

1994-)

**SEMINAR OM
KAJER OG FÆRGELEJER**

afholdt i København

6. februar 1990

Publikation udsendt januar 1994



DANSK VANDBYGNINGSTEKNISK SELSKAB

DANISH SOCIETY OF HYDRAULIC ENGINEERING

v/ H. F. Burcharth, AUC, Sohngårdsholmsvej 57, 9000 Aalborg. Tlf. 08 - 142333

København, januar 1994

INDLEDNING

Denne publikation indeholder indlæg fra seminar i Dansk Vandbygningsteknisk Selskab den 6. februar 1990 vedrørende "Kajer og færgelejer".

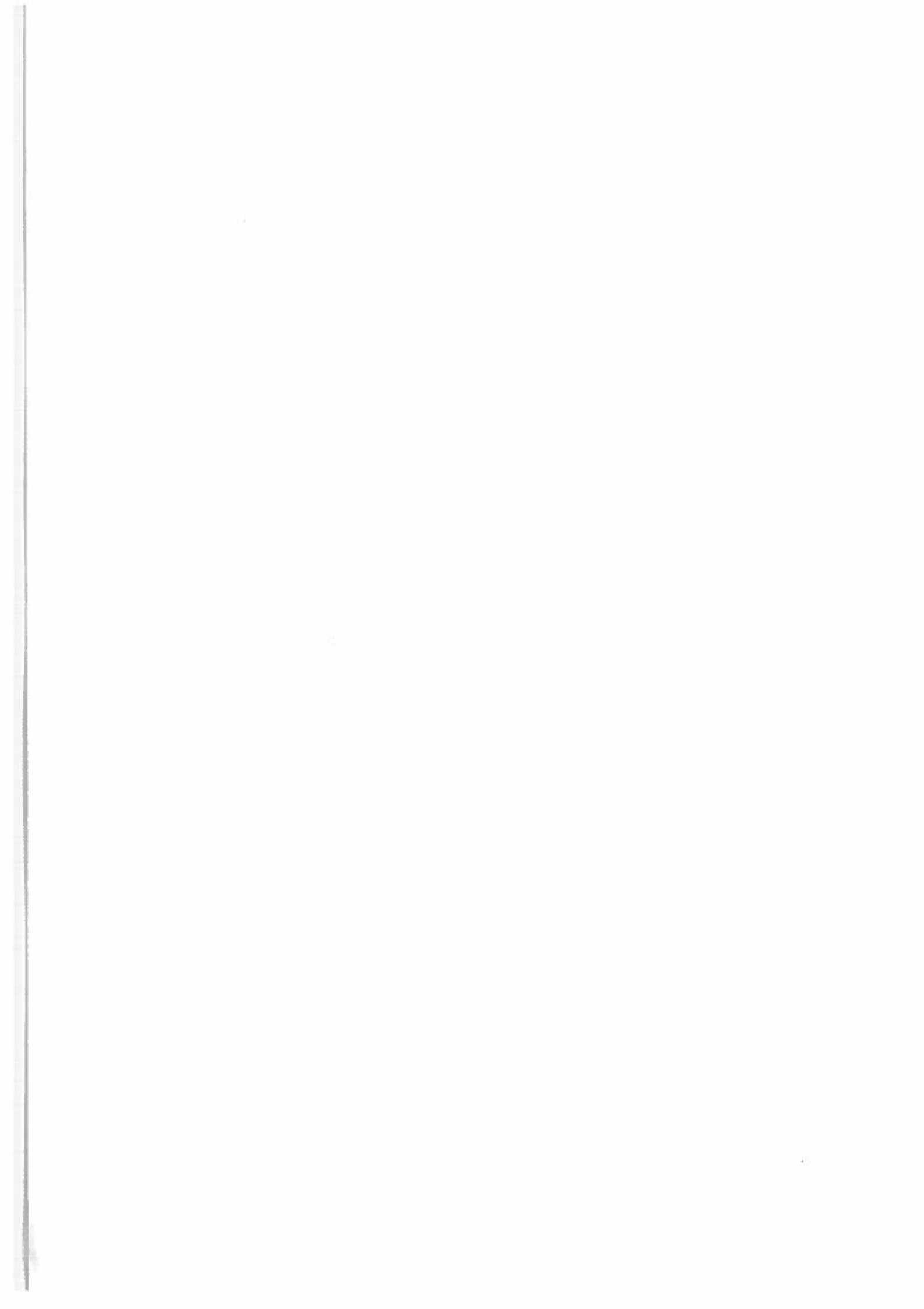
Udsendelse af publikationen sker desværre først nu, da det har været vanskeligt at formå alle foredragsholderne til at nedfælde "guldkornene" fra deres foredrag.

I publikationen er medtaget senere udarbejdede indlæg om henholdsvis erosionsbeskyttelse (generelt og ved den nye terminal i Helsingør), om havnekonstruktion udført på blød bund og et ikke tidligere publicerede indlæg om konstruktioner og geoteknik i lystbådehavne udarbejdet som kommentar til den tidligere udsendte publikation om lystbådehavne.

Dansk Vandbygningsteknisk Selskab

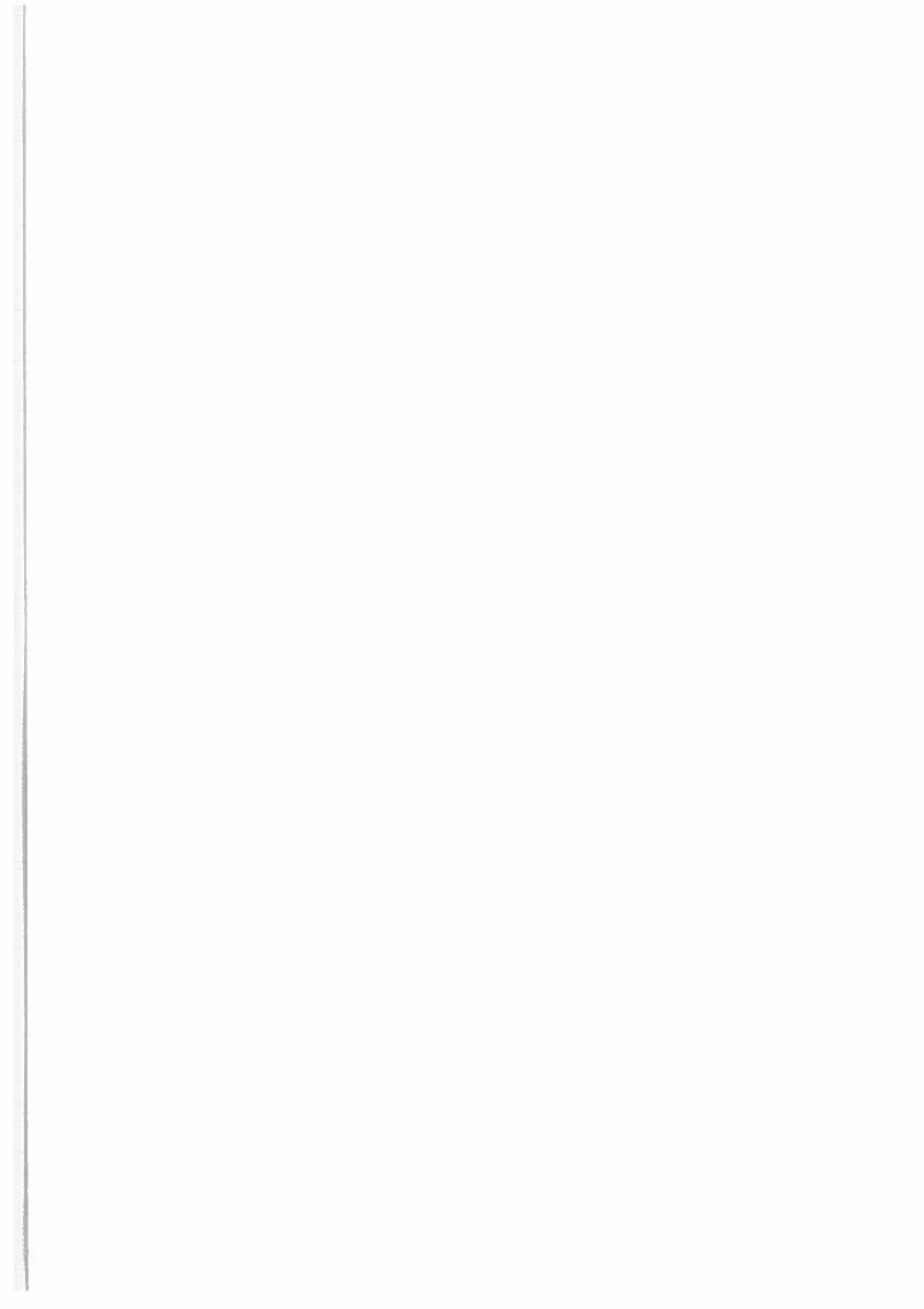


Helge Gravesen



INDHOLDSFORTEGNELSE

1. Dybe kajer
ved Erik Daugaard Jensen (Dansk Geoteknik as, Carl Bro Gruppen)
2. Kulkajer
ved Jan Løgstrup (Rambøll, Hannemann & Højlund)
3. Forøgelse af vanddybder foran eksisterende vejkonstruktioner
ved E. Hulgaard (Hostrup-Schultz & Sørensen A/S)
4. DSB's principper for udførelse af færgelejer
ved Bjarne Pankchik (DSB)
5. Klapper og ramper
ved Henning Andresen (Dansk Ingeniør System as, Carl Bro Gruppen)
6. Bunderosion forårsaget af skibspropeller
ved H.F. Burcharth (AUC)
7. Scour protection in new ferry terminal of Elsinore
ved
Bjarne Pankchik (DSB),
Helge Gravesen (Dansk Geoteknik as, Carl Bro Gruppen)
Jørn Thomsen (Comar Engineers A/S)
8. Harbour Construction and facilities on soft soils, case studies
ved Torben Bjerg Hansen og Jens Løllike (Dansk Geoteknik as, Carl Bro Gruppen)
9. Lystbådehavne, konstruktioner og geoteknik
ved C.P. Olsen (Dansk Geoteknik as, Carl Bro Gruppen)



DYBE KAJER

Af civ.ing. E. Daugaard Jensen
Dansk Geoteknik as

Indlæg ved Dansk Vand-
bygningsteknisk Selskab
møde den 06.02.1990

1. INTRODUKTION

Nærværende indlæg behandler emnet "Dybe Kajer" (dybtvandskajer) fra den synsvinkel, Dansk Geoteknik as arbejder med det - i hverdagen.



Fredericia, Møllebugten. Under udførelsen 1975-80.

Anlægsarbejder i forbindelse med dybtvandskajer er ofte af betragtelig størrelse. Da arbejderne foregår på vand, og ofte på stor vanddybde, er der udover slutproduktet en række vejrligssituationer og provisoriske tilstande undervejs, der kræver nøje overvejelse for at komme "sikkert" gennem udførelsen.

Ovenstående foto fra Møllebugten viser - udover størrelsen - en række normale processer, der indgår i vandbygningsarbejder

- sandopfyldning/jordarbejder
 - interimstillads
 - spunsvægs- og pæleramning
 - stenarbejder
- etc.

På billedet er der ikke en krusning på Lillebælt. Men hvorledes er udførelsen planlagt under hensyntagen til vejrliget? Og på hvilken måde er forhold herom indarbejdet i det aktuelle projektmateriale?

Hvor står den rådgivende ingeniør i denne sammenhæng?

Gennem en række eksempler vil Dansk Geoteknik as' praksis omkring dette blive belyst.

I dette indlæg er dybe kajer (dybtvandskajer) defineret ved det simple kriterium, at vanddybden er større end 10 m. Relevante nuværende og påbegyndte havne (1990) fremgår af Danmarkskortet, jf. nedenfor, idet det samtidig bemærkes, at alle dybtvands-havne har en naturlig sammenhæng med T-ruten gennem Storebælt til Østersøen.



Danmarkskort m. dybtvandshavne markeret.

2. TYPER OG KARAKTERISTIKA

På grundlag af bl.a. Den Danske Havnelods er nuværende dybtvandskajer i respektive havne undersøgt med hensyn til vanddybder og konstruktionsprincip. I denne sammenhæng er foretaget en opdeling på massivkajer og pierkonstruktioner. Resultatet er angivet i nedenstående fig. 1.

STED	VANDDYBDE	TYPE
Århus	12,0 / 13,5 m	Massiv
Studstrupværket	11,3 m	Massiv
Fredericia	12,0 / 15,0 m	Massiv / pier
Kalundborg	12,0 / 13,0 m	Massiv / pier
Stignæs	16,0 / 18,0 m	Massiv / pier
Ensted	15,5 / 18,0 m	Massiv / pier
Åbenrå	11,0 m	Massiv
Vanddybde i Esbjerg, Aalborg og København: Ca. 10 m		
Vanddybde i Nyborg: Forberedt for 12 m		

Fig. 1: Vanddybde og konstruktionsprincip, dybtvandskajer .

Opdelingen af dybtvandskajer i massive kajer og i pierkonstruktioner er foretaget ud fra fællestræk vedrørende optrædende kræfter og disses optagelse. Uden at være komplet er i fig. 2 forsøgt en opstilling af en række generelle forhold vedrørende de to konstruktions-typer.

A. Massivkajer

1. Bagfyldte konstruktioner (store jordarbejder)
2. Store belastninger, nyttelast:
 $p_k \geq 20 \text{ kN/m}^2$ (kajgade)
 $p_k \geq 120\text{-}200 \text{ kN/m}^2$ (bagved, kul etc.)
3. Store belastninger fra mobilkraner, skinnelørende kraner, containerkraner etc.
 $P_k \sim 1.500\text{-}2.000 \text{ kN/ben}$
4. Vandrette skibsstød
 $P_k \sim 3.000 \text{ kN}$ (uden fændere)
 $P_k \sim 1.000 \text{ kN}$ (med punktfændere)

Eksempler: Fredericia. Møllebugten

B. Åbne pierkonstruktioner

1. Lette konstruktioner
2. Store krav til energioptagelse
(peiner duc d'alber, jumbofændere etc.)
3. Små lodrette belastninger, ved kulpier dog store lodrette belastninger fra lossekraner
4. Store rammedybder

Eksempler: Asnæsværket. Kulpier
Fredericia. Olieanlægsværker

Fig. 2: Generelle karakteristika, massivkajer og pierkonstruktioner

Dansk Geoteknik as' største erfaring med dybtvandskajer ligger inden for området massivkajer i form af massegodskajer til trafikhavneformål. I forbindelse med disse projekter arbejdes ganske nøje med provisoriske stadier ligesom der ved konstruktionsudformningen lægges vægt på udførelsesvenlighed og mulighederne for at lade interimskonstruktioner indgå i det permanente anlæg. Eksempler på massivkajer, projekteret af Dansk Geoteknik as: Møllebugten, Kastelshavnen og Centerhavnen i Fredericia, Sydhavnen i Kalundborg samt Aabenrå.

Dansk Geoteknik as har dog også erfaring med pierkonstruktioner, bl.a. olieanlægsværkerne i Fredericia.

3. VALG AF KONSTRUKTIONSUDFORMNING

Inden der går over til en gennemgang af forskellige valg af konstruktionsudformninger, belyst ved eksempler, skal knyttes nogle få overordnede kommentarer til indgående elementer ved gennemførelsen af et projekt, jfr. fig. 3.

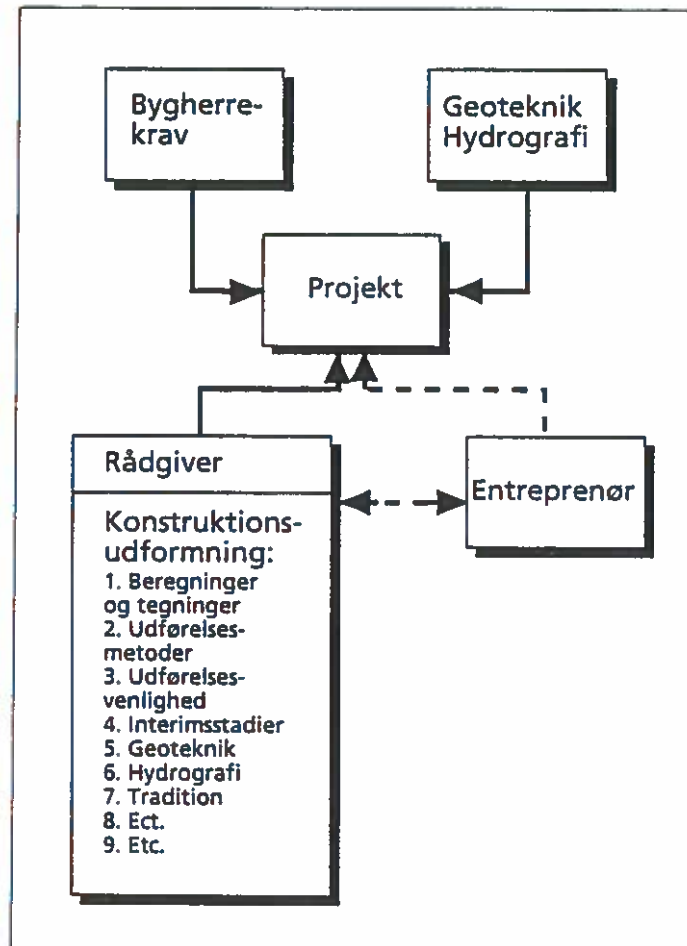


Fig. 3: Indgående elementer i et projekt.

Rådgiverens rolle er - selvfølgelig - ud fra givne stedlige forhold i form af geotekniske og hydrografiske forhold m.v. at udarbejde et projekt i overensstemmelse med bygherrens krav og ønsker. Rådgiveren skal imidlertid ved fastlæggelsen af konstruktionsud-

formningen være ajour med mulige udførelsesmetoder (angivet ved input fra "kassen" Entreprenør) samt specielt, da udførelsen af dybtvandshavne indeholder håndtering af store kræfter, forholde sig til udførelsesvenlighed og interimsstadier.

Dansk Geoteknik as udarbejder generelt vandbygningsprojekter med stor udførelsesvenlighed, hvor processerne følger i naturlig forlængelse af hinanden, og hvor der tilstræbes stor sikkerhed i enhver fase. Uanset at entreprenøren indtil afleveringen har det fulde ansvar for entreprisens gennemførelse, er der i flere projekter efter aftale med bygherren, direkte medtaget og foreskrevet provisoriske konstruktioner, specielt hvor disse eller en del af disse efterfølgende kan indgå som permanente konstruktioner. Ved direkte at angive provisoriske konstruktioner opnås samtidig, at risikoniveauet under udførelsen er defineret.

3.1 FREDERICIA. Kastelshavnen

Projektet omfatter en forlængelse af eksisterende Kastelshavnsbolværk med ca. 125 m mod vest i et område med komplicerede bundforhold. Vanddybdekravet er 12 m. Projektet blev gennemført 1978-80.

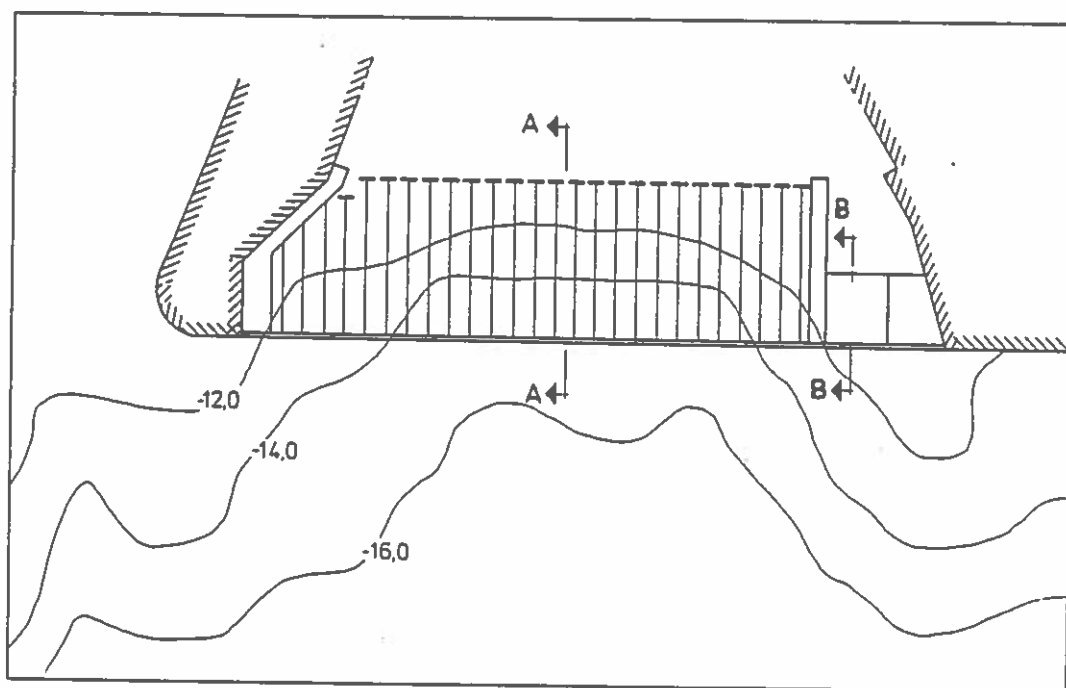


Fig. 4: Kastelshavnen, plan

Plan af hovedkonstruktionen fremgår af fig. 4. Det bemærkes, at vanddybden på hovedparten af den omhandlede strækning er større end vanddybdekravet 12 m. Fig. 5 viser det generelle snit, medens fig. 6 illustrerer projektudformningen på en, geoteknisk set, kompliceret overgangsstrækning.

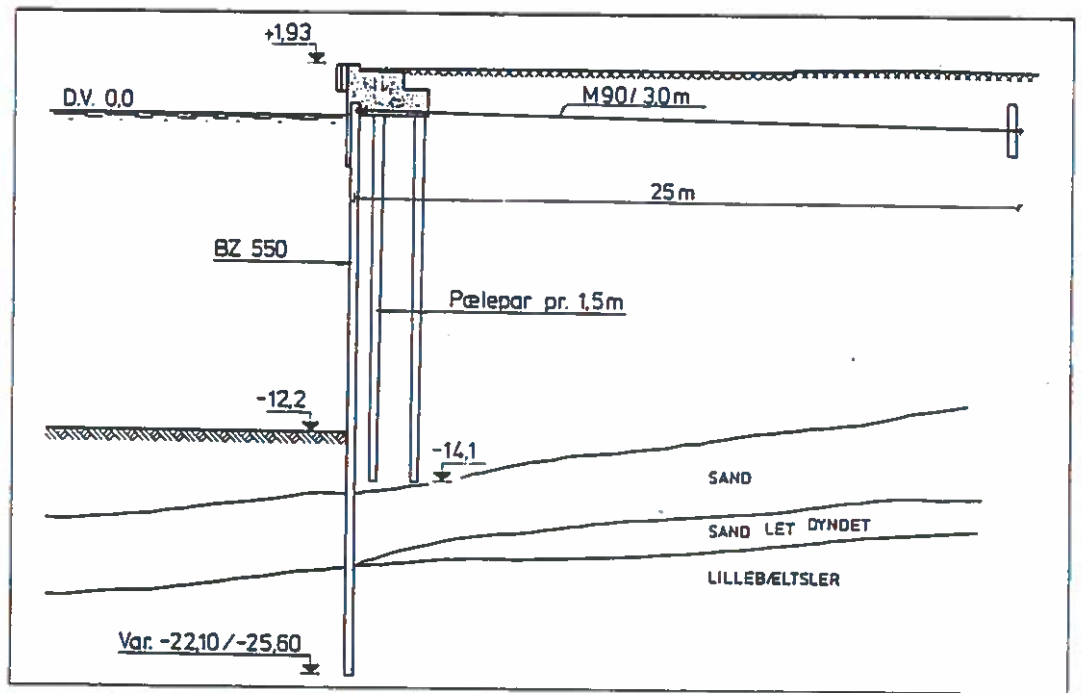


Fig. 5: Kastelshavnen, typisk snit, snit A-A

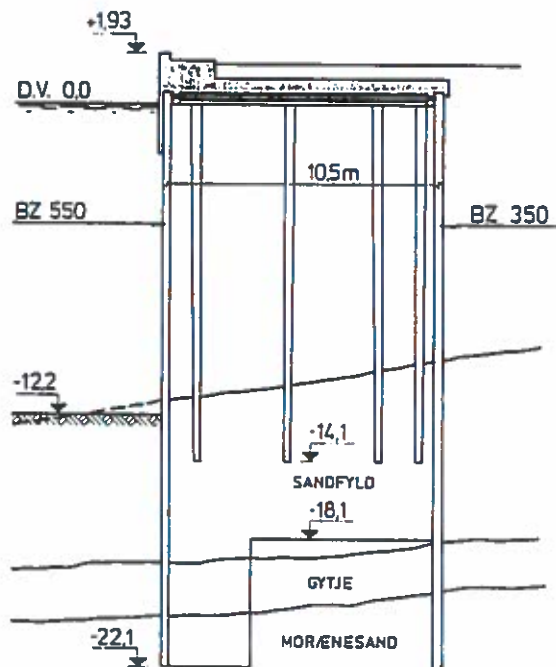


Fig. 6: Kastelshavnen, snit B-B, i overgangsstrækning med celleløsning

Med henvisning til fig. 5 noteres følgende forhold:

- Kajen udføres som en traditionel spunsvægløsning med forankring i eet niveau.
- Betonoverbygningen, der udgør funderingen for et skinnekørende Siwertell sugeloseanlæg, funderes på pælepar (af gran) pr. 1,5 m. Bemærk at pælespidserne er over eksisterende bund.
- Vanddybden 12 m opnås ved opfyldning med sandfyld, der afdækkes med 0,3 m ral under hensyntagen til optrædende strømhastigheder i Lillebælt.
- Korrosionsbeskyttelse af spunsvæggen indtil kote -2 m udføres ved forstøbning.

I projektet er de provisoriske konstruktioner angivet og foreskrevet som vist på figur 7.

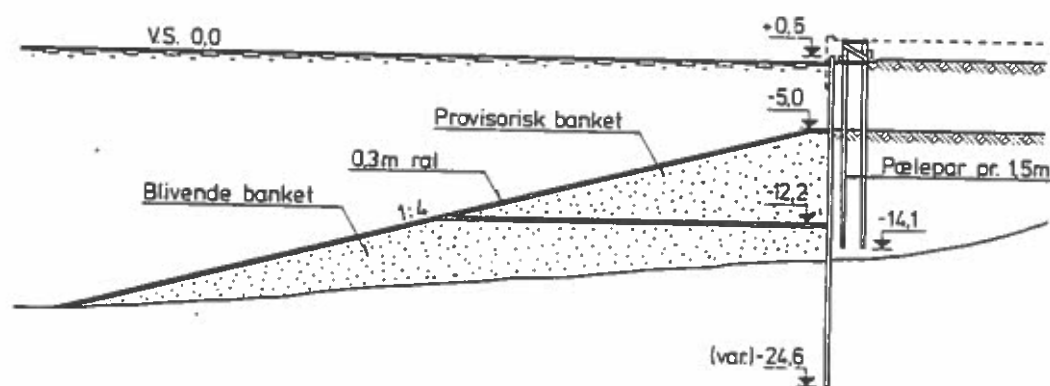


Fig. 7: Kastelshavnen, provisoriske konstruktioner

Ved at foreskrive en sandpude i kote -5 m reduceres optrædende kræfter under udførelsen markant (!) i forhold til en udførelse på f.eks. 12 m vand.

Følgende udførelsesrække er påregnet:

- udlægning af undersøisk sandpude til kote -5 m
- afdækning af sandpude med ral
- flydende ramning af lodpæle
- afsværtning af pæle med afstivninger og etablering af rammestræk (= permanente stræk). Afstivning er dimensioneret for optrædende differensvandtryk og opfyldning bag væg til kote -0 m (bemærk: der anvendes rammer i stedet for pælebukke)
- flydende ramning af spunsvægsjern
- opfyldning og etablering af hovedforankring
- fjernelse af interimsforanstaltninger (pæletoppe og afstivninger)
- fjernelse af sandpude over kote -12 m (anvendes som opfyldning) og afdækning af ny overflade med ral
- efterramning af pæle
- udførelse af betonarbejder
- diverse færdiggørelse

Det fremgår, at samtlige i det provisoriske stillads indgående elementer (pæle og sandpude) nyttiggøres i den permanente konstruktion. Eneste "overskud" er den øvre del (1-2 m) af pælene samt afstivningerne.

3.2 FREDERICIA. Kaj 22

Projektet omfatter nyanlæg af ca. 225 lbm bolværk med 15 m vand, benævnt Centerhavnen. Kajudformningen fremgår af fig. 8.

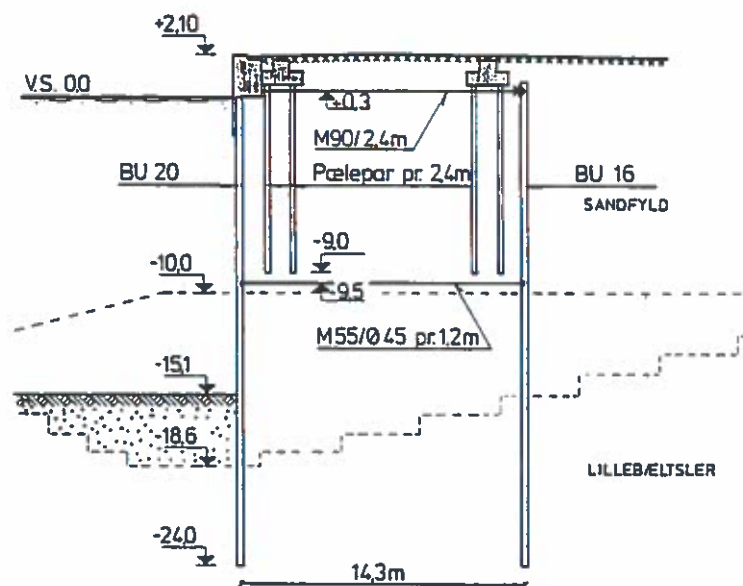


Fig. 8: Kaj 22, typisk snit i permanent konstruktion

Konstruktionsudformningen er valgt under hensyntagen til følgende overordnede faktorer:

- jordbundsforholdene i området består af gytje- og sandaflejringer, underlejret af tertiært Lillebæltssler med ringe korttidsstyrke og en karakteristisk plan friktionsvinkel i langtidstilstanden på kun ca. 16°!
- kajbelastningen skal være 20 kN/m² karakteristisk, fra 50 m bag kajfronten dog 120 kN/m² karakteristisk
- kajen skal forsynes med kranspor for skinnekørende portalvippekræner.

Beregning af kajkonstruktionen efter sædvanlige principper med en væg, forankret i eet niveau, indebærer, udover at stille krav til en stor bundudskiftning i Lillebæltssleret, at ankerlængden af stabilitetsgrunde skal være ca. 50 m! Samtidig vil dette koncept indebære et endog meget kraftigt vægprofil og tilsvarende meget store forankringskræfter.

Ved at introducere ankere i to niveauer, begge ankret til samme gennemgående ankervæg, opnås følgende:

- kravene til frontvæggen reduceres markant
- indflydelsen af den ringe kort- og langtidstyrke i Lillebæltssleret elimineres i styrkeberegningen af frontvæggen ved bundudskiftning i Lillebæltssleret til kote -18,6 m (frontvæggen skal da beregningsmæssigt - uden hensyntagen til stabiliteten - rammes til kote -18,5 m)

- ramning af såvel frontvæg som bagvæg til kote -24 m indebærer at både kort- og langtidstabiliteten er i orden.

De nedre ankre i kote -9,5 m placeres, som det fremgår af fig. 8, pr. 1,20 m. Da kransporene skal være stort set sætningsfrie og derfor pælefunderede, vælges en pælefundering med spidskote i kote -9,0 m (over nedre ankre) og dybdekomprimering af sandet under kote -10 m i tracéen for de to kranbjælker. Alternativet hertil ville være at ramme pæle forbi de nedre ankre og ned i Lillebæltsleret, et risikabelt foretagende med alle chancer for uoprettelige beskadigelse af de nedre ankre.

Projektet blev gennemført i perioden 1985-87. Efterfølgende figurer 9a-9h viser faserne i udførelsen af kaj anlægget.

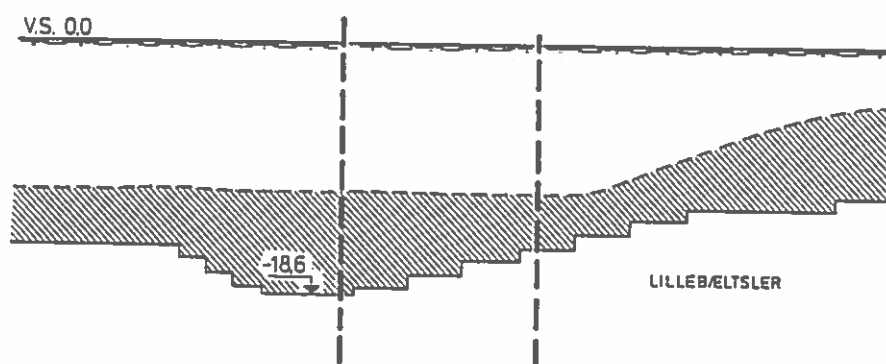


Fig. 9a: Fase 1: Uddybning

Bemærkning: Gytje- og sandaflejringer samt den øvre svageste del af Lillebæltsleret bortgraves. Skråningshældningen mellem de to vægge er fastlagt på grundlag af stabilitetsanalyser.

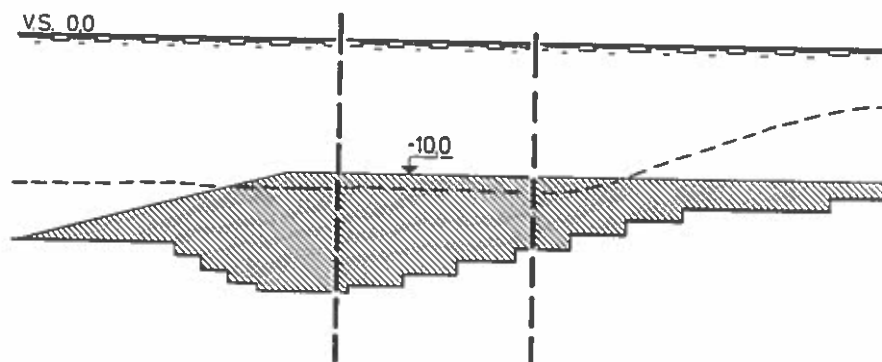


Fig. 9 b: Fase 2: Provisorisk sandpude

Bemærkning: Etablering af sandpude til kote -10 m stiller mindre krav til det provisoriske stillads, end hvis der blev arbejdet på 15 m vand. På grund af de nedre ankre kan sandpuden ikke udføres med overside højere end i kote ca. -10 m.

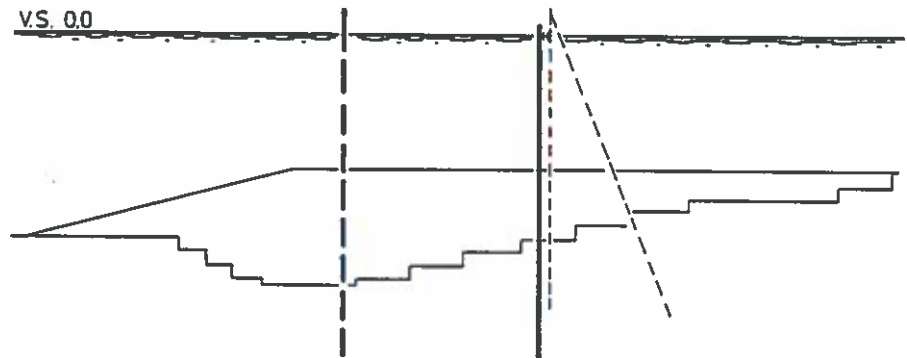


Fig. 9c: Fase 3: Provisorisk stillads for bagvæg
Ramning af bagvæg

Bemærkning: Det provisoriske stillads blev fastlagt af entreprenøren og indgår ikke i den permanente konstruktion.

Det provisoriske stillads består af pælebukke, der rammes i Lillebæltsleret. Da stilladset efterfølgende skal fjernes (trækkes) må pælene ikke rammes for dybt i Lillebæltsleret.



Fig. 9d: Fase 4: Dybdekomprimering

Bemærkning: Dybdekomprimeringen udføres med 7,5 m "juletræ" med nedstik, placeret under hvert pælepar, d.v.s. pr. 2,4 m.

Følgende procedure anvendes ved den forreste kranbjælke.

Nedvibrering	-10 m	til	-18 m	:	2-3 min.
Opvibrering	-18 m	til	-14 m	:	5 min.
Nedvibrering	-14 m	til	-16 m	:	1 min.
Opvibrering	-16 m	til	-12 m	:	5 min.
Nedvibrering	-12 m	til	-14 m	:	1 min.
Opvibrering	-14 m	til	-10 m	:	5 min.

En tilsvarende, men modificeret procedure, anvendes ved den bageste kranbjælke (mindre fyldhøjde).

Om kontrol af dybdekomprimeringen henvises til nedenfor.

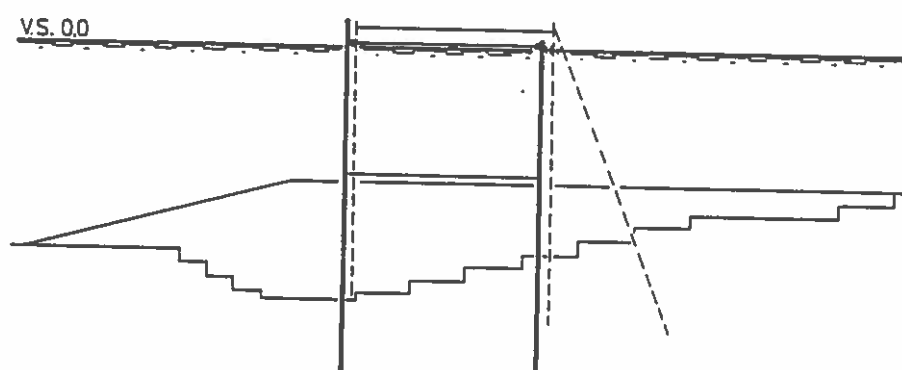


Fig. 9e: Fase 5: Provisorisk stillads for frontvæg
Ramning frontvæg
Øvre og nedre ankre

Bemærkning: Ingen.

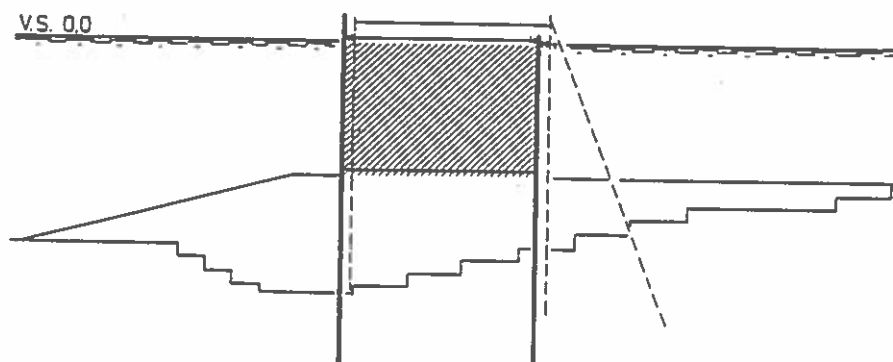


Fig. 9f: Fase 6: Opfyldning mellem vægge

Bemærkning: Herefter er det provisoriske stillads principielt overflødigt, idet systemet med to gensidigt forankrede vægge med fyld imellem i sig selv er stabilt.

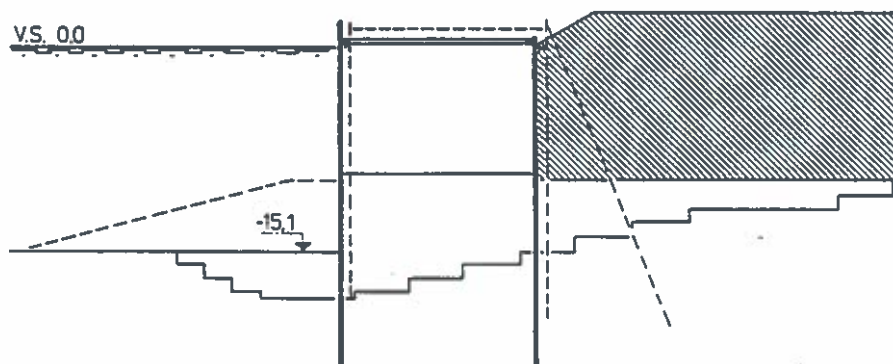


Fig. 9g: Fase 7: Fjernelse af provisorisk sandpude, genanvendes som opfyldning
Opfyldning generelt
Fjernelse af provisoriske konstruktioner (opvibrering)

Bemærkning: Med sin statiske virkemåde må der forventes vandrette deformationer af kajkonstruktionen for at få "spændt" jorden op, et forhold der kunne måles på stedet (bevægelser af toppen på frontspunsvæggen).

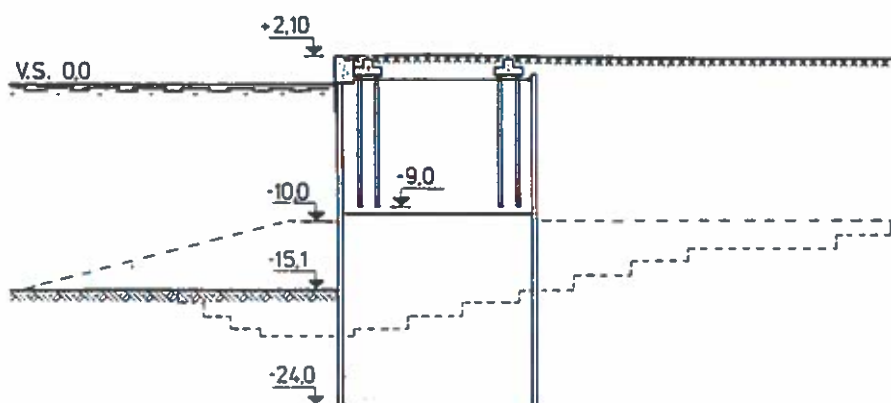


Fig. 9h: Fase 8: Pæleramning for kranbjælker
Betonarbejder
Færdiggørelsesarbejder

Bemærkning: Ingen.

En overordnet vurdering af den valgte udførelsesrækkefølge med de nævnte 8 faser efterlader indtrykket af en særdeles sikker og kontrolleret udførelse - meget lidt afhængig af vejrliget. Faktisk modstod interimskonstruktionerne påvirkningerne fra en isvinter!

Med hensyn til dybdekomprimeringen blev denne kontrolleret dels ved detaljerede pejlinger før og efter dybdekomprimeringen dels ved udførelse af undersøgelser med belastet spidsbor før og efter dybdekomprimeringen samt efter opfyldning (både før og efter pæleramning). Resultaterne er vist i fig. 10.

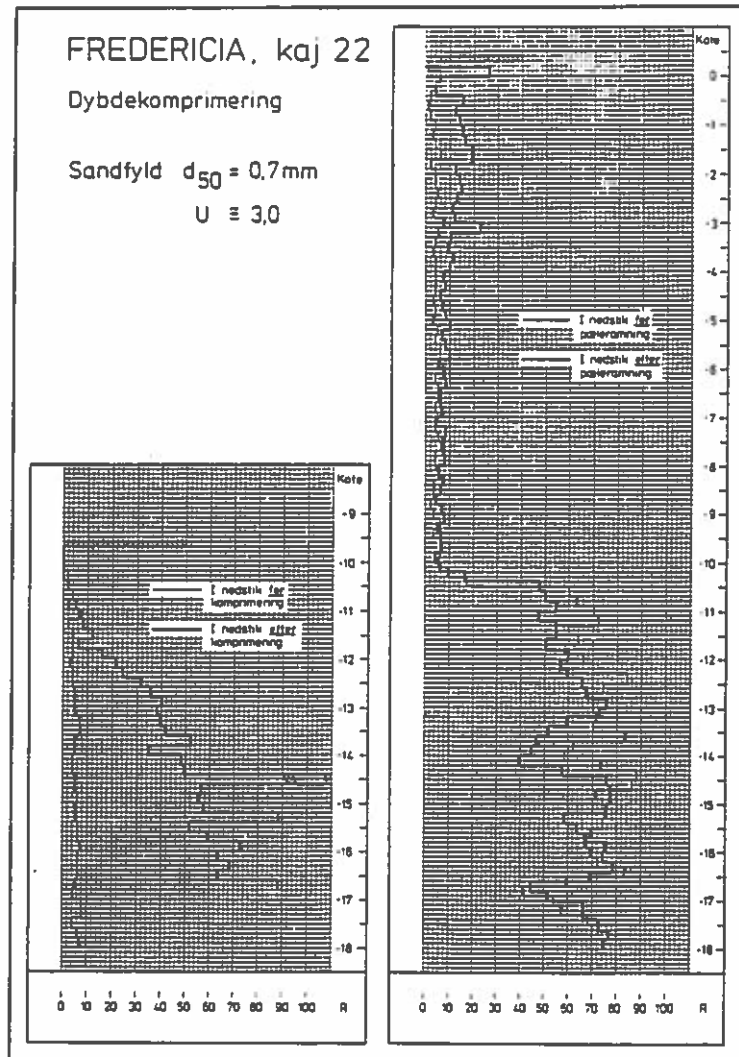


Fig. 10: Resultat af dybdekomprimering m.v.

