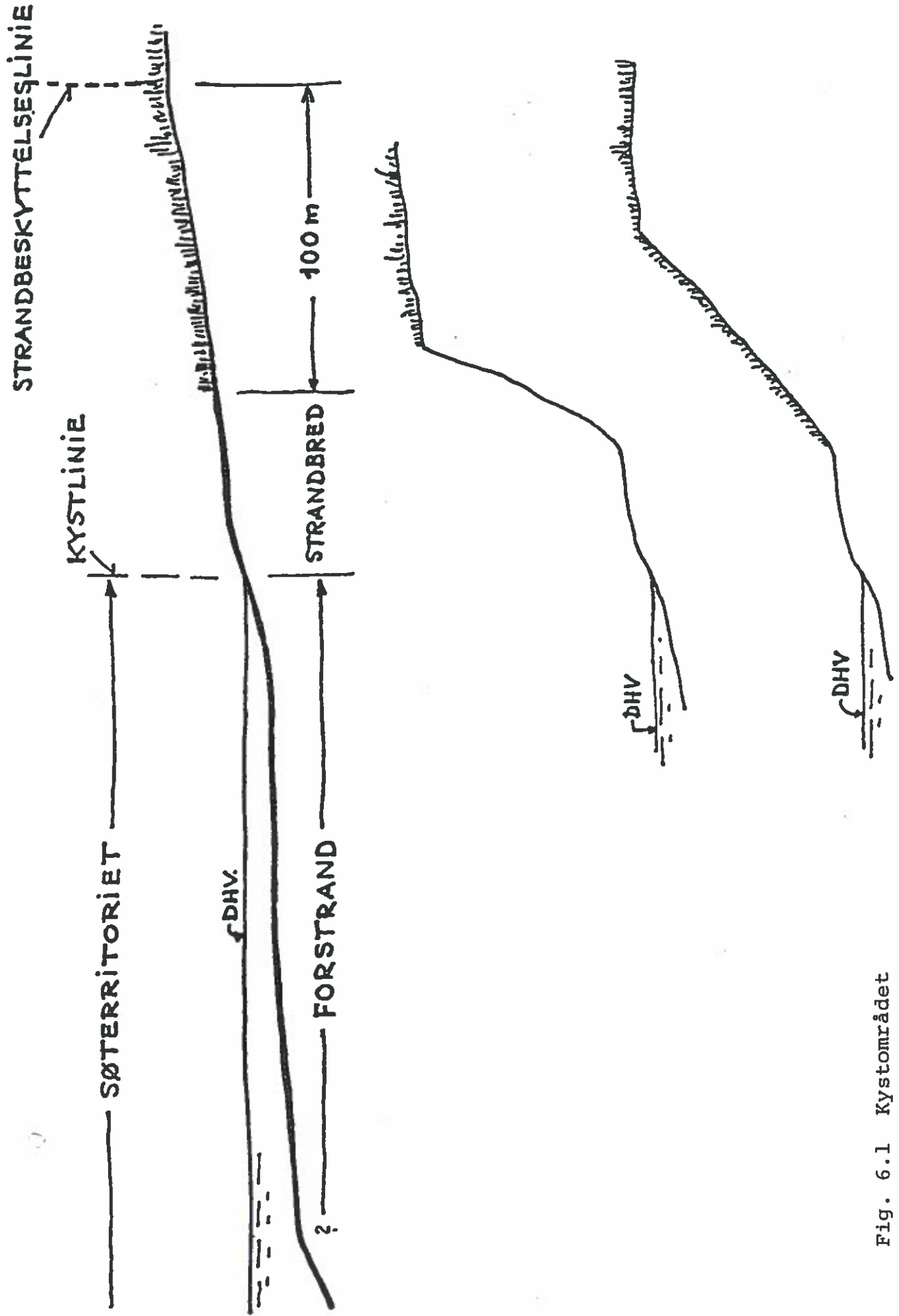


Fig. 6.1 Kystområdet

§ 295, som siger, at den, der i strid med det offentliges interesser uden tilladelse udfolder sig på søterritoriet, kan straffes, og dels på en rets- og domspraksis.