Til resultaterne på fig. 10 bemærkes

- zonen mellem kote -10 m og -12 m viser sig efter slutopfyldning også at være meget tæt lejret (jfr. forskel i denne zone før og efter slutopfyldning)
- pæleramningen medfører ikke nogen væsentlig fastlejring af det omgivende sand uanset at der er en synlig effekt.

Pejlinger før og efter dybdekomprimering viste en sætning af havbunden på 0,5-0,7 m (fyldhøjde oprindelig ~8,5 m).

3.3

FREDERICIA. Møllebugten

Projektet omfatter nyanlæg af bl.a. ca. 300 lbm bolværk med 12 m vand. Projektet blev gennemført i perioden 1975-80 som en del af hele udførelsen af Møllebugthavnen.

Kajudformningen fremgår af fig. 11.

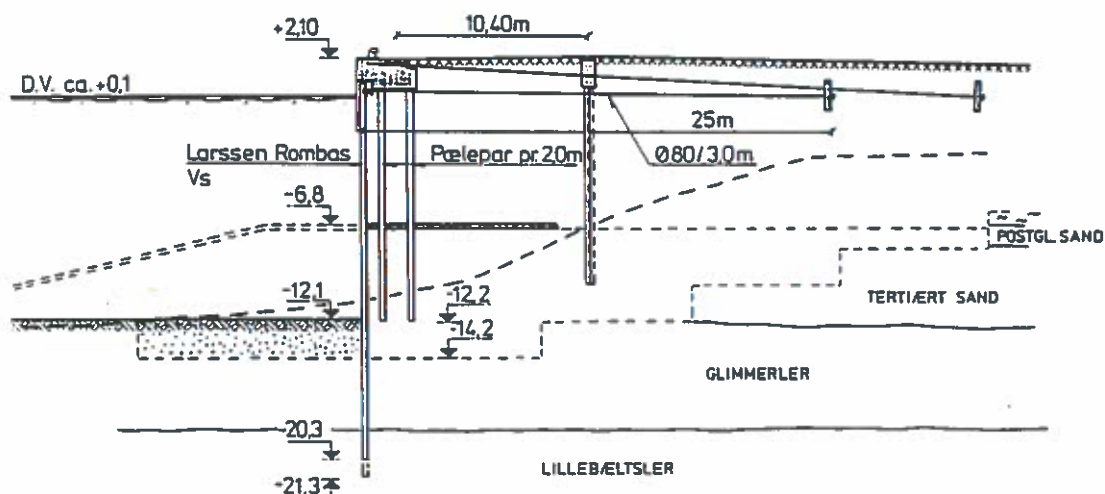


Fig. 11: Møllebugten, Normalsnit i 12 m kaj

Vedrørende konstruktionsudformning, udførelsesrækkefølge m.v. ligger Møllebugten meget tæt på de principper, der er angivet i afsnit 3.1 om Kastelshavnen, hvortil der således henvises.

Eneste markante forskel er, at ramningen af spunsvæggen ikke sker flydende, derimod tørt fra et stillads, hvori kranbjælkepælene indgår. Rammegrejet incl. mægler er monteret på en til formålet fremstillet "vogn", der ruller fremad på skinner, monteret på stilladset, i takt med ramningen.

3.4

KALUNDBORG. Sydhavnen

Projektet er et led i den fortsatte udbygning af Sydhavnen i Kalundborg og omfatter ca. 110 lbm bolværk, forberedt for 12 m. I en senere etape planlægges yderligere ca. 110 lbm bolværk med vanddybde 12 m udført, således at der herved etableres en anløbsplads for skibe med dybgang svarende til 12 m vand.

Det aktuelle projekt blev gennemført i 1984-85.

Kajudformningen fremgår af fig. 12.

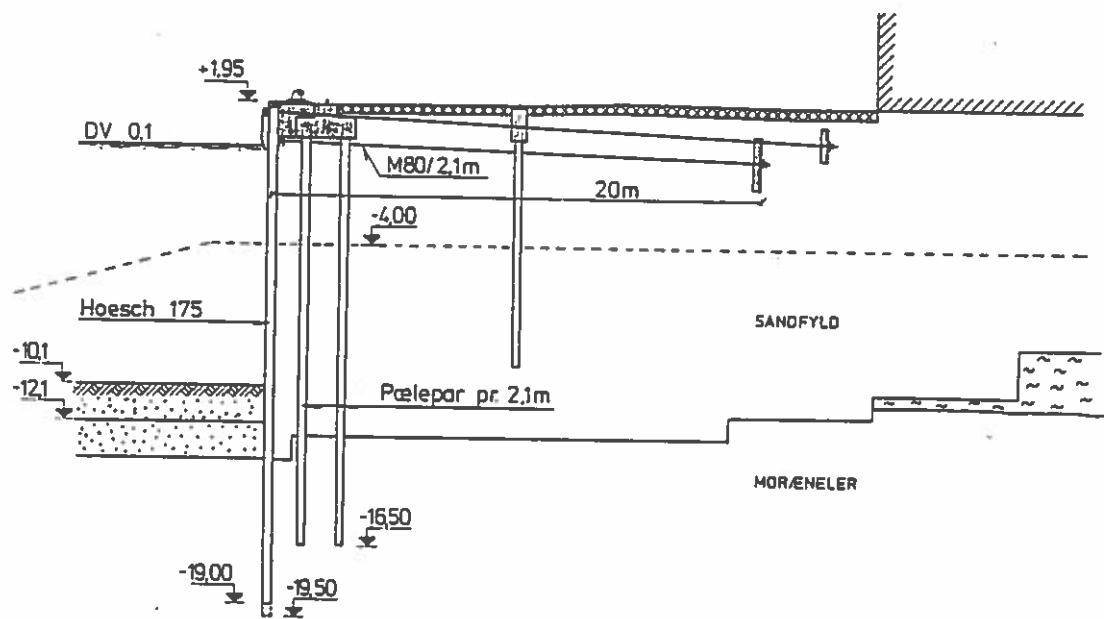


Fig. 12: Sydhavnen, normalsnit i kaj

Vedrørende konstruktionsudformning, udførelsesrækkefølge m.v. ligger Sydhavnen ligeledes meget tæt på de principper, der er angivet i afsnit 3.1 om Kastelshavnen, hvortil der således henvises.

På et enkelt punkt er der dog en afvigelse: Kransporspælene, der indgår i det provisoriske stillads, er rammet til fornøden bæreevne og mindst til et kotekriterium (-16,5 m) allerede på rammetidspunktet med bunden beliggende i kote -4 m (overside sandpude). Dette er bl.a. valgt for at undgå efterramning samt sætninger af pælene i forbindelse med den efterfølgende spunsvægsramning og deraf følgende gener i form af vandrette bevægelser af stilladset som det blev konstateret ved Kastelshavnen (omtales i afsnit 4) og Møllebugten.

Bundforholdene i Kalundborg Sydhavn er iøvrigt karakteriseret ved, at der optræder faste og bæredygtige aflejringer i form af moræneler og sand under mægtige og meget slappe gytjeaflejringer. I forbindelse med opførelsen af kajen bortgraves alle sætningssgivende aflejringer i hele kajgadens bredde.

4. DEFORMATIONER

I forbindelse med havne- og vandbygningsarbejder optræder på grund af de store belastninger altid deformationer, såvel lodrette som vandrette. Deformationerne spiller dog som oftest ingen synderlig rolle, eftersom de typisk er af moderat størrelse.

Imidlertid er det væsentligt allerede under projekteringen nøje at vurdere, om der i forbindelse med aktuelle konstruktioner uundgåeligt vil optræde deformationer under udførelsen, og at der som følge heraf skal tages hensyn hertil ved fastlæggelsen af konstruktionsudformningen. Det klassiske eksempel er, at selv moderate vandrette deformationer af en spunsvæg kan give problemer med at overholde et fornuftigt dæklag på armeringen i en betonforstøbning!

Nedenfor præsenteres ved eksempler registrerede vandrette deformationer for konstruktioner, der er udført, det ene eksempel vedrører den permanente konstruktion, det andet vedrører et interimstillads og dermed også den permanente konstruktion.

4.1 FREDERICIA. Kaj 20

Kaj 20 er stort set udført efter fuldstændigt samme principper som Kaj 22, jfr. afsnit 3.2, blot udført et par år senere. Vanddybden er ligeledes 15 m.

Ved udførelsen af Kaj 22 kunne konstateres vandrette deformationer af frontvæggen (jfr. også bemærkningen til fig. 9g) uden at disse deformationers absolutte størrelse blev målt. I forbindelse med opførelsen af Kaj 20 blev derfor gennemført et måleprogram til bestemmelse af de vandrette flytninger af frontvæggen i kote ca. +1,75 m svarende til top af spunsvæg i frontvæggen. Resultatet af målingerne fremgår af fig. 13.

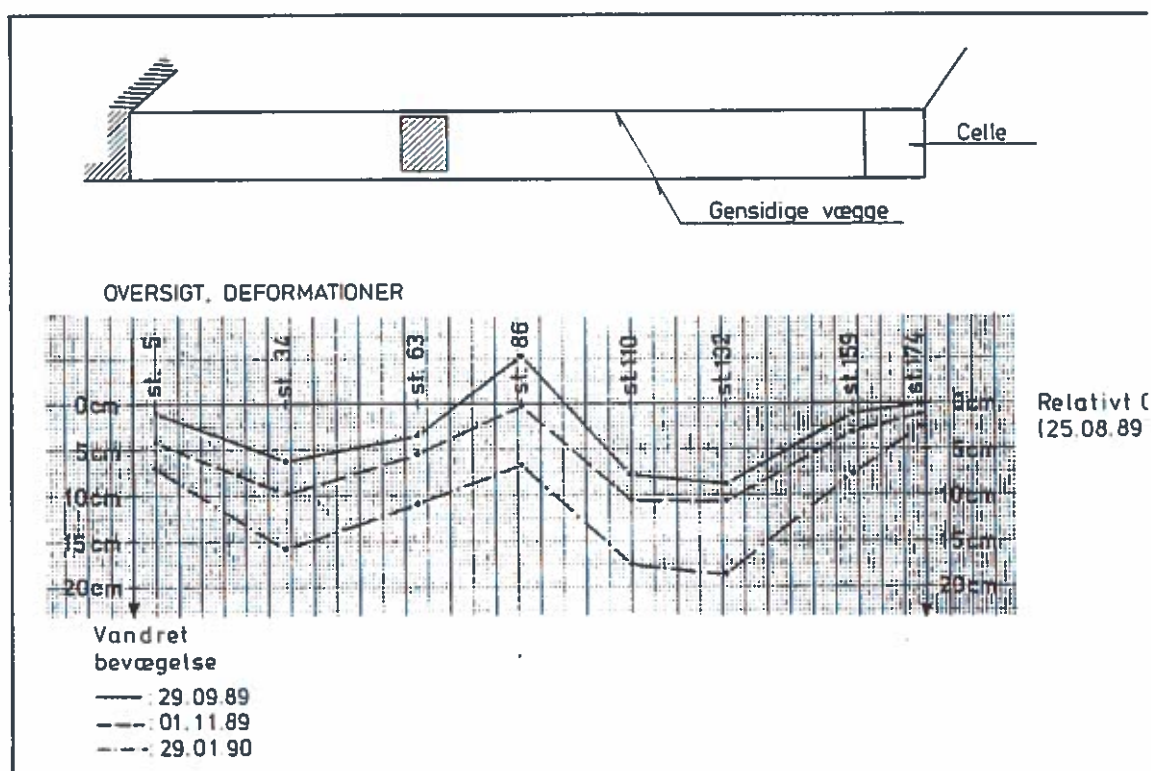


Fig. 13: Kaj 20. Vandrette deformationer

Stedet på måletidspunkterne er som følger:

- 25.08.89: Relativt 0. Vægge rammet og gensidigt ankeret. Ikke fyld mellem vægge over kote -10 m, som er overside sandpude.
- 29.09.89: Konstruktionen opfyldt ca. til kote +0,5 m med fyld til ca. samme niveau bag ved konstruktionen. Sandpude foran frontvæggen er fjernet til kote -15 m.
- 01.11.89: Stort set som 29.09.89 (jorden "spændes op").
- 29.01.90: Konstruktion og bagareal færdigopfyldt ligesom alle pælearbejder og hovedparten af betonarbejderne er udført.

Forholdene i st. 86 skal tilskrives, at der umiddelbart bag kajkonstruktionen i en periode blev udført udgravning for en dyb brønd (uk ~ -5,0 m) incl. lokal grundvandssænkning.

I projekt materialet var angivet, at der måtte påregnes vandrette flytninger på ca. 10 cm.

De konstaterede vandrette flytninger er af størrelsesorden 1% af væghøjden over bunden.

Kaj 20 blev i samarbejde med DIA-B instrumenteret til måling med inclinometer. Foreløbige resultater af disse målinger er vist på fig. 14, hvor også stedet på måletidspunktet er angivet.

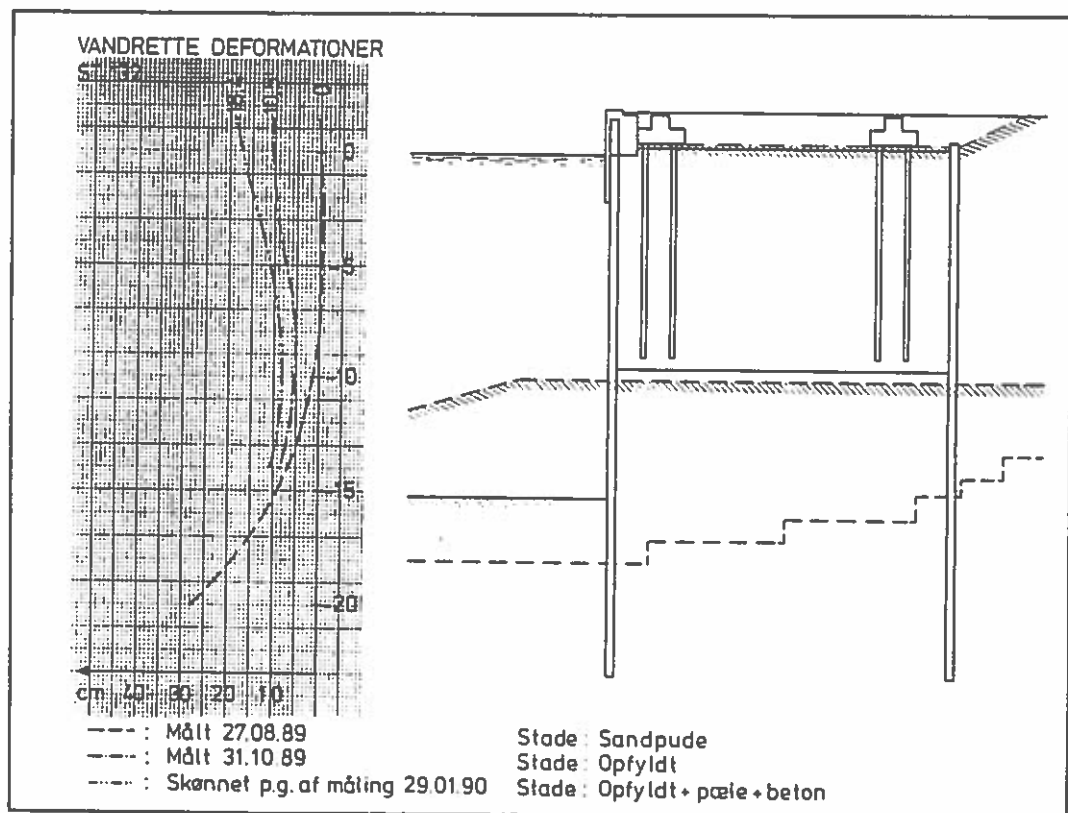


Fig. 14: Vandrette deformationer fra inclinometermålinger.

Det er åbenbart, at de nedre ankre træder i funktion i forbindelse med opfyldningen.

4.2 FREDERICIA. Kastelshavnen

Konstruktionsudformningen og det provisoriske stillads er allerede beskrevet i afsnit 3.1, hvortil der henvises.

Det provisoriske stillads fremgår af fig. 15 (lig fig. 7).

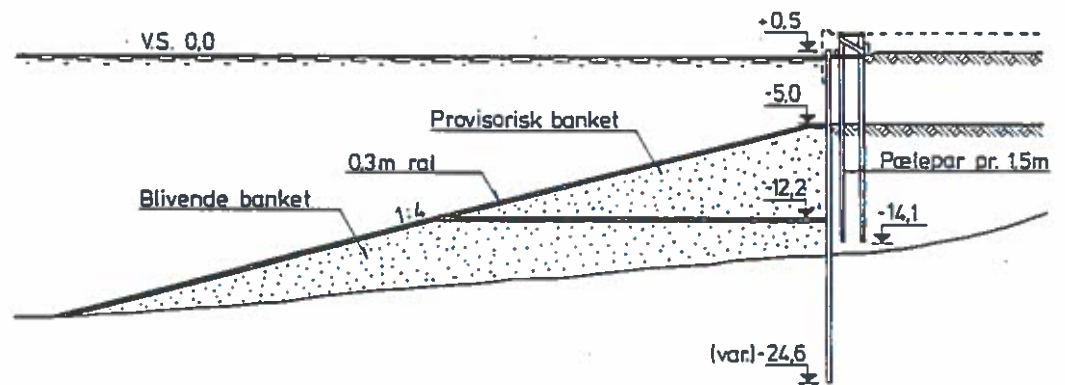


Fig. 15: Kastelshavnen, provisoriske konstruktioner

Pælene i det provisoriske stillads kobles i toppen med afstivninger, således at pæle og afstivninger udgør en stiv ramme.

Under udførelsen kunne konstateres vandrette deformationer af stilladset! Disse blev registreret tillige med de lodrette bevægelser af de forreste stilladspæle. Resultatet af målingerne fremgår af fig. 16.

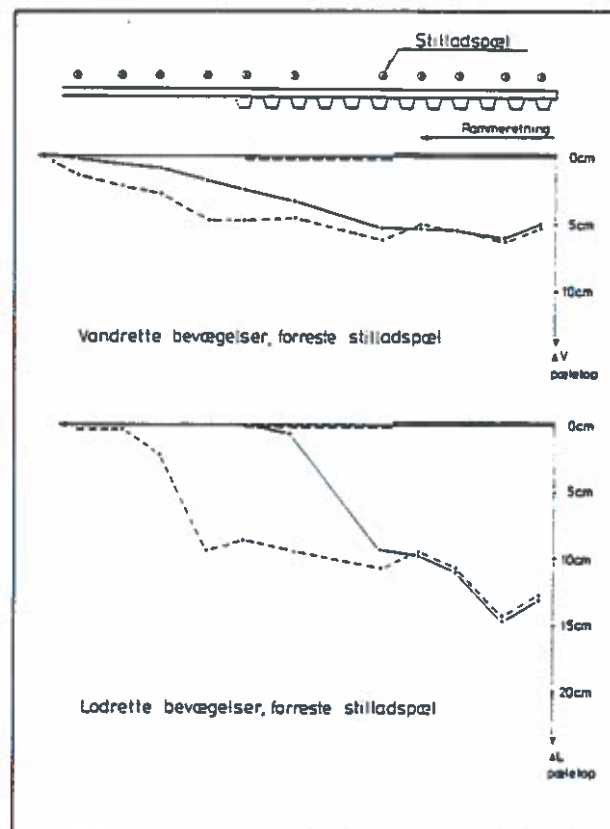


Fig. 16: Kastelshavnen, deformationer

Figuren viser de vandrette bevægelser og lodrette sætninger af forreste stilladspæle efter ramning af først eet panel spunsvæggsjern (angivet med) og derefter yderligere eet panel spunsvæggsjern (angivet med).

Hele problemstillingen blev nøje analyseret og dette førte til hovedforklaringen som følger:

- under ramning af spunsvæggen tættere lejres sandet omkring pælene og under pælespidsniveau, mest ved de forreste stilladspæle, mindre ved de bageste stilladspæle (blev registreret ved målinger)!
- som følge af den stive ramme mellem pæletoppene må differenssætninger af pælene ledsages af vandrette deformationer udad!

Det kan endvidere konstateres, at det i det vandrette plan stive rammestræk (= permanente dobbelte U-jernsstræk) "trækker" stilladset med ud meget langt (6-10 m) foran det aktuelle jern, der rammes. I det lodrette plan, hvor rammestrækket er slapt, rækker påvirkningen kun ca. 3 m foran det aktuelle jern, der rammes.

De store lodrette sætninger af de forreste stilladspæle førte til det sidste væsentlige element i hovedforklaringen:

- efterhånden som spunsvæggen, der er dimensioneret for 12 m vand, rammes i sandpuden (med overside i kote -5 m) indspændes væggen mere og mere for til sidst at holde på stilladset!

At det faktisk forholdt sig på denne måde fremgår af fig. 17.

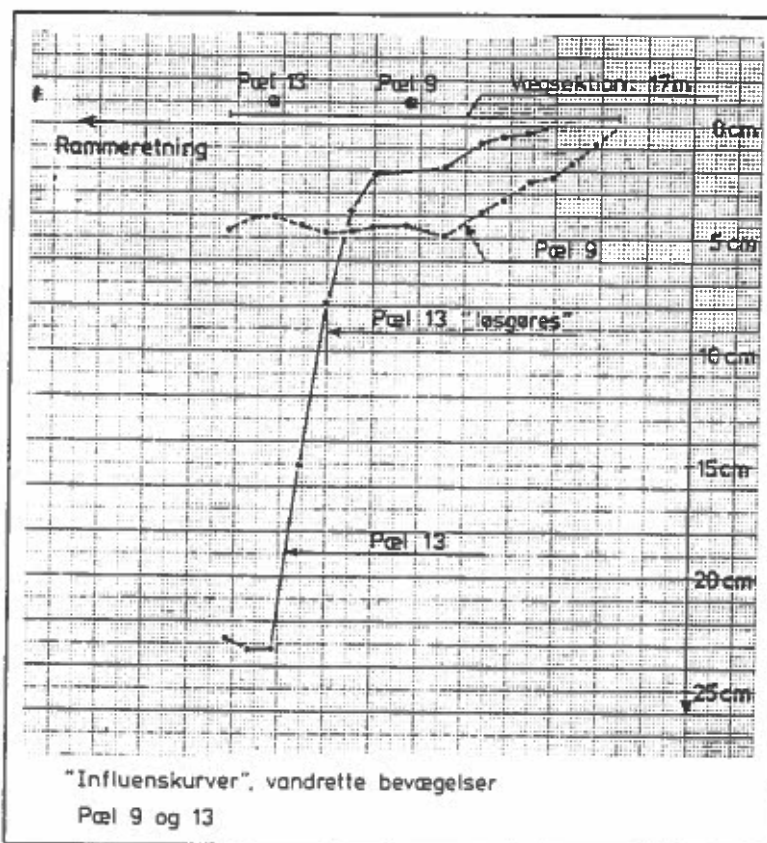


Fig. 17: Kastelshavnen, "influenkurver"

Pæl nr. 9 blev fulgt under ramning af den angivne 17 m vægsektion, idet det bemærkes, at pæl nr. 9 indgår i et pæleåg og er koblet til rammestrækket. Slutdeformation vandret ca. 5 cm.

Pæl nr. 13 blev fulgt tilsvarende, men dette pæleåg blev som det fremgår under rammeforløbet tilladt fri bevægelse ved at løsgøre det fra strækket. Der optrådte en slutdeformation på ca. 25 cm.

Det måtte således forventes, at der var introduceret store spændinger i afstivningerne mellem pælene. Dette var helt øjensynligt og hørligt, da de blev kappet!

For en god ordens skyld bemærkes, at pælene efter færdigopfyldning blev efterrammet. Der kunne konstateres en markant bæreevneforøgelse.

5. PRISER

På grundlag af entreprisekontrakter for anlægsarbejderne i Fredericia (dybtvandskajer med 15 m henholdsvis 12 m vanddybde) samt Kalundborg (dybtvandskaj med 12 m vand) er udregnet de i fig. 18 angivne erfaringstal.

Fordeling af priser på anlægskomponenter,
Kaj 20 og Kaj 22, Fredericia (vanddybde 15 m):

Anstilling	9%
Jord- og stenarbejder	15%
Konstruktionsarbejder	50%
Kajudstyr	8%
Belægnings- og afvandingsarbejder	9%
Nedbrydning	3%
Provisoriske konstruktioner	6%

Enhedspris pr. lbm kaj (alt incl.) 150.-200.000 kr.

15 m vand

"Rå" kajkonstruktion incl. kranspor : 80.-110.000 kr./lbm
svarende til : 5-7 x D x 1.000 kr./lbm

12 m vand

"Rå" kajkonstruktion incl. kranspor : 55.-75.000 kr./lbm svarende til:
svarende til : 4,5-6 x D x 1.000 kr./lbm

Fig. 18: Erfaringspriser

Der er grund til at fremhæve at de angivne priser kun er vejledende og at priserne må formodes at kunne variere ganske meget, afhængigt af stedlige forhold.

Prisniveauet er primo 1990.

6. AFSLUTTENDE BEMÆRKNINGER

Opskriften på et "smertefrit" og sundt økonomisk projekt?

I fig. 19 er på grundlag af en given udgangssituation (bygherrekrav og stedlige forhold) angivet emner og nøgleord, rådgiveren på forholde sig til.

Udgangssituation:

- a. Krav til vanddybde og kajkote
- b. Krav til funktion
(belastninger, affendring, etc.)
- c. Geotekniske forhold
- d. Hydrografiske forhold m.v.

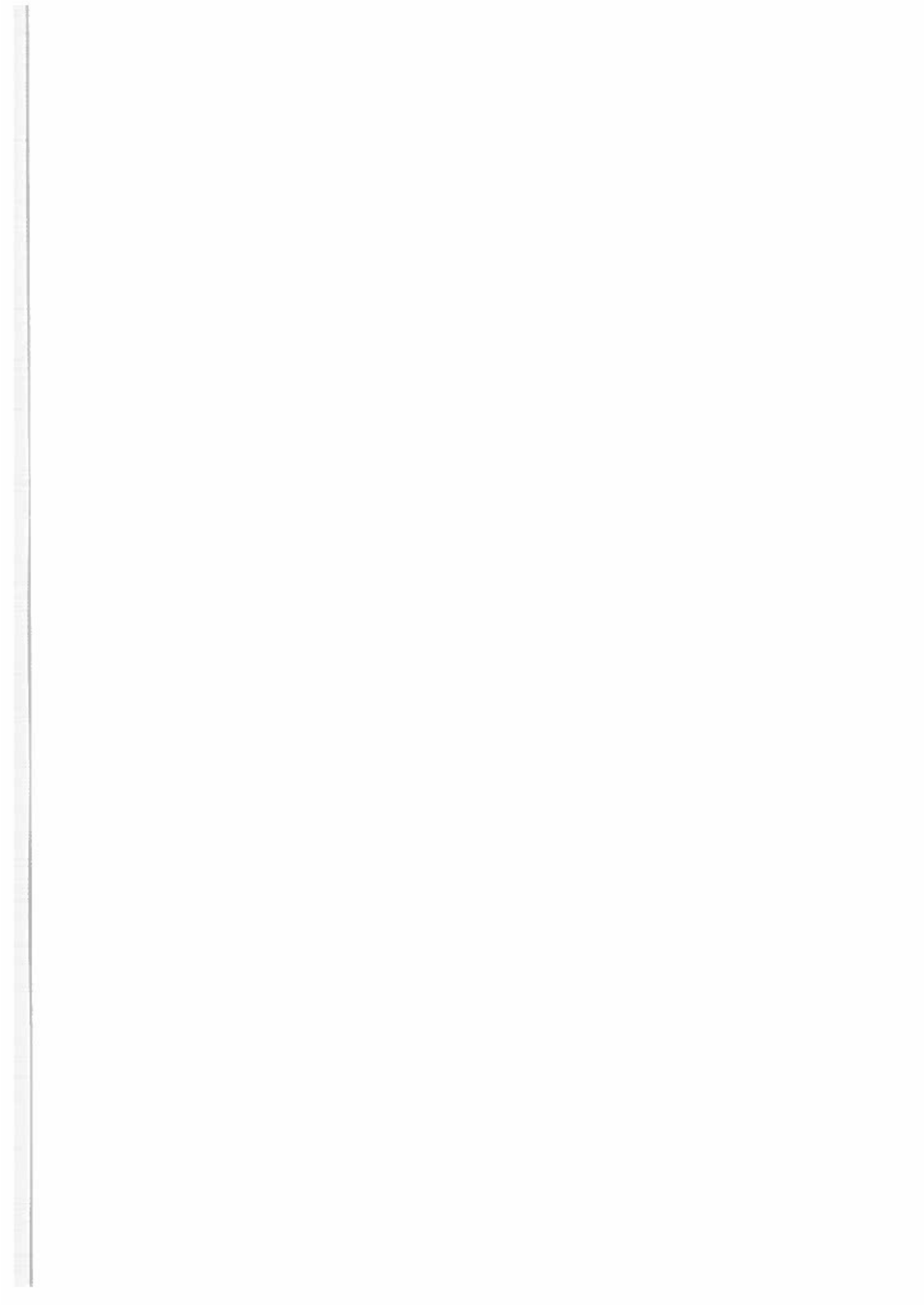
Et "smertefrit" og sundt økonomisk projekt:

- a. Stor udførelsesvenlighed
(få ansættelser, simpelt dykkerarbejde, etc.)
- b. Omhyggelig granskning af provisoriske stadier, evt. indbygning af provisoriske konstruktioner i permanente konstruktioner.
Faldgruber: Deformationer
 Differensvandtryk
 Stormbølger
Valg: Krav til vanddybde og styrke af stilladskonstruktioner under udførelsen
- c. En vis portion kreativitet indholdt
Eks. kranpæle + sandpude + prov. tilstand - i eet.
- d. Fornuftig afvejning af betydning af "spinkle/tunge" konstruktioner (materiemængde) i alternativer.

Fig. 19: "Nøgleord"

Hvor langt skal rådgiveren begive sig ind på området provisoriske konstruktioner, der i henhold til byggeriet aftalesæt normalt er entreprenørens valg ud fra evt. angivne minimumskrav i projektmaterialer?

Dansk Geoteknik as har ved gennemførelsen af flere sager foreskrevet interimskonstruktionerne - som en del af de permanente konstruktioner - og derved opnået særdeles økonomiske projekter med en veldefineret provisorisk risiko.



KULKAJER

**ved Jan Løgstrup,
Rambøll, Hannemann & Højlund**

the 1990s, the number of people in the world who are under 15 years of age has increased from 1.1 billion to 1.3 billion. The number of people aged 15 years and over has increased from 3.5 billion to 4.5 billion. The number of people aged 65 years and over has increased from 0.5 billion to 0.7 billion.

There are a number of reasons for the increase in the number of people in the world. One of the main reasons is the increase in the number of people who are surviving to old age. This is due to a number of factors, including improvements in medical care, better nutrition, and a decline in the number of people who are dying from infectious diseases.

Another reason for the increase in the number of people in the world is the increase in the number of people who are having children. This is due to a number of factors, including a decline in the number of people who are dying from infectious diseases, a decline in the number of people who are having abortions, and a decline in the number of people who are using contraception.

The increase in the number of people in the world has a number of implications. One of the main implications is the increase in the number of people who are dependent on others. This is due to the increase in the number of people who are aged 65 years and over, and the increase in the number of people who are disabled.

Another implication of the increase in the number of people in the world is the increase in the number of people who are living in poverty. This is due to the increase in the number of people who are living in developing countries, and the increase in the number of people who are living in slums.

The increase in the number of people in the world is a challenge for the world. It is a challenge because it is increasing the number of people who are dependent on others, and it is increasing the number of people who are living in poverty. It is a challenge because it is increasing the number of people who are living in developing countries, and it is increasing the number of people who are living in slums.

There are a number of ways in which the world can meet the challenge of the increase in the number of people. One of the main ways is to improve the quality of life for people in developing countries. This can be done by improving medical care, better nutrition, and a decline in the number of people who are dying from infectious diseases.

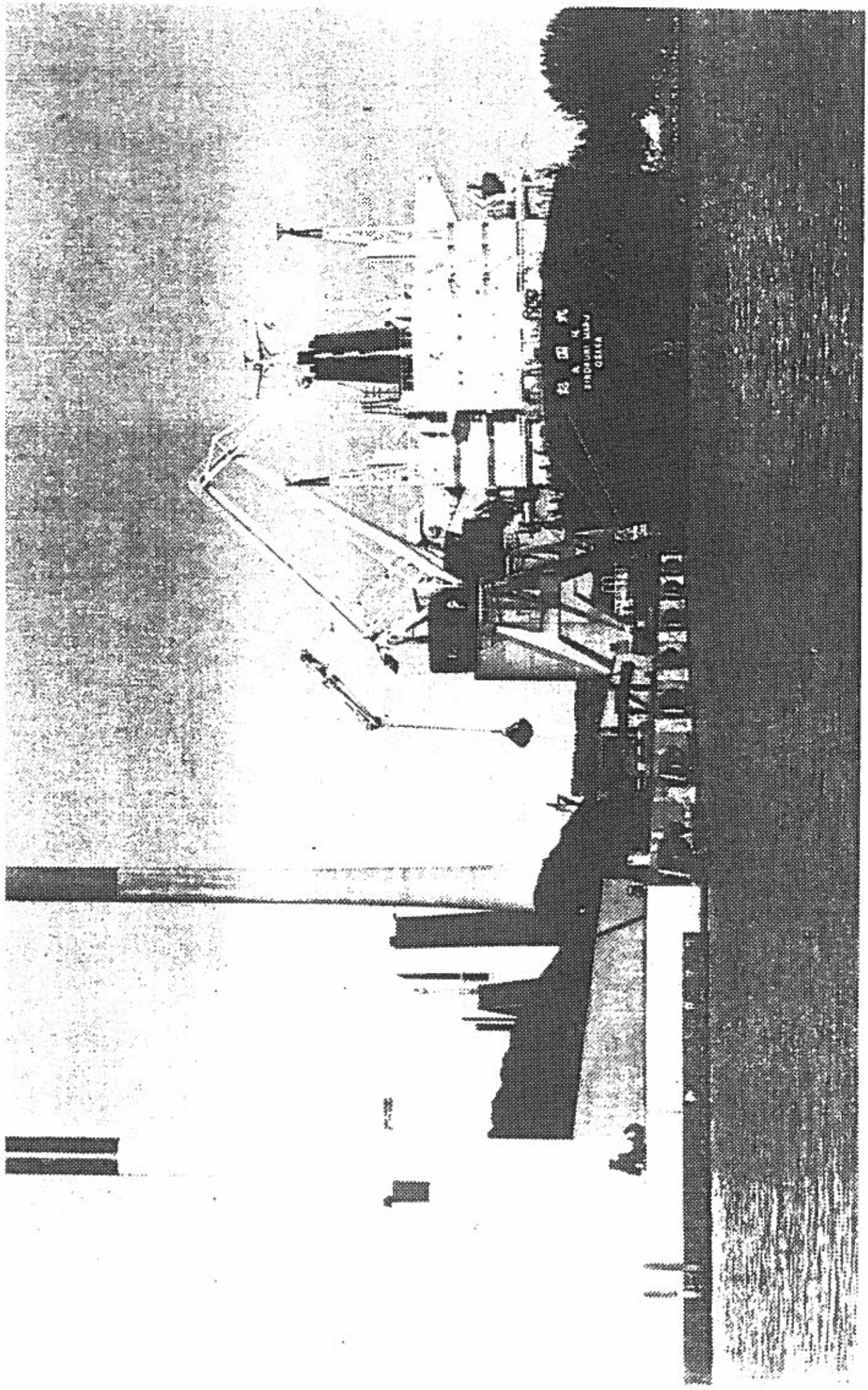
Another way in which the world can meet the challenge of the increase in the number of people is to reduce the number of people who are having children. This can be done by increasing the number of people who are using contraception, and by increasing the number of people who are having abortions.

The increase in the number of people in the world is a challenge for the world. It is a challenge because it is increasing the number of people who are dependent on others, and it is increasing the number of people who are living in poverty. It is a challenge because it is increasing the number of people who are living in developing countries, and it is increasing the number of people who are living in slums.

There are a number of ways in which the world can meet the challenge of the increase in the number of people. One of the main ways is to improve the quality of life for people in developing countries. This can be done by improving medical care, better nutrition, and a decline in the number of people who are dying from infectious diseases.

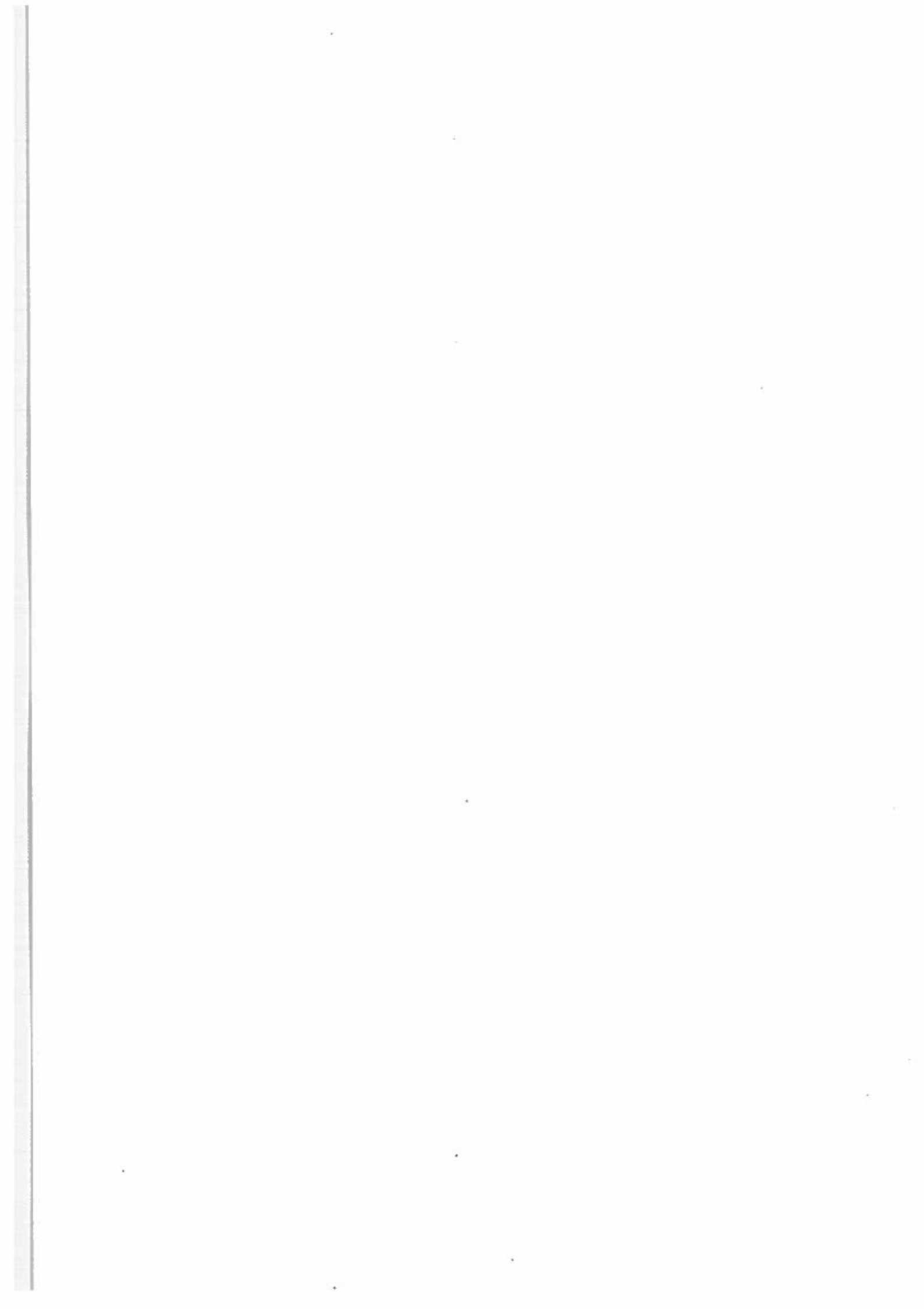
Another way in which the world can meet the challenge of the increase in the number of people is to reduce the number of people who are having children. This can be done by increasing the number of people who are using contraception, and by increasing the number of people who are having abortions.

The increase in the number of people in the world is a challenge for the world. It is a challenge because it is increasing the number of people who are dependent on others, and it is increasing the number of people who are living in poverty. It is a challenge because it is increasing the number of people who are living in developing countries, and it is increasing the number of people who are living in slums.



船中
HINDUSTAN
CELLA

INDIA



KULKAJER

1.

Indledning

Emnet for nærværende indlæg er kulkajer. De moderne kulkajer i Danmark hører til en type af kajer, som kræver stor vanddybde, - idet tankskibe dog i almindelighed kræver større vanddybde, men de tilsvarende anlægspladser udføres normalt på en måde som ikke kan henføres til kajtypen.

Her skal vi med andre ord begrænse os til at se på den massive kajtype, og endda kun den undertype, hvori der indgår en spunsvæg.

Ved enkelte lejligheder, har man forsøgt med udbud af alternativer for spunsvægskajen i form af gravitationsvægge (L-elementer), men så vidt vides, er ingen blevet udført i Danmark.

En kulkaj i Danmark er karakteriseret ved en række forhold, som gælder for de fleste af de eksempler, der nævnes i det følgende. Disse forhold er:

- Vanddybden.

Vanddybden er en af de bestemmende parametre for kajen. Den maksimalt mulige værdi er bestemt udfra den maksimale vanddybde i sejlrender og tilgrænsende farvande.

Vanddybderne vil typisk ligge mellem ca. 10,0 m og ca. 16,0 m, hvor de 10 m tillader besejling af kulskibe på ca. 15.000 og de 16 m af ca. 100.000 dwt skibe. Større laste er mulige med partslaste i større skibe.

- Tidevandsforskellen vil være lille.

- Losseudstyr.

En kulkaj er desuden karakteriseret ved et behov for skinnekørende lossekraner eller -apparater i forskellig udformning afhængig af kapacitet og det udviklingstrin, som losseudstyret har nået på det tidspunkt, hvor kulkajen anlægges.

Skinnebjælkerne for disse tunge kranser vil dels være pælefunderet for at begrænse jordtrykket på spunsvæggen og for at begrænse sætningerne, dels være forbundet med en stiv konstruktion for at fordele fortøjningskræfter og fenderkræfter samt for at fiksure sporafstanden.

- Aflastningsplatform.

Desuden kan en aflastningsplatform komme på tale, hvor en tung kajlast eller dårlige jordbundsforhold

gør det nødvendigt eller økonomisk at reducere jordtrykket på spunsvæggen.

- Ankerplacering.

Ved valg af den statiske model, har det vist sig økonomisk fordelagtigt (ved de større vanddybder), at placere ankeret lavt, således at de positive momenter formindskes, og det negative moment i ankerpunktet og ankertrækket forøges. Inden for mulighedernes område vil det være opgaven at finde minimum for den materiale-mæssige og udførelsesmæssige økonomi.

- Korrosionsprofil.

Et tilpas lavt placeret anker vil desuden medføre, at spunsvæggens maksimale påvirkninger falder uden for de kraftigst korroderende områder af spunsvæggen.

Det er en leveregel i vandbygning, at man skal søge at gøre sig fri af havet så tidligt som muligt, således at de efterfølgende arbejdsprocesser kan gennemføres under maksimal kontrol. En økonomisk udformning af en kulkaj medfører derfor også søgning efter et økonomisk optimum mellem på den ene side en materialøkonomisk udformning og på den anden side en udførelsesvenlig udførelse.

De forhold, der i det foregående er fremhævet for kulkajer, vil også være gældende for andre massegodskajer, for stykgodskajer med store kranlaster og for containerskibskajer.

Den følgende omtale af 4 eksempler på kulkajer kan derfor også generelt set dække disse typer.

De fire eksempler er kulkajen ved Nefoværket, Kulterminalen i Århus, den seneste kulkaj ved Studstrupværket og endelig kulkajen ved Stignæsværket.

Det skal bemærkes, at den konkrete udformning for de eksempler, der er nævnt, har sine forudsætninger i de økonomiske betingelser og den materielmæssige formåen, der var gældende på opførelsestidspunktet. Hertil kommer de forskellige forudsætninger, der er betinget af lokale forhold.

2.1 Nefo kulkaj

2.1.0 Indledning

Den første kajkonstruktion, der omtales, er kajkonstruktionen ved Nefo-Kraftværket på Limfjordens nordlige bred øst for Nørre Sundby.

Dette og hvert af de efterfølgende eksemplers udførelse afsluttes med montage af diverse udstyr, dvs. fendere, pullerter, skinner, redningsstiger m.v., hvorfor dette ikke nævnes oftere.

Havneanlægget er udført i to etaper, idet kraftværket i begyndelsen af tresserne blev bygget som et rent oliefyret kraftværk, og derfor alene skulle modtage tankskibe. Ca. 20 år efter blev en lettere modificeret udgave af en planlagt 2. etape udført, således at havnen nu også kan importere kul.

2.1.1 Arrangement og udførelse

Fig. 2.1.a viser, hvordan anlægget er endt med at blive arrangeret, medens fig. 2.1.b viser et tværsnit af den endelige udformning af kulkajen.

Idet der henvises til figur 2.1.c-d med hensyn til nummereringen af underfaser, kan udførelsen beskrives således:

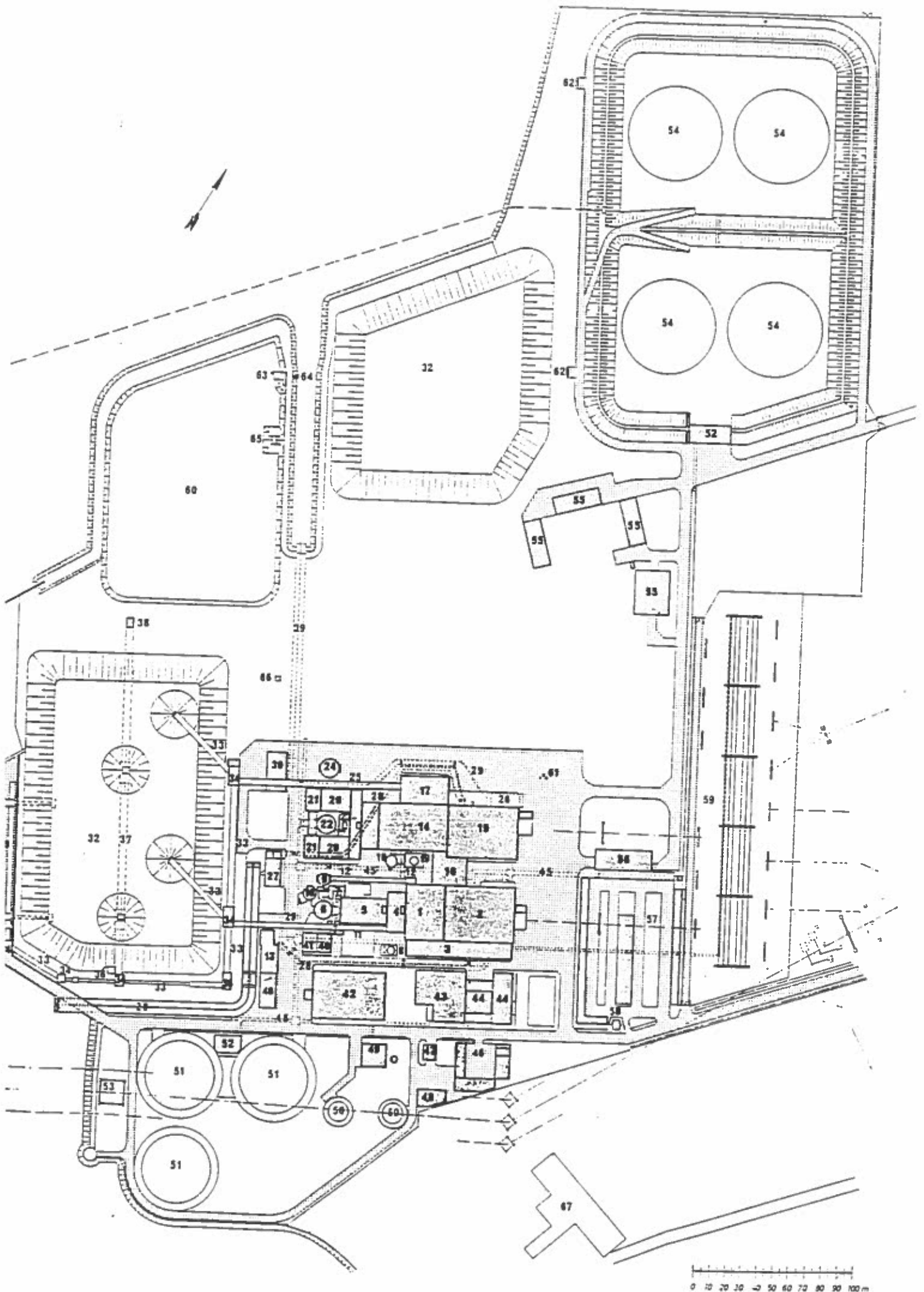
- 1.1 Afrensning af fjordbunden og indpumpning af sand til det viste profil, dvs. til kote -10,0 m foran den fremtidige spunsvæg, svarende til den endelige vanddybde.
- 1.2 Etablering af rammestillads og ramning af en betonspunsvæg med $t \times b = 0,38 \times 0,50$ m' samt ramning af skråpæle til bæring af kajgade og til forankring.
- 1.3 Støbning af kajmur og bærebjælke over skråpæle. Kajmuren og bærebjælken forsynes med recesser.
- 1.4 Strengbetonbjælker anbringes i ovennævnte recesser. Præfabrikerede plader, som tjener som forskalling for den efterfølgende støbning af kajgaden, og som indeholder trækarmeringen for kajpladen.

I 2. fase sker følgende:

- 2.1 Oprensning af sandoverflade med efterfølgende sandindfyldning. Desuden udføres den viste mellemunderstøtning ved ramning igennem huggede huller i kajpladen.
- 2.2 Yderligere sandindfyldning og placering af jordanke. Ankrene fastgøres til bærebjælken ved udsparringer, som blev udført i 1. etape.
- 2.3 Tilfyldning over ankre og stenkastning på skrænt. Udskiftning af fendere.

Kajen er i øvrigt udstyret med to stk. dreje-vippe kulkraner med en kapacitet på 750 t/h pr. stk. med medløbende kultragte, hvorfra kullene båndtransporteres.





VENDSYSSSELVÆRKET SEKTION II
SITUATIONSPLAN

FIG. 2.1.A

NEFO KULKAJ 1. FASE

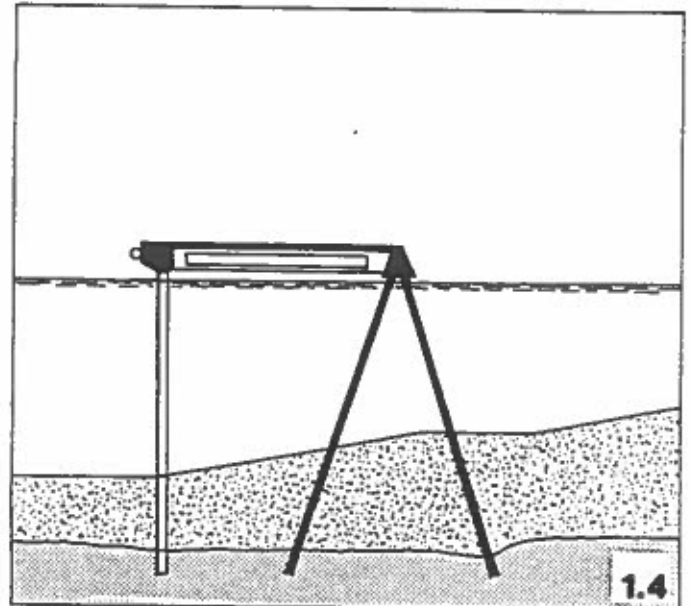
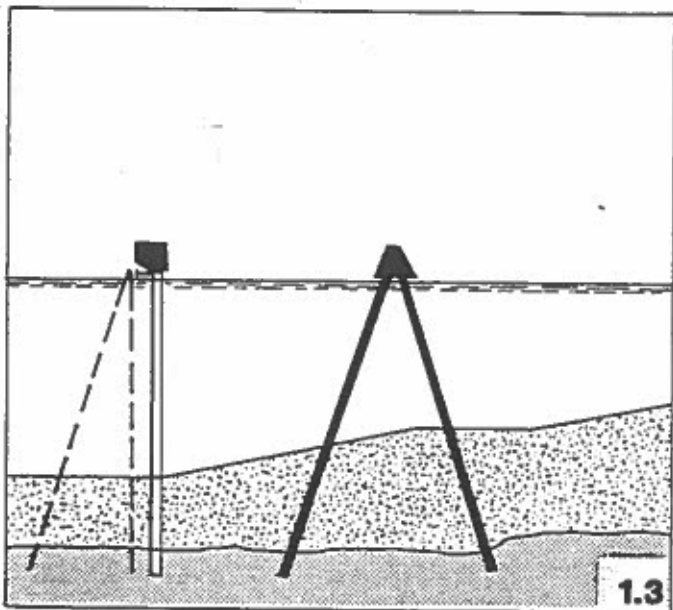
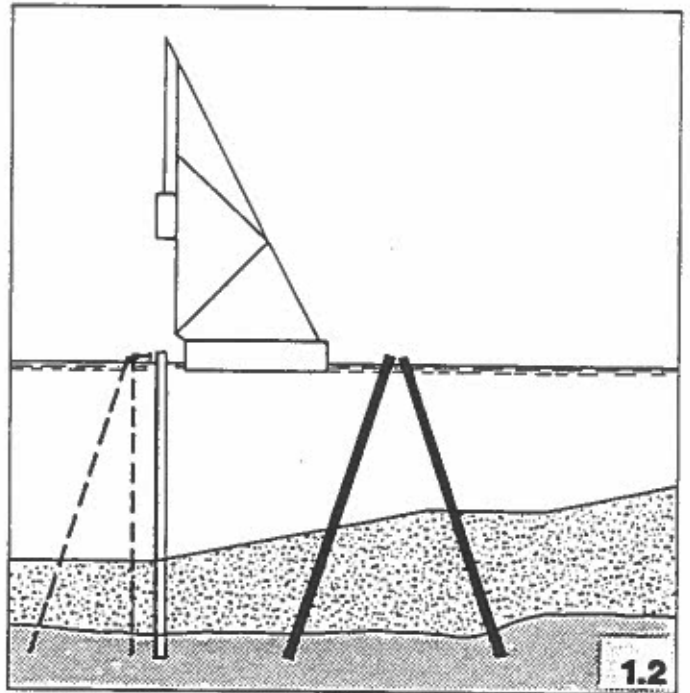
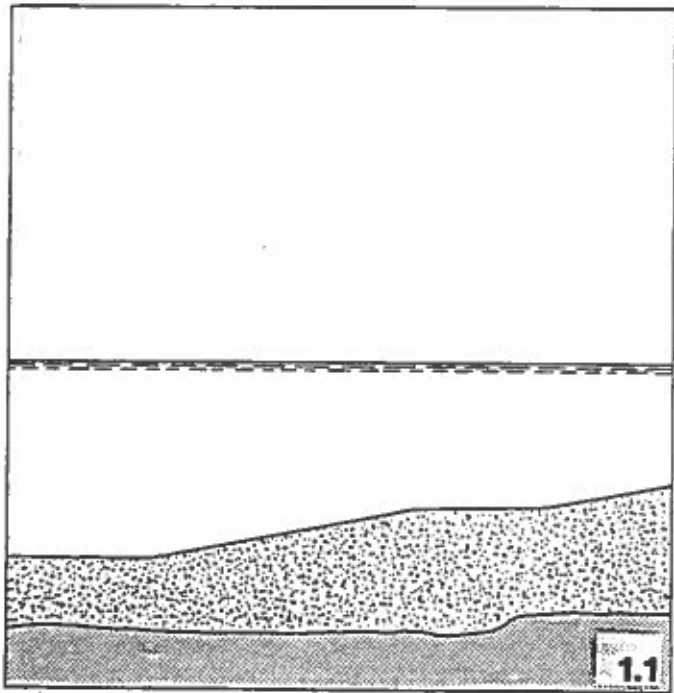


FIG. 2.1.C

NEFO KULKAJ 2. FASE

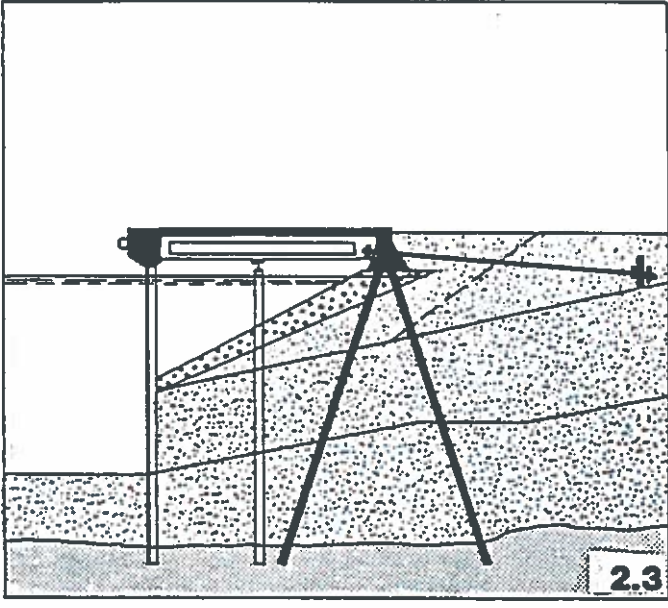
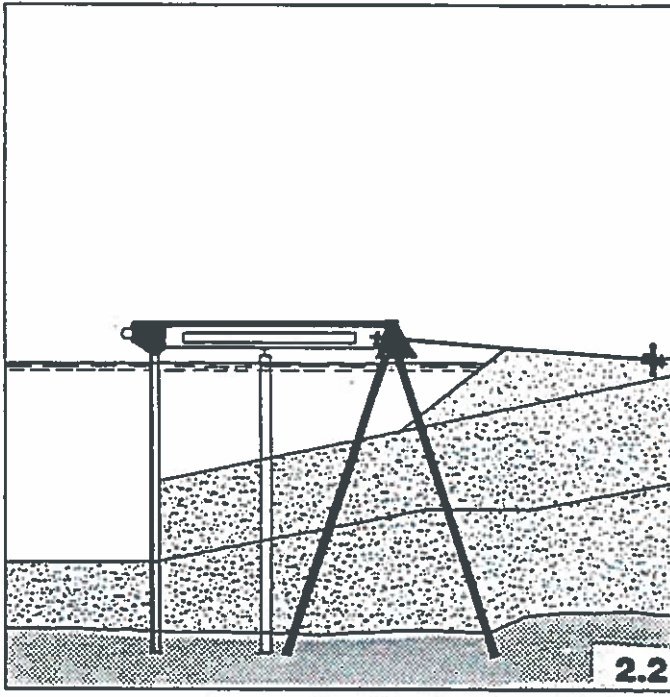
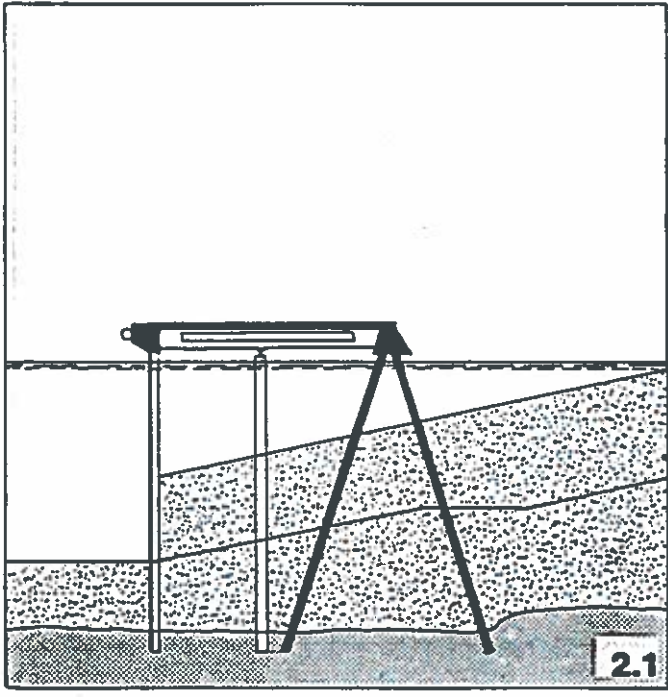


FIG. 2.1.C

STRÆKNING A 52 - EKS. KAJ

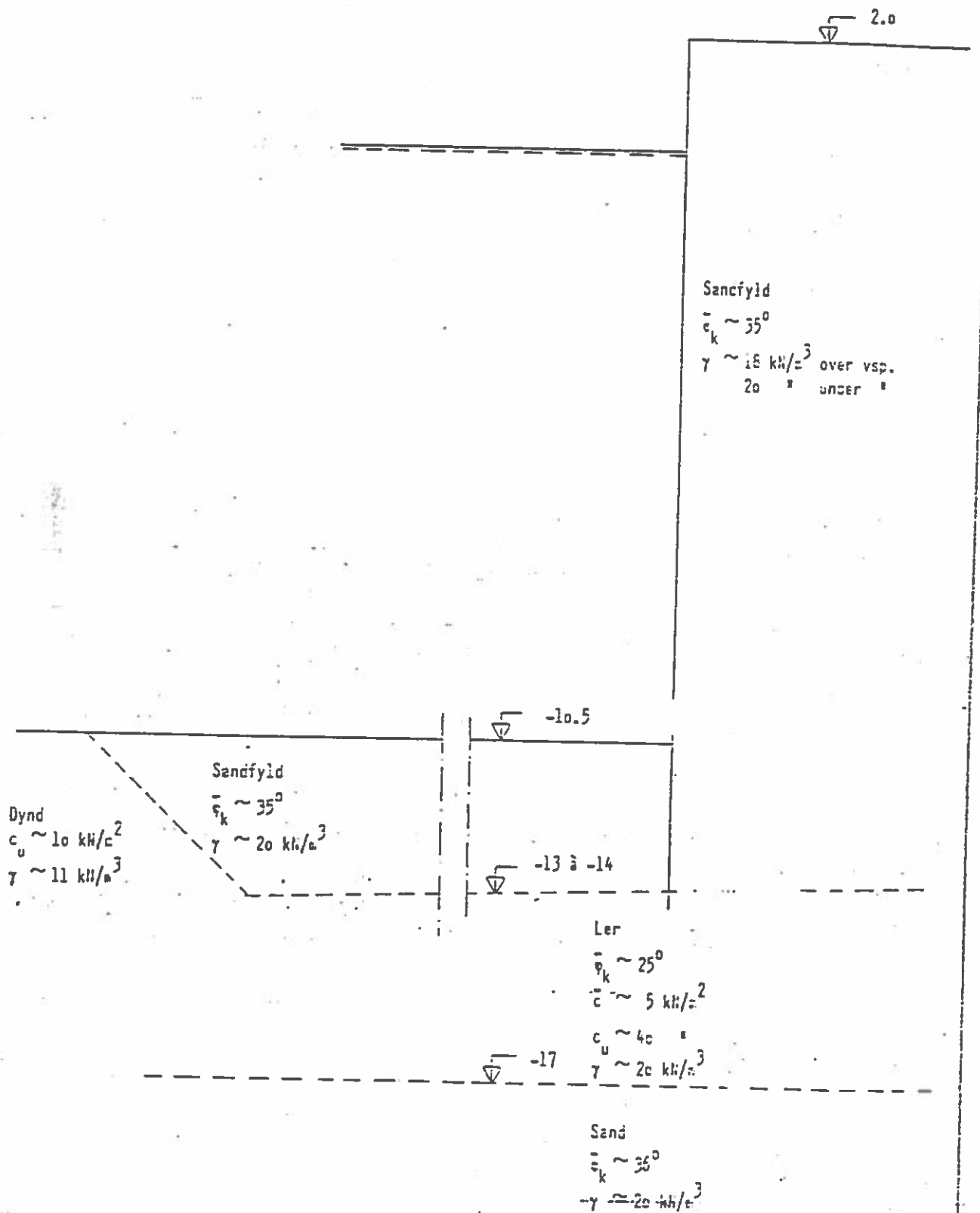


FIG. 2.1.E

GEOTEKNISK INSTITUT			Regningsmæssig tværsnit	
Boring no.:	Dybde:	m	med karakteristiske parametre.	
Forsøg:	d.	Tegn.: NJ	d. 810106	Å 80262 - Vendsysselværket

2.1.2 Geoteknik

Efter en indledende afrensning af dynd, mødtes moræneler i kote ca. -13 m, som er underlejret af sand i kote ca. -17 m.

Opfyldningen er sket i flere etaper med indpumpet sand.

Styrkeparametrene fremgår af figur 3.1.E.

I øvrigt er spunsvæggen beregnet med flydecharnier ved hammeren og omkring midten.

Den regningsmæssige bund er forsigtigt placeret i kote -10,50 m, altså med et tillæg på 0,5 m, selv om der er anordnet en erosionsbeskyttelse i kote -10,00 m i fase 2.

2.2 **Kulterminalens Kaj, Århus**

2.2.0 Indledning

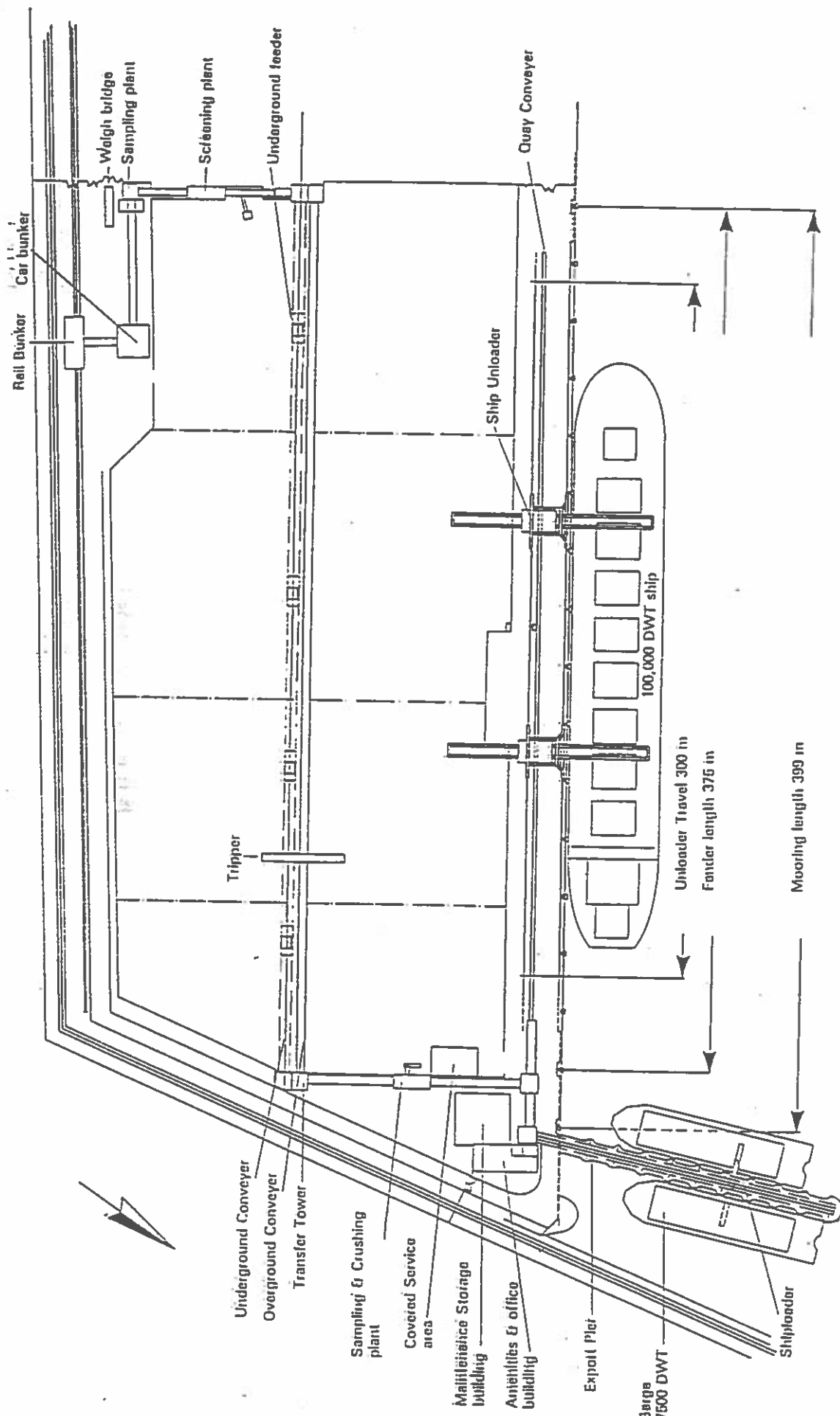
Den næste kulkaj, der omtales, er hovedkajen ved Århus Kulterminal, som befinder sig i den nye østhavn i Århus Havn. Denne kaj er projekteret af Århus Havnevæsen, bistået af Geoteknisk Institut og kvalitetssikret af R&H.

2.2.1 Arrangement og udførelse

Planarrangementet af kulanlægget fremgår af fig. 2.2.A, og arrangementet i et tværsnit fremgår af fig. 2.2.B, medens fig. 2.2.C viser det konstruktive tværsnit.

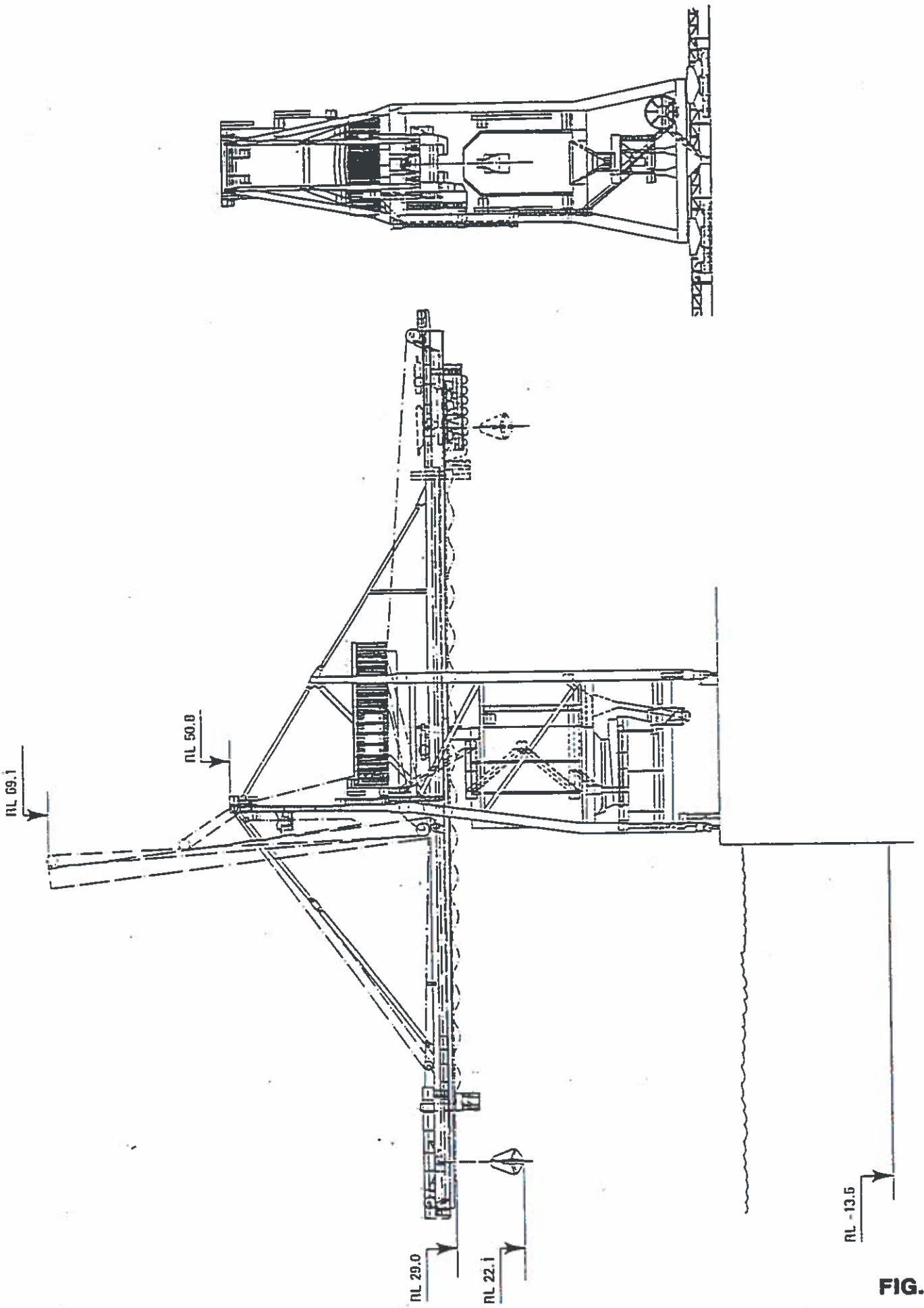
Figur 2.2.D viser skematisk de faser, som udførelsen har gennemløbet:

- .1 Afrensning og afretning af havbund.
- .2 Ramning af interimistisk rammestillads og ramning af spunsvæg.
- .3 Opfyldning med sand op til kote -7,00 m lige bag spunsvæggen stigende med en hældning på 1:3 indtil undersiden af ankerstængerne i kote -3,2 m nås, hvorefter indfyldningen fortsætter langs undersiden heraf, indtil eksisterende opfyldning med uddybningsmateriale nås. Montage under vand af ankerstænger i fuld længde med ankerplader med kran på fartøj.
- .4 Opfyldning med sand til underside af overbygning startende bagfra, således at ankrene aktiveres til optagelse af det forøgede jordtryk på spunsvæggen.



Arhus Coal Terminal
General Arrangement

FIG. 2.2.A



Arhus Coal Terminal

FIG. 2.2

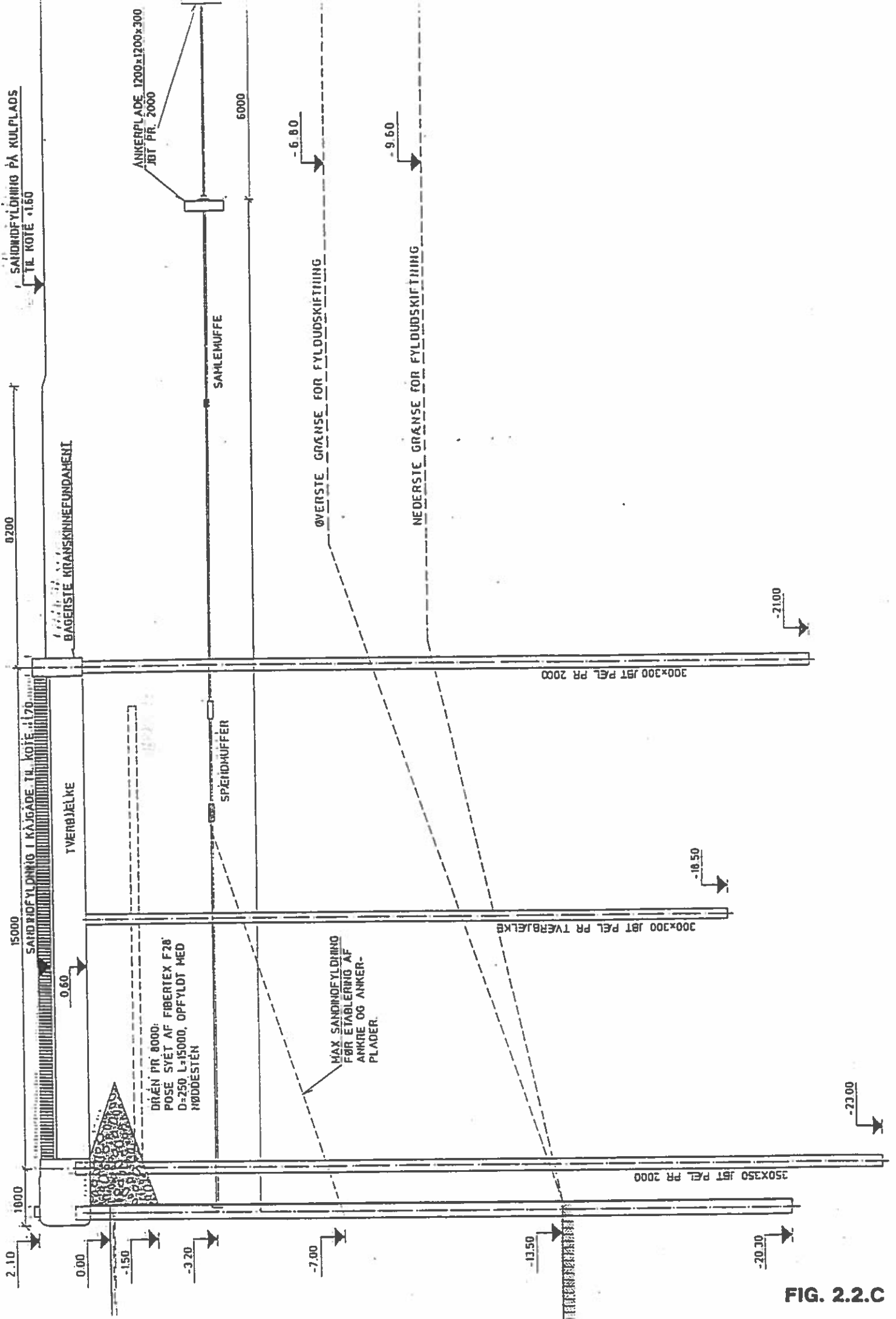


FIG. 2.2.C

ÅRHUS KULTERMINAL

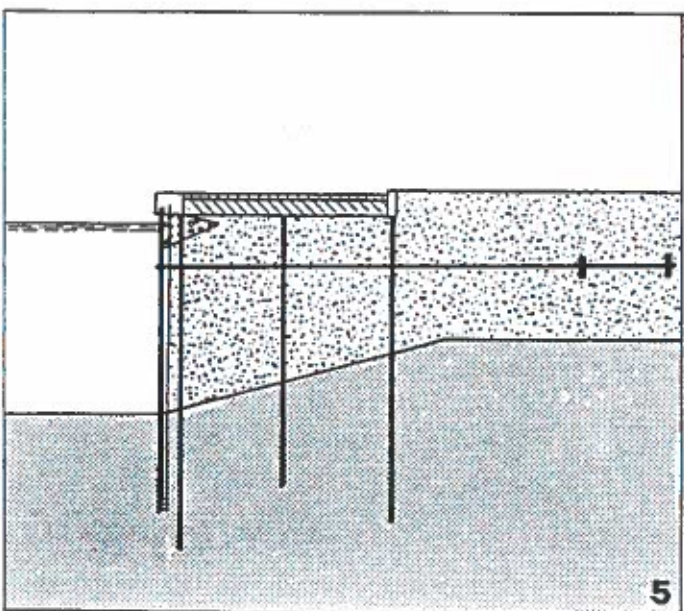
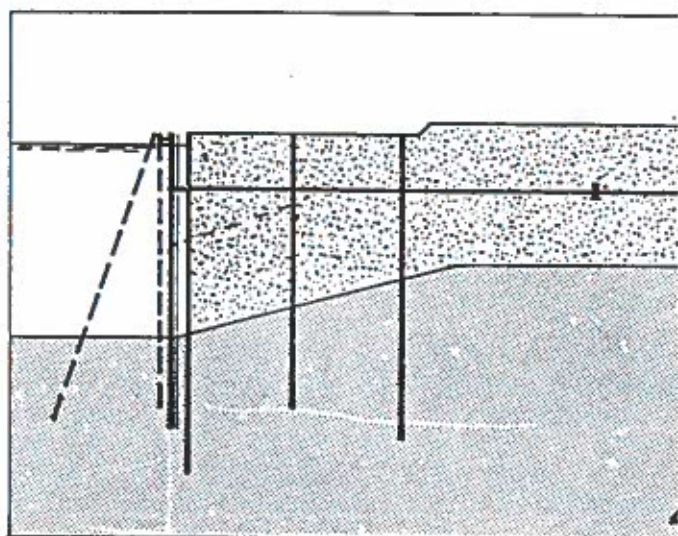
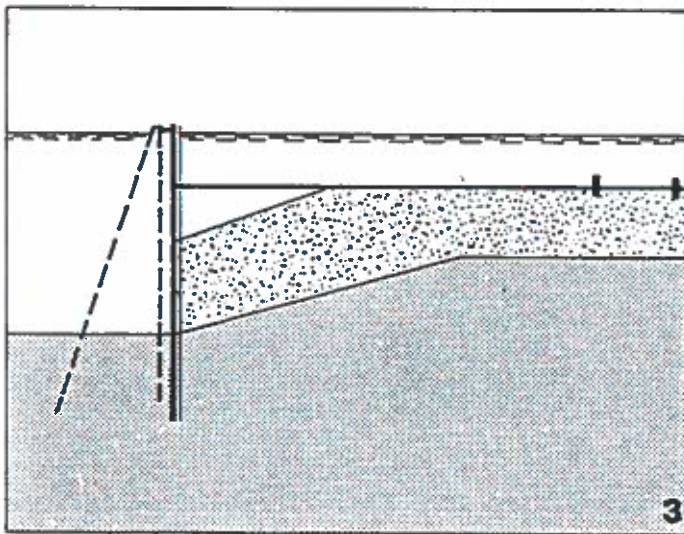
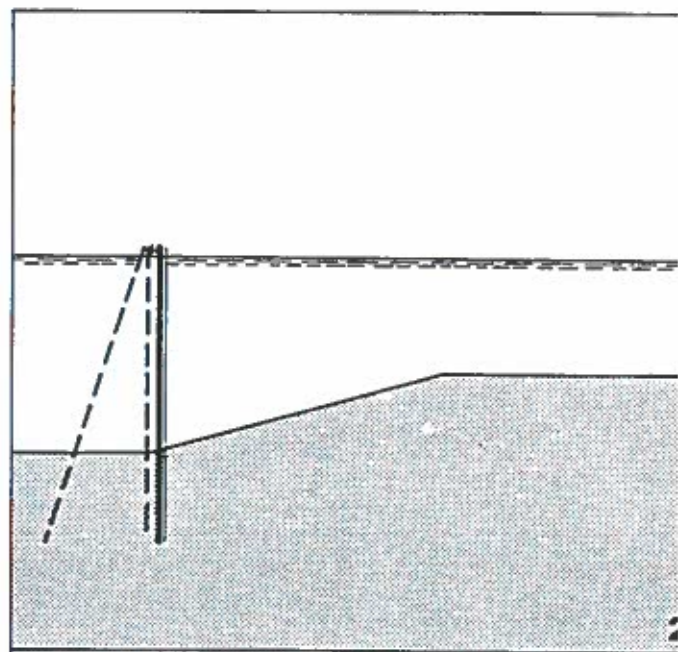
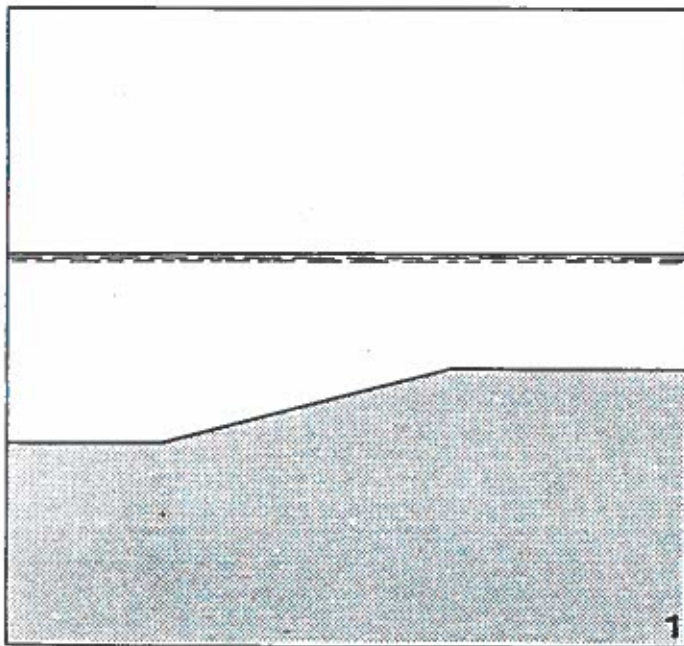


FIG. 2.2.1

- .5 Udførelse af dræn.
Nedskylning af lodpæle på de første 10-12 m af hensyn til spunsvæg og ankerstænger - afsluttende med ramning.
Støbning af kajmur og bageste kranskinnebrager, samt gitterstænger mellem kajmur og kranskinnebrager. Gitterstængerne, som ikke udgør et egentligt gitter, udgår som et V fra punkter pr. 25 m på kajmuren, hvor fendere og pullerter er anbragt, således at gitterstængerne kan fordele belastningen fra fendere og pullerter.
Sand mellem betonkonstruktionerne tørlosses for at hindre vandundertryk.
Selve kajgaden udføres i en bitumenkonstruktion.

Kajen er udstyret med 2 stk 20 t grablosseapparater med en kapacitet på 25000 tons/24 h tilsammen.

2.2.2 Geoteknik

Oprindelig vanddybde i området varierede mellem 6 m og 8,5 m. Før kajens etablering blev bassinet uddybet til kote - 11 m ind til den fremtidige kajflugt, og det uddybede materiale blev dels klappet og dels indpumpet fra en "cuttersuger" i arealet bag kajen til planlagt terrænniveau.

Ved de geotekniske undersøgelser før kajudbud konstateredes, at den nederste del af den indpumpede fyld bestod af blødt ler, og at dette også havde aflejret sig på afgravningsskråningen.

Det blev derfor nødvendigt at foretage en afgravning af skråningen samt en del af materiale over oprindelig havbund nærmest kajflugten af hensyn til stabiliteten af den nye kajkonstruktion.

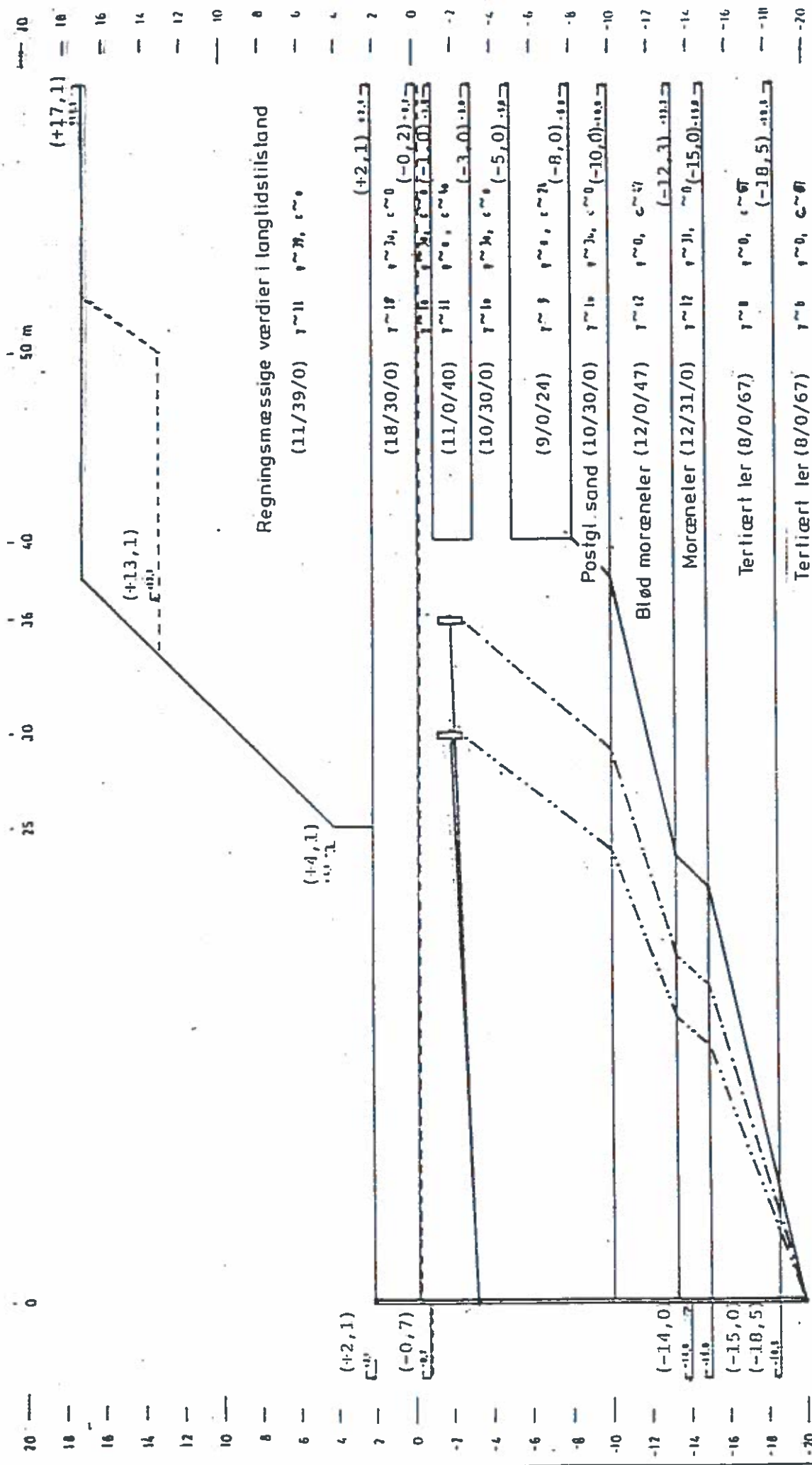
Samtidig med afgravning af skråning uddybedes til endelig vanddybde på 13,5 m i spunsvægsflugten.