Digeloven

Loven er senest ændret i 1969, men den oprindelige Lov nr. 53 af 10. april 1874 var direkte foranlediget af stormflodskatastrofen ved Østersøen den 13. november 1872. Den gav regler for forhold vedrørende et stormflodsbeskyttelsesdiges etablering, om udgifternes fordeling, om reglementariske bestemmelser og om, hvordan et sådant kystanlæg skal administreres. Ved lovændringen i 1969 blev der bl.a. skabt mulighed for en ændret bidragsfordeling, således at bidrag ikke alene opkræves på jordværdier, men også på bygningsværdier.

Kystsikringsloven

Denne lov, nr. 235 af 12. juni 1922, har stået uantastet i en lang årrække. Dens væsentligste indhold er, at en kystgrundejer, som mener, at det kystsikringsværk (kystbeskyttelse), som han agter at opføre, også kan være gavn for andres ejendomme, i mangel af frivillig aftale om bidrag, kan indbringe spørgsmålet for en landvæsenskommission. I forbindelse med kommissionens behandling sker der dog også en behandling af projektets tekniske grundlag.

Hvis kystbeskyttelses anlægget helt eller delvist ligger på land er det i første række naturfredningsloven der anvendes.

Naturfredningsloven

Naturfredningsloven har naturligvis særlig betydning for kysten (lov nr. 312 af 18. juni 1969).

Strandbredden

Strandbredden defineres som "den for sammenhængende landvegetation blottede landstrimmel langs kysten". Der er altså tale om et botanisk kriterium. I almindelighed volder definitionen ikke kvaler, hvis man har et vist kendskab til strandvegetationen. Men nogle kystformer kan volde problemer. Hører f.eks. stejle, ubevoksede erosionsklinter med til strandbredden - og gør nedstyrtede, bevoksede, tidligere erosionsklinter ikke?

Fortolkningen af sådanne tvivlsspørgsmål kan være afgørende for, hvilke lovregler, man skal følge.

Strandbeskyttelseslinien

Strandbreddens grænse er samtidig bestemmende for beliggenheden af strandbeskyttelseslinien som ligger 100 m længere inde i land end bevoksningsgrænsen. Denne linie er stort set veldefineret for landets "indre kyster" og er af afgørende betydning for regulering af bebyggelser i kystzonen.

LOVE

Højhedsretten

På søterritoriet udøver staten - ved ministeriet for offentlige arbejder - sin højhedsret, d.v.s. sin myndighed, efter det princip, at søterritoriet er et fælles gode, som alle bør have adgang til.

Derfor kræver alle anlæg på søterritoriet - herunder kystbeskyttelses anlæg, det bygges ud i vandet - særlig tilladelse fra ministeriet.

Udøvelsen af højhedsretten sker ikke på grundlag af nogen lovgivning, men bygger dels på en bestemmelse i straffelovens

Andre love

En række af andre love kan i særlige tilfælde komme ind i billedet:

Saltvandsfiskeriloven (lov nr. 195 af 26. maj 1965).
 Lov om Søfartens Betryggelse (lbk. nr. 309 af 3. august 1965)
 Strandingsloven (lov nr. 103 af 10. april 1895)
 Jagtloven (lov nr. 221 af 3. juni 1967)
 Miljøbeskyttelsesloven (lov nr. 372 af 13. juni 1973)
 Lov om vragfredning (lov nr. 203 af 31. maj 1963)

De nævnte love og bekendtgørelser må anses for at være de vigtigste i kystområdet.

Hvem administrerer?

Statens højhedsret over søterritoriet administreres som nævnt af ministeriet for offentlige arbejder. Det samme gør digeloven og kystsikringsloven. Derimod administreres råstofloven og naturfredningsloven af miljøministeriet.