De geotekniske forhold fremgår af figur 2.2.E.

Vandrette kræfter fra fortøjning, skibsstød og kraner fordeles jævnt ved hjælp af kajmur, gitterbjælker og bageste kranskinnefundament.

Spunsvæggen er optimeret ved, at ankrene er placeret så lavt, at positive og negative momenter er af samme størrelsesorden.

I lasttilfælde, der giver størst positivt moment, er der regnet med drejning og fastholdelse i forankringspunkt, mens i lasttilfældet, der er dimensionsgivende for ankerkraften, regnes med drejningspunkt over anker-niveau. Der er i alle tilfælde regnet med et flydechar-



Kritisk betingelse ved vurdering af totalstabilitet
 Gennemsnitlige værdier for forskellige jordtyper/lager

De angivne størrelser er
 regningsmæssige værdier
 - 9 er i grad
 - 1 er i ton/m³

Tversn. af Rajanlæg 1:20
 Beregningsgrundlag 1
 A 79334 Århus Havn

Gennemsnitlige værdier
 1. 16J 80.12.72

FIG. 2.2

nier ved positivt momentmaksimum og positiv rotation af øverste vægdel.

Den regningsmæssige bund er placeret i kote - 14,0 m.

Ankerpladen er placeret i 2 rækker med 6 m afstand med ankerlængder på 30 m hhv. 36 m.

Ankerlængderne bestemmes af stabilitetsforholdene, når forholdet mellem ankerkræfter i forreste og bageste række er fastlagt. Herefter skal blot sikres, at brudzonerne ved ankerpladerne i de to rækker ikke interfererer. En brudlinie, der går bag om den bageste ankerplade, fastlægger grænsen for den nødvendige fyldudskiftning.

Der har været lagt restriktion på kulopfyldning nærmest kajen til kote + 13,1 m i forhold til det endelige niveau på +17,1 m, med mulighed for ophævelse af denne efter en tid med belastning fra kulpladsen.

2.3 Studstrupværkets kulkaj

2.3.0 Indledning

Den følgende kulkaj, der omtales, er Studstrupværkets seneste kulkaj. Kulhavnen er placeret i Kalø Vig nord for Århus.

Den første etape af kulkajen blev etableret ved værkets etablering i begyndelsen af tresserne. På grund af et ændret operationsmønster med skubbende slæbebåde til kulpramme opstod der behov for et kombineret strømlæ og liggeplads for slæbebåde.

Strømlæet, der var forberedt til i en endelig udbygning at fungere som en egentlig kulkaj, indgik i en yderligere udvidelse af kulkajen i forbindelse med værkets fulde udbygning med blok 3 og 4.

Det er denne sidste, yderligere udvidelse af kajen, der omtales her.

2.3.1 Arrangement og udførelse

Planarrangementet fremgår af figur 2.3.A, og arrangementet i tværsnit af fig. 2.3.B, medens figur 2.3.C viser det konstruktive arrangement i tværsnit.

Vanddybden foran spunsvæggen er minimum - 11,3 m med mulighed for en senere uddybning til kote - 13,50 m.

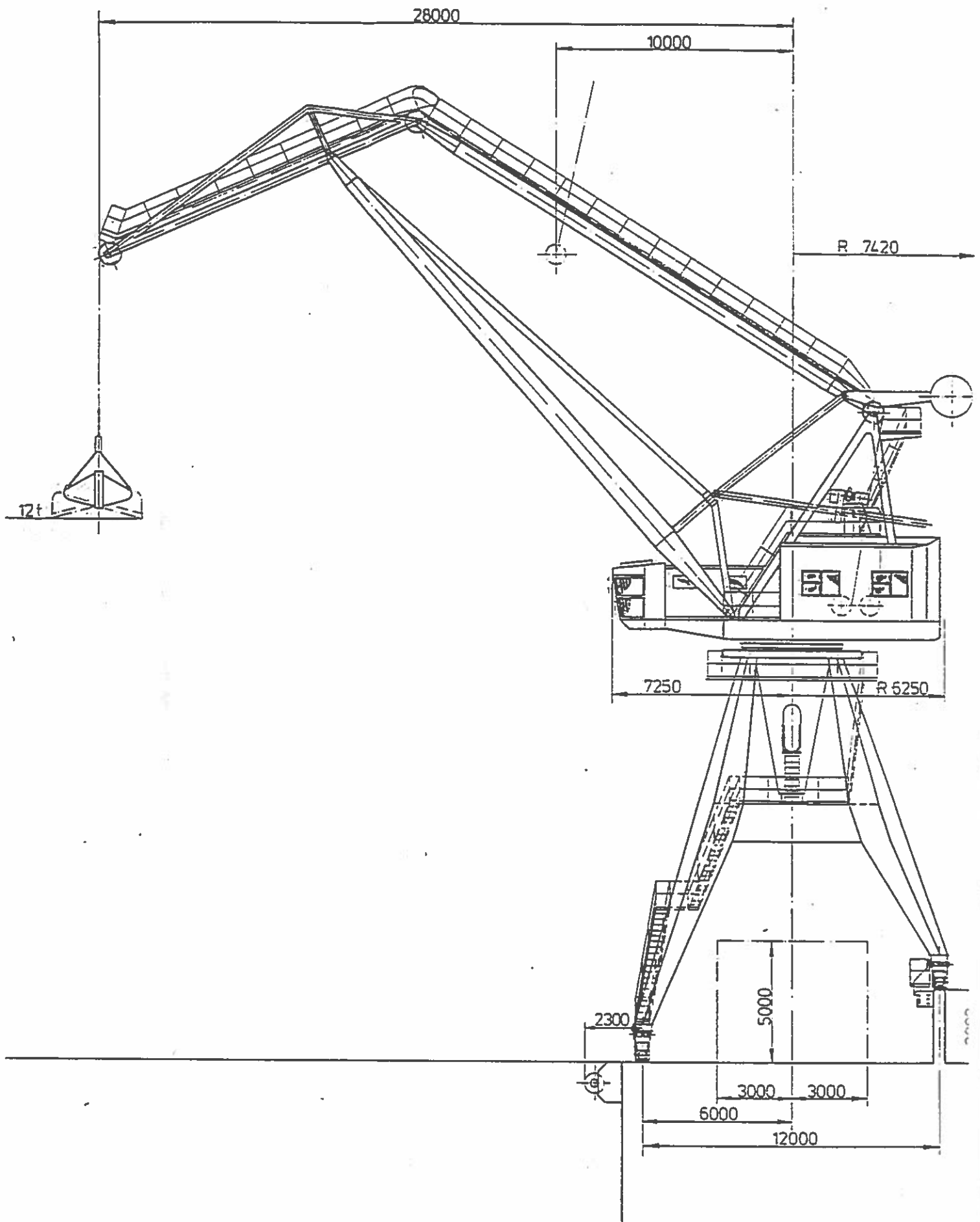


FIG. 2.3.B

Der er ikke regnet med erosionsbeskyttelse på bunden foran spunsvæggen, da den fremtidige bund er placeret i smeltevandsler.

Kajen består af en stålspuns, som er rammet mod et stræk båret af en pælebuk af HEB-profiler. Pælebukken indgår i den endelige konstruktion, dels som en del af bæringen af den forreste krandrager, dels som en del af det arrangement, der skal optage ankerkraften.

Fig. 2.3.D viser skematisk de faser, som udførelsen har gennemløbet:

- .1 Afrensning af bund.
Ramning af rammestillads, som indgår permanent i konstruktionen.
Ramning af stålspunsvæg.
- .2 Indpumpning af sand til underside af ankerstænger, idet rammestilladset sikrer tilstrækkelig stabilitet hertil.
Tørpumpning af byggegrube bag spunsvæg og tør montering af ankerstænger.
- .3 Indpumpning af sand til underside af konstruktion.
Nedskylning af jernbetonpæle til under ankerstængerens niveau og derefter ramning.
- .4 Støbning af overbygning bestående af kajmur, betonkajgade og kulgårdsmur, samt afretning af terræn.

Kajen er udstyret med tre stk. 12 t dreje-vippe kulkraner med en kapacitet på op til 400 t/h pr. kran med medløbende kultragte, hvorfra kullene båndtransporteres.

2.3.2

Spunsvægsberegning

Under et overfladelag af dynd mødes et lag af smeltevandsler i kote ca. - 12,5 m, som igen underlejres af smeltevandssand i kote ca. - 15,00 m.

De geotekniske styrkeparametre er følgende:

	Rumvægt kN/m ³	Friktions- vinkel	Kohæsion kN/m ²
Indpumpet sand: (drænet og udrænet)	18	35°	0
Smeltevandsler:			
Udrænet	19	0°	150
Drænet	19	34°	0
Smeltevandssand: (drænet og udrænet)	18	38°	0

STUDSTRUPVÆRKET

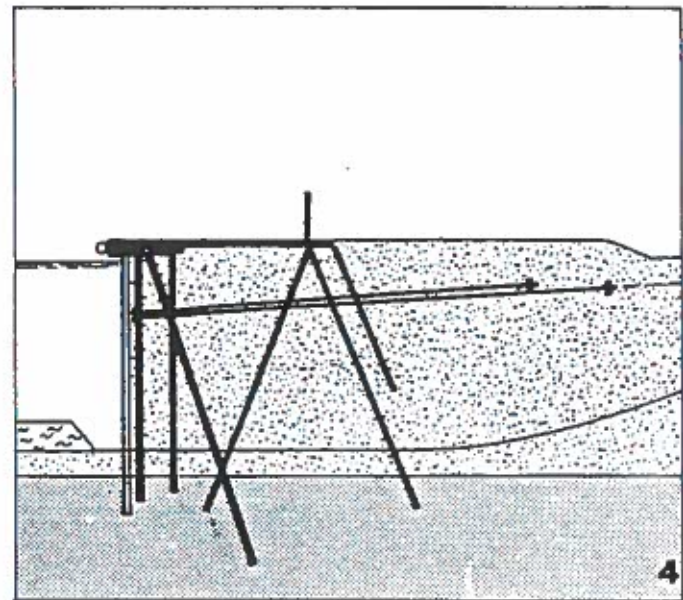
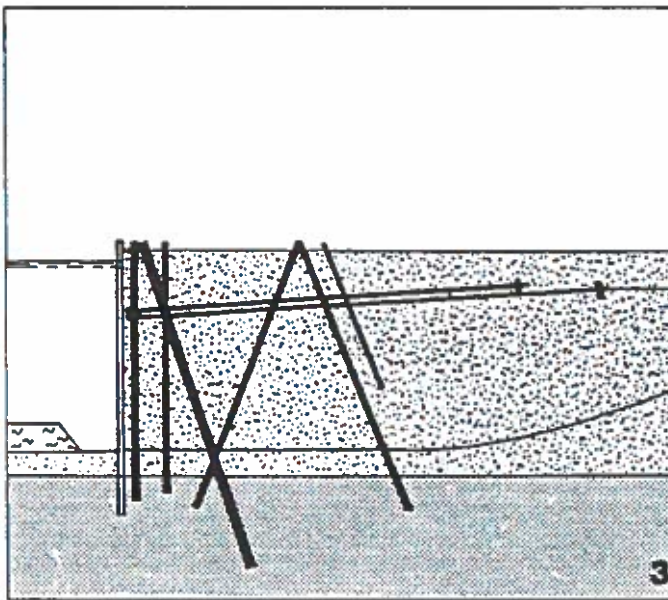
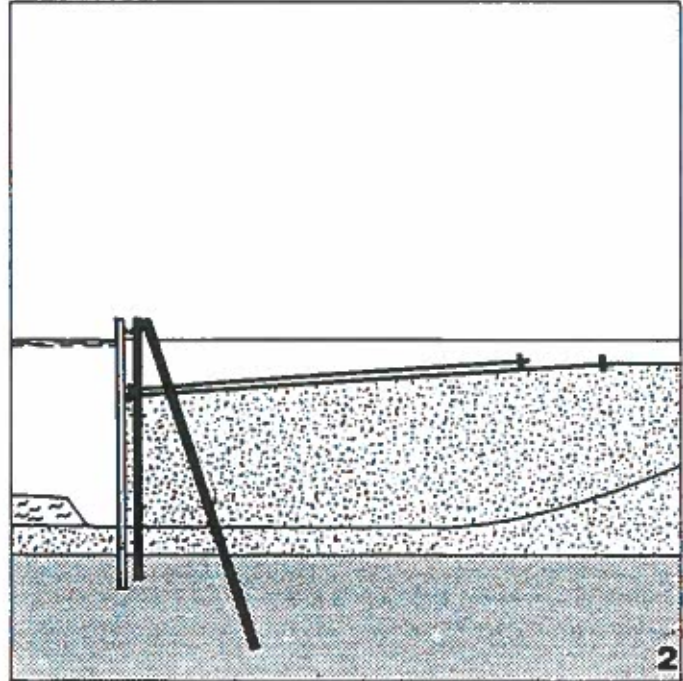
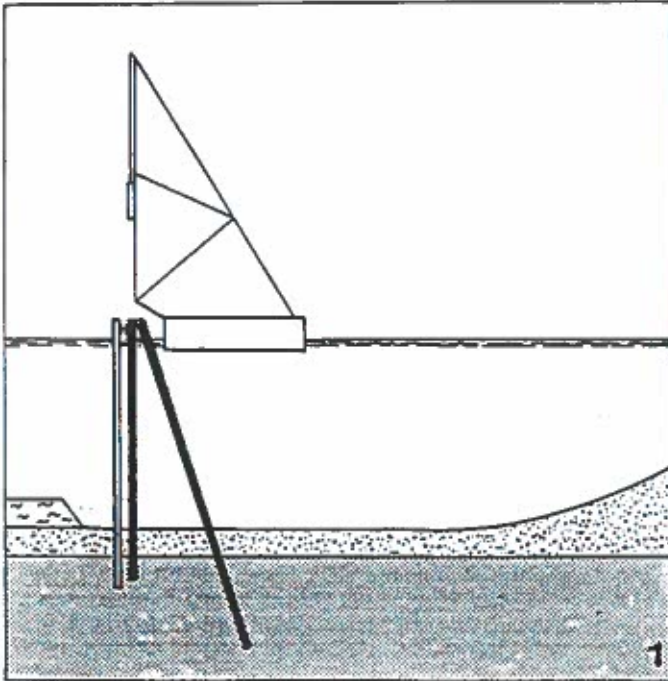


FIG. 2.3.D

Spunsvæggen er regnet med ueftergivelige forankringer i to niveauer, hvilket har som konsekvens, at der kan regnes med et flydecharnier i det nederste ankerpunkt. Desuden er der regnet med et flydecharnier, hvor det positive moment er maximum.

Den regningsmæssige bund er placeret i kote - 14,00 m.

2.4 Stignæsværkets Kulkaj

2.4.0 Indledning

Som den sidste kulkaj omtales Stignæsværkets kulkaj.

Stignæsværket ligger sydvest for Skælskør ved Agersø-sund i delvis læ af Agersø og Omø.

Den oprindelige vanddybde var -16,50 m, svarende til et største skib i fuldlast på ca. 100.000 dwt. På et senere tidspunkt ønskede man at forøge vanddybden til -18,00 m, svarende til et største skib i fuldlast på ca. 150.000 dwt.

Denne forøgelse af vanddybden blev foretaget ved etablering af en fodspuns, der fremkom ved licitationen som et alternativ til den udbudte løsning.

Nærværende omtale beskæftiger sig imidlertid alene med kajkonstruktionen i forbindelsen med den oprindelige vanddybde på -16,50 m.

2.4.1 Arrangement og udførelse

Planarrangement fremgår af figur 2.4.A og fig. 2.4.B viser fronten af kajen (før montage af fendere m.v.) med et losseapparat, medens fig. 2.4.C viser det konstruktive arrangement i tværsnit og en plan af kulkajen.

Fig. 2.4.D viser skematisk de faser, som udførelsen har gennemløbet:

- .1 På grund af de stærke strømme i farvandet ud for Stignæs, har en sedimentation på havbunden ikke kunnet finde sted, hvorfor arbejdet straks kunne indledes med gravning af en rende i moræneleret ned til den fremtidige bund, hvor spunsvæggen senere skulle rammes. Renden fyldtes med sand, for at sikre en præcis styring af spunsvæggen på de første metre.
- .2 Rammestillads, som indgår permanent i konstruktionen, og stålspunsvæg rammes. I den færdige konstruktion skal pælebukkene i rammestrækket deltage i optagelse af lodrette og vandrette kræfter.

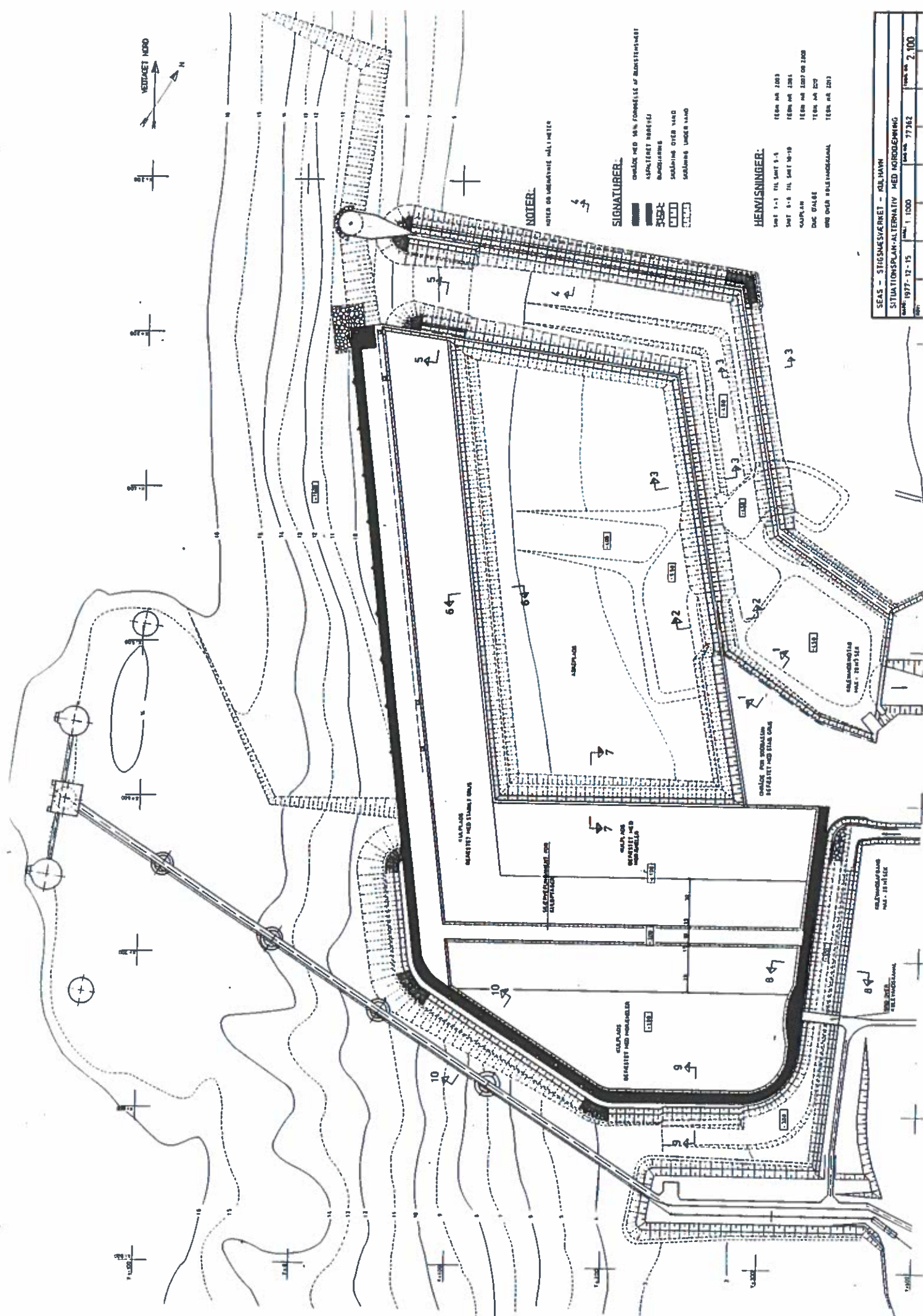


FIG. 2.4.A

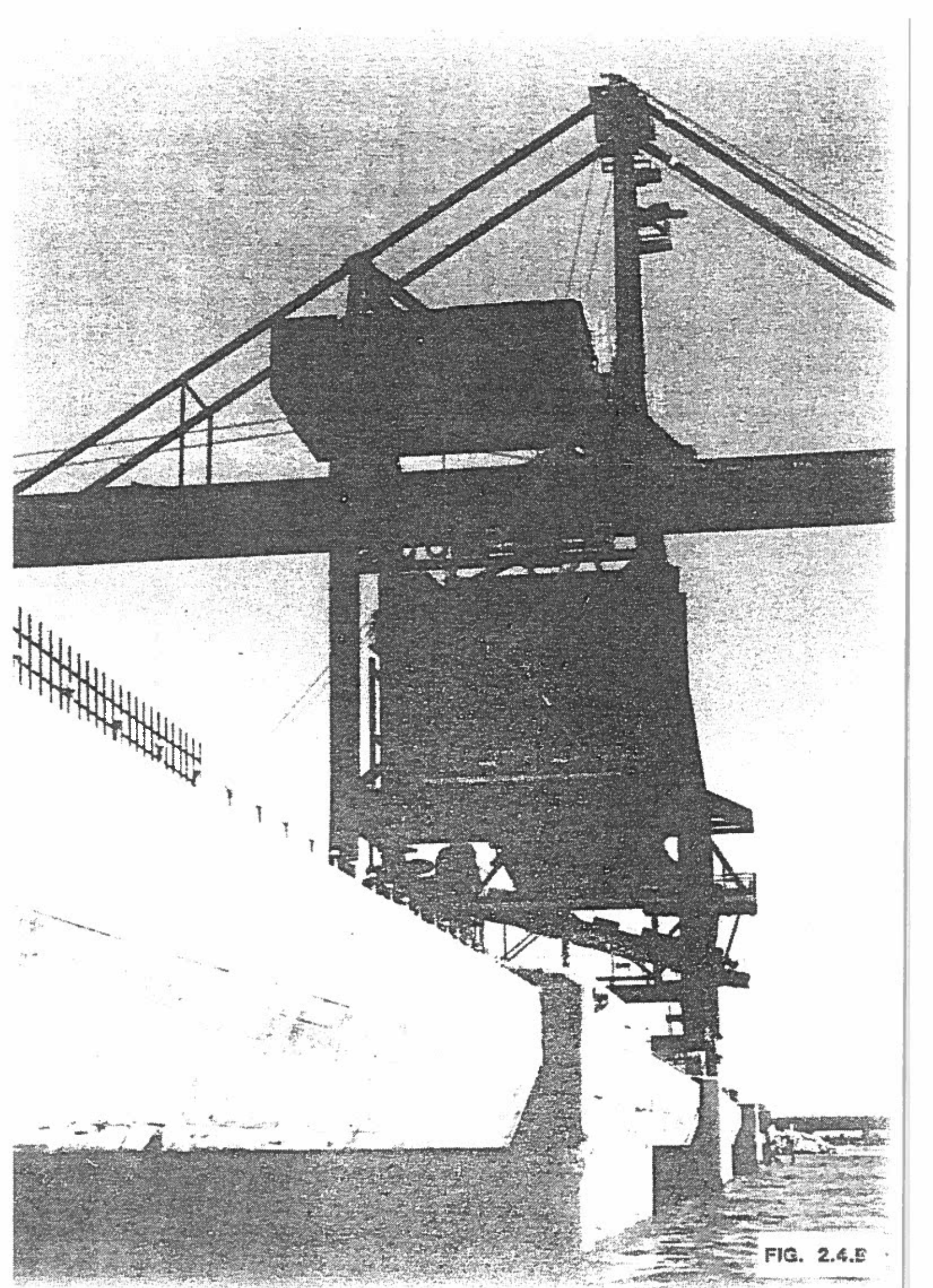


FIG. 2.4.B

STIGSNÆSVÆRKET

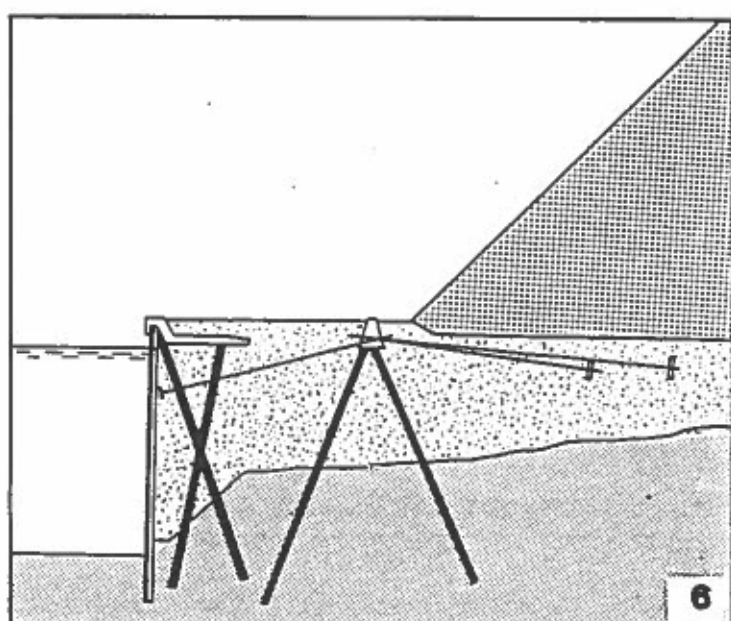
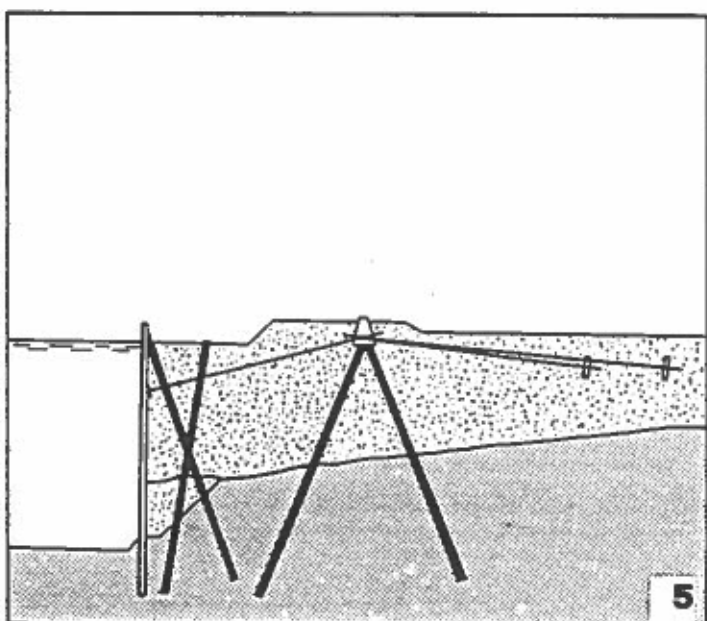
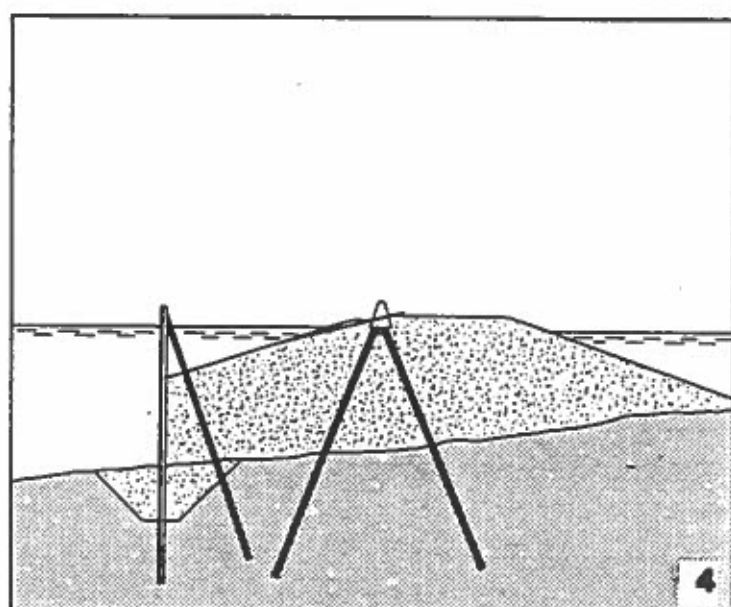
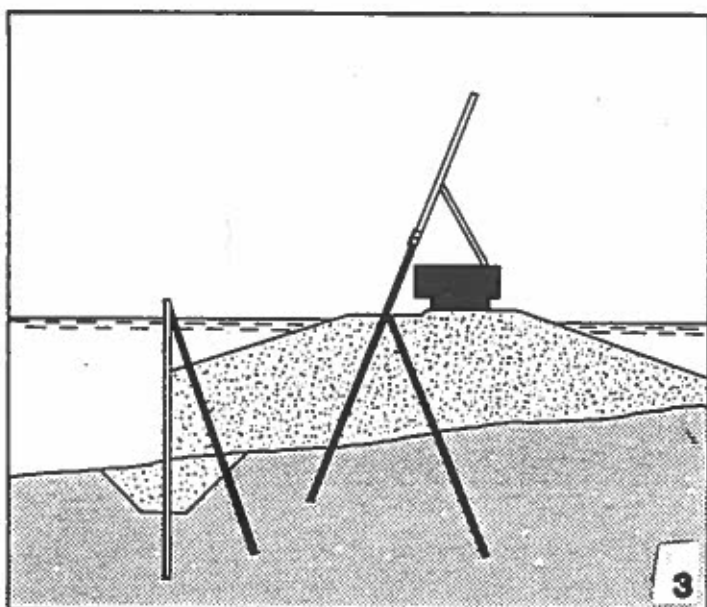
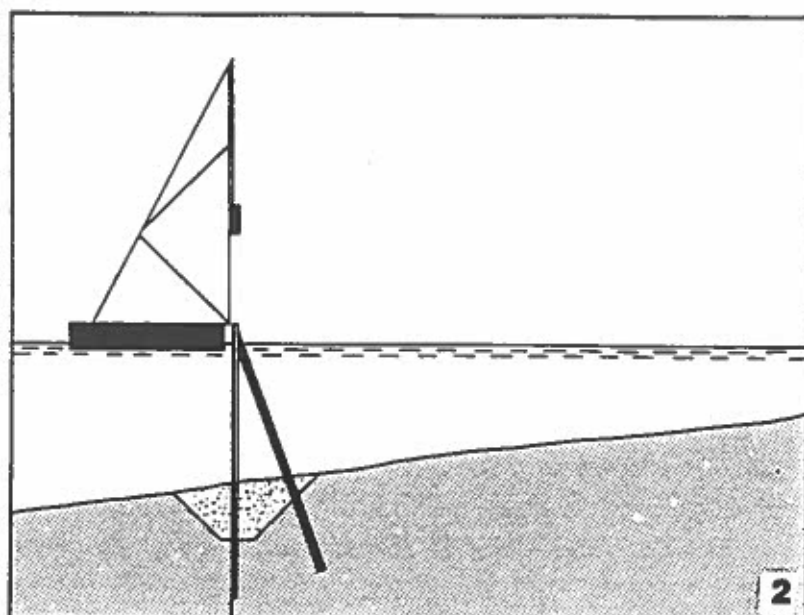
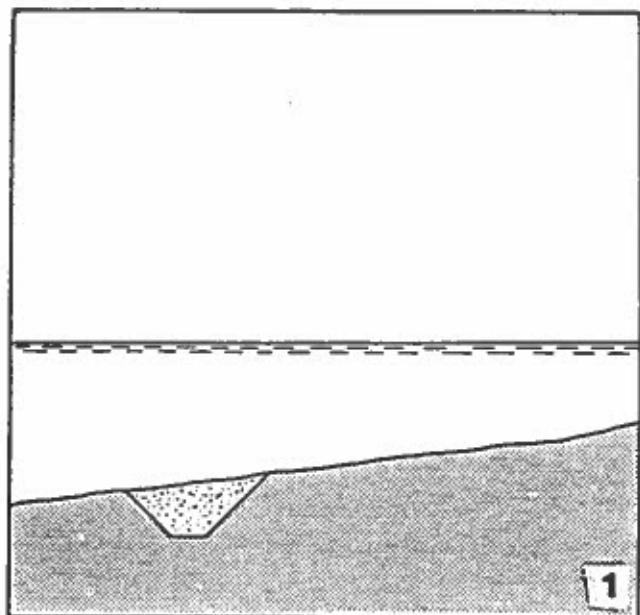


FIG. 2.4.D

- .3 Der udføres en dæmning af sand op til ca. kote +0,50 m bag linien, hvor den opfyldte rende befinder sig. Det er herunder vigtigt, at skræntfoden holdes helt fri af spunsvæggen, da det ellers kan være svært at styre ramningen af spunsvæggen. Fra dæmningen rammes pælebukken under den bageste kranskinne.
- .4 Herefter støbes den bageste kranbjælke, og der fyldes op med sand til underside af ankerstængerne, hvorefter de før ramningen monterede ankerstangestykker sænkes ned, forlænges og fastgøres i den bageste kranbjælke.
- .5 Herefter kan tilfyldningen foretages til underside af konstruktion eller til underside af ankerstænger bag bageste krandrager. Når også disse ankre er monterede tørt, fyldes op til endeligt terræn her, startende bag fra. Desuden skylles/rammes jernbetonpæle til bæring af platform, og uddybning foran spunsvæg foretages.
- .6 Endelig støbes kajmur, platform og afstandsstænger mellem kajmur og bageste krandrager, ligesom kajen i øvrigt færdiggøres.

2.4.2

Geoteknik

Jordbundsforholdene langs den ca. 300 m lange kaj varierer, men som karakteristisk for en del af kajen har man en havbund i ca. kote -9,50 m, underlejret af ca. 2 m slap moræneler.

De karakteristiske parametre fremgår af fig. 2.4.E.

På grund af de geometriske forhold, vil spunsvæggen over nederste ankerpunkt være påvirket af hviletryk.

Spunsvæggen beregnes med ueftergiveligt anker, flydecharnier i det nederste ankerpunkt og flydecharnier i det positive momentmaksimum mellem nederste ankerpunkt og spunsspidsen.

GEOTEKNISKE FORUDSÆTNINGER

<u>Naturlige aflejringer</u>	γ	γ'	ϕ_{pl}	C
Øverste 2 m havbund	10		36	0
Moræneler, korttid	12,5		0	120 ÷ 30 (z-2)
Moræneler langtid, passivt	12,5		36	10
Moræneler langtid, aktivt	12,5		36	0
Morænesand og -grus	10		38°	0

Indpumpet sand, kul og aske

	γ	γ'	ϕ_{pl}	C
Indpumpet sand	18	10	35°	0
Kul, kompaktelejret	10	-	45°	0
Kul, løst lejret	8,5	-	32°	0
Aske	6-15	usikre parametre		

3. PRISSAMMENLIGNINGER

Det er forsøgt at lave en prissammenligning mellem tre af de beskrevne forslag. Prissammenligningen er udført for lbm. normalkaj, idet alle detaljer med tilslutninger og afslutninger er udeladt i prisen.

Desuden må jordarbejdet anses for at være lokalt betinget såvel på grund af den faktiske bund og af tidligere arbejder, samt sedimentation. For at få en fornemmelse af den rigtige størrelse af prisen er der taget det samme bidrag med for den nødvendige opfyldning på alle kajer svarende til en realistisk opfyldning, hvis ikke lokale forhold spillede ind.

Prisen er udregnet for prisniveauet, som det er gældende i januar 1990. Idet de forskellige projekter er udført på forskellige tidspunkter, har grundlaget været de foreliggende mængdeberegninger.

De anvendte enhedsprocesser er gjort prismæssigt sammenhængende, således at basale enhedspriser, opbygger konsistente, sammensatte enhedspriser.

Dette medfører, at priserne ikke tager hensyn til hvilken indflydelse markedssituationen måtte have, herunder også om der er tale om et stort eller lille arbejdsomfang. Endvidere tager fremgangsmåden ikke hensyn til, om en given metode passer særligt godt til en særlig kreds af entreprenører. Dog vil indflydelsen fra de lokale jordbundsforhold på konstruktionerne øve sin indflydelse på priserne.

Disse forudsætninger medfører, at man i en given situation, dels kan opleve et andet niveau i prisen, dels kan opleve indbyrdes forskydninger i prisen, udover hvad de lokale forhold betinger.

	Vanddybde (m)	Spunsvæg kr/m	Forankring kr/m	Beton m.v. kr/m	Diverse kr/m	Total under- bygning kr/m	Opfyldning kr/m	Udstyr kr/m	Total kr/m
Kulterminal Århus	13,5	29.300	8.000	21.400	2.600	61.300	10.500	10.500	82.300
Studstrupværet	13,5	30.000	8.900	27.800	1.900	68.600	10.500	5.500	84.600
Stignæs-været	16,0	40.100	7.000	40.200	3.700	91.000	10.500	6.000	107.500

TABEL 3A Pris for 1 m kaj ekskl. moms og vinterforanstaltninger
Prisniveau 1990

I tabel 3A er vist resultaterne af undersøgelserne. Underbygningen er delt op i spunsvæg, forankring, beton m.v. og diverse, hvor

- Spunsvæg omfatter levering, ramning og afskæring af spunsvæg og rammestillads. Rammestilladset kan være interimistisk eller indgå permanent i konstruktion. I sidstnævnte tilfælde vil rammestilladset også bidrage til forankringen af spunsvæggen, men er dog medregnet fuldt under spunsvæggen.
- Forankring omfatter jordankre og forankringsplader, såvel levering som montering.
- Beton m.v. omfatter udover betonarbejder, også alle jernbetonpæle, uanset at disse i nogle udformninger også udfører en forankrende mission.
- Diverse omfatter udfugninger, udsparinger, tilstøbninger, indstøbninger og lignende.

Udstyr omfatter pullerter, herunder stormpullerter, fendere, redningskæder og -stiger, kranskiner og -stop, anoder, capstans og azobétømmer.

Undersøgelserne er gennemført for Kulterminalen i Århus, Studstrupværkets havn og Stignæsværkets havn.

Forskellen mellem Kulterminalen og Studstrupværkets beton m.v. svarer til, at udvidelsen af Studstrupværkets kaj i lighed med den eksisterende kajstrækning er anordnet med en kulgårdsmur, for at de eksisterende kraner også kan betjene den nye kajstrækning. Mens anordning af en kulgårdsmur i hine tider var velbegrundet i den besparelse i transportarbejdet, den medførte i et mindre automatiseret kulanlæg, vil man i dag lægge så stor vægt på automatiseringen af kulhåndteringen, bl.a. gennem båndtransport, at anordningen af en kulmur får så ringe betydning for det totale transportarbejde, at man med fordel kan udelade den.

Forskellen mellem de nævnte havne, hvad angår udstyr, har blandt andet sin årsag i, at kulterminalen har monteret anoder og anvendt kroge i stedet for pullerter, ligesom der også er en mindre forskel i fenderne.

4. SLUTNING - konklusion

Som det fremgår af det foregående, vil udformningen af en kaj have en række forudsætninger, som vil variere fra sted til sted. Disse forudsætninger er:

- jordbundsforhold
- lokale planforhold

Men oven i disse forudsætninger kommer en række forudsætninger, som udvikler sig med tiden. Nogle af de vigtigste er:

- Miljø
 - Hvis udviklingen medfører behov for nye anlæg, vil man sikkert søge at anbringe det uddybede materiale i forbindelse med en opfyldning, ligesom man vil søge steder og udformning, der betyder, at en fremtidig vedligeholdelsesudbygning bliver mindst mulig.
 - Hvis der sker et skifte til en renere energiform, som f.eks. ikke producerer CO₂, vil der naturligvis ikke blive behov for kulhavne i samme udstrækning, som der ville uden dette skifte.
- Skibe
 - Størrelsen af kulkibe (massegodsskibe) har igennem de senere år vist en betydelig vækst, men væksten synes at standse ved en størrelse på ca. 250.000 dwt. Problemet med skibe af denne størrelse er i første række dybgangen, hvor et større forhold mellem bredde/dybgang og længde/dybgang end hidtil set kan medføre, at man ser større tonnager end hidtil anløbe allerede etablerede kulkajer.¹⁾
 - Medens man på de lange strækninger fortsat vil se traditionelle massegodsskibe af betydelig størrelse uden selvlossning, vil tendensen være, at man på de kortere strækninger med tiden oplever selvlossende massegodsskibe i stigende omfang. Disse selvlossende skibe er forsynet med en bom, således at losning bliver mulig uden egentlige havneanlæg.

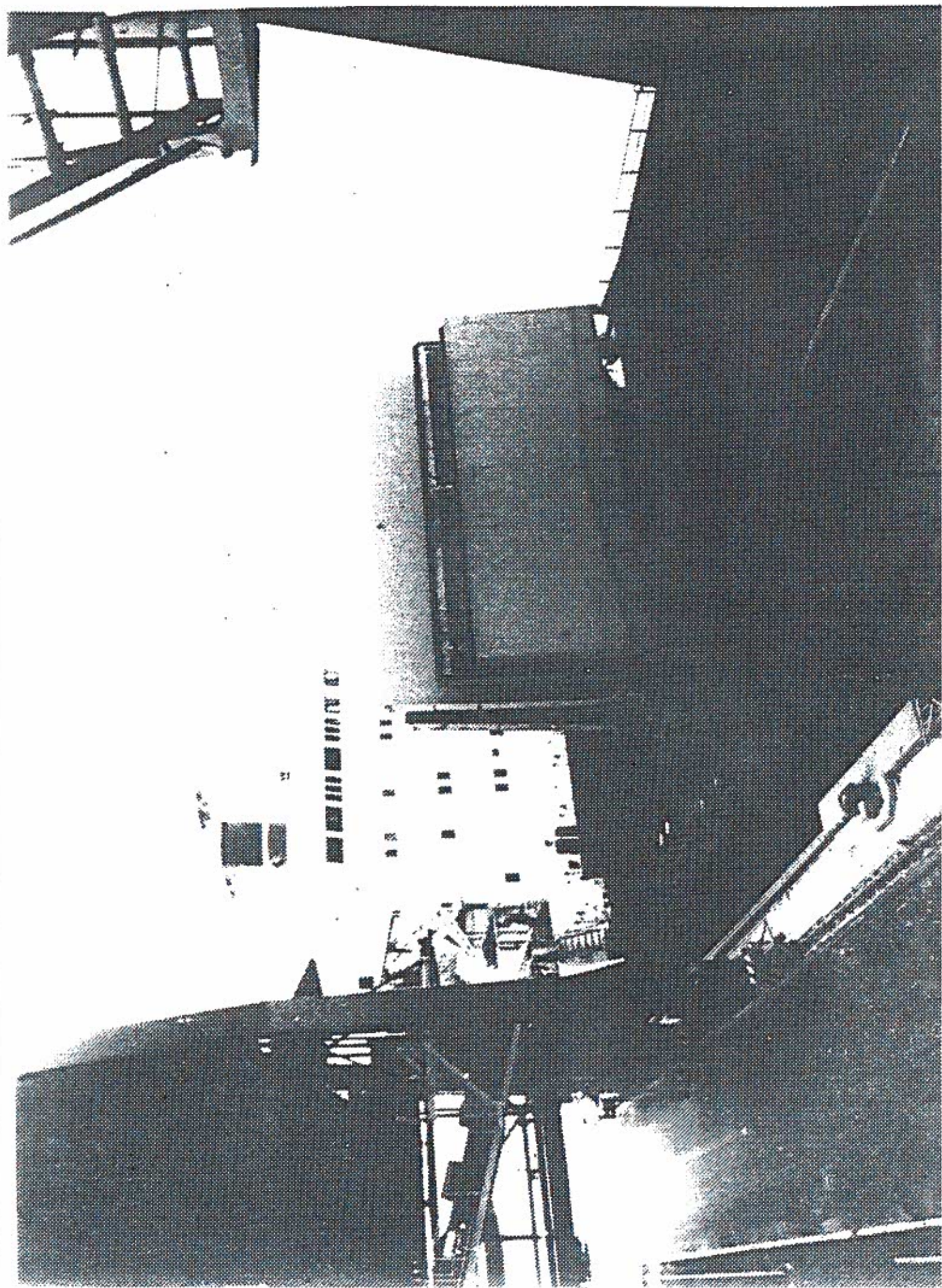
Dette kan forøge tendensen til centrale havne, som kan modtage de store skibe, hvorfra kullene fordeles ved selvlossende skibe.

1) PIANC Bulletin 1989 no. 66:
Roger M. Jones: Bulk Ships for the 1990's.