Men også andre ministerier kan komme ind i billedet. Det gælder på fiskeriets vegne fiskeriministeriet, på skibsfarten vegne industriministeriet og med hensyn til farvandenens afmærkning og opmåling m.m. forsvarsministeriet ved farvandsdirektoratet.

Det er især ministeriet for Offentlige Arbejder der behandler kystbeskyttelses anlæggene, bl.a. gennem behandlingen i Kystinspektoratet i Lemvig, der besidder den særlige ekspertise.

Ved ansøgning om et anlæg indsendes projekt materialet til ministeriet, der så foretager en høring af de relevante myndigheder.

En tilladelse fra ministeriet vil normalt indeholde en række vilkår, af hvilke nogle er på det nærmeste obligatoriske. F.eks. vil man betinge sig, at anlægget vedligeholdes i god og for-

Den fastlægger bl.a. strandbeskyttelseslinien, der ligger 100 meter ind i land fra grænsen mellem typisk landvegetation og kystvegetation.

I denne zone - mellem strandbeskyttelseslinie og kystlinie - er der generelt forbud mod terrænændringer, d.v.s. både afgravninger og opfyldninger. Dette indebærer at kystværn og strandfodringer ikke kan gennemføres i denne zone uden særlig tilladelse fra naturfredningsmyndighederne.

Disse forhold h r også nær sammenhæng med de bestemmelser, der gælder for udnyttelse af kystens materialer.

Råstofloven

Den tidligere råstoflov - lov nr. 281 af 7. juni 1973 - indeholdt flere bestemmelser af betydning for kysten, idet der kan ske en regulering af retten til at indvinde råstoffer, især sten, grus og sand, i nærheden af kysten, og ved en bekendtgørelse af 3. marts 1977 indførtes generelle afstandsgrænser fra kysterne i de indre danske farvande, inden for hvilke man ikke må indvinde råstoffer.

Den nye råstoflov, lov nr. 237 af 8. juni af 1977, omfatter også de områder, der tidligere har ligget under kystfredningsloven, og bestemmer derfor, at der skal indhentes tilladelse til enhver form for erhvervsmæssig udnyttelse af strandbreddens materialer, mens lokale beboeres hævdvundne rettigheder til udnyttelse i begrænset omfang kan ske efter forudgående meddelelse.

For søterritoriets vedkommende udstedes indvindingstilladelser af fredningsstyrelsen.

På landjorden, d.v.s. også strandbredden, overlades administrationen til amtsrådene, men med obligatorisk høring af kystinspektoratet, som kan nedlægge veto mod indvinding.

svarlig stand eller, såfremt det skulle blive ødelagt, da i-standsættes inden for en kort frist, normalt 1 år. I modsat fald forbeholder ministeriet sig at kræve anlægget fjernet, og tilstandene på stedet retableret.

Der vil normalt også blive taget forbehold med hensyn til eventuelle beregningers rigtighed og konstruktioners forsvarlighed, ligesom ministeriet ikke påtager sig noget civilretligt ansvar som følge af anlæggets tilstedeværelse på søterritoriet.

I almindelighed kan der ikke forventes tilskud fra det offentlige til kystbeskyttelsesværker, det er altså i princippet den enkelte kystgrundejer der må bekoste anlæggene.

Det er kun i Vestjylland at staten traditionsmæssigt har deltaget særligt aktivt i udbygning og vedligeholdelse af kystsikringen.

I de senere år har det vist sig fordelagtigt i nogle tilfælde at udarbejde lokalplan for et kystområde, især for at sikre areal-dispositioner i overensstemmelse med offentlighedens - rekreative - interesser.

Kapitel 7: Hvordan går vi til værks

Først og fremmest skal der foretages en afvejning af hovedinteresserne:

- Hvad står på spil?
- Hvad vil det koste - kan det betale sig?
- Kan vi løfte i flok?
- Kan ønsket om god kystbeskyttelse forenes med ønsket om at bevare en tilfredsstillende strandkvalitet?

Den sammensatte problemstilling er behandlet i denne publikation og vil gøre det muligt for læseren at nå et godt stykke af vejen mod en beslutning.