- Store massegodsskibe, som kræver betydelig vanddybde, trækker i retning af udsatte kyster, hvor den nødvendige vanddybde oftest findes som naturlig dybde, og hvor havnene ofte kan etableres uden beskyttelse mod bølger og strøm i kraft af, at de store massegodsskibe kun påvirkes i acceptabel grad heraf.

Fra- og tillægningsmanøvre såvel som fortøjningssituationen kan formentlig gøres lettere ved anvendelse af passende fenderværker kombineret med forspændte trosser og spil.

- Forhold mellem materialeomkostning og arbejdsløn vil formentlig stadig falde, således at konstruktioner i fremtiden vil være økonomiske at udføre i en mere materialekrævende, men arbejdsbesparende udformning. Hertil vil også medvirke fremkomsten af kraftigere og mere effektivt entreprenørmateriel.



**FORØGELSE AF VANDDYBDER
FORAN EKSISTERENDE
KAJKONSTRUKTIONER**

**ved E. Hulgaard
(Hostrup-Schultz & Sørensen A/S)**

the first two years of life. The first year of life is the most critical period for the development of the brain. The brain is most vulnerable to environmental factors during this period. The second year of life is also a critical period for the development of the brain. The brain is still very vulnerable to environmental factors during this period.

The third year of life is a critical period for the development of the brain. The brain is still very vulnerable to environmental factors during this period. The fourth year of life is a critical period for the development of the brain. The brain is still very vulnerable to environmental factors during this period.

The fifth year of life is a critical period for the development of the brain. The brain is still very vulnerable to environmental factors during this period. The sixth year of life is a critical period for the development of the brain. The brain is still very vulnerable to environmental factors during this period.

The seventh year of life is a critical period for the development of the brain. The brain is still very vulnerable to environmental factors during this period. The eighth year of life is a critical period for the development of the brain. The brain is still very vulnerable to environmental factors during this period.

The ninth year of life is a critical period for the development of the brain. The brain is still very vulnerable to environmental factors during this period. The tenth year of life is a critical period for the development of the brain. The brain is still very vulnerable to environmental factors during this period.

The eleventh year of life is a critical period for the development of the brain. The brain is still very vulnerable to environmental factors during this period. The twelfth year of life is a critical period for the development of the brain. The brain is still very vulnerable to environmental factors during this period.

The thirteenth year of life is a critical period for the development of the brain. The brain is still very vulnerable to environmental factors during this period. The fourteenth year of life is a critical period for the development of the brain. The brain is still very vulnerable to environmental factors during this period.

The fifteenth year of life is a critical period for the development of the brain. The brain is still very vulnerable to environmental factors during this period. The sixteenth year of life is a critical period for the development of the brain. The brain is still very vulnerable to environmental factors during this period.

The seventeenth year of life is a critical period for the development of the brain. The brain is still very vulnerable to environmental factors during this period. The eighteenth year of life is a critical period for the development of the brain. The brain is still very vulnerable to environmental factors during this period.

The nineteenth year of life is a critical period for the development of the brain. The brain is still very vulnerable to environmental factors during this period. The twentieth year of life is a critical period for the development of the brain. The brain is still very vulnerable to environmental factors during this period.

"Forøgelse af vanddybden foran eksisterende kajkonstruktioner" E. Hulgaard (Hostrup-Schultz & Sørensen A/S)

1. Indledning

Det er et klassisk problem at skulle forøge vanddybden ved en kaj som i øvrigt er i rimelig stand. Der findes imidlertid ingen standardløsning, da udformningen må afpasses efter udseendet og tilstanden af den eksisterende kaj, bundforholdene, kajens og kajarealets anvendelse i byggeperioden, entreprenørens udstyr m.m.

Det efterfølgende må derfor alene opfattes som eksempler på løsninger i konkrete tilfælde, og det er tilstræbt at vælge disse så forskelligartede som muligt, ligesom kajer med stor vanddybde er foretrukket. Andre løsninger kan meget vel være aktuelle ved andre opgaver, ligesom alternative løsninger til de nedenfor viste meget vel kan tænkes.

2. Atlantkaj Nuuk/Godthåb, Grønland

Kajen med en længde på ca. 70 m byggedes i etaper i perioden 1952-55 af Saabye & Lerche.

Placeringen fremgår af bilag 1 og forventet tværsnit i kajkonstruktionen af bilag 2 visende en brokajkonstruktion med dæk af jernbeton og lodpæle af DIP-profiler funderet på fjeld.

En uddybning til kote -10,5 skulle på dette grundlag kunne udføres ved oprensning af sand og forsigtig sprængning af fjeld, idet kravet til vanddybden alene var gældende et stykke foran frontpælene.

Bundundersøgelser afslørede imidlertid at fjeldspejlet lå væsentligt dybere, især ved kajfronten, og var overlejret af sand og silt med sten jf. bilag 3.

De eksisterende frontsøjler viste sig at være omstøbt med grovbeton. Undersiden af fundamenterne var imidlertid typisk beliggende over det krævede uddybningsniveau, og bæreevnen måtte anses for utilstrækkelig.

Kajfronten forstærkedes ved hjælp af langsgående stål-bjælker opkilet mod undersiden af dækkets tværbjælker og båret af stålsøjler pr. 3,5 m som blev rammet gennem huller i jernbetondækket. Forstærkningsarbejdet udføres i forbindelse med en 100 m forlængelse af atlantkajen i årene 1968-70 af A. Jespersen & Søn.

Efter forstærkningen bevaredes frontsøjlerne, men deres funktion var herefter alene at virke som friholderværk. Dette forhold udnyttedes til en korrosionsundersøgelse af stålpælene, idet stykker ca. 100 x 100 mm blev udsåret af frontsøjlernes flanger med 1-2 m's afstand og undersøgt i laboratorium. Resultatet af undersøgelsen var, at der var betydelig korrosion (sammenlignelig med Kattegat- og bæltområderne i Danmark), men at denne var størst i kote ca. -2 a -3 m svarende til 0,5-1,0 m under det daglige lavvande. Mere detaljerede oplysninger herom er publiceret i POAC 1973.

3. Skonnertkaj, Nuuk/Godthåb, Grønland (Bagfyldt del)

Skonnertkajen med en længde på ca. 40 m blev bygget i samme periode og af samme entreprenør som atlantkajen omtalt ovenfor.

På størstedelen af længden udførtes skonnertkajen som en brokaj efter samme princip som atlantkajen, men en mindre del (med kajlængde ca. 12 m) var udført med stålpæle pr. 1,75 m og tømmer bagfyldt med sprængsten.

Kajvæggen var forankret over MV via et udvendigt stræk af dobbelte UNP-profiler, og understøttet i bunden med omstøbning af stålpælene med grovbeton.

Efter projekt materialet skulle omstøbningen være udført i udsprængte huller i fjeldet jf. bilag 5.

Supplerende undersøgelser viste imidlertid, at fjeldspejlet var meget varierende og stålsøjlerne var fundet i stenet sand over dette (jf. bilag 6). Specielt i forbindelse med optagelse af vandrette kræfter fra jordtrykket viste det sig nødvendigt at foretage en forstærkning inden uddybningen til kote -7,5 kunne foretages.

En opgravning af sprængstensfylden og montering af nedre ankerbolte ved stålpælene i kote -4 a -5 var en mulig løsning.

Under arbejdets udførelse ville kajarealet imidlertid blive væsentligt reduceret, ligesom udgifterne var betydelige, specielt til opgravning og tilbagefyldning af sprængstenene, samt fornyelse af belægningen.

I stedet valgtes en løsning som ikke krævede opgravning af fyld eller fjernelse af belægningen.

I hvert mellemrum mellem 2 DIP26-søjler rammedes 2 RHS-profiler (jf. bilag 7 og 8) til fjeld (eller sten). Profilerne placeredes mellem eksisterende UNP-stræk og tømmeret.

RHS-profilerne blev skyllet rene for sand og sten, og der blev herefter gennem RHS-profilet boret et hul for en 2 m lang dorn $\varnothing 150$ mm som ved hjælp af tilspidsning og sidestyk sænkedes ned i det borede hul. RHS-profil-

erne udstøbtes med beton for at dornforbindelsen kunne blive momentstiv.

Den vandrette påvirkning fra DIP26-søjlerne kunne herefter overføres til RHS-profilerne via et udvendigt stræk af 2 UNP300 profiler placeret i kote ca. -6,5.

Supplerende tætning udførtes af greenhearttømmer.

Det bemærkes, at der ikke var sikkerhed for, at dornene var ført til fjeld, idet der ikke kunne skelnes mellem store sten og revnet fjeld. I tilfælde af fastgøring til sten ville dette dog være tilfredsstillende blot denne var beliggende dybt nok til at kunne etablere et tilstrækkeligt passivt jordtryk.

4. SEAS. Stignæsværkets kulkaj

For den 300 m lange kaj for kulskibe skulle vanddybden øges fra 16 m til 18 m. Arbejdet udførtes i 1982 af Pihl & Søn A/S på grundlag af et alternativ.

Et typisk tværsnit (bilag 9) viser, at den forøgede vanddybde (og det reducerede passive jordtryk) er kompenseret ved hjælp af en fodspunsvæg, mens den eksisterende konstruktion med forankring, kranskinne, fenderværk m.m. lades urørt.

Mellem fodspunsvæggen og den eksisterende spunsvæg er kraftoverførslen sikret ved hjælp af en gennemgående udstøbning med grovbeton. For at modvirke sætninger af den eksisterende konstruktion foretages forspænding med en serie donkrafte placeret vandret mellem fodspun og eksisterende kajvæg.

På halvdelen af strækningen, hvor bunden primært bestod af moræneler, udførtes fodspunsen som en kontinuerlig

væg af normale spunsprofiler jf. bilag 10. Det bemærkes, at udgravning af jorden i spunsbugterne ikke er nødvendig, idet trykket kan overføres via spunsvæggenes ene flange.

På den anden halvdel af strækningen, hvor bunden primært bestod af smeltevandsaflejringer over slamkalk, udførtes fodspunsen som fritstående HZ-pæle pr. 1,35 m, idet kravet til momentoptagelsen gjorde denne udformning konkurrencedygtig. HZ-profilernes styrke ved påvirkning på tværs af kroppen er imidlertid kun ca. 13% af styrken for kræfter i kroppens plan.

For at kontrollere profilernes stilling efter ramningen blev der derfor påsvejst 2 RHS-profiler til alle HZ-pæle

En opmåling viste, at der i niveau ved max. momentets placering lokalt var tale om afvigelse på ca. 10° i middelværdi (og max. værdier på 13°).

Såfremt kraften fra den eksisterende væg regnedes at angribe HZ profilerne vinkelret på den eksisterende væg, ville spændingen i HZ-pælen blive mere end dobbelt så høj ved en drejning på 10° i forhold til korrekt placering (jf. bilag 11).

Imidlertid kan det jf. bilag 12 vises at en drejning på 10° alene giver anledning til en spændingsforøgelse på 8%. Princippet for denne beregning er at kraften på HZ-profilet antager en retning, som giver dette en deformation som er vinkelret på den eksisterende væg.

5. Sønderjyllands Højspændingsværk. Enstedværkets kulkaj

I 1982 udførte Arnton en 350 m lang kulkaj, hvoraf de ca. 200 m var en forstærkning af den eksisterende kul-

kaj. Vanddybden skulle forøges fra 16 m til 18 m ved middelvande med mulighed for yderligere uddybning til kote -20. Forstærkningen blev udført ved hjælp af en ny stålspunsvæg rammet umiddelbart op ad den eksisterende frontmur og bestående af skiftevis box-profiler og normale Z-profiler (jf. bilag 13 og 14).

Mellemrummet mellem de 2 vægge fyldes med sand (af hensyn til korrosionen) og den nye væg forankredes over vand til den eksisterende.

Der udførtes nyt fundament for den inderste kranskinne, mens den yderste kranskinne, pullerter m.m. kunne benyttes uden ændring, ligesom gummifendrene kunne genmonteres.

På denne måde viste det sig muligt at tilfredsstille bygherrens krav med hensyn til minimale afbrydelser af kajen og kranens drift.

Halvdelen af de eksisterende ankerbolte blev af stabilitetsgrunde forlænget og ankerpladerne genanvendt.

På bilag 15 og 16 er jordtryksfordelingen på de 2 vægge vist.

Specielt bemærkes, at jordtrykket fra sandet mellem de 2 vægge regnes som silotryk bortset fra en koncentreret last i kote -22,4.

For den nye væg er der regnet med tillægslast på grund af lodret last fra spidsen af den eksisterende væg.

På bilag 6 er der specielt redegjort for en omfordeling af det aktive jordtryk, idet dette i forbindelse med ankertrækket fra den nye væg med normal fordeling ville give overbelastning af spunsvæggen i kote -2,0.

Omfordelingen af jordtrykket er foretaget således at jordtryksresultantens størrelse og beliggenhed er uændret.

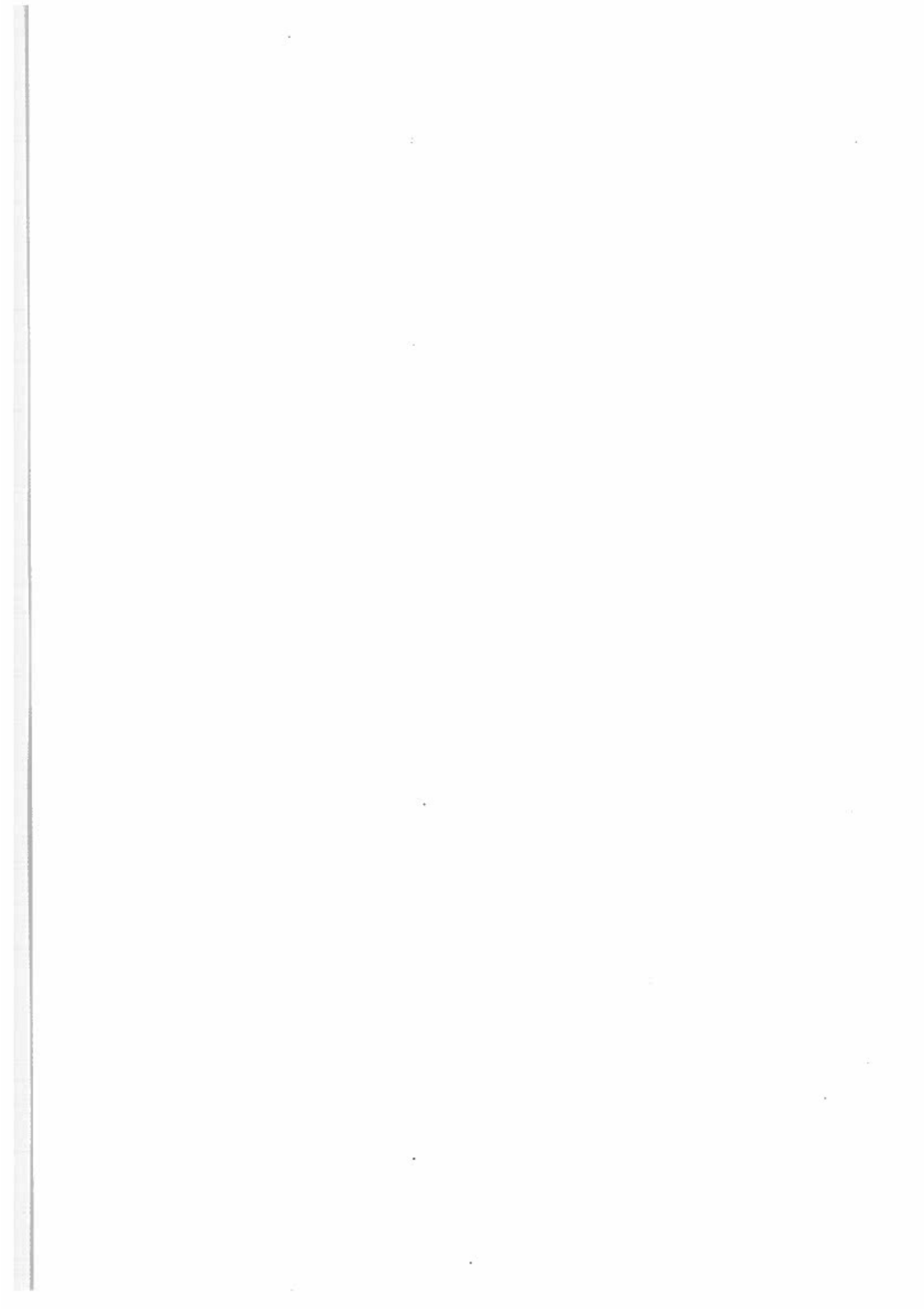
6. Resumé

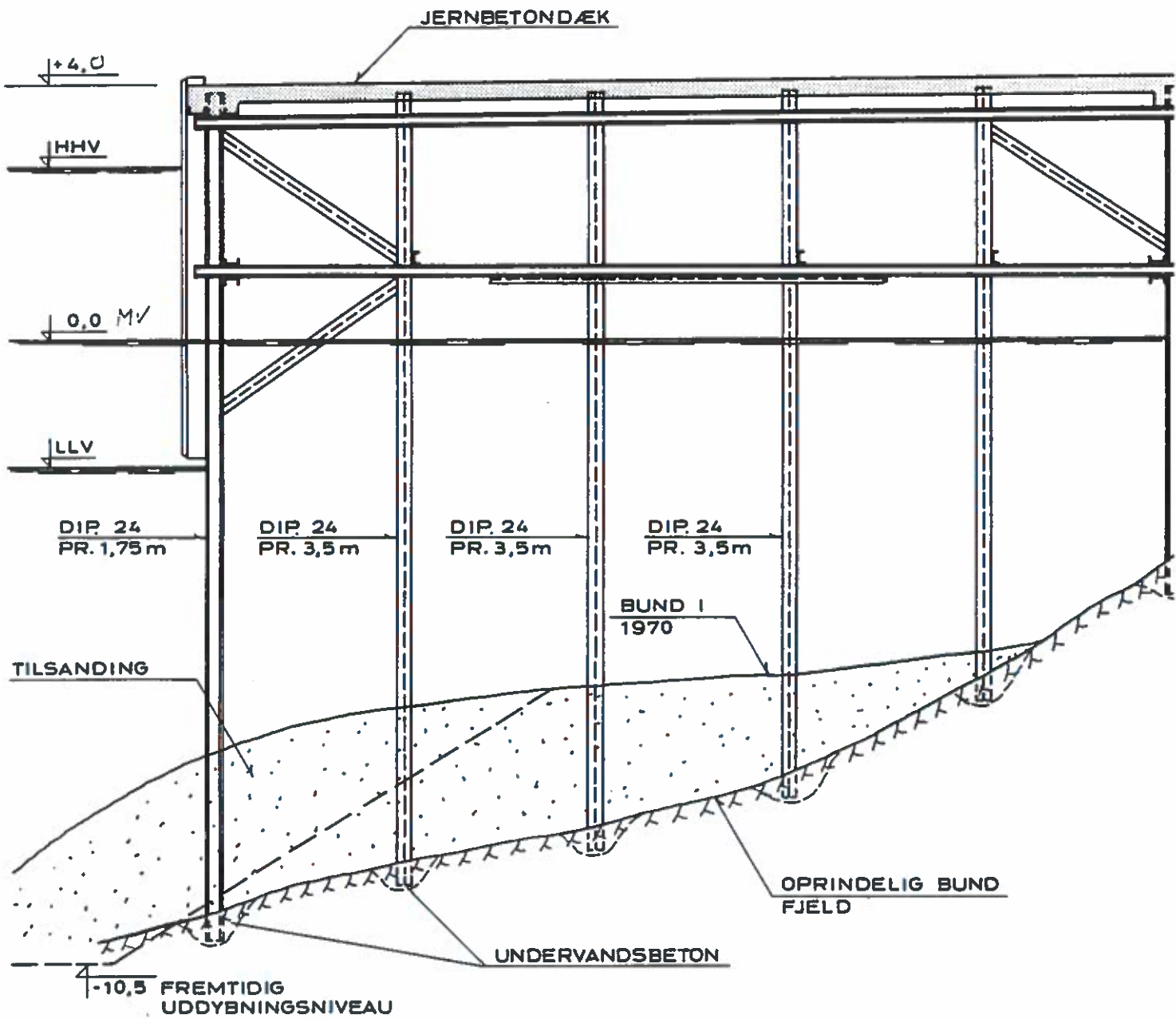
De beskrevne eksempler viser at meget forskelligartede løsninger kan vælges ved forøgelsen af vanddybden ved eksisterende kajkonstruktioner.

Som gennemgående træk kan det dog påregnes, at det må tilstræbes, at den eksisterende konstruktion i så stor udstrækning som mulig benyttes i den endelige udformning.

Samtidig vil dette princip i mange tilfælde sikre en minimal afbrydelse i havnens drift.

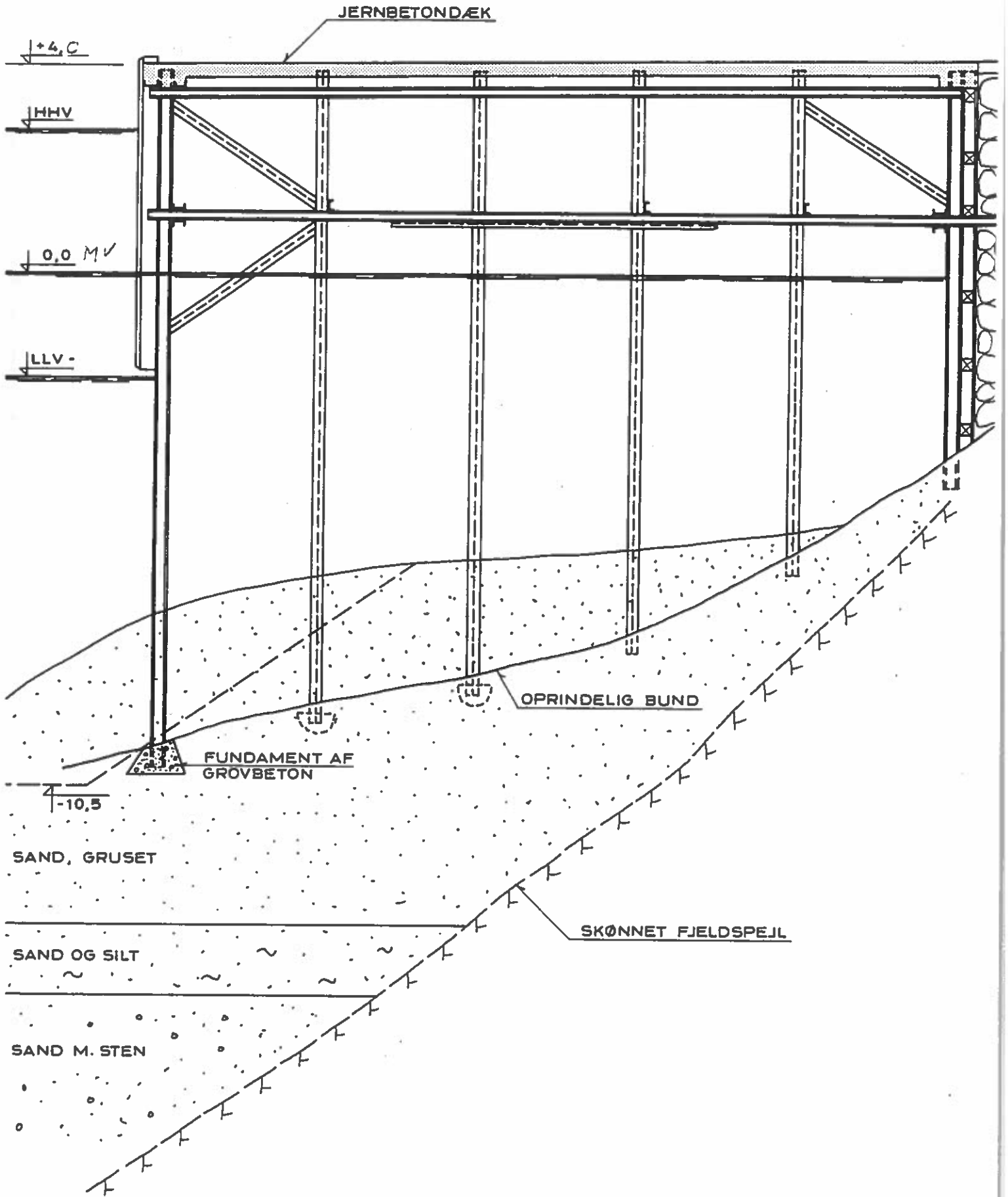
Det må endvidere bemærkes, at det ikke sjældent viser sig at udformningen af den eksisterende konstruktion afviger fra projekt materialet.



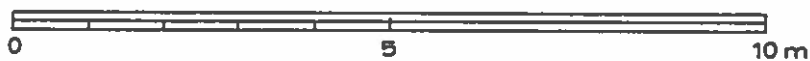


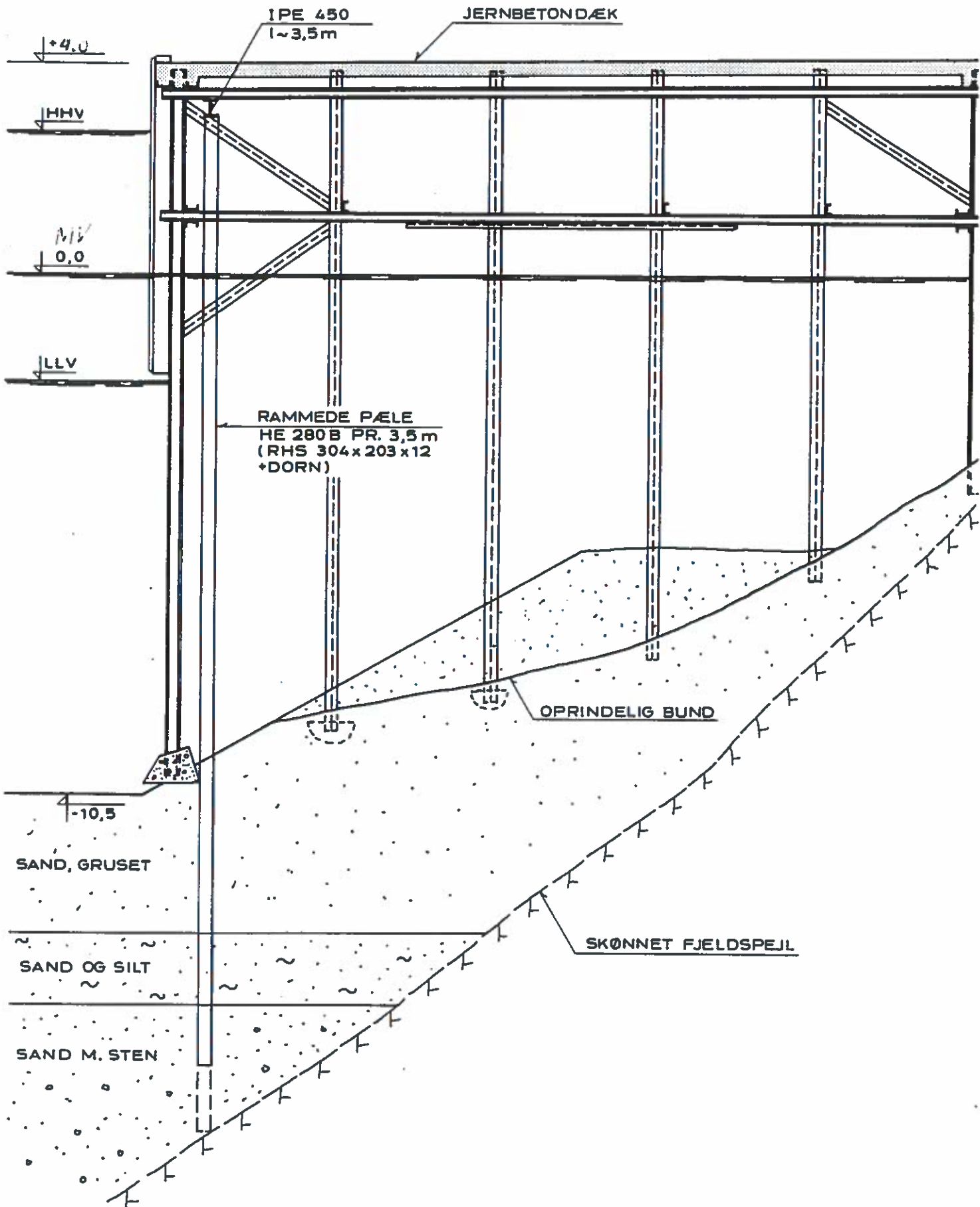
GL. ATLANTKAJ
 TVÆRSNIT, 1:100



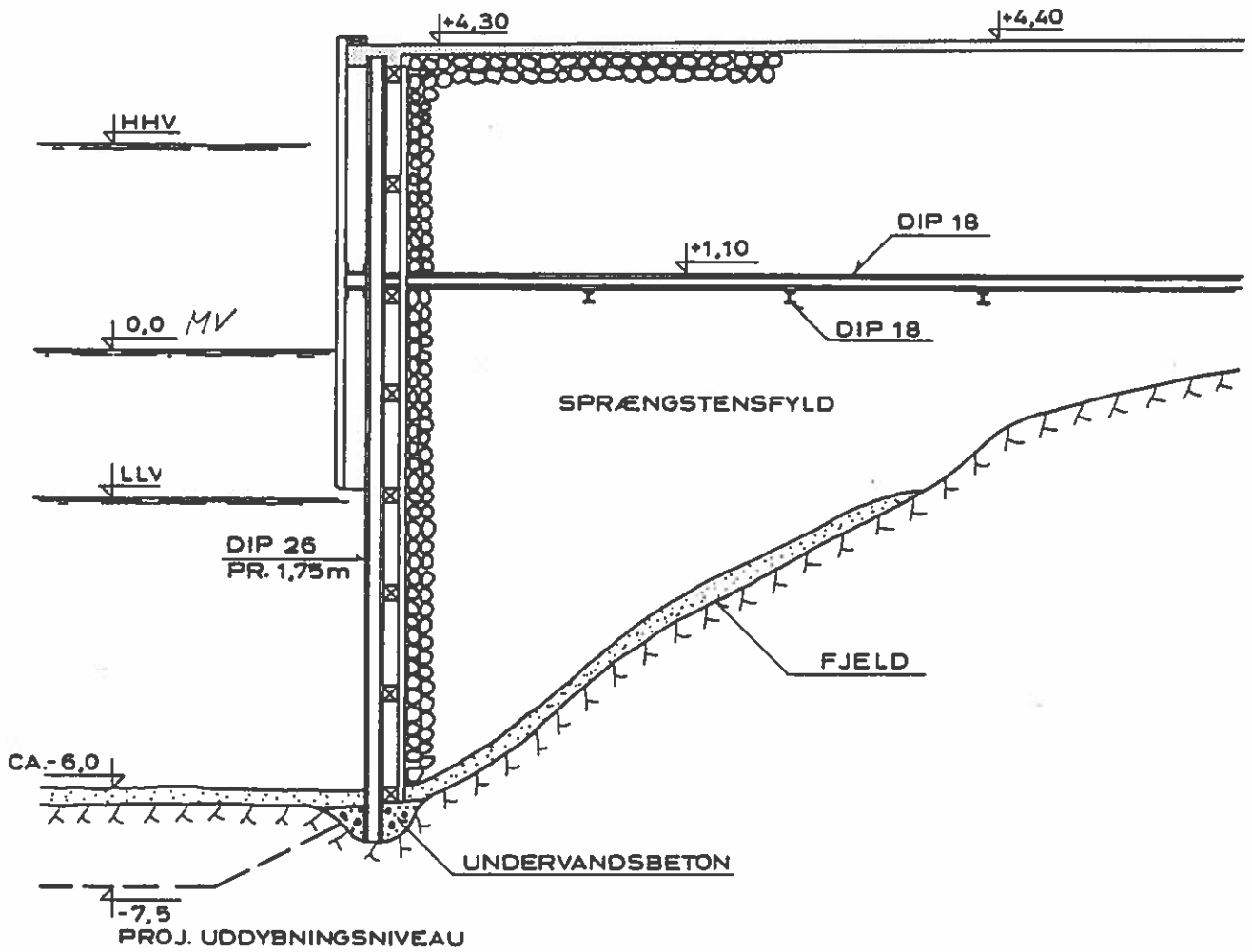


GL. ATLANTKAJ
 TVÆRSNIT, 1:100

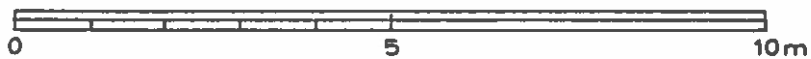


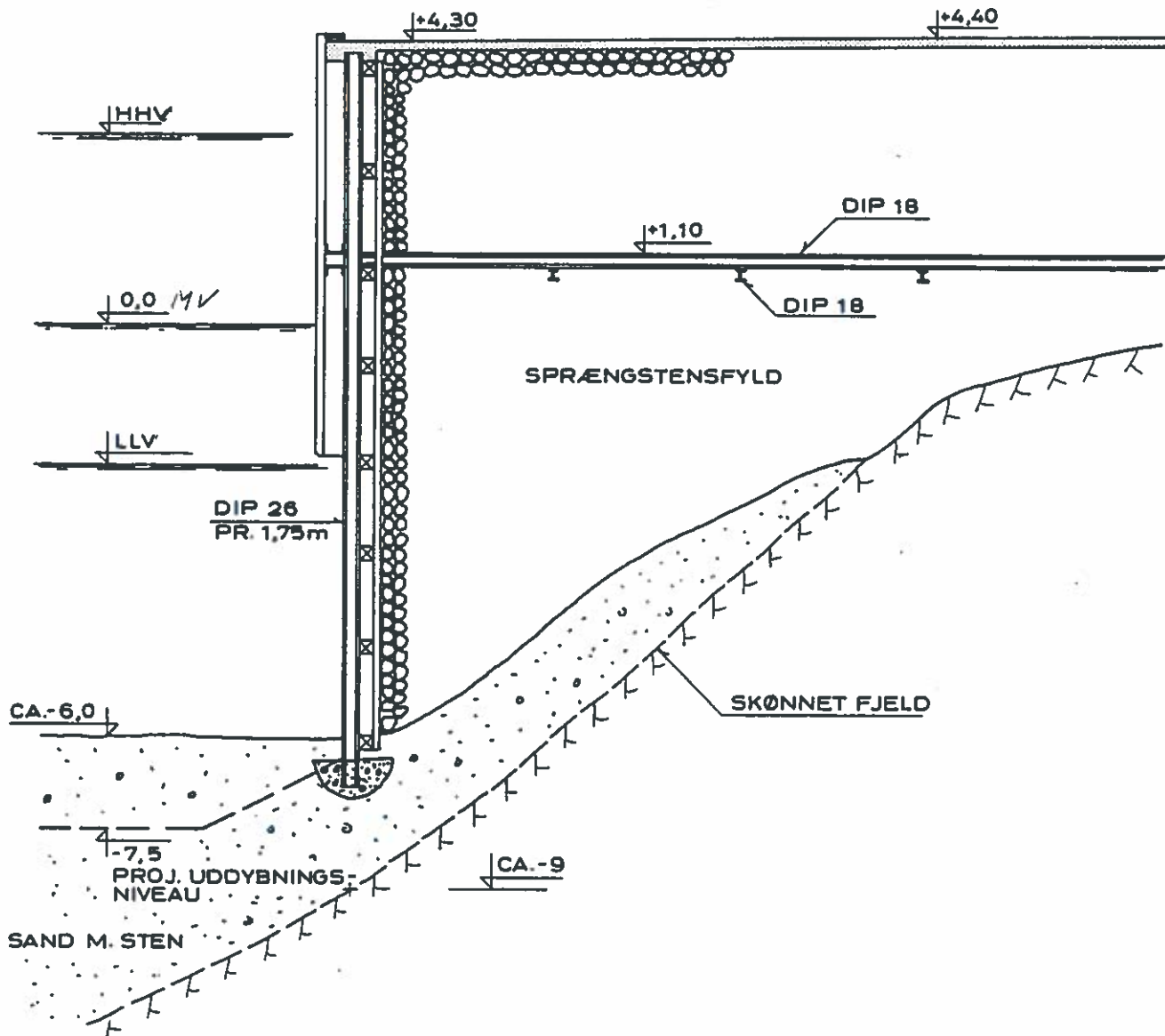


GL. ATLANTKAJ
 TVÆRSNIT, 1:100



SKONNERTKAJ
 TVÆRSNIT, 1:100

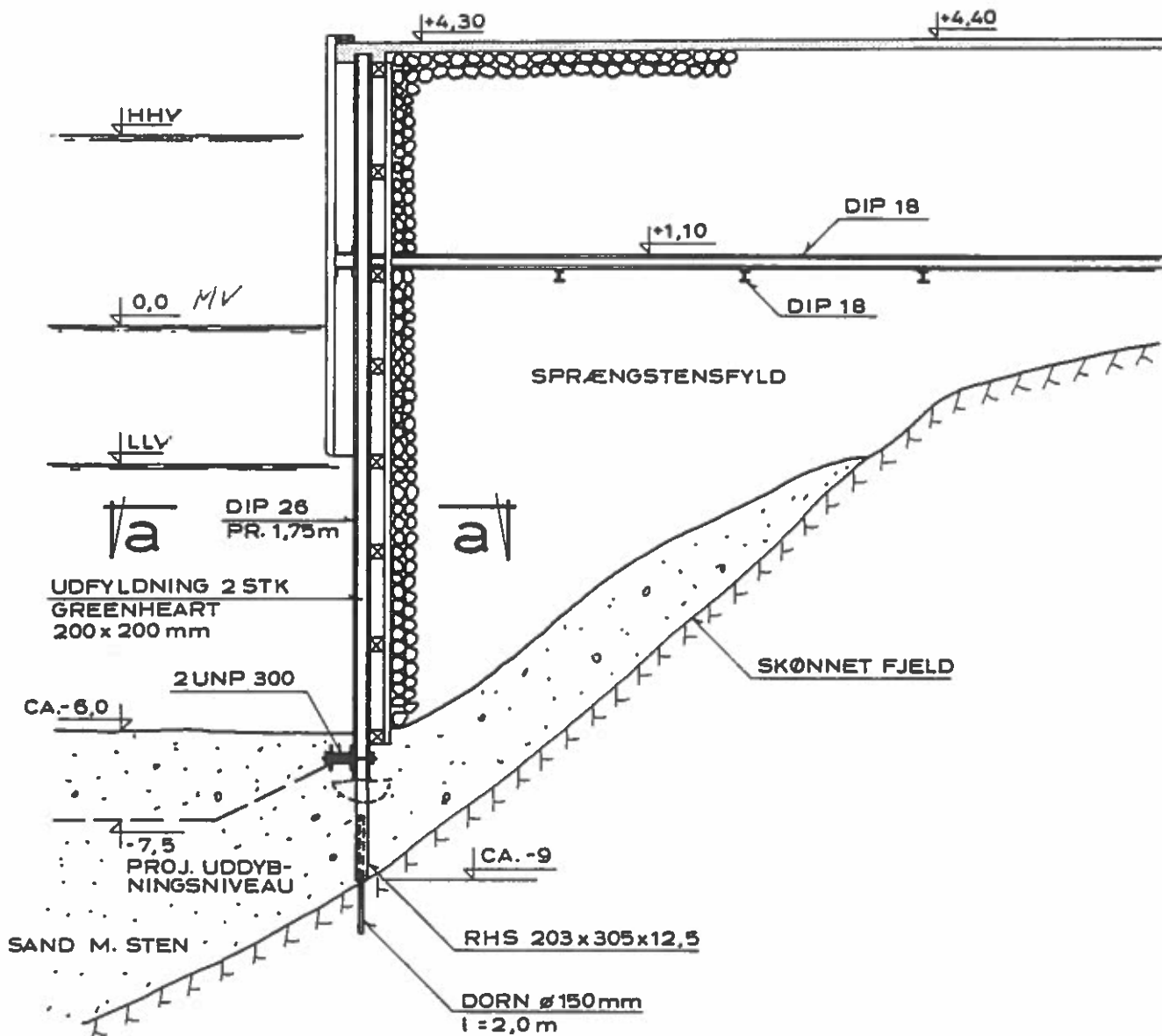




SKONNERTKAJ
 TVÆRSNIT, 1:100

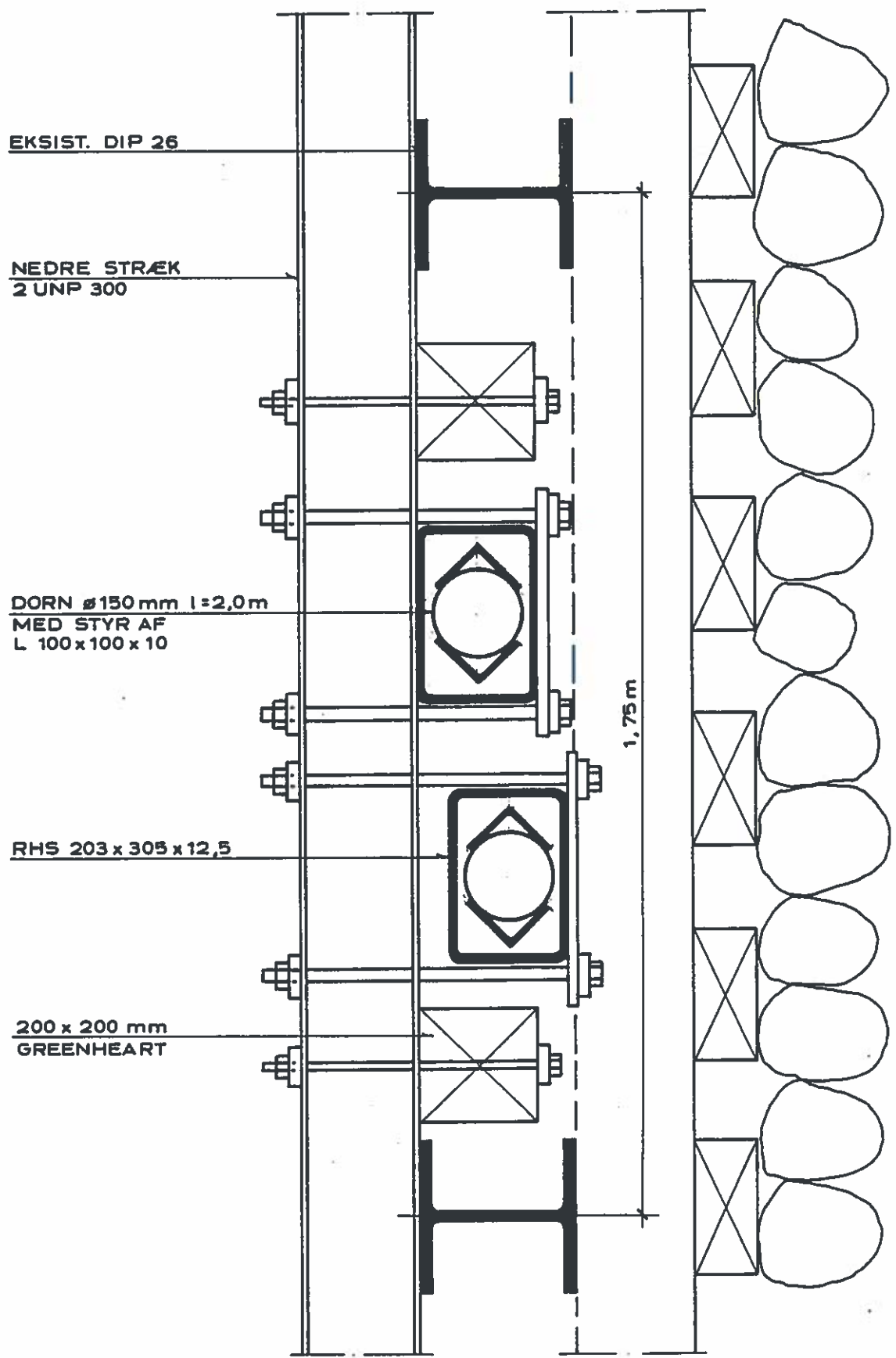


(E)



SKONNERTKAJ
 TVÆRSNIT, 1:100



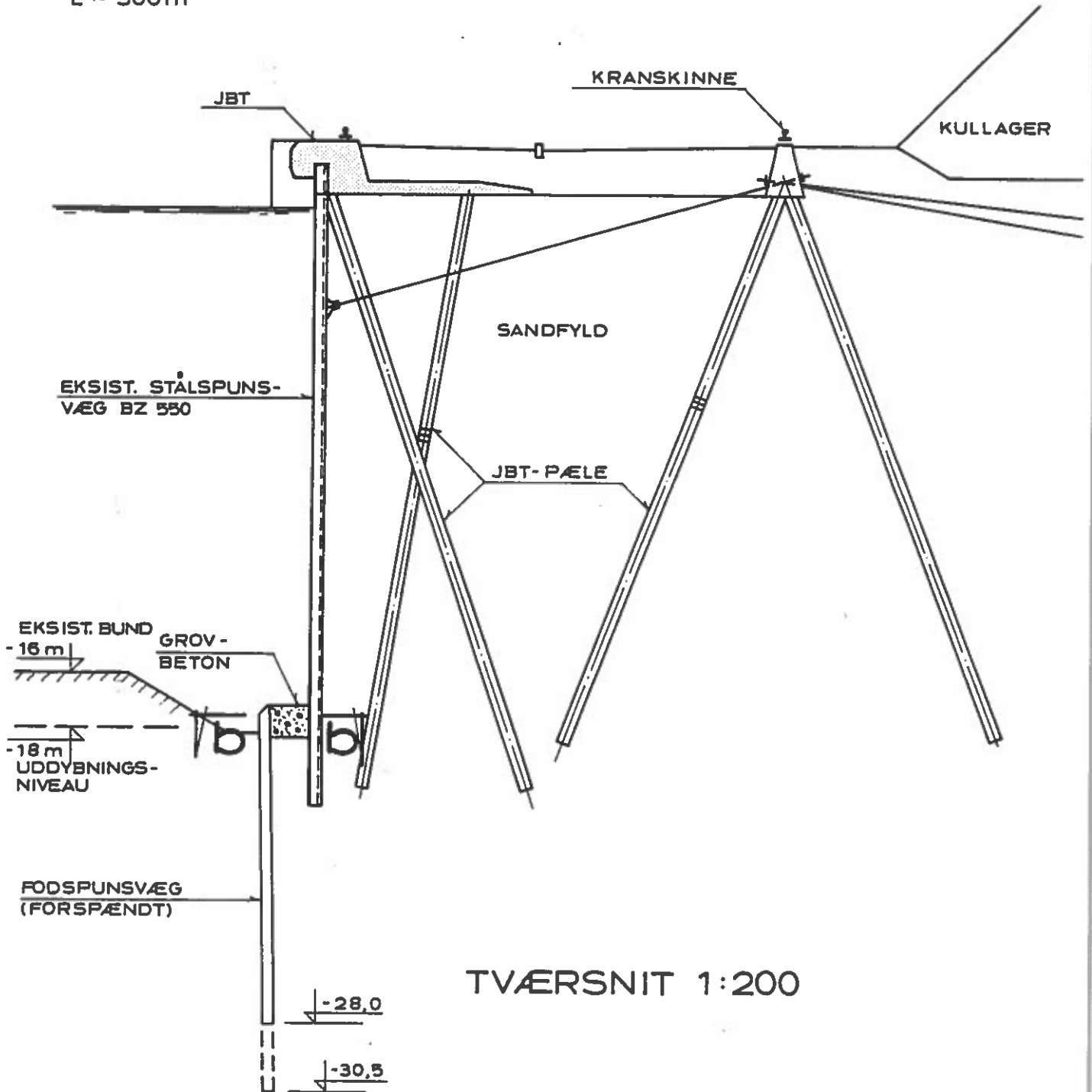


SNIT a-a, 1:10

SEAS. STIGSNÆS KULHAVN. 1982
 UDDYBNING FRA 16 TIL 18m ALTERNATIV.

ENTREPRENØR : E. PIHL & SØN A/S

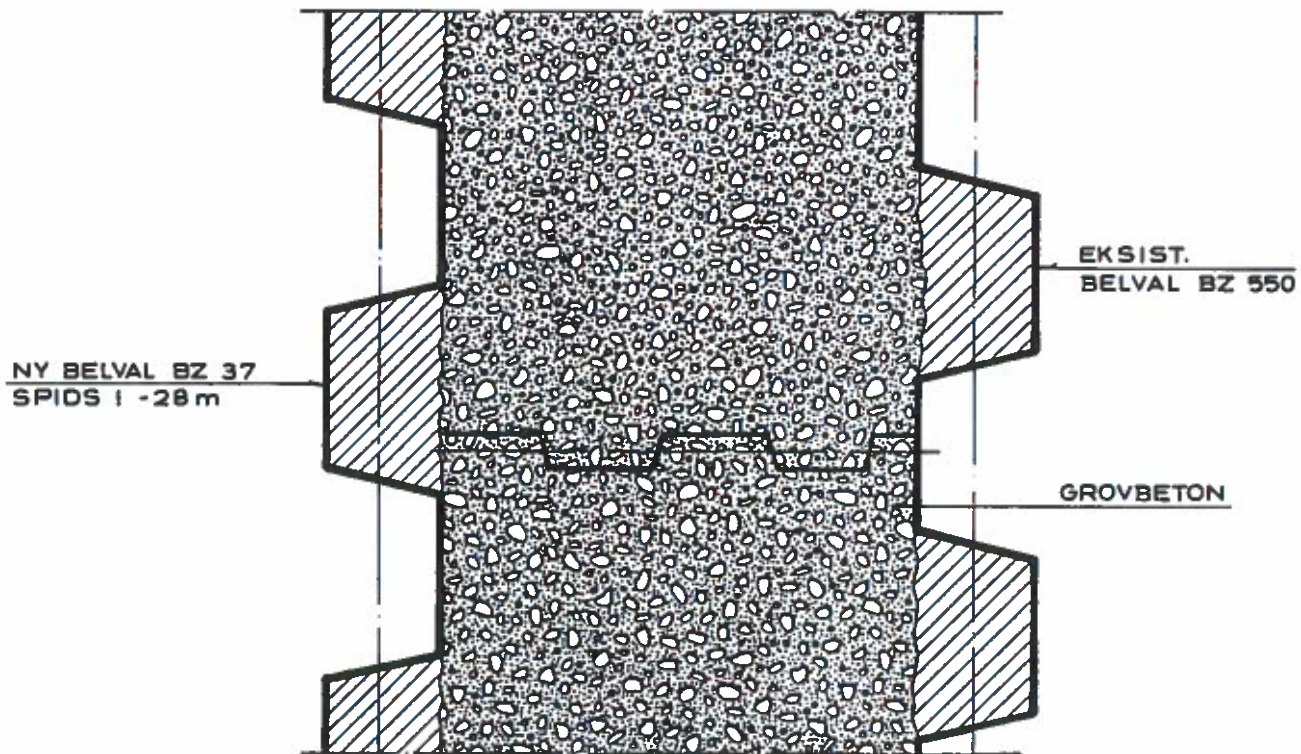
L ~ 300m



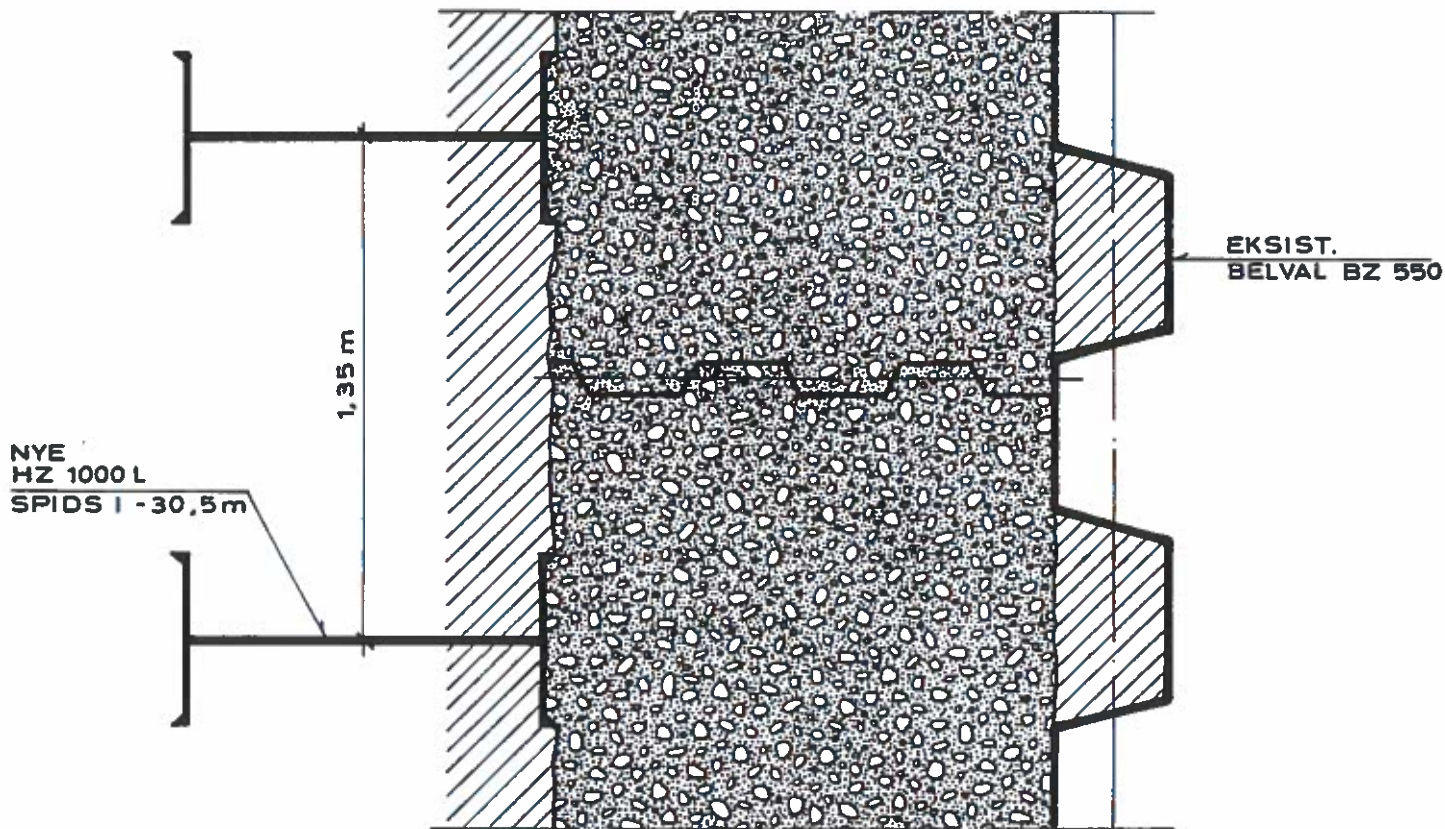
TVÆRSNIT 1:200

KONTROLFORAN-
 STALTNINGER
 V. DGI

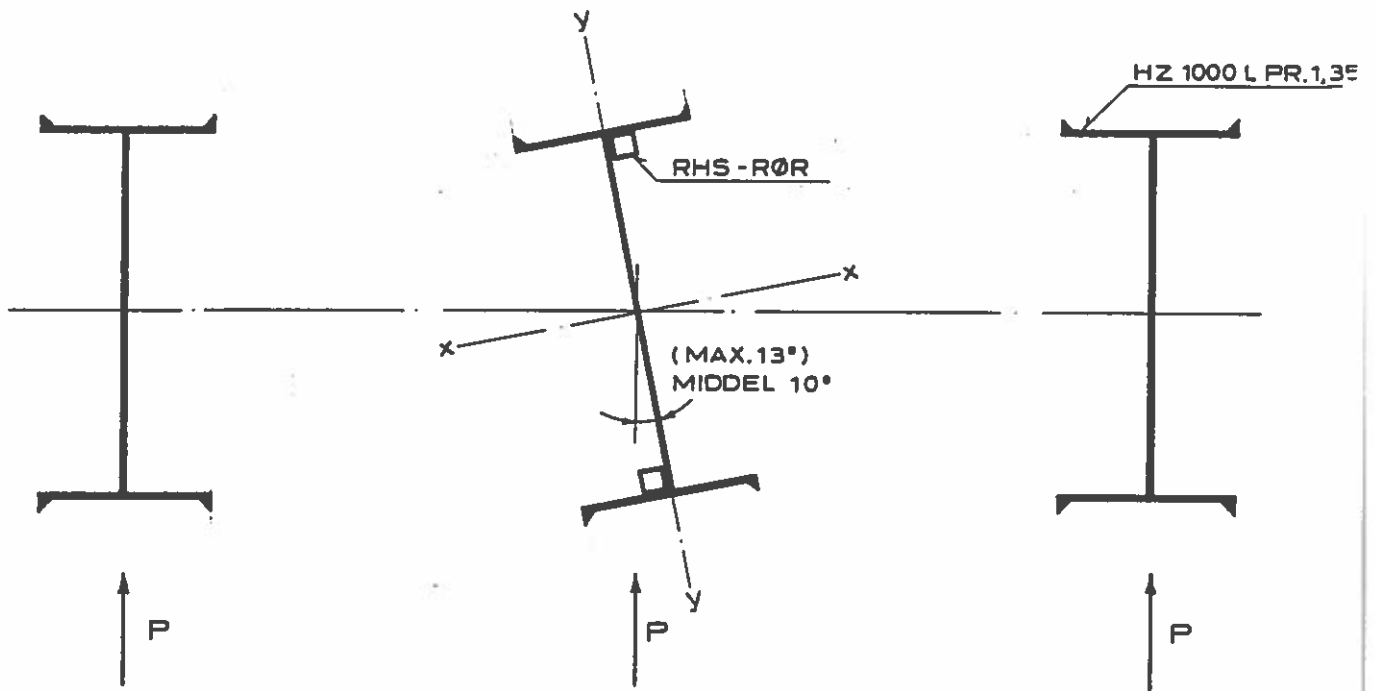
PORETRYKSMÅLING UNDER RAMNING
 BEVÆGELSE EKSIST SPUNSVÆG
 BELASTNINGSFORSØG TRYK-TRÆK FOR HZ 1000 L-PÆLE
 POSITION (DREJNING) AF HZ-PÆLE



SNIT b - b, 1:20
 MORÆNELERSSTRÆKNING ~150 m



SNIT b - b, 1:20
 SMELTEVANDSSTRÆKNING



$$M_y = 0,176 \cdot M_x$$

$$W_x = 11740 \text{ cm}^3$$

$$W_y = 1560 \text{ cm}^3$$

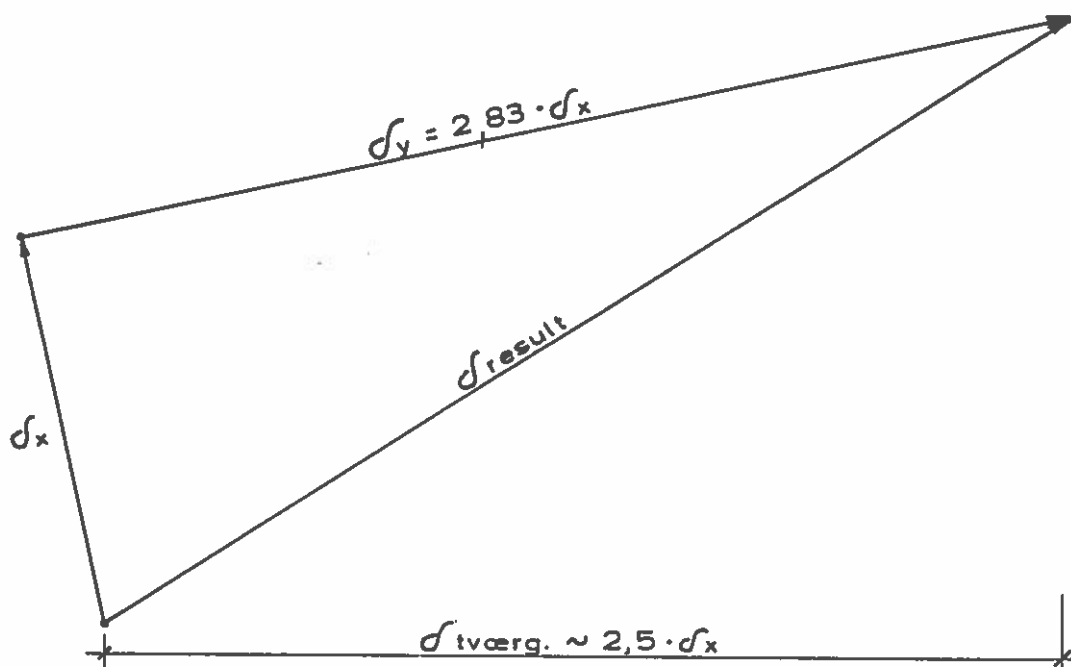
$$\sigma_y = \sigma_x \cdot 0,176 \cdot \frac{11740}{1560} = 1,32 \cdot \sigma_x$$

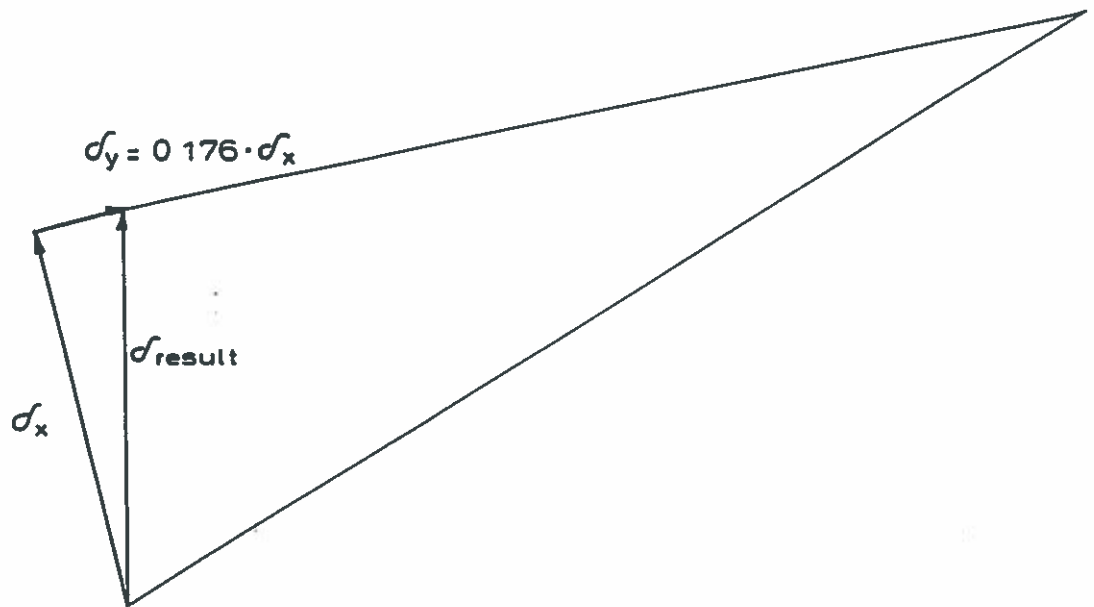
$$\sigma_{\max} = \underline{2,32 \cdot \sigma_x}$$

$$I_x = 570\,600 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 35\,500 \text{ cm}^4$$

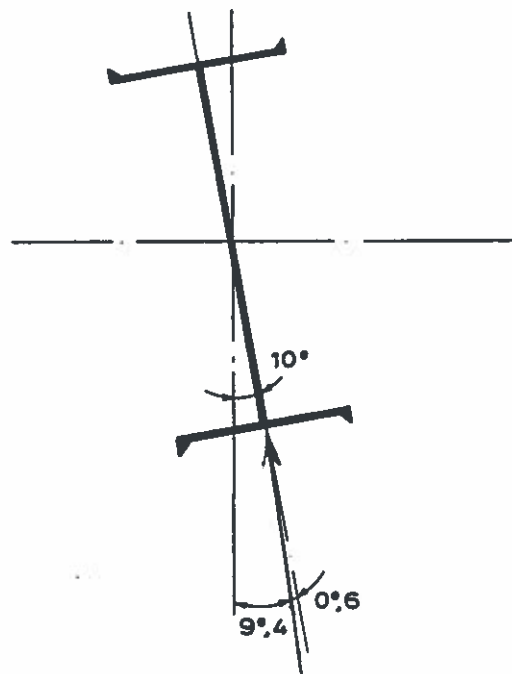
$$\sigma_y = \sigma_x \cdot 0,176 \cdot \frac{570\,600}{35\,500} = 2,83 \cdot \sigma_x$$





$$M_y / M_x = 0,176 \cdot \frac{35500}{570600} = 0,011 < 0,176$$

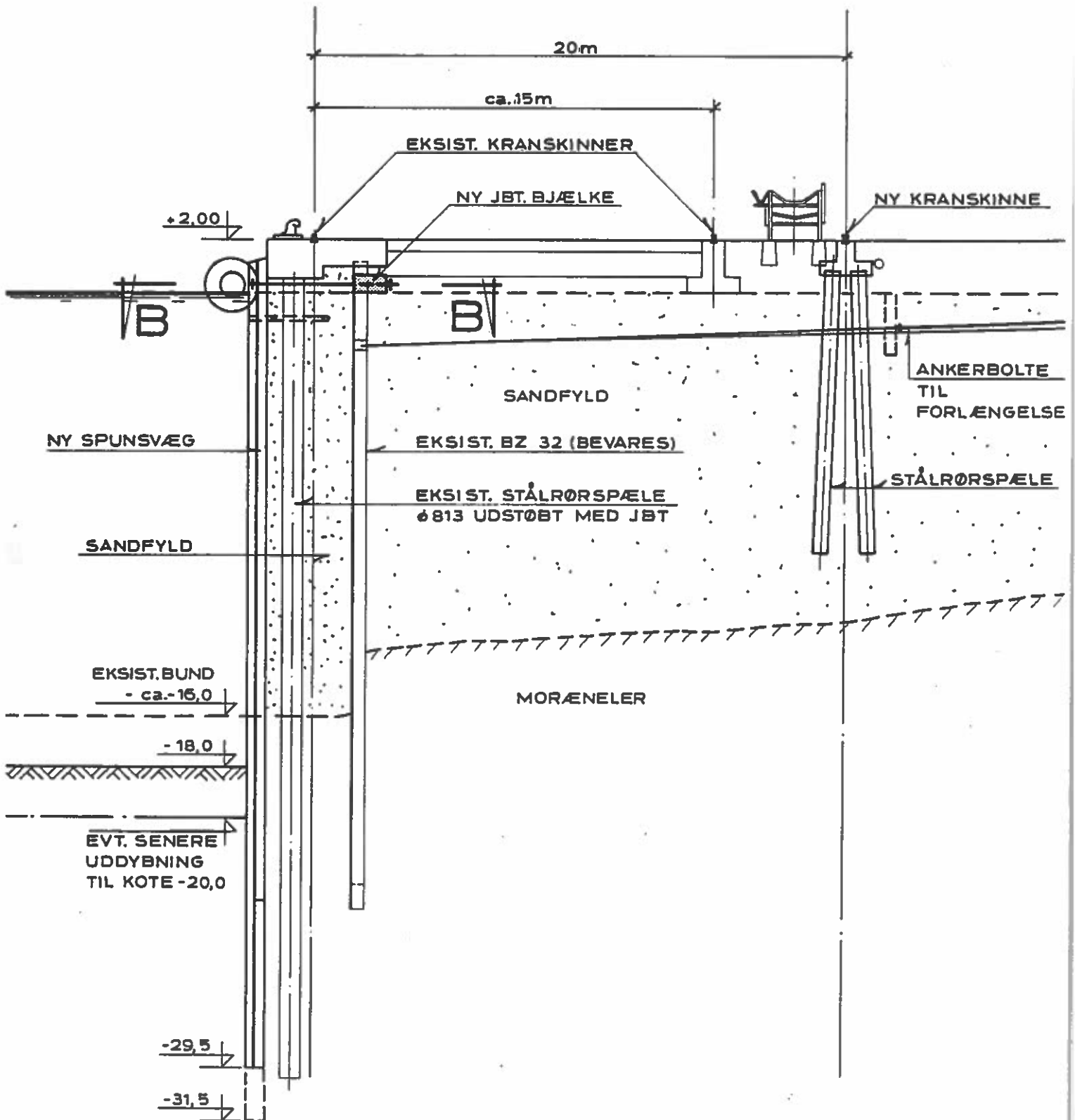
REDUKTIONSFAKTOR ~ 16



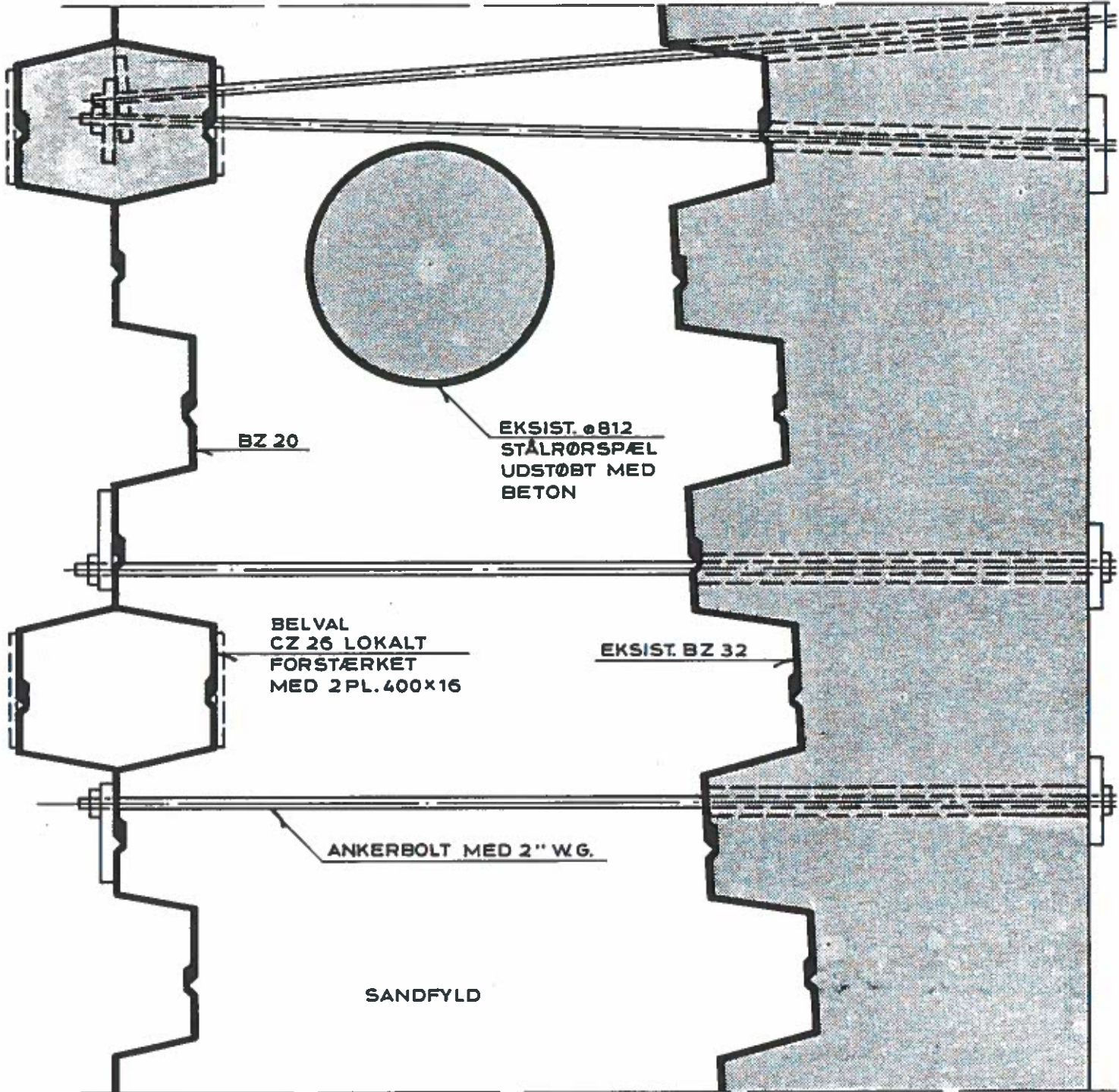
$$\sigma_y = \sigma_x \cdot 0,011 \cdot \frac{11740}{1560} = 0,08 \cdot \sigma_x$$

$$\sigma_{\max} = \underline{1,08 \cdot \sigma_x}$$

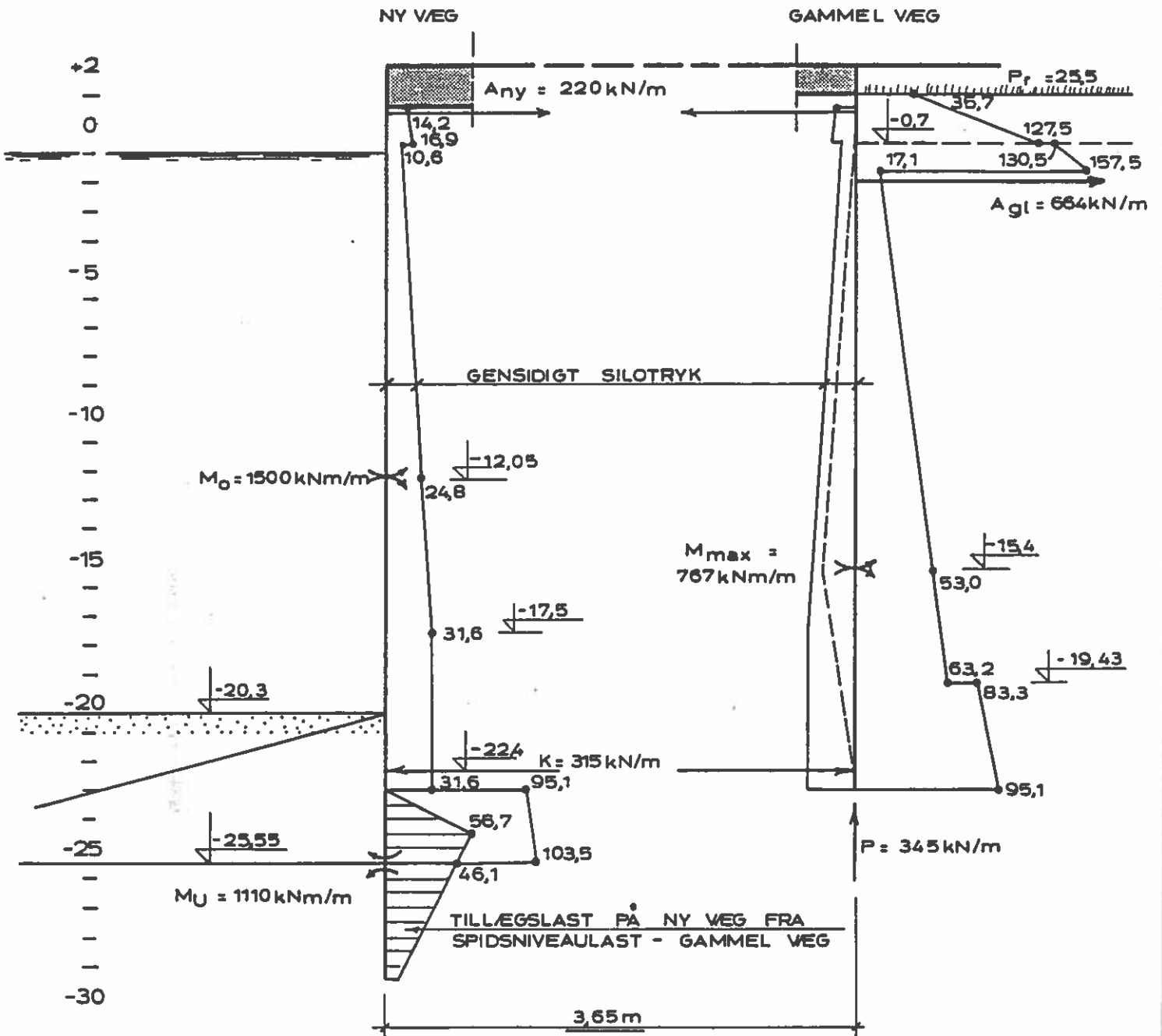
SØNDERJYLLANDS HØJSPÆNDINGSVÆRK
ENSTEDVÆRKET KULKAJ 1982
ENTREPRENØR - ARMTON.



SNIT A - A, 1:200

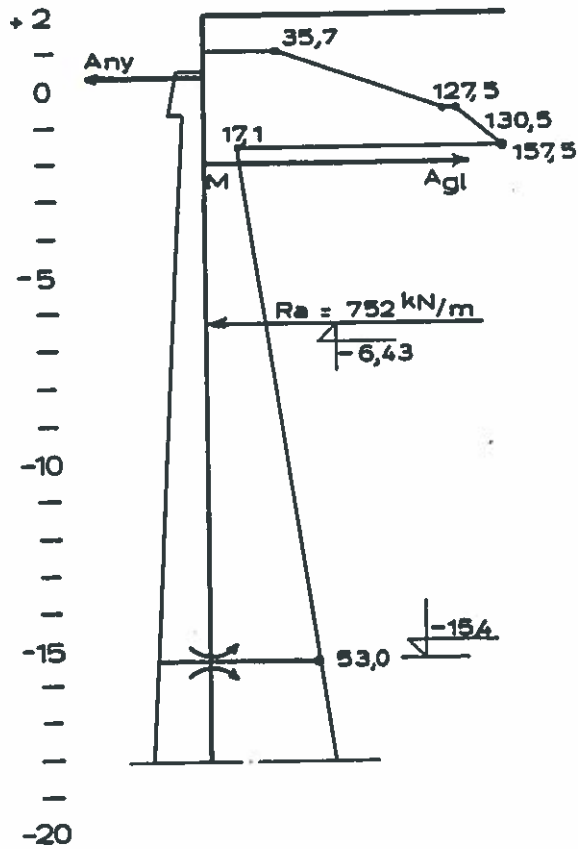


SNIT B-B, 1:20



JORDTRYKSFORDELING. SAMVIRKENDE SPUNSVÆGGE
 (VÆGGENES INDBYRDES AFSTAND FORTEGNET)
 KOTER 1 m.
 TRYK 1 kN/m²
 1:200

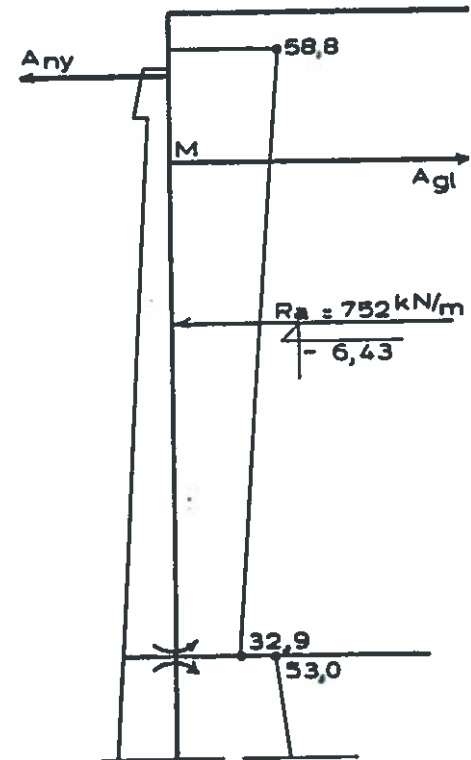
ORDINÆR BRINCH - HANSEN
JORDTRYKSFORDELING:



MOMENT I KOTE -2,0:

$M = -846 \text{ kNm/m}$

OMFORDELT JORDTRYKSFORDELING MED SAMME RESULTANT PÅ AKTIVSIDE OVER FLYDECHARNIER



MOMENT I KOTE -2,0:

$M = -718 \text{ kNm/m}$

$|M| < 767 \text{ kNm/m}$

EFTERVISNING AF STYRKE.
NEGATIVT MOMENT I ANKERNIVEAU
GAMMEL VEG
KOTER 1 m
TRYK 1 kN/m²
1:200

**DSB's PRINCIPPER FOR
UDFORMNING AF FÆRGELEJER**

ved Bjarne Pankchik (DSB)

DSB'S PRINCIPPER FOR UDFORMNING AF FÆRGELEJER.

INTRODUKTION

DSB driver i dag 10 færgeoverfarter.

Til at betjene de 10 overfarter råder DSB over ialt 31 færgelejer, hvoraf 14 færgelejer er jernbanelejer eller kombinerede jernbane- og billejer og 17 er rene billejer.

Overfarternes længde varierer fra ca 5-90 km med overfartstider fra 20 min til 3 timer. Med de korte overfartstider og den intensive sejlads er det af stor betydning at minimere den tid, der medgår til anløb af og afsejling fra færgelejet, til fortøjning af færgen, til anbringelse af klapper og landgang og til losning og lastning af færgen.

DSB har indsat jernbanefærger med op til 5 spor og med mulighed for ombord- og ilandkørsel af 2 vogntræk ad gangen (parallelrangering).

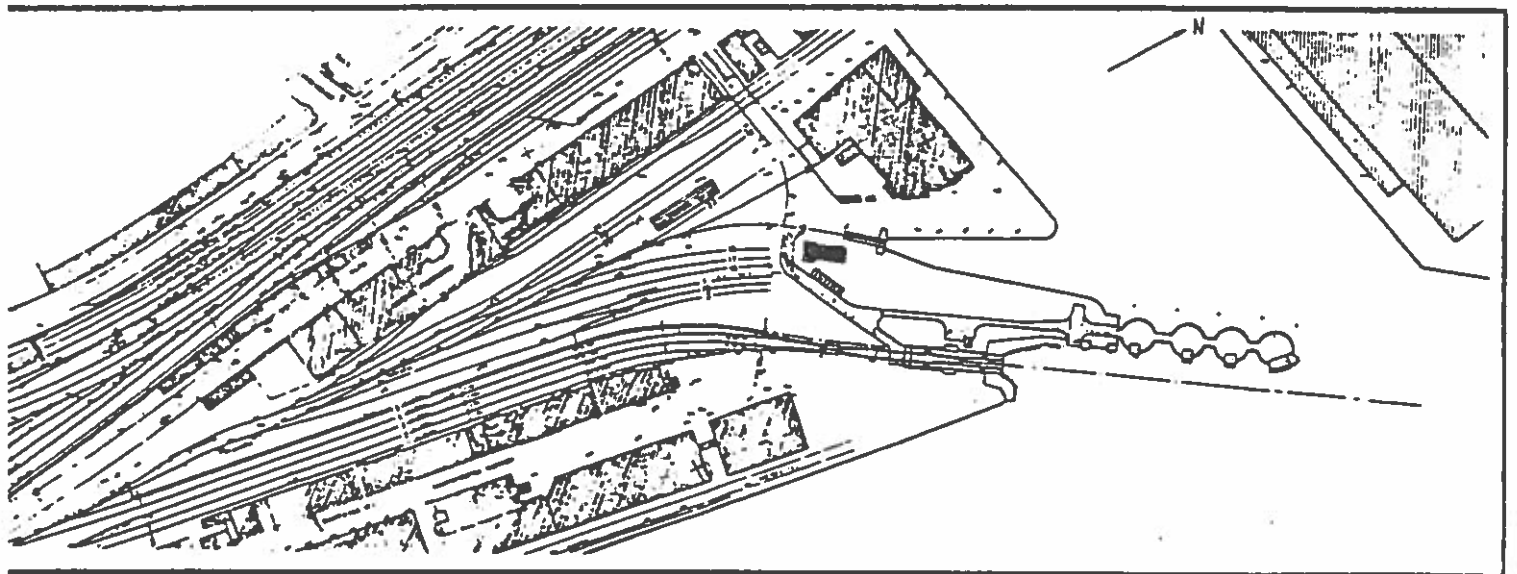


Fig. 1 Københavns jernbaneleje til parallelrangering.

På fig 1 er vist et færgeleje i København til parallelrangering til 5-sporede godsfærger med plads til 800 lbm godsvogne. Færgerne kan her lastes og losses med 800 lbm godsvogne på ca 30 min.

Ved biloverfarterne er indsat bilfærger med op til 3 bildæk og med særskilt klap til hvert enkelt dæk, således at alle 3 dæk kan tømmes og fyldes samtidig.

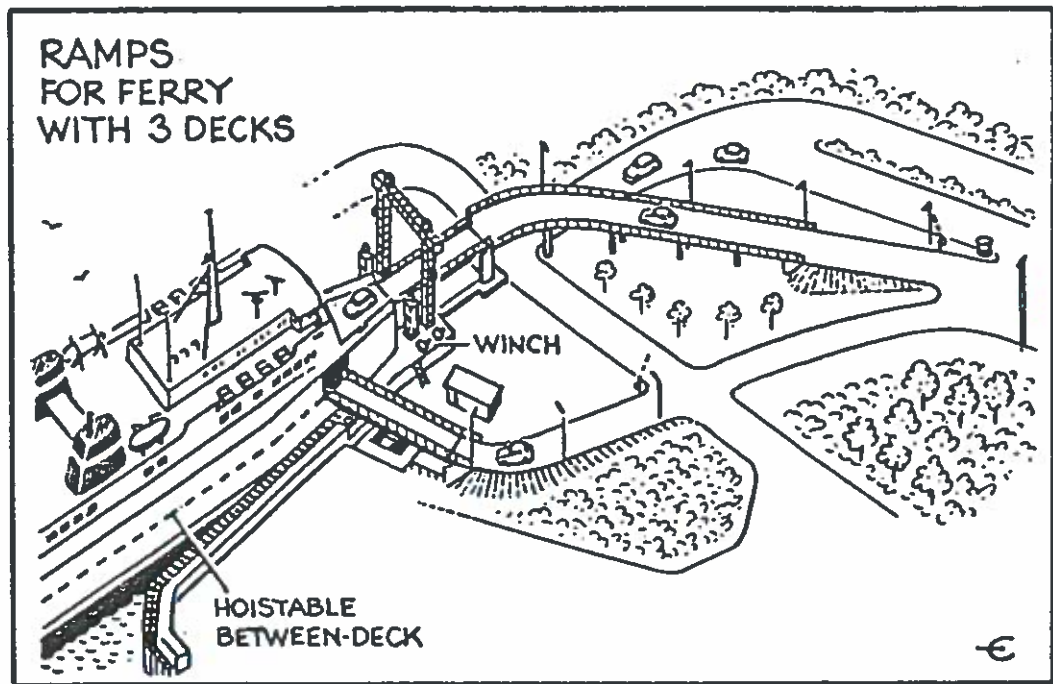


Fig. 2 Halsskov (Storebælt) fergeleje til tredæk-færger.

På fig 2 er vist Halsskov fergehavn ved Storebælt. Fergelejet er beregnet for tredækkede bilfærger med kapacitet på 450 personbilenheder. Nederste og øverste dæk lastes og losses i 2 etager i færgens stavn. Mellemste dæk lastes og losses via siderampe. På overfarten er der færganløb med ca $\frac{1}{2}$ times mellemrum. Overfartstiden er ca 1 time og ekspeditionstiden i land ca 20 min.

DESIGNGRUNDLAG

Når et færgeleje skal designes til en given færgetype, sker det på grundlag af de overordnede krav til anlægget samt en række "ydre faktorer" for det aktuelle anlæg.

I samarbejde med rederiet opstilles de overordnede krav:

- Regularitet

Hvor hyppigt vil man acceptere driftsstop på lejet som følge af, at besejlings- eller liggeforholdene bliver urimelige. Typiske krav er $\frac{1}{2}$ -2% af tiden i gennemsnit pr år.

- Kapacitet

Anløbstid.

Tiden fra færgen når lejet (pierhovedet) til den ligger på plads i lejet, typisk 2-5 min.

Ekspeditionstid

Tiden til at anbringe og tage fortøjninger.

Tiden til betjening af klapper og landgange

Typiske færgebetjeningstider er 2 x 1 min

Laste- og lossetiden

Typiske laste-lossetider er 15-25 min, dvs havnetider på 17-30 min.

- Anlægsøkonomi

- Driftsøkonomi

Personalebehov i land (0-2 mand)

Vedligehold

- Levetid

- Anlægstid

For det aktuelle anlæg indsamles oplysninger om "ydre faktorer":

- Færgen

Fysiske data.

Manøvreegenskaber.

- Fysiske rammer.

Geografiske forhold
Eksisterende havneanlæg mm
Tilslutning til spor og vej

- Naturforhold

Vind (retning og styrke)
Vandstand
Strøm
Bølger
(Is)

- Geotekniske forhold

De overordnede elementer, der skal fastlægges ved færgelaje-projekteringen, er

- Færgelajets "geografi"

Færgelajeretning ud fra vindforhold, manøvreplads, spor- og vejforhold.

Færgelajepacering ud fra fysiske rammer.

Valg af anlægsside ud fra vindforhold og fysiske rammer.

- Færgelajelayout

Saksleje
Hjørneleje
Lejegeometri (lejet skal passe til færgen)
Affendring, placering
Fortøjningsarrangement

- Konstruktioner

Affendring (energi, dækningsområde)
Kajvægge
Bundsikring

- Klapper, ramper og landgange

- Trafikanlæg.

Ud fra de grundlæggende forudsætninger og de foreliggende projektparametre foretages en optimering af

- Besejlingsforhold
- Ligge- og ekspeditionsforhold
- Økonomi

FÆRGELEJER

GEOGRAFI

Færgelejets geografi fastlægges, indenfor de mulige rammer, således at besejlingsforholdene for lejet bliver bedst mulige.

I dag vurderes besejlingsforholdene for et færgeleje altid ved udførelse af besejlingssimuleringer på Skibsteknisk Laboratorium's besejlingssimulator, der tager hensyn til de for besejlingen afgørende faktorer:

Havnegeometri, lejeudformning og affendring
Vind- og strømforhold
Færgens vindflader og manøvreegenskaber

Bølgeforholdene kan ikke vurderes på simulatoren, men dette har normalt ingen betydning.