Vi håber således at grundejeren, hans forening eller tilsvarende grupper nu langt bedre er i stand til at bedømme situationen for måske i sidste ende at tage kontakt til den projekterende ingeniør, banker og sparekasser, myndigheder og hvem der iøvrigt kunne tænkes at blive inddraget.

Det må understreges, at der er principielt tre hovedvalg der bør træffes:

- Lade stå til
- Forsøge selv med bistand af lokale entreprenører
- Tilkalde egentlig professionel assistance.

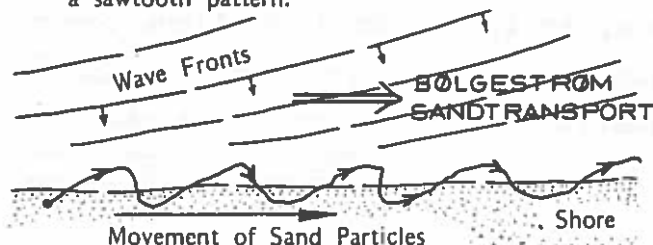
Det er ikke muligt i skemaform - i egentligste forstand på firkantet vis - at gøre rede for hvorledes man systematiserer sine overvejelser.

Men en slags huskeliste i form af en række spørgsmålstejn kan opstilles:

KYSTUDVIKLING:

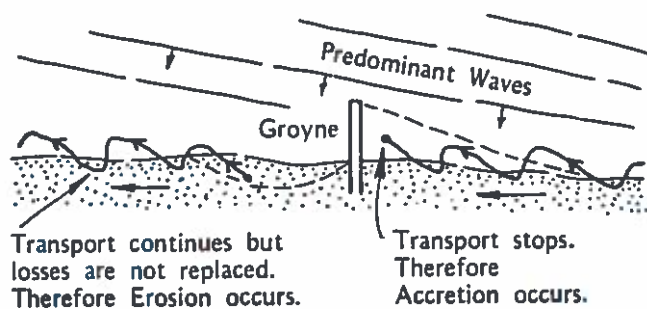
- Hvor i landet befinder vi os?
- Hvordan er stedets geologi?
- Ligger kysten udsat. Kattegat - Østersøen, er det mindre slemt, som i bæltet og fjorde?
- Er der især tale om et dagligt slid på kysten, eller er der især tale om påvirkninger under storm og højvande?
- Hvorledes er kysten orienteret i forhold til de dominerende bølge- og strømpåvirkninger og giver situationen anledning til væsentlig transport langs kysten?

1. Sand moves along the beach under wave action in a sawtooth pattern.



HVILKE OPLYSNINGER FINDES

- Hvad vides lokalt. Såvel i fortællende - som nedskreven form. Arkiver, Biblioteker, Tekniske Forvaltninger?
- Hvad kan der "læses" ud fra eksisterende bygværker, havne høfder, kystværn. Af hvilke materialer er de konstruerede.
- Har de været stærke nok?
- Har konstruktionernes tilstedeværelse haft betydning for kystudviklingen i naboområderne?

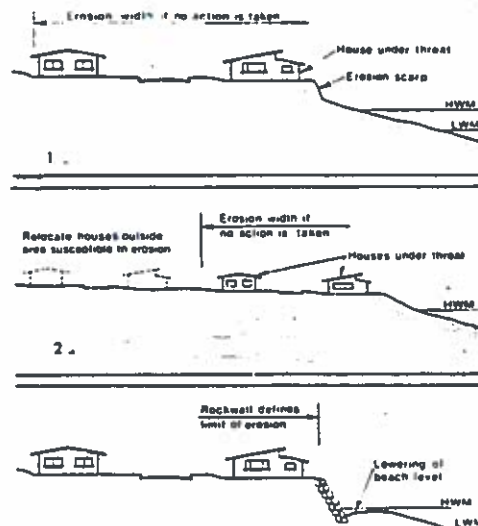


- Dette lokalstudium, der også kan omfatte opfølgning af kystens udvikling over en længere årrække må tillægges meget stor værdi, fordi det dels er med til at give det bedste mulige grundlag for arbejdets udførelse, dels i givet fald sparer en masse konsulentudgifter.