DSB har meget gode erfaringer med anvendelse af besejlingssimulatoren.

Besejlingssimuleringerne danner grundlag for, inden for de mulige rammer, at fastlægge færgelejets placering, retning og anlægsside, således at besejlingsforholdene bliver bedst mulige, under vind fra de kritiske retninger. Ved jernbanelejer må lejets retning og placering optimeres under hensyn til besporingen af lejet.

Ved simuleringerne findes de vindgrænser fra de kritiske retninger, hvorunder lejet kan besejles. De fundne vindgrænser danner grundlag for en beregning af regulariteten.

LAYOUT

Generelt

Der er to hovedudformninger af et færgeleje: saksleje og hjørneleje.

Valg af færgelejeform afhænger primært af:

Færgens manøvreegenskaber i relation til den krævede regularitet og anløbs- og ekspeditionstid, samt til økonomien.

Ved de ældre færgetyper med ringe manøvreegenskaber uden eller med kun svage tværpropeller måtte lejerne udføres som sakslejer for at opfylde de stillede krav til regulariteten.

Nogle grove erfaringstal viser, at sakslejer kan besejles ved vindstyrker på 18-22 m/s fra de kritiske retninger afhængig af færgen. Ved hjørnelejer ligger de tilsvarende grænser for de kritiske vindretninger væk fra anlægssiden på 12 m/s, når det gælder de ældre færger, og på 15-18 m/s med de nyere færger. Jo tættere man kommer på vindgrænsen i et hjørneleje, desto længere er anløbstiden.

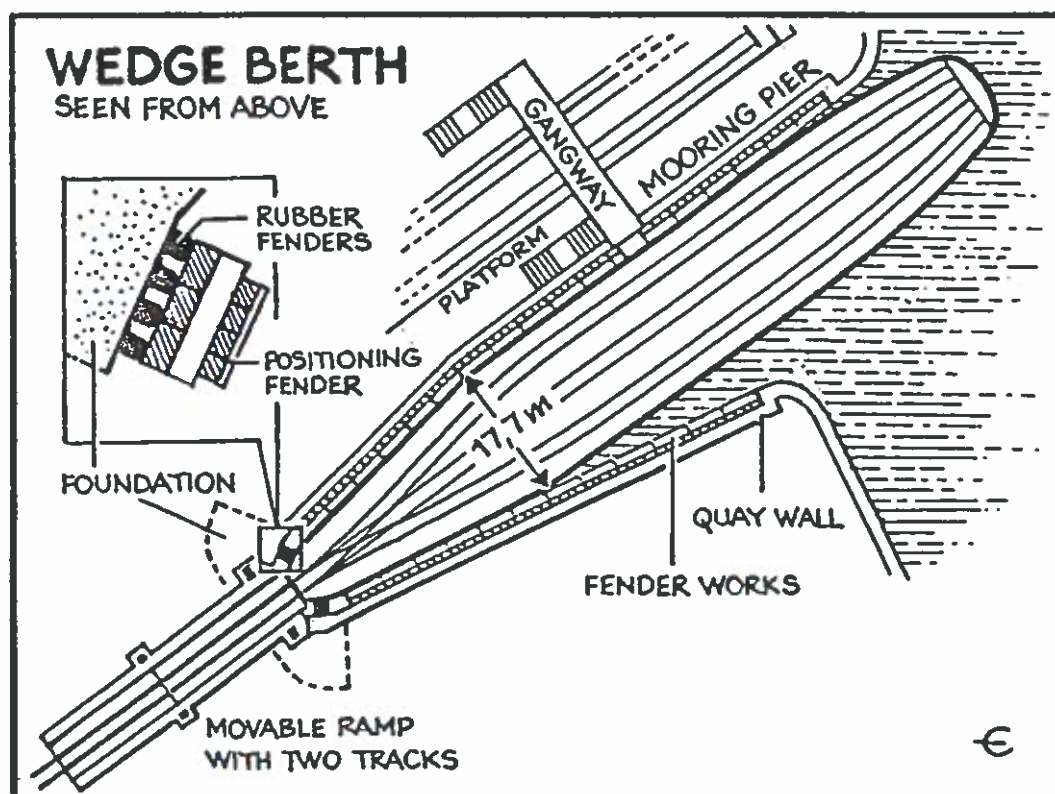


Fig. 3 Saksleje.

SAKSLEJER

Et saksleje er udformet således, at den inderste del af lejet passer stramt til færgens fenderliste, hvorved opnås, at færgen, når den ligger i lejet er fastholdt sideværts, og at fortøjningsarrangementet kan udføres simpelt. Lejet er forsynet med anstødspæle, således at færgen ikke trykker mod klap-anlægget (fig. 3).

Sakslejet er indrammet af 2 pierer, hvoraf den lange pier tillige danner anlægsside for færgen.

Saksformen bevirker, at færgen ikke vil kunne bevæge sig ret meget ud fra anlægssiden, heller ikke i tilfælde af, at fortøjningen skulle springe.

I sakslejer har det været normalt at udstyre indfatningsvæggene med relativt tætsiddende fenderværker eller kontinuerlige, koblede ledeværker.

Denne konstruktion letter færgens hurtige positionering ved klappen, da færgen - så snart stævnen har passeret pierspidsene - uden særlig manøvrering, kun med opbremsning, automatisk ledes på plads. Lejets form indebærer, at der ikke er risiko for påsejling af færgeklappen.

Fordele ved sakslejer:

- kan besejles under kraftigere vind end hjørnelejer med de nuværende færger
- kort anløbs- og fortøjningstid
- god og enkel fastholdelse af færgen i lejet
- trafikale fordele i land

Ulemper ved sakslejer:

- kun "skræddersyede" færger eller få færgetyper kan anløbe lejet
- sakslejer er dyre at etablere

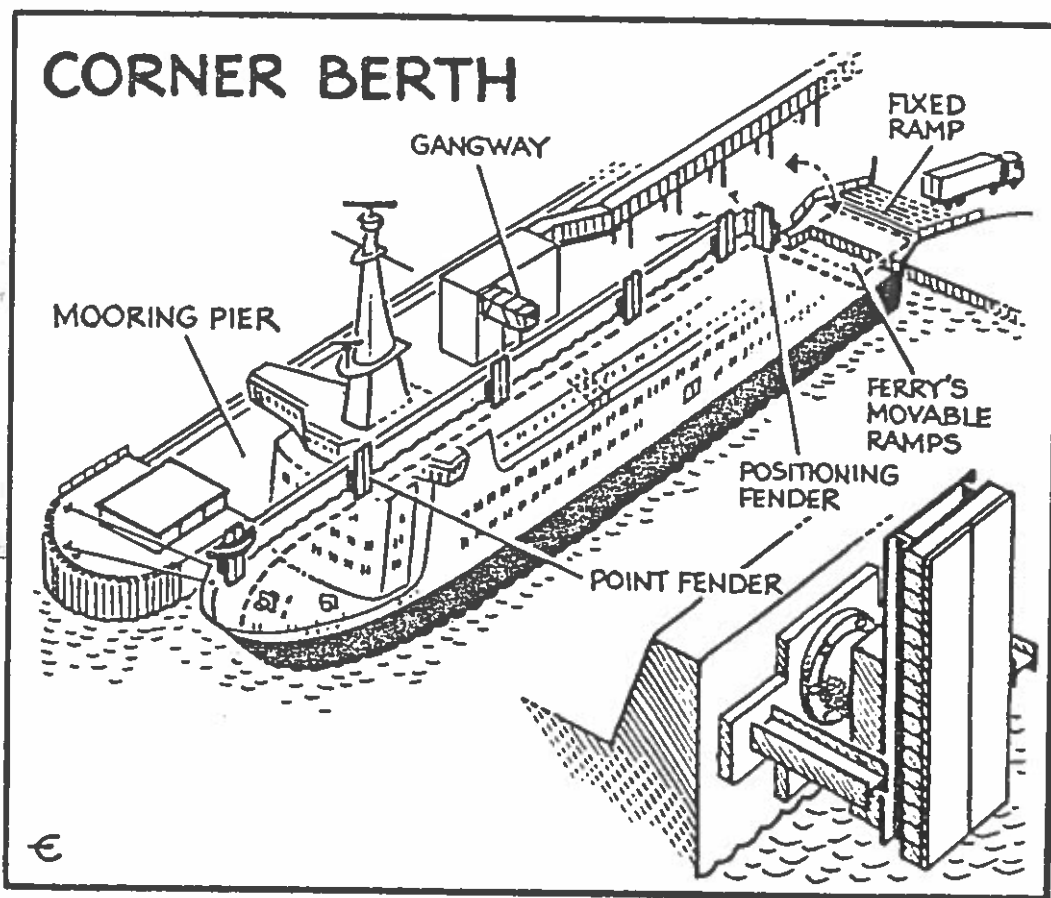


Fig 4. Hjørnelejer.

HJØRNELEJER

På grund af de forbedrede manøvreegenskaber for de nyere færger er de seneste færgeløjer i DSB udført som hjørnelejer, for hvilke anlægsudgifterne kun andrager 60% af udgifterne ved sakslejer.

De fleste hjørnelejer er billejer, men der er også etableret jernbanelejer af denne type, dog modificeret.

BILHJØRNELEJE

I et hjørneleje manøvrerer færgen selv på plads, idet færgen sejler langs anlægssiden så tæt på denne som muligt, hvorefter den ved en bakmanøvre stopper få meter foran fenderen i bunden af lejet, og derefter med hovedskruer og tværpropeller manøvreres ind til anlægssiden (fig. 4).

Med denne besejlingsmåde kan et hjørneleje udstyres med spredte punktfendere, minimum 2 stk, men normalt 5-6 stk afhængig af forholdene.

I bunden af lejet er anbragt en bov- eller bulbfender eller en hækfender. Denne fender dimensioneres for en relativt lave anløbshastighed f eks 0,25 m/s, idet færgen selv skal stoppe foran fenderen under anløbet og derefter forsigtigt løbe an mod fenderen.

Fenderen tjener til, at færgen relativt hurtigt kan komme i korrekt position og til at færgen kan forlænges op mod fenderen. Fortøjningssystemet i et hjørneleje er normalt mere omfattende end i et saksleje.

Hjørnelejer til bilfærger kan udføres med fast eller bevægelig landrampe, som færgen kan lægge sin egen klap af på. Fast landrampe kan anvendes, når vandstands- og fribordsvariation for de færger, der skal anløbe lejet, ikke er for stor.

HJØRNELEJE TIL JERNBANEFÆRGER

Skal et hjørneleje anløbes af jernbanefærger, må lejet udstyres med skråtstillede anstødsfendere på hver side af klappen, således at færgen fikseres nøjagtigt i forhold til klappen i land, både i længderetningen og i tværretningen, så sporene på klap og færge flugter nøjagtigt.

Da afstanden mellem klapforkant og færgedæk skal holdes inden for meget snævre grænser, stilles der store krav til placeringen af anstødspælens forside, der gives en cirkelbue svarende til den bue, klapforkanten beskriver. Anstødspælene må gøres justerbare.

For at beskytte de skråtstillede anstødsfendere mod påsejling udføres en mindre saks inderst i lejet af tætsiddende fenderværker.

Punktfenderne på anlægssiden placeres således, at færgen med den forudsatte anløbsvinkel ikke kan ramme mellem fenderne og påsejle dem fra siden eller ramme kajkonstruktionerne. Normalt forudsættes en anløbsvinkel på 15° yderst i lejet og 10° inderst i lejet.

Fordele ved hjørnelejer i forhold til sakslejer er følgende:

- færger af forskellig bredde kan anløbe lejet i det omfang, klapanlæg/ramper er indrettet hertil
- hjørnelejerne er billigere at etablere og vedligeholde
- færgerne kan gøres mere "kasse"formede og kan derved udnyttes bedre.

Ulemper ved hjørnelejer i forhold til sakslejer er følgende:

- et større tidsforbrug ved besejling, især under ugunstige vindforhold
- lejets placering mht den fremherskende vindretning kan give problemer
- mindre god fastholdelse af færgen i lejet
- risiko for påsejling af klappen og/eller kajen mellem punktfendrene under skrå indløb.

FENDERKONSTRUKTIONER

GENERELT

På grund af, at der for færglejer normalt kræves en kort ekspeditionstid, udsættes lejet under besejlingen for hårdere påvirkninger end normale kajkonstruktioner.

DIMENSIONERING

På baggrund af erfaringer med besejlingssimuleringerne og med registreringer i de eksisterende færglejer forudsættes normalt følgende dimensioneringsgrundlag af affenderingen:

Yderst ved pierhovedet

15° 2 m/s 4 knob

Midt på pieren

10° 1 m/s 2 knob

Tæt ved rampen

10° 0,5 m/s 1 knob

Anstødsfendrene dimensioneres for en direkte påsejling med 0,3 - 0,5 m/s.

FENDERVÆRKSTYPER

Færger er normalt udstyret med fenderlister placeret ud for hoveddækket, hvorved det sikres, at stødkræfter optages, hvor færgens konstruktion har den fornødne styrke.

Fenderværker udføres normalt som opsvejste stålpaneler med lavfriktionsplader på forsiden. Mellem stålpanelerne og kajmuren anbringes gummielementer, i dag oftest af π (Pi-)typen.

Ved fenderværker med stor energioptagelse kan det være nødvendigt, for at formindske stødkraften, at dimensionere fendrene således, at de ved skibsstød bevæger sig så langt indad, at de bliver ramt af færgens klædning ved høje eller lave stød. Risikoen herfor er afhængig af færgens facon, herunder afstanden mellem klædningen og fenderlistens forside.

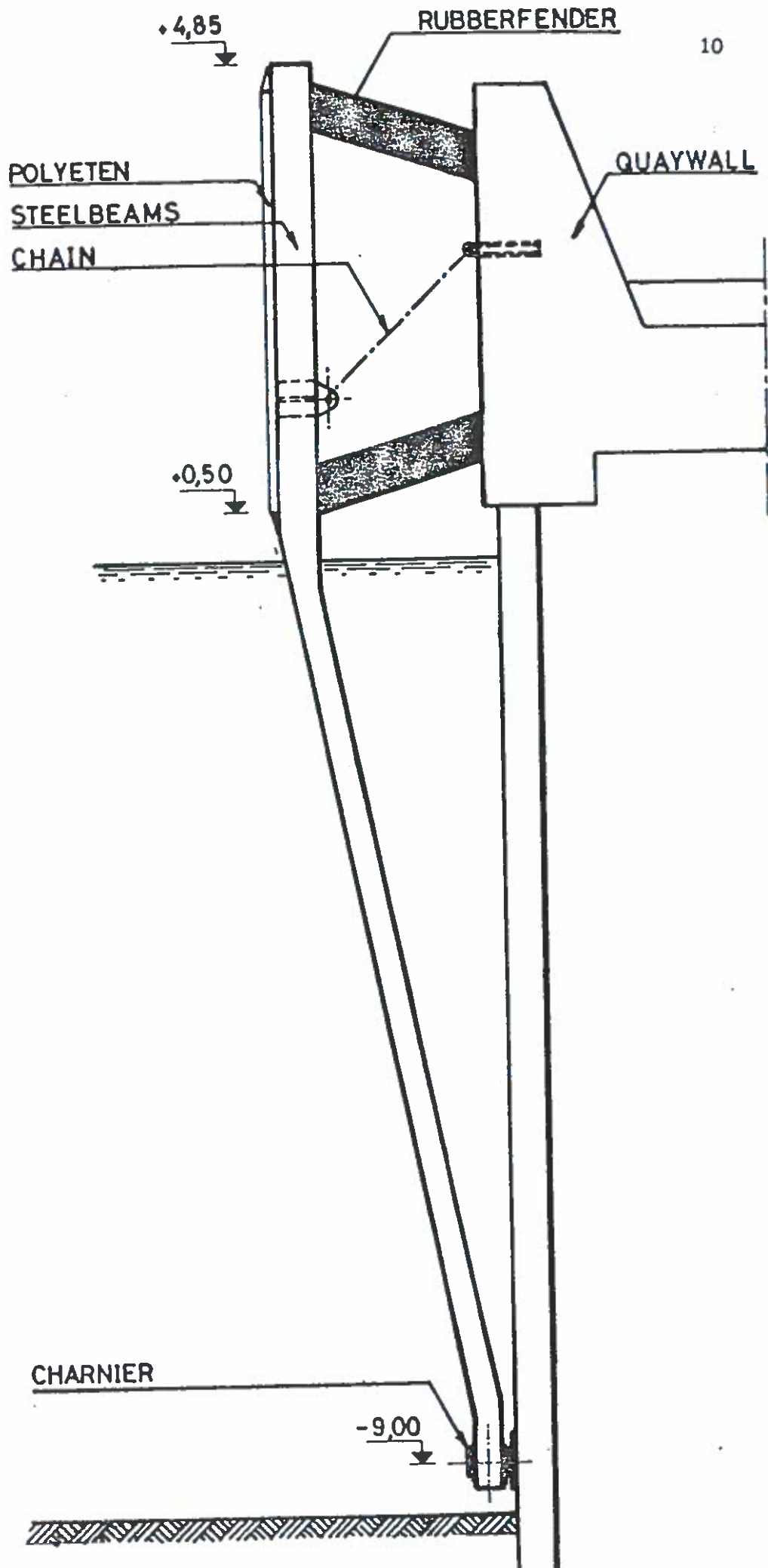


Fig. 5 Parallelført fender.

Denne risiko kan imødegås ved at forlænge fenderen nedad til et omdrejningspunkt ved eller lidt over havnebunden (fig. 5). Hvor dette ikke kan lade sig gøre, f. eks. på grund af is, kan fenderværket ved hjælp af torsionsstive led parallelføres, dvs. at forsiden altid vil være lodret uanset stødhøjden.

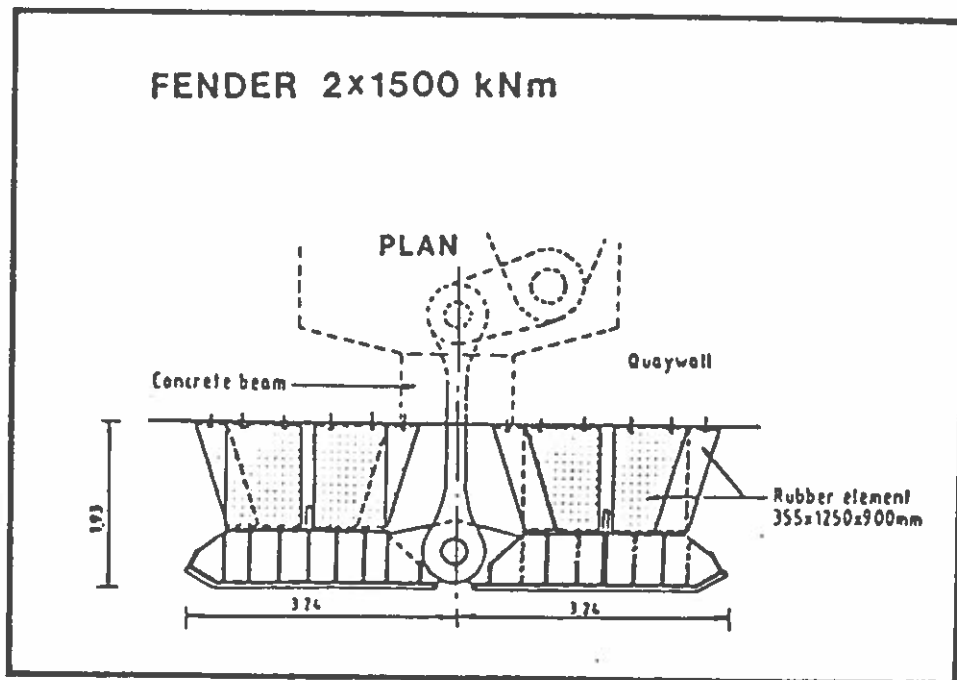


Fig. 6 Parallelført dobbeltfender.

Hvor geometriske forhold eller store stødennergier nødvendiggør det, udføres fenderværket ved, at 2 eller flere fendre sammenkøbes med charnierer, se fig. 6.

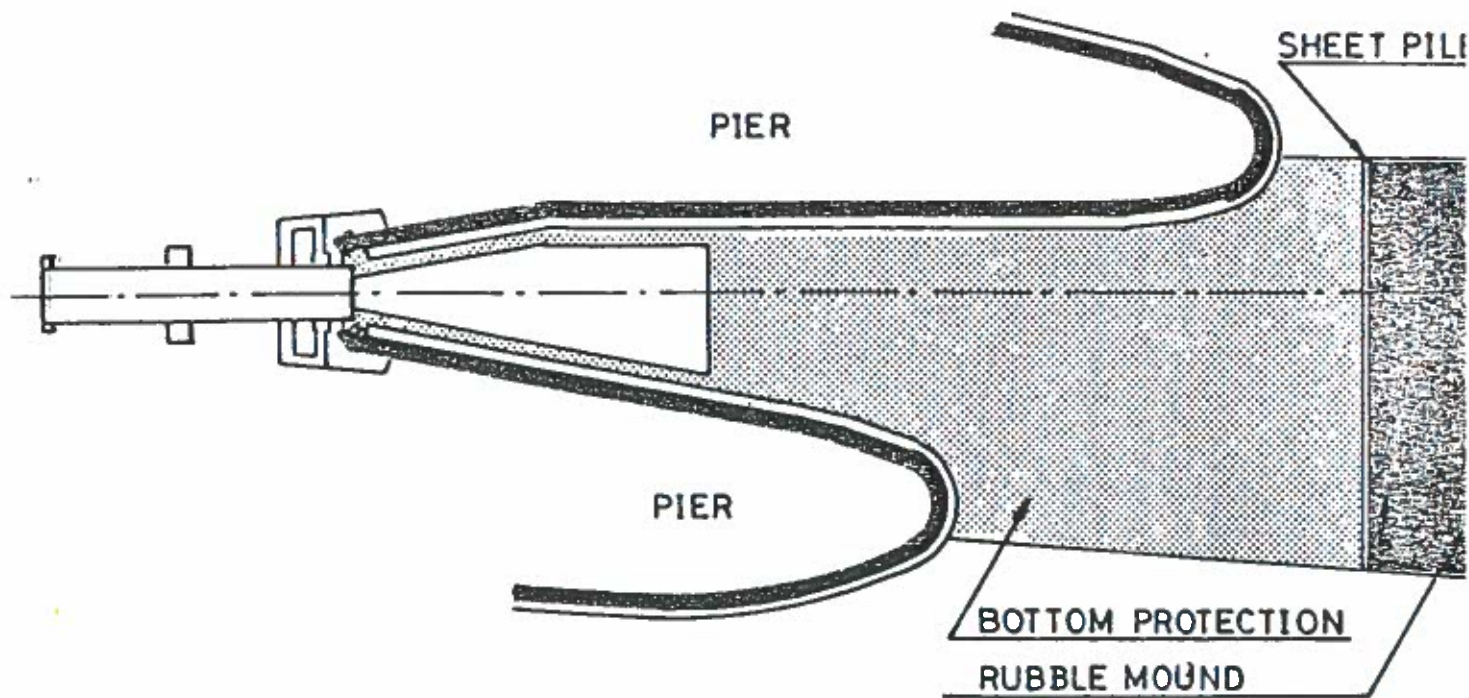
BUNDSIKRING

I færgeløjer kan der forekomme erosion i havbunden. Erosionen får betydning, når den sker i nærheden af færgeløjets konstruktioner. Stabiliteten af konstruktionerne kan komme i fare i forbindelse med større vanddybde.

Erosion kan forekomme både i forbindelse med strømmingen genereret af færgens hovedskruer og af færgens tværpropeller. Hovedskruerne giver erosion i opbremsnings- og i startområdet. Bov- og hæktrusterne generer en vandret strøm på tværs af færgen. Når den rammer indfatningsvæggen, bøjes strålen af og kan bevirke, at der graves en grøft langs indfatningsvæggen.

Erosionsmønstret i et færgeløje afhænger af, om lejet anløbes med boven eller hækken og også til en vis grad af færgeløjets form (hjørneløje eller saksleje) samt indfatningsvæggenes konstruktioner (lodret væg eller åben brokaj). Endelig afhænger erosionsmønstret af færgens anløbsprocedure, som igen er afhængig af vind- og strømforhold samt færgens manøvregenskaber.

FERRY BERTH, PLAN



EDGE PROTECTION

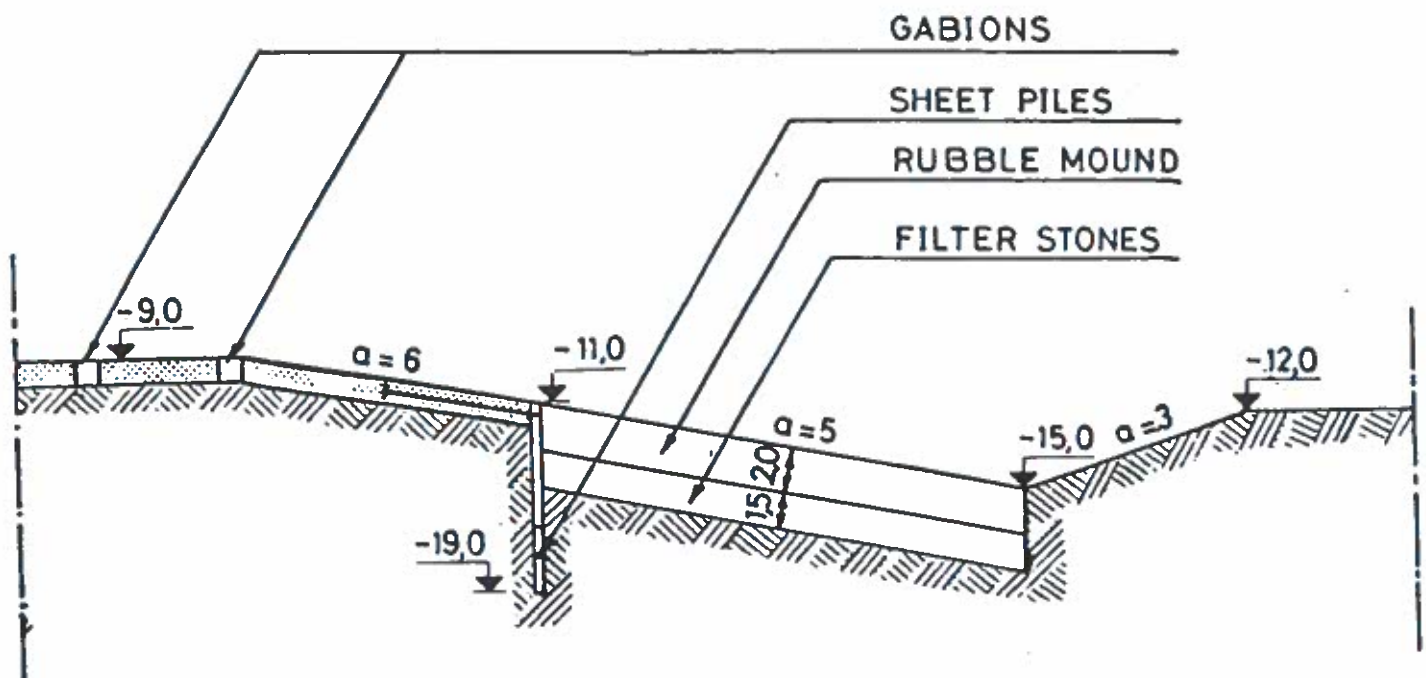


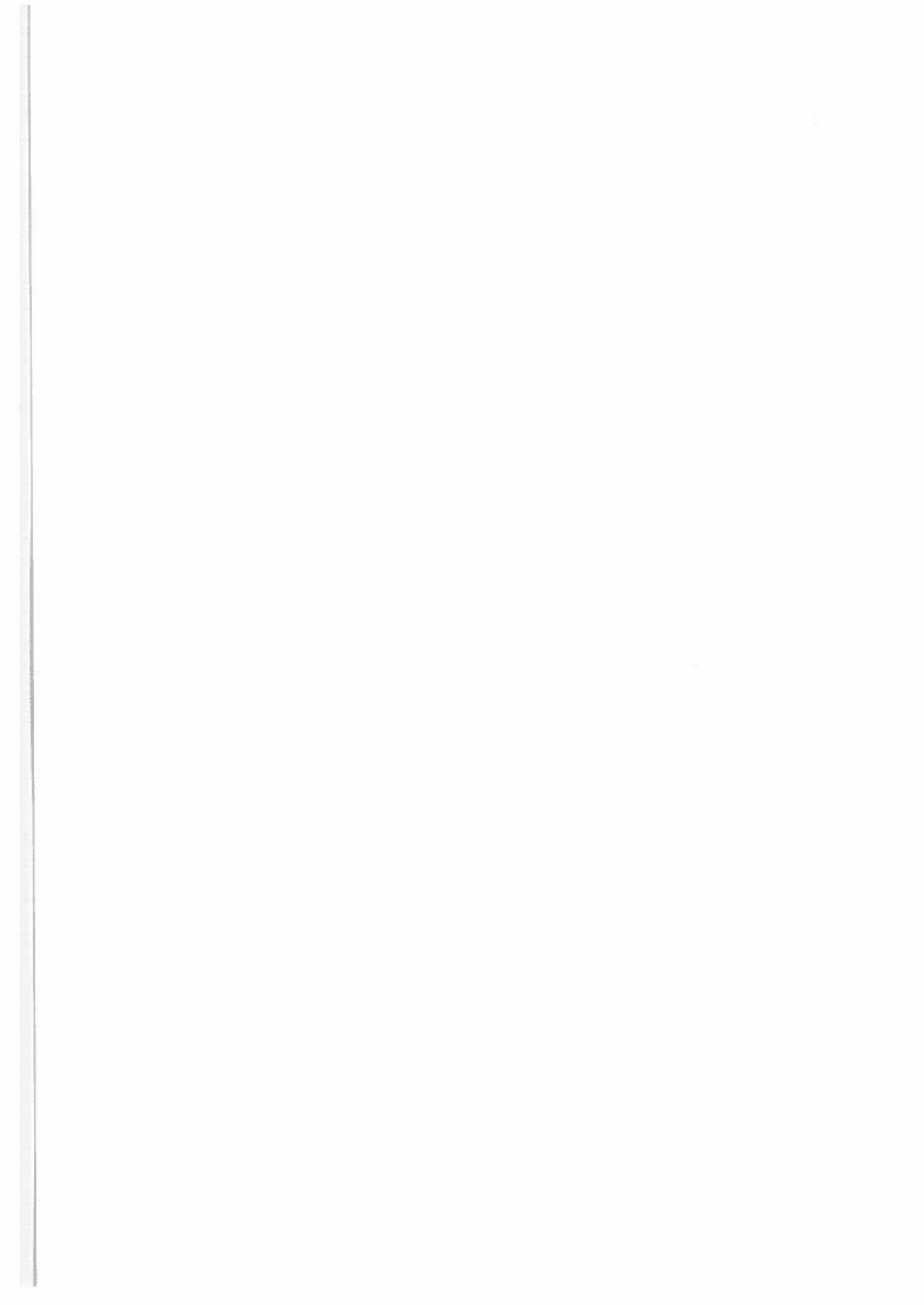
Fig. 7 Bundsikring i saksleje til stævnanløb.

Bundsikringens omfang i vore færgelejer er hidtil vurderet ud fra erfaringen fra erosionsmønstret i færgelejer. Bundsikringer er omkostningskrævende, og man forsøger derfor at minimere dem. Dette stiller større krav til sikring af kanten af bundsikringen, således at en underskæring af bundsikringen undgås, selv om materiale i et vist omfang bortroderes uden for randen.

De i dag mest anvendte metoder til bundsikring i DSB's færgelejer er:

1. Filterstabilt stenlag
2. Betonfliser
3. Undervandsbeton
4. Gabions og madrasser (netkurve med sten)

På fig. 7 er vist et eksempel på bundsikring fra et af DSB's vigtigste færgelejer ved Storebælt. Dette er udført i beton med en undersøisk spunsvæg og stenkastning som randsikring. Denne er ført ned i større dybde end den øvrige bundsikring for at mindske påvirkningerne. Bundsikringen i dette leje er af større omfang end det, der normalt udføres, idet det ikke er muligt at udføre supplerende sikring på grund af den intense trafik.



KLAPPER OG RAMPER

**ved Henning Andresen
(Dansk Ingeniør System as,
Carl Bro Gruppen)**

11. september 1990

Ha/HeK-1

Side 1

KLAPPER OG RAMPER.

INDLEDNING.

I mange havneprojekter (både nyanlæg og ombygning) bærer de traditionelle bygge- og anlægsdele den overvejende del af anlægsomkostningerne.

Klapper og ramper udgør sædvanligvis en beskeden del af totalomkostningerne og betragtes derfor til tider som mindre betydningsfuld.

Imidlertid er det således, at f.eks. bevægelige klapper er så tæt på brugerne, at funktionen af disse anlægsdele kan være afgørende for opfattelsen af hele lejets eller havnenes effektivitet.

På denne baggrund er det vigtigt, at indarbejde klapper og ramper i projektet på et tidligt tidspunkt.

I det følgende er foretaget en meget summarisk gennemgang af hovedbegreber og enkelte problemstillinger ved klap/rampeanlæg.

Først opstilles den traditionelle opdeling i hovedelementer:

KLAP/RAMPEANLÆG, HOVEDELEMENTER.

BEVÆGELIGE KLAPPER

FASTE RAMPEDELE

PROVIANTANLÆG

PASSAGERLANDGANGE

FAST DEL

BEVÆGELIG DEL

FORTØJNINGSANLÆG

MASKINERI

STYRING/EL

m.m.

BEVÆGELIGE KLAPPER.

Bevægelige klapper kan være til hoveddæk, øvre dæk eller indskudte hængedæk. Klapperne kan arrangeres i forskellige retninger i forhold til skibets længdeakse og kan etableres med bevægepar enten i land eller på skib.

Valget mellem ovenstående afhænger af skibskonstruktion, pladsforhold på kaj, specielle ønsker om klaptype m.m.

Hvis valget er frit, skal det analyseres, hvorledes sammenhængen mellem bl.a. dækningsområde, friprofil og pris bedst tilgodeses.

FASTE RAMPEDELE.

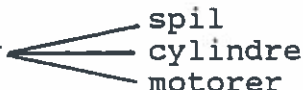
De faste rampe dele omfatter bl.a. rampe til klapper for øvre dæk samt "landdel" for klap til hoveddæk.

Rampe til øvre klapper kan udføres i stål, beton, betonstål eller som vej på opfyldt jordrampe.

Valget mellem ovenstående foretages ved en analyse af levetid, belastning, pladsforhold, evt. arkitektoniske krav og pris.

MAKINERI.

Begrebet "maskineri" dækker sædvanligvis

- Handleorganer 
 - spil
 - cylindre
 - motorer
- Ventilbestykning
- Mekaniske låsearrangementer

Efter behag kan mekaniske dele som lejer, føringer m.m. medtages under "maskineri" opbygningen af maskineriet afhænger af de krav, den aktuelle driftssituation stiller, og der skal for hvert tilfælde gennemføres en omhyggelig analyse af samspillet mellem driftssikkerhed, operationstider, økonomi m.m.

STYRING/EL.

Styringen omfatter selve styringssystemet samt aktiveringsorganer i form af sensorer og kontrolbokse. I visse tilfælde indgår telematiudstyr i styresystemet.

Udformningen af styresystemet er afgørende for hele systemets fejlsikkerhed og betjening. Der findes ikke et endegyldigt regelsæt for opbygningen, hvorfor den aktuelle situation skal analyseres nøje for at fastlægge nødvendigt og tilstrækkeligt niveau for f.eks. sensorbestykning og programopbygning.

VIGTIGE PUNKTER VED KLAPKONSTRUKTION.

Ved fastlæggelse af hovedelementerne skal der foretages vurderinger af de krav, den aktuelle driftssituation stiller. I disse vurderinger indgår mange forhold, hvoraf de vigtigste kan være:

- Friområde/Friprofil
- Dækningsområde
- Belastninger
- Operationstider
- Sikkerhed
- Levetid
- Samspil mekanik/hydraulik/styring

FRIOMRÅDE/FRIPROFIL.

I stuvet position kræves, at klapperne respekterer skibets konturer ved besejling af lejet.

I visse lejer og med visse fartøjer er der næsten ingen grænser for de fritprofilkrav, der kan stilles til klapanlægget, hvis der ikke gøres begrænsende forudsætninger for f.eks. indsejlingsvinkel, krængning m.m.

Et sakseleje med klapper i skibets længderetning volder sædvanligvis ikke de store problemer, mens f.eks. anløb langs en kajmur (ikke L-leje), hvor skibets længdebeliggenhed først er bestemt, når fortøjningerne er sat, kan give store problemer.

Ved klapanlæg til skrå indkørsel på øvre dæk er det ofte problematisk at skaffe tilstrækkelig friprofil til hækport, klædning m.m., hvis det forudsættes, at skibet kan anløbe lejet med stor krængning og meget skæv indsejling. Problemet kan løses ved at stuve klappen langt bag ledeværker; dette giver dog ofte uønskede store manøvretider og opgradering af klappens handleorganer.

DÆKNINGSOMRÅDE.

I vurderingen af det ønskede dækningsområde skal man gøre sig klart, at jo flere ekstremesituationer i form af bl.a. krængning, dybgang og vandstand, der ønskes medtaget i klappens funktionsområde, jo større krav stilles til klapanlægget.

Hvis f.eks. en hovedklap til tog ønskes at dække et stort højdeområde vil kravene om maksimal klaphældning og kravene til "knæk" på skinneforløb medføre en meget stor klaplængde.

Ligeledes vil krav om et stort dækningsområde for en klap til skrå indkørsel på øvre dæk medføre til tider urimelige krav til udformning af klappspids, flaps og konsol på skib. Eksempelvis vil krav om dækning af stor krængning medføre stort overlap mellem klap og skrogkonsol. Dette medfører større momentstykke i klappspids, hvilket igen øger byggehøjden. Ved øget byggehøjde kræves større flapslængde af hensyn til tilladte knækvinkler. I en sådan situation kan blot en lille reduktion af dækningsområdet medføre en mærkbar forbedring i ovennævnte "puslespil". I fig. 1 og 2 er eksempler på registrering af dækningsområde.

BELASTNINGER.

De fleste belastninger er umiddelbare, når først anvendelsen er fastlagt. Imidlertid er der, specielt ved en klaptypen til skrå indkørsel på øvre dæk nogle belastninger, som ikke altid er umiddelbare:

- Udmattelse p.g.a. friktionskræfter ved skibsbevægelser.
- Udmattelse ved klapoperation.
- Momentpåvirkning af klappfundament, p.g.a. friktions-tværkræfter på klappspids.
- Belastninger hidrørende fra torsion af klappen grundet skibsbevægelser, som giver højdevariationer på tværs af klappen.

OPERATIONSTIDER.

Specielt ved bilfærger er det vigtigt med hurtigt opererende klapper. Den totale overfartstid ændres måske ikke meget, p.g.a. en langsom klapbevægelse, men det har en stor psykologisk virkning på ventende.

I nogen udstrækning er det et spørgsmål om at ofre drifteffekt på anlægget, dog må der sættes visse grænser for tiphastigheder. Endvidere kan sekvenskrav til forskellige klapdele øge den totale operationstid.

SIKKERHED.

Sikkerhed hænger selvfølgelig sammen med dimensionering, kontrol m.m., men afhænger også af lejetypen.

I et sakseleje kan et skib kun fjerne sig én vej, mens hjørnelejer er farligere, idet man ved vanskelige strøm- og vindforhold kan risikere at "tabe" den fjerne ende af skibet, og dermed miste understøtningen for f.eks. en skråklap til øvre dæk.

Der findes mange varslingsystemer til en sådan situation:

- Rødt kørelys
- Akustisk signal
- Aktiv hævning af klap
- Fastlåsning af klap

Valget mellem ovenstående afhænger af den aktuelle situation.

Udover ovenstående skal øvrige sikkerhedskrav vurderes: Sikkerhed mod fejloperation, driftssikkerhed m.m.

LEVETID.

Den ønskede levetid for et klapanlæg påvirker udformningen af de forskellige konstruktionsdele generelt. Der er dog specielt én overvejelse, som påvirker konstruktionen voldsomt, og det er graden af udmattelse på de svejste konstruktioner. I fald man blot ukritisk vælger at lave de bærende elementer så store, at spændingsniveauet bliver tilstrækkeligt lavt til meget lang levetid, kan man få urimeligt store dimensioner, som måske kunne nedbringes ved at vurdere den aktuelle maksimale brugstid, evt. ved accept af periodisk eftersyn ifølge DS, evt. ved ændret klapkoncept.

SAMSPIL MEKANIK/HYDRAULIK/STYRING.

Et klapanlæg opfylder kun sin funktion, hvis der er et fornuftigt sammenspil mellem mekanik, hydraulikanlæg og styringsanlæg. Dette brude være en selvfølge, men der findes flere eksempler på dårligt fungerende systemer, hvor det er tydeligt, at f.eks. statikere, hydraulikleverandører og styringsprogrammører ikke fuldstændigt har haft overblik over hinandens forudsætninger og muligheder. Endvidere findes eksempler, hvor et helt klapanlæg er udbudt på funktionsbetingelser, der direkte har indeholdt modstridende krav til statik, hydraulikanlæg og styring grundet manglende bred viden hos forfatterne til udbudsmaterialet:

- Sammenhæng mellem mekanik, hydraulik og styring skal koordineres meget detaljeret.
- Funktionsbetinget udbud skal ikke laves mere detaljeret end de foretagne analyser kan begrunde.

UDBUDSFORM.

Det sker ofte, at et projekt ønskes udbudt på samme niveau både for traditionelle anlægsarbejder og for de mekaniske dele.

Selvfølgelig kan klapanlæg udbydes på forskellige projektniveauer, men det kræver en bevidsthed om de problemstillinger, der knytter sig til klapanlæggenes funktioner. Endvidere kan det være svært at udbyde f.eks. hydraulik- og styringsanlæg på "foreløbige mængder", hvilket jo er meget almindeligt for bygge- og anlægsarbejder.

Det sikreste er at udbyde klapanlæg på baggrund af et detaljeprojektforløb. I denne sammenhæng skal dog nævnes, at detaljeringsgraden for f.eks. hydraulikanlæg ikke bliver 100% før leverandøren er valgt, idet der kan være komponentvariationer.

AFSLUTNING.

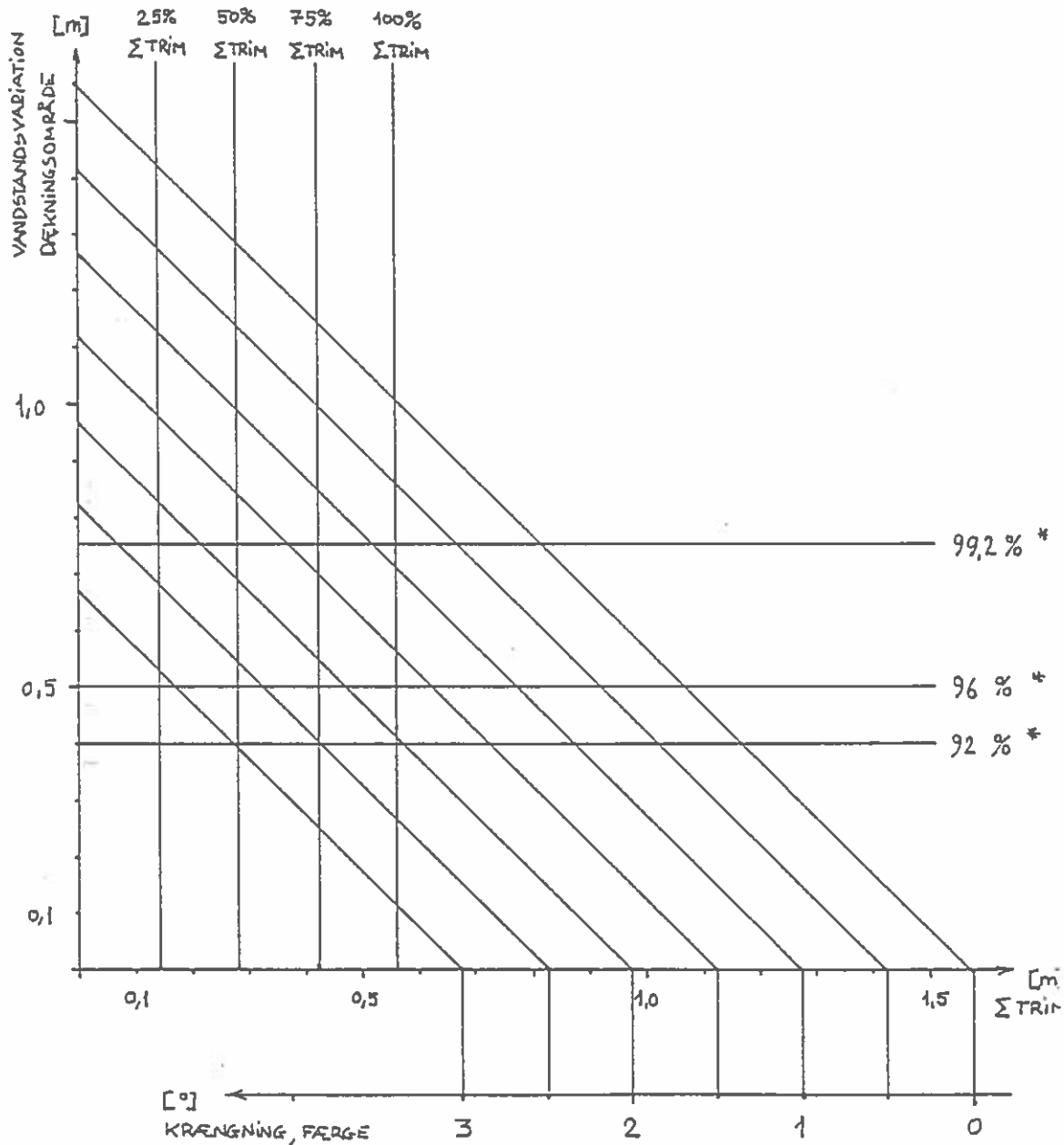
Foranstående er kun at betragte som en meget summarisk gennemgang af enkelte områder i forbindelse med klap- og rampeanlæg. Ønskes yderligere oplysninger kan henvendelse rettes til

Henning Andresen, Dansk Ingeniør System as,
Granskoven 10, 2600 Glostrup.