SKAL DER BYGGES

Bliver man enig med sig selv og evt. andre om, at der skal gøres noget, kan det ikke skade, at løsningsmulighederne overvejes og behandles på et foreløbigt grundlag selv om man måske ikke kan realisere dem uden hjælp udefra.

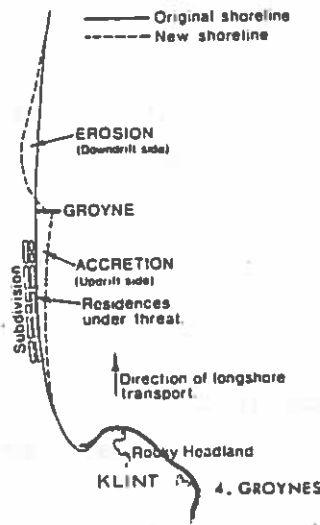
- Skal vi lade stå til?
- Skal vi flytte?
- Skal vi beskytte?



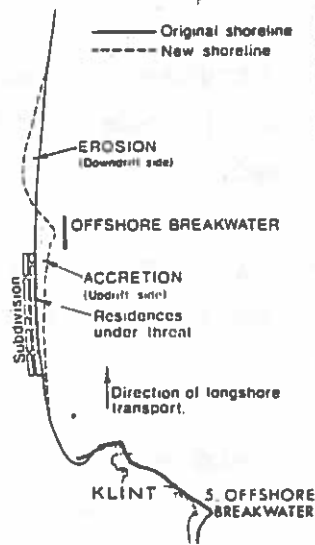
Ting der ofte kan udføres uden at ens egne problemer med det samme læsses af hos naboen.

Meget værre bliver det når vi begynder at tænke på:

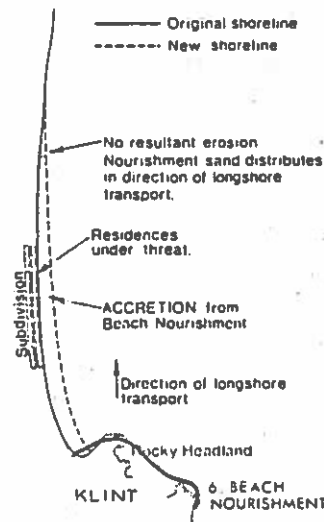
HØFDER



BØLGEBRYDERE



STRANDFODRING



I disse tilfælde klarer vi os ikke uden professionel hjælp!

Gennemgangen af de tekniske principper skal ikke gentages, men det skal betones:

"At det ser så let ud, at så utroligt mange formentlig af denne grund forledes til at gøre det helt forkert".

ADMINISTRATION

Det er vigtigt på et tidligt tidspunkt, at tage kontakt til de myndigheder, der i givet fald kan blive indblandede i projekters gennemførelse.

Kystdirektør H.B. Sørensen's gennemgang (afsnit 6) viser klart, at der er tale om en blandet land/vand-handel, hvor mange skal give deres besyv med.

Det kan ofte være til fordel for et projekt under tilblivelse, at disse myndigheder er i stand til at tilføre projektet afgørende erfaringskundskab.

En nødvendig forudsætning for myndighedstilnærmelsen er iøvrigt at man har gjort sig sine forudsætninger bevidste.

Endnu engang. Hvem taler vi med:

- Grundejer
- Grundejerforening, Kystlag
- Kommune eller Amt.

TIL SLUT

Det er slet ikke så let!

At grovbearbejde beslutningsgrundlaget tager tid.

I virkeligheden bør kysten og dens udvikling være beskrevet gennem flere årtier inden der kan skrides til handling.

SÅ GÅ BARE I GANG MED AT LÆRE DEN RIGTIGT AT KENDE.