Tlf. 42 45 49 00.

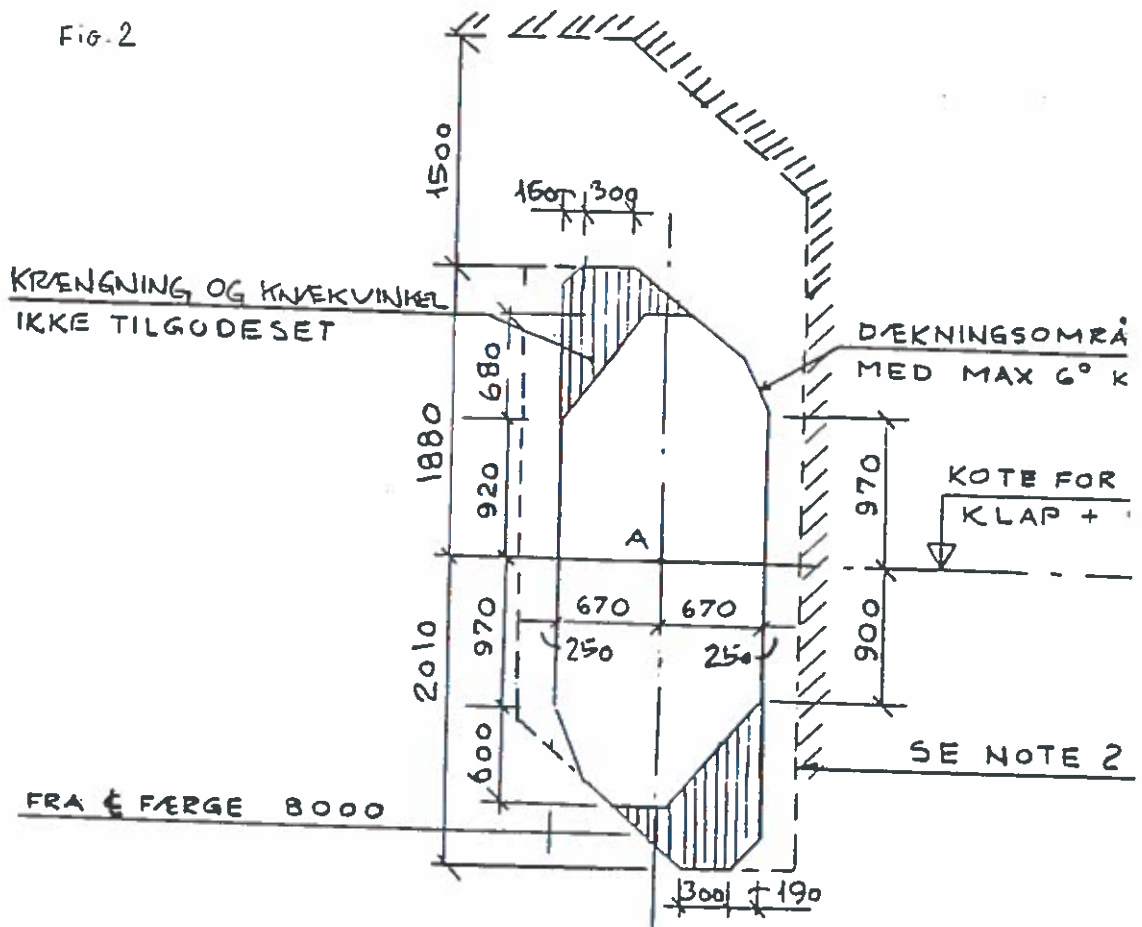
Fig. 1

Bilklap 15 m, dækningsområde.

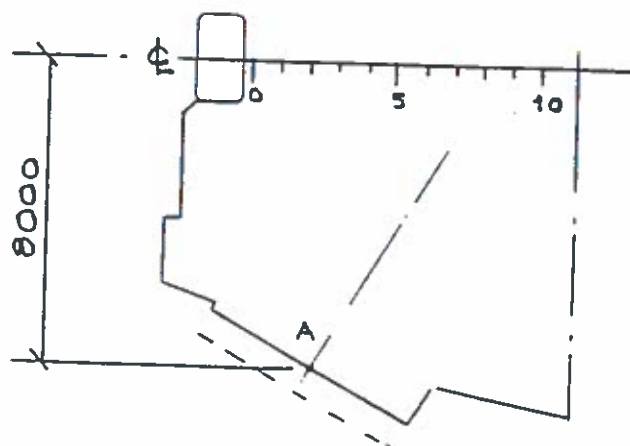


* procent (tid pr. år) hvori høj- og lavvandskoten ikke overskrides.

Fig. 2



PUNKT A'S BEVÆGELSE I TVERSKIBS
& LØDRET RETNING 1:50



KONSOL PÅ ØVRE DÆK AGTER
1:200

**BUNDEROSION FORÅRSAGET
AF SKIBSPROPELLER**

ved H.F. Burcharth (AUC)

Bunderosion forårsaget af skibspropeller

af

H.F. Burcharth

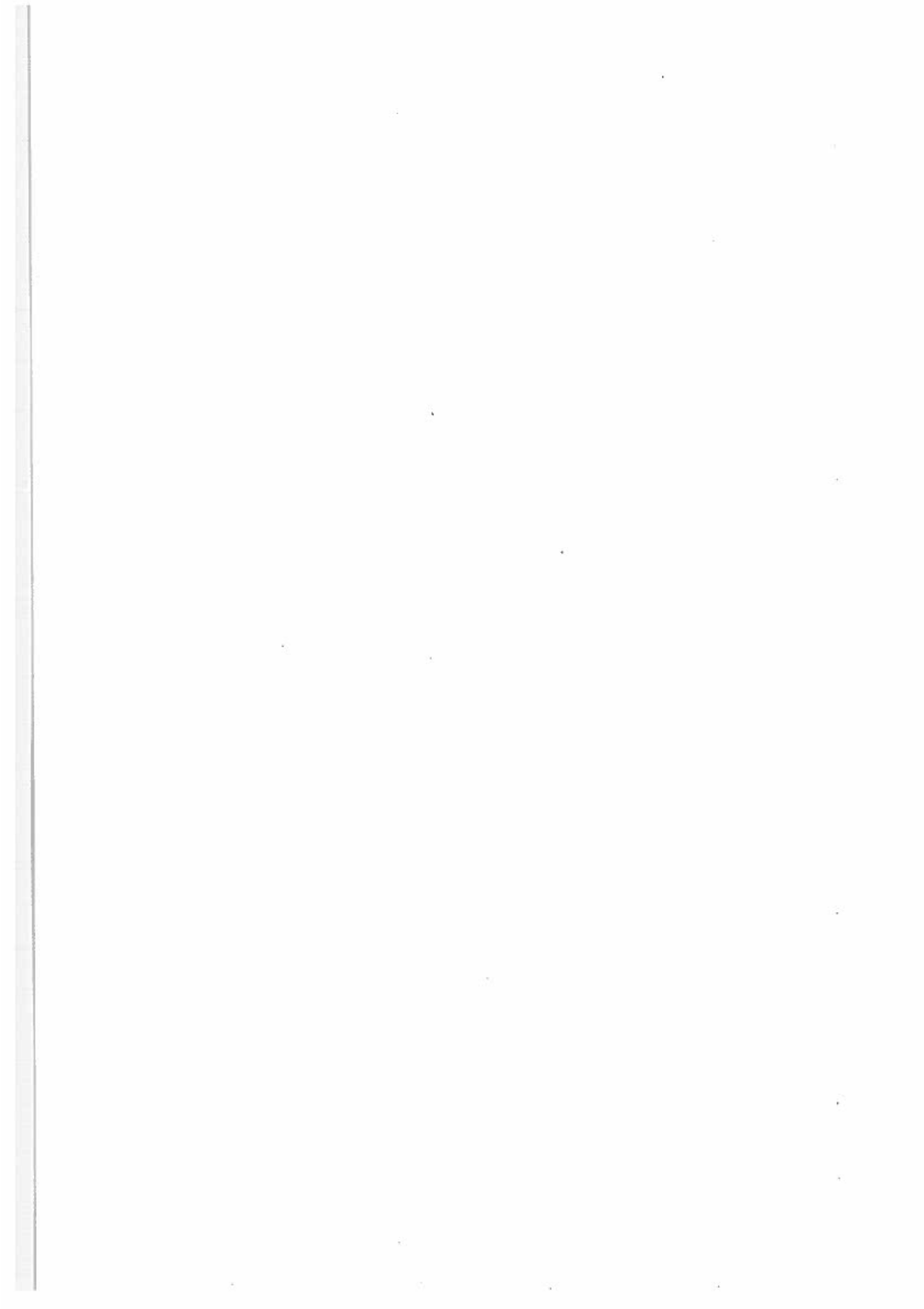
Instituttet for Vand, Jord og Miljøteknik, AUC, 1991

Det følgende notat gengiver illustrationer anvendt ved foredrag d. 10. december 1991 i Dansk Vandbygningsteknisk Selskab.

Foredragets indhold var følgende:

- Beregning af vandhastigheder i propellerstråle
- Bestemmelse af vandhastigheder ved bunden
- Beregning af tærskelværdi for erosion af havbund
- Dimensionering af bundsikring bestående af sten
- Eksempel

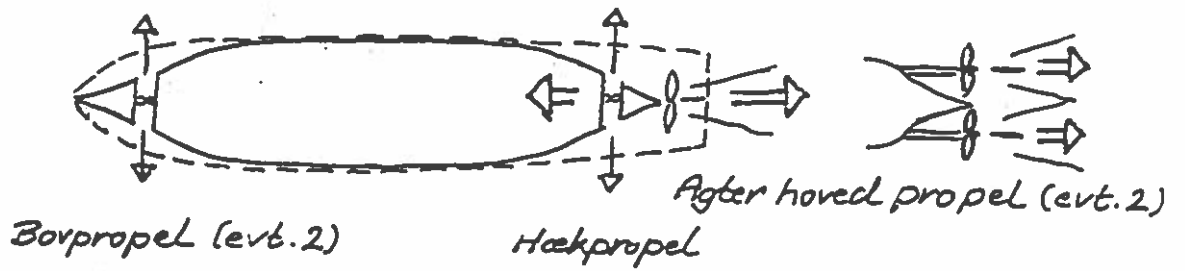
Data fra referencen (Bergh, 1981) stammer fra modelforsøg med enkeltskrueskib.



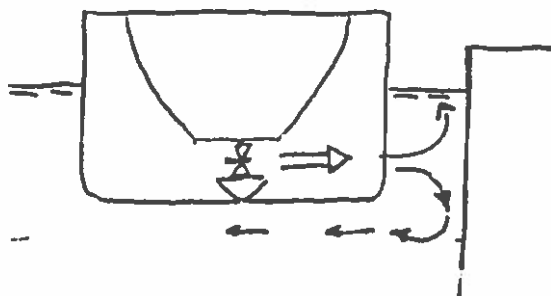
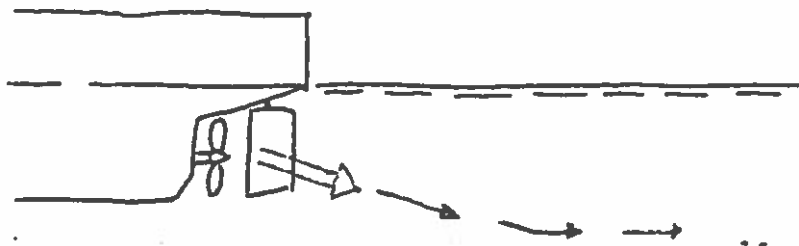
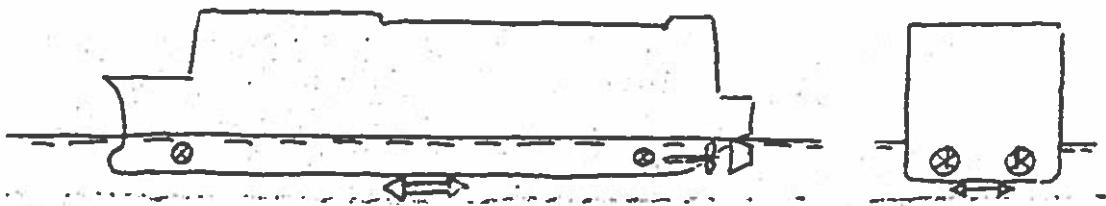
Bundsikring mod propel erosion

Erosionskilder:

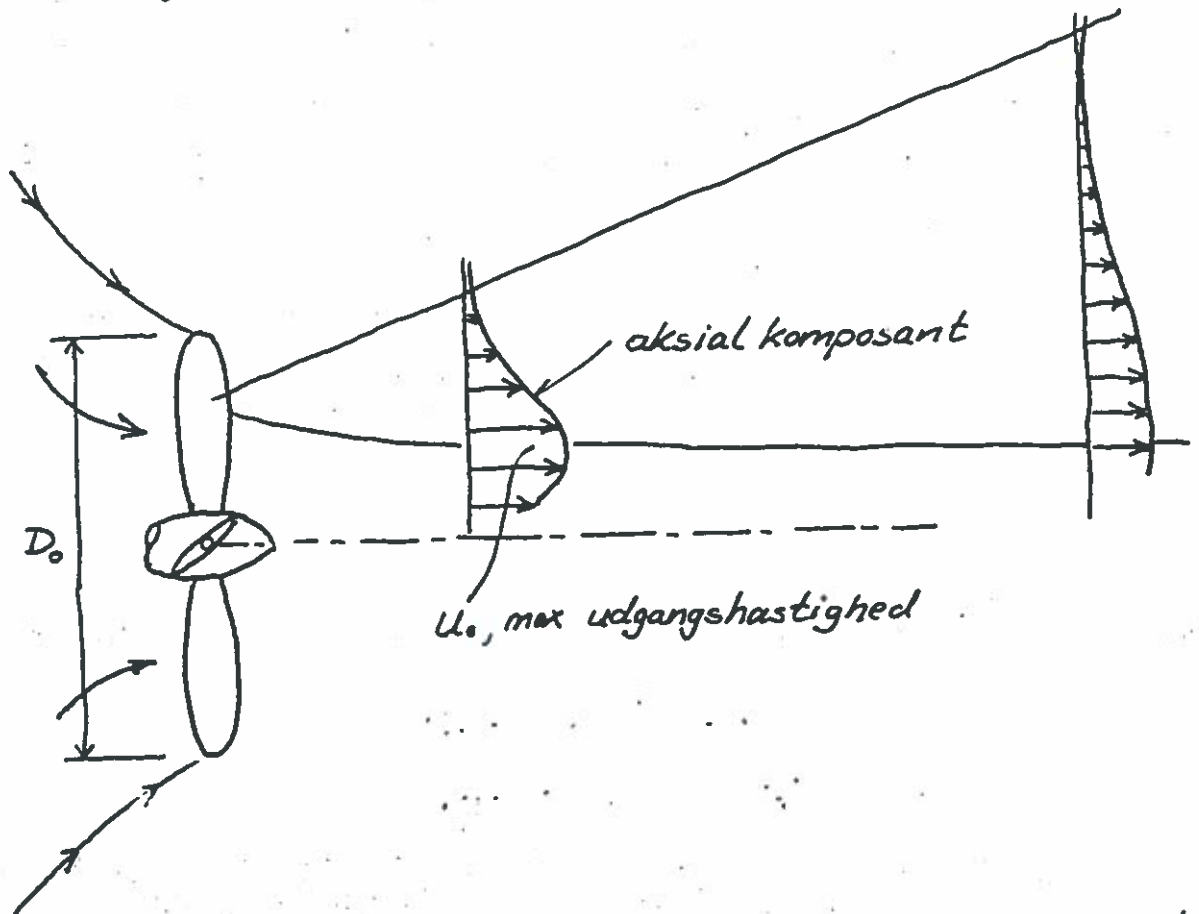
- Propelstråler



- Fortrængningsstrømme ved skibets fart over bund

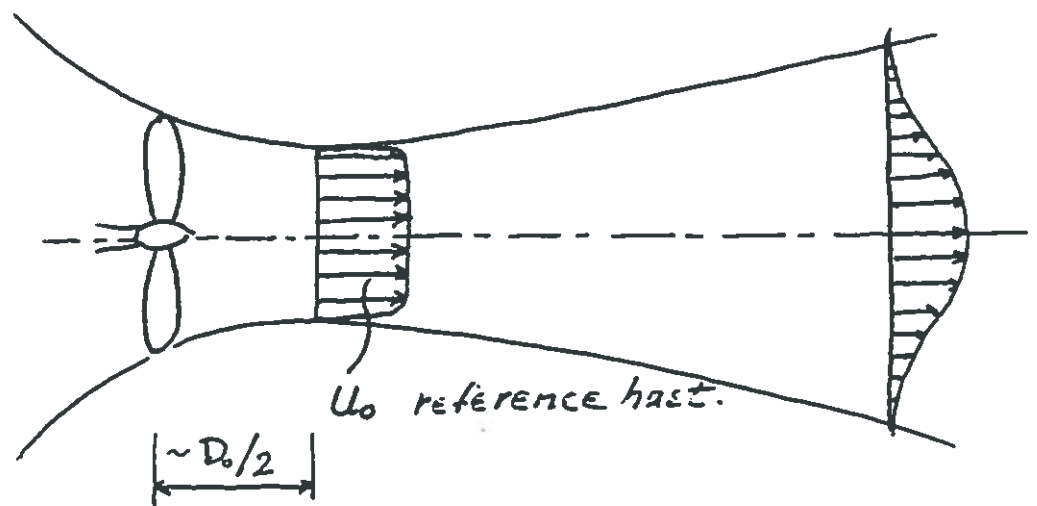


Uforstyrret fri propelstråle



Også radiære og tangentielle hast. komponenter
 (tangentielle er ca. 30% af aksiale komponenter)
Store hast. variationer

Simpel model



Ved propel i dyse ingen kontraktion af strålen

Bestemmelse af propelludgangshastigheden, U_0

Simpel beregning (kont.-, impuls-, energilign) giver

$$\text{Propeltryk } T = \begin{cases} \pi/8 \rho U_0^2 D_0^2 & \text{fri propel} \\ \pi/4 \rho U_0^2 D_0^2 & \text{propel i dyse/rør} \end{cases}$$

Indføres "thrust" koefficienten

$$K_T = \frac{T}{\rho n^2 D_0^4}, \quad n = \text{omdrejning/min}$$

K_T afh. af bl.a. bladstigning. Er normalt 0,3 - 0,4.

$$\underline{U_0 \approx 0,95 n D_0} \quad \text{fri propel (og bov- og hækpropeller)}$$

Et andet skøn på U_0 er

$$\underline{U_0 \approx 1,35 \sqrt{\frac{P}{D_0^2}}}$$

(1,0 - 1,7)

hvor P er effekten i kW på akslen

U_0 kan opgives af propelleverandør

$$D_0 \approx 0,7 \times \text{dybgående fuldt lastet (grov regel)}$$

U_0 er ofte 4 - 8 m/sek ved 100% propeleffekt

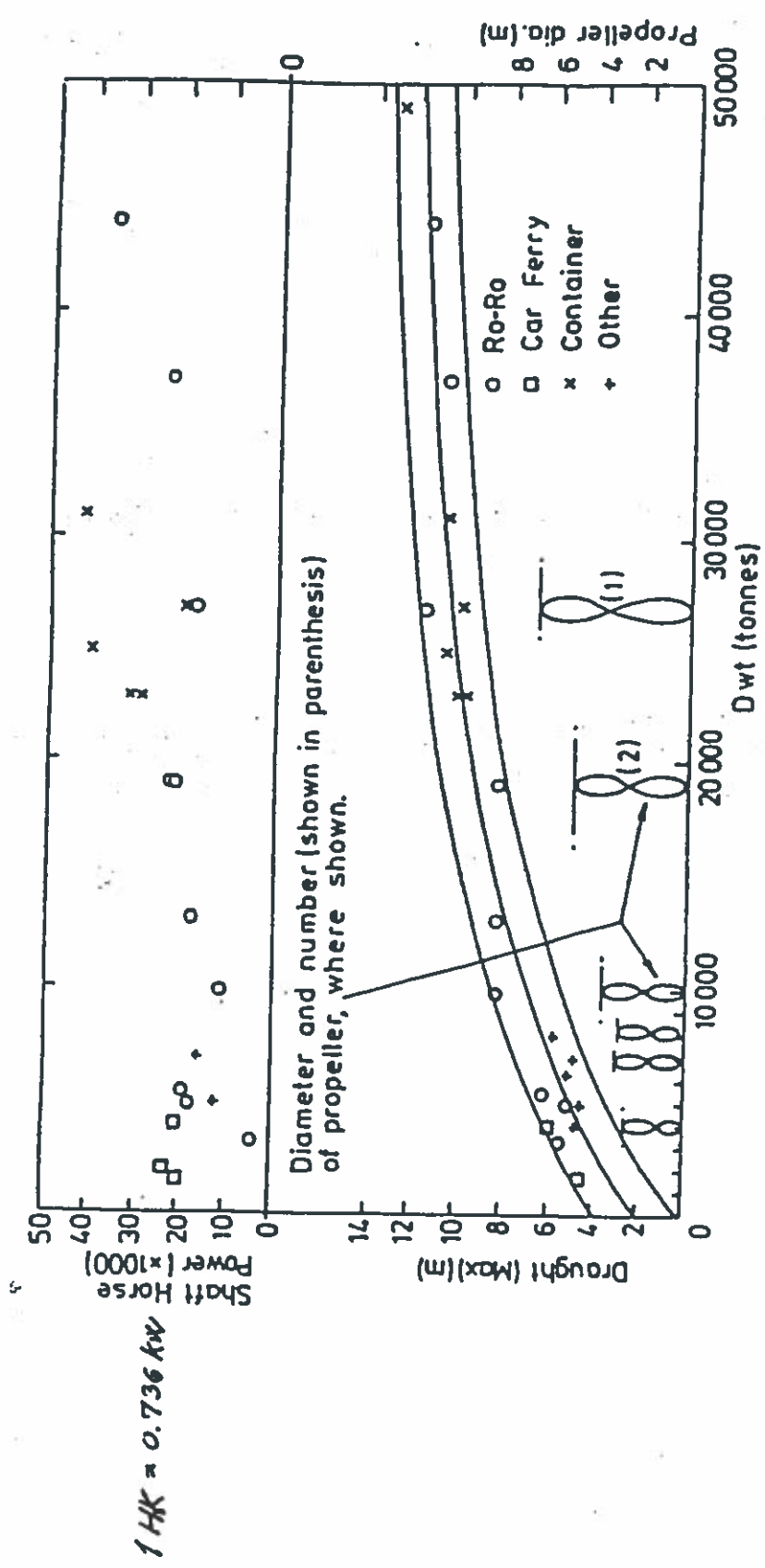


Figure 2 Data on draught, power and propeller size from a sample of modern ships (Prosser, 1986)

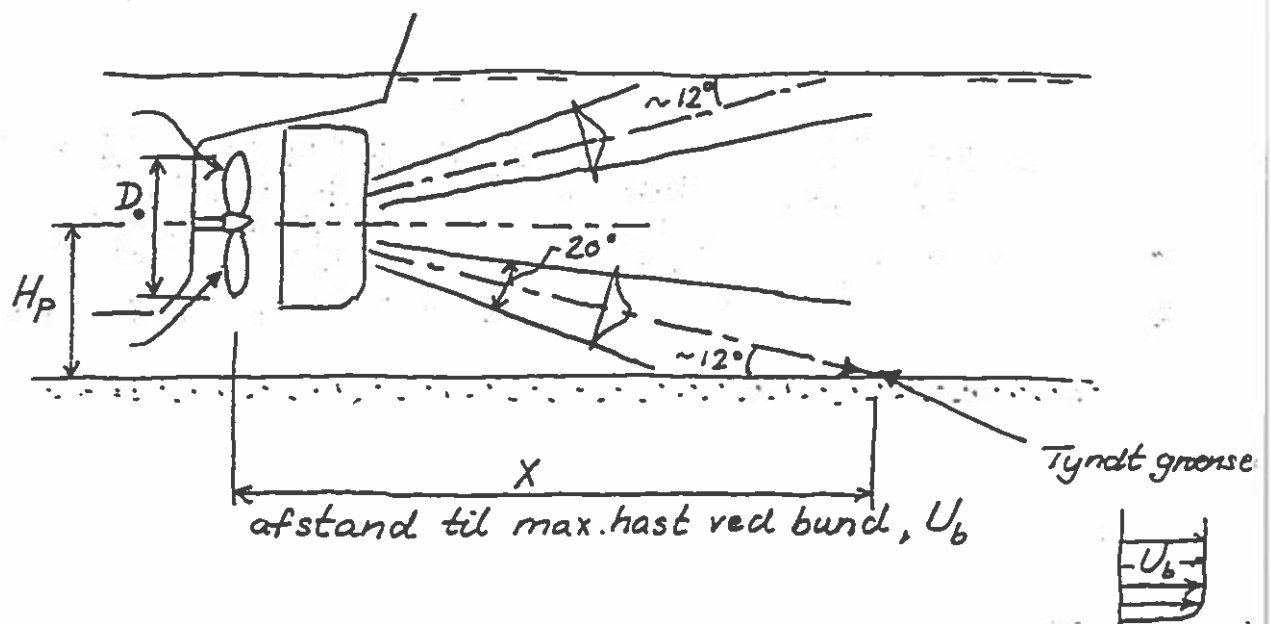
Den lokale vandhastighed afhænger af U_0 samt

Placering af rør samt rørvinkel

Afstand til propel

Nærhed af vandspejl og faste begrænsninger
som bund og kaj

Skrogfacon (\sim kun ved bak på propel)



Horizontal afbøjning \approx halvdelen af rørvinklen

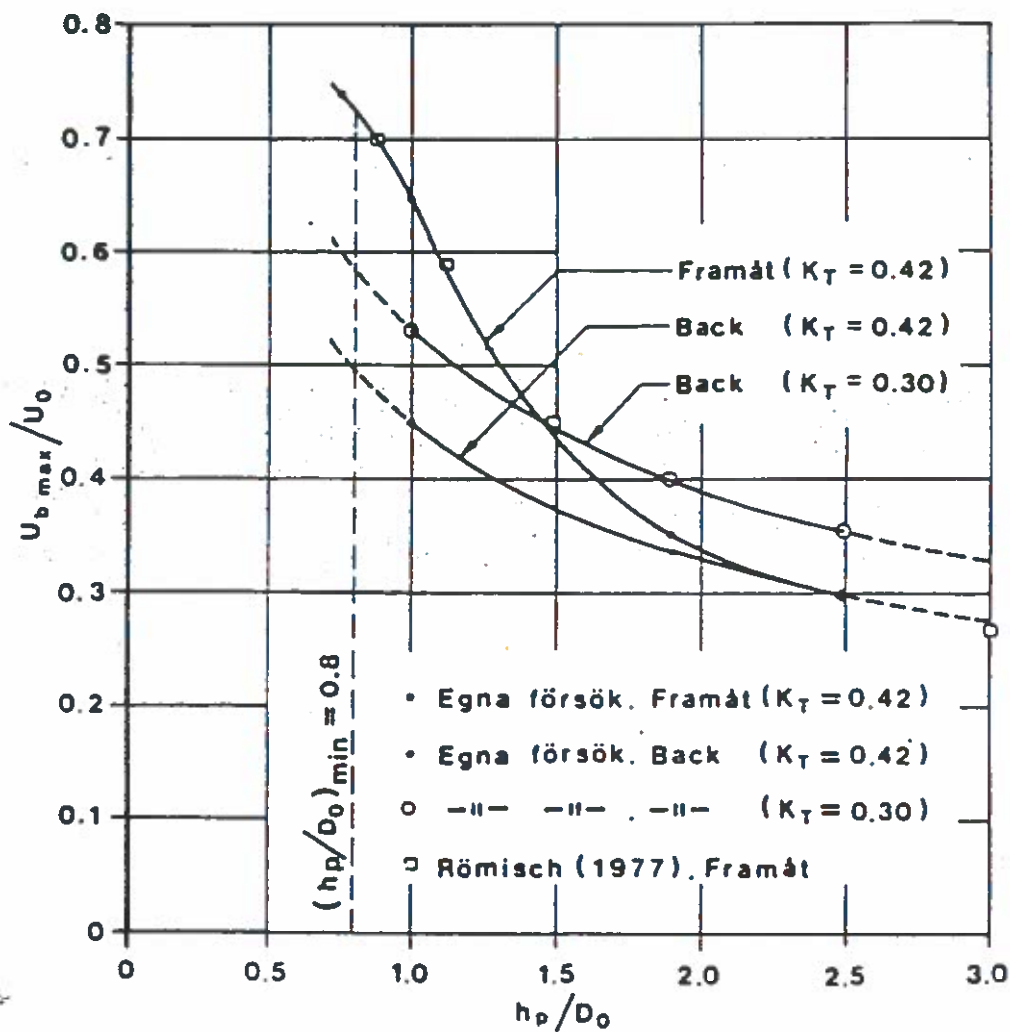


Fig 7.5 Maximal bottenhastighet som funktion av propelleraxelns avstånd över bottnen

Enkelt-skrueskib langs kaj

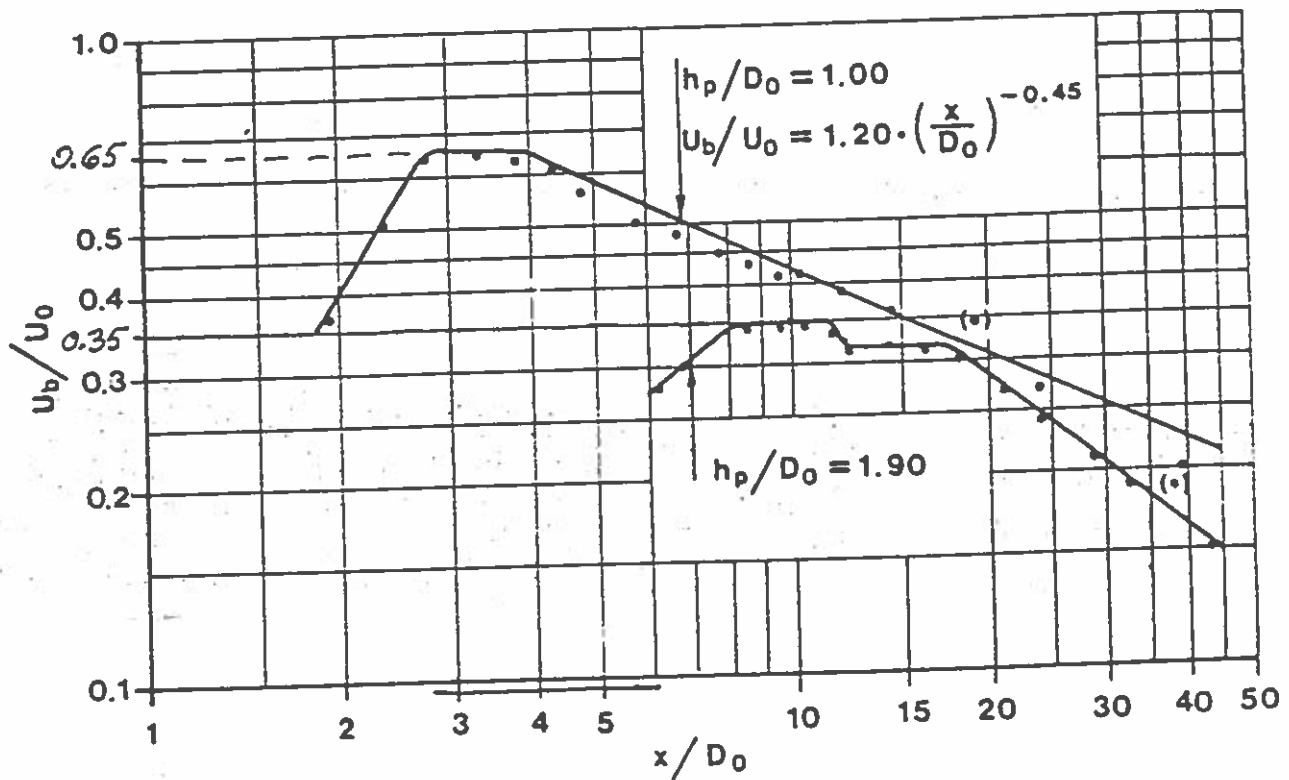
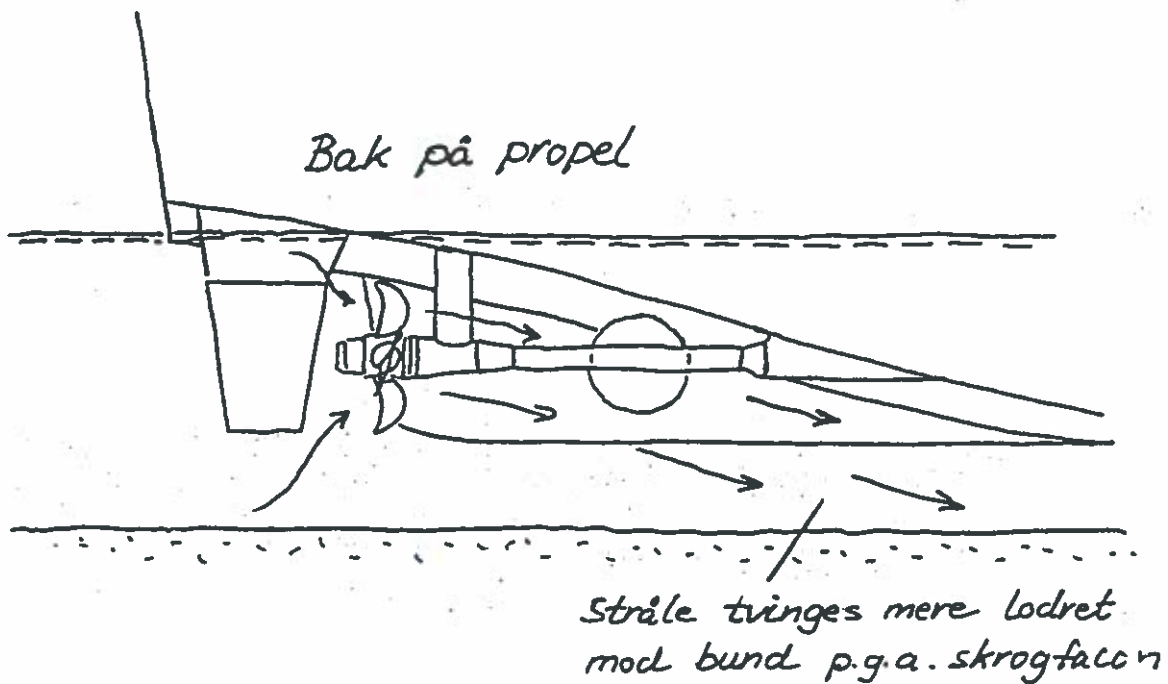
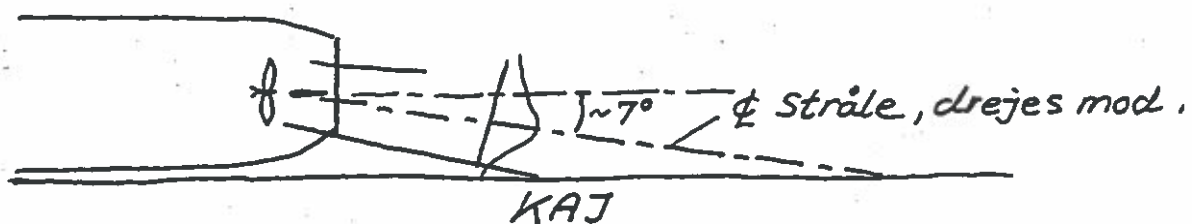


Fig 7.6 Maximal bottenhastighet i stråltvårsnittet som funktion av avståndet bakom propellern (Bergh 81)

For $h_p/D_0 = 1.00$ og 1.90

Enkeltskrueskib langs vertikal kaj



$$U_0^{\text{Bak}} / U_0^{\text{Frem}} \approx 0.5 - 0.75 \text{ afhængigt af}$$

skibstype og % propeleffekt

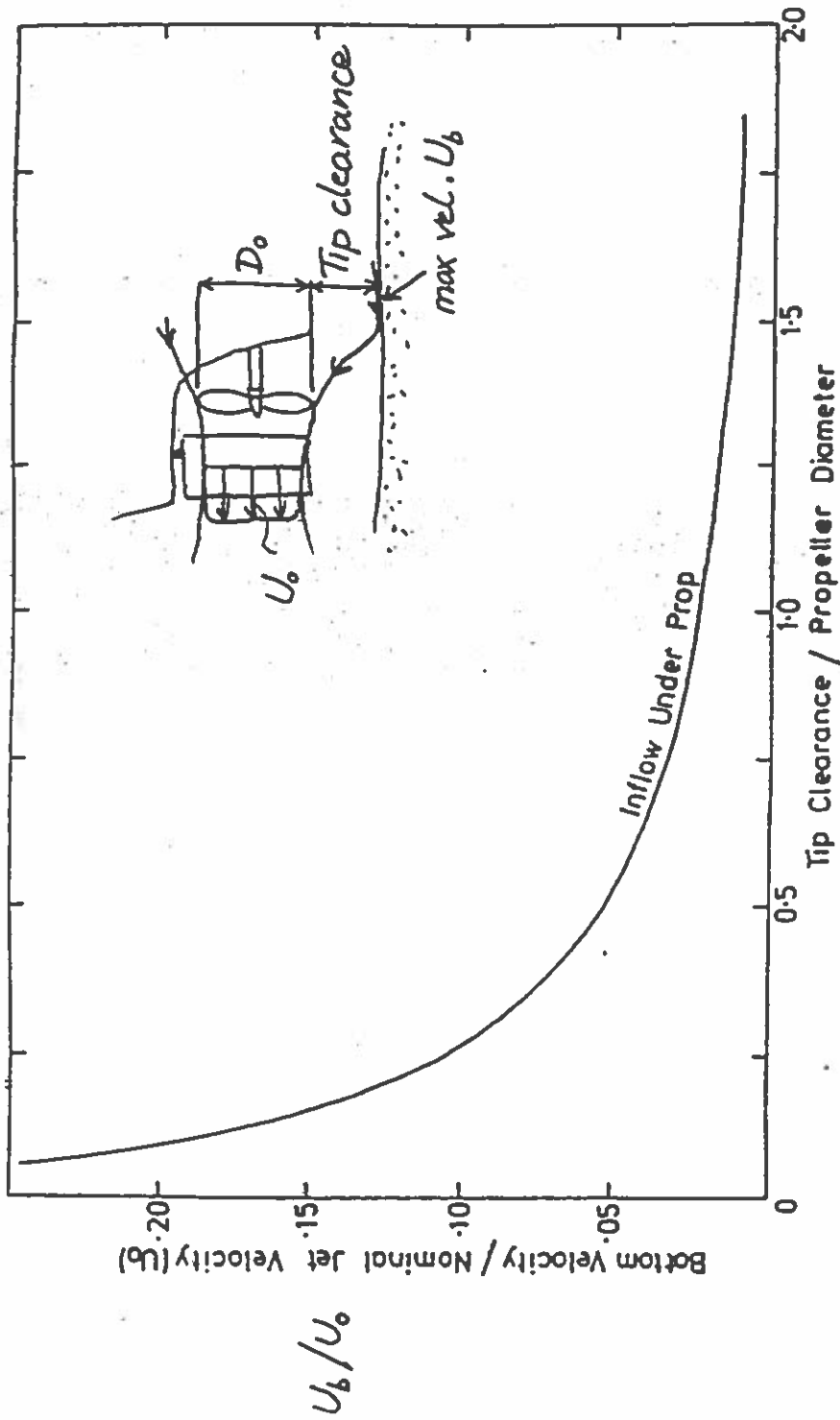


Figure 6 Propeller inflow. (Sugeside ved frem på propel)
 Maximum Scour Velocity varying with tip clearance (Prosser, 1986)
 Theoretical calculation

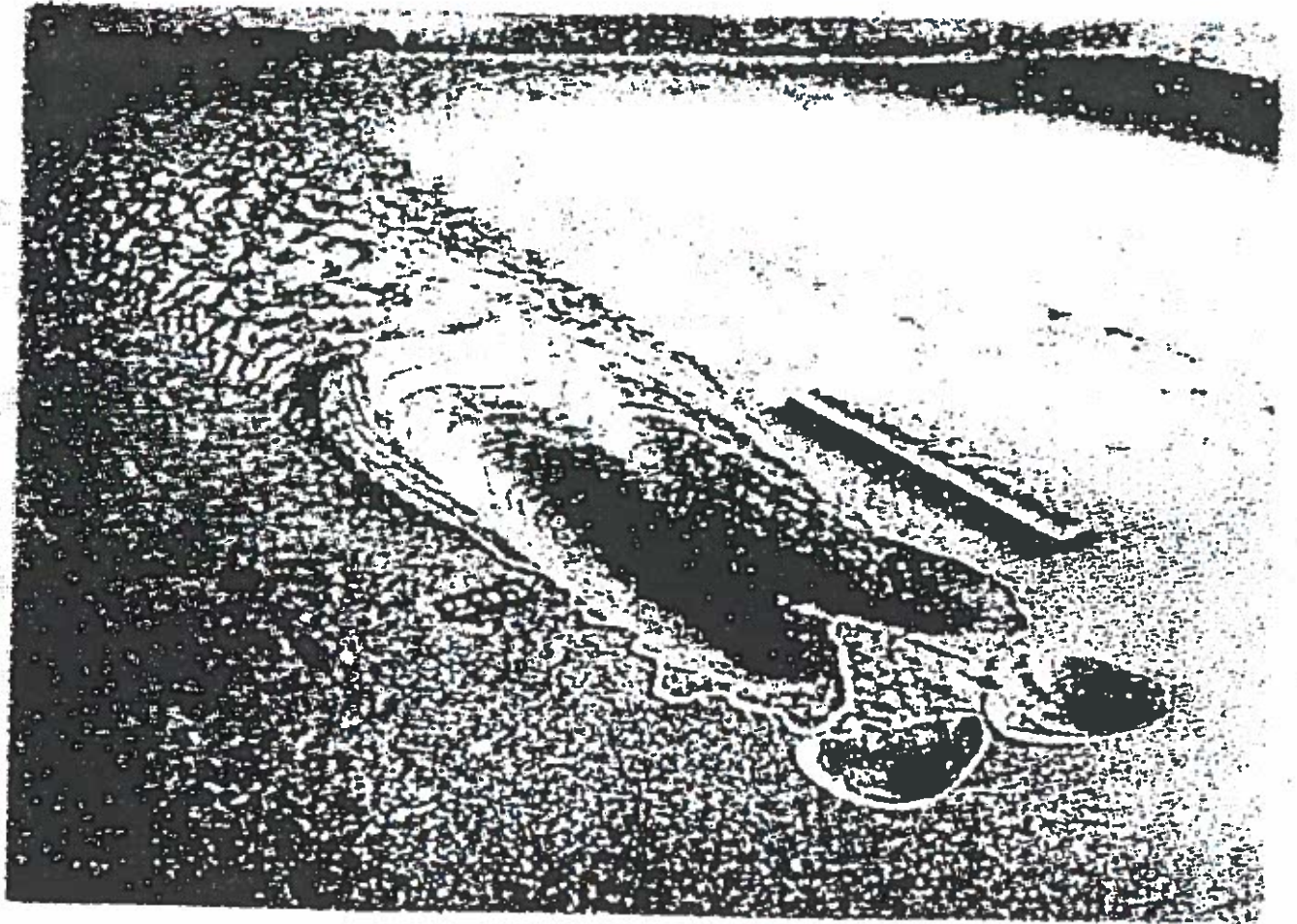


Figure 16 Scour produced in model (Ref Bo
et al 19:

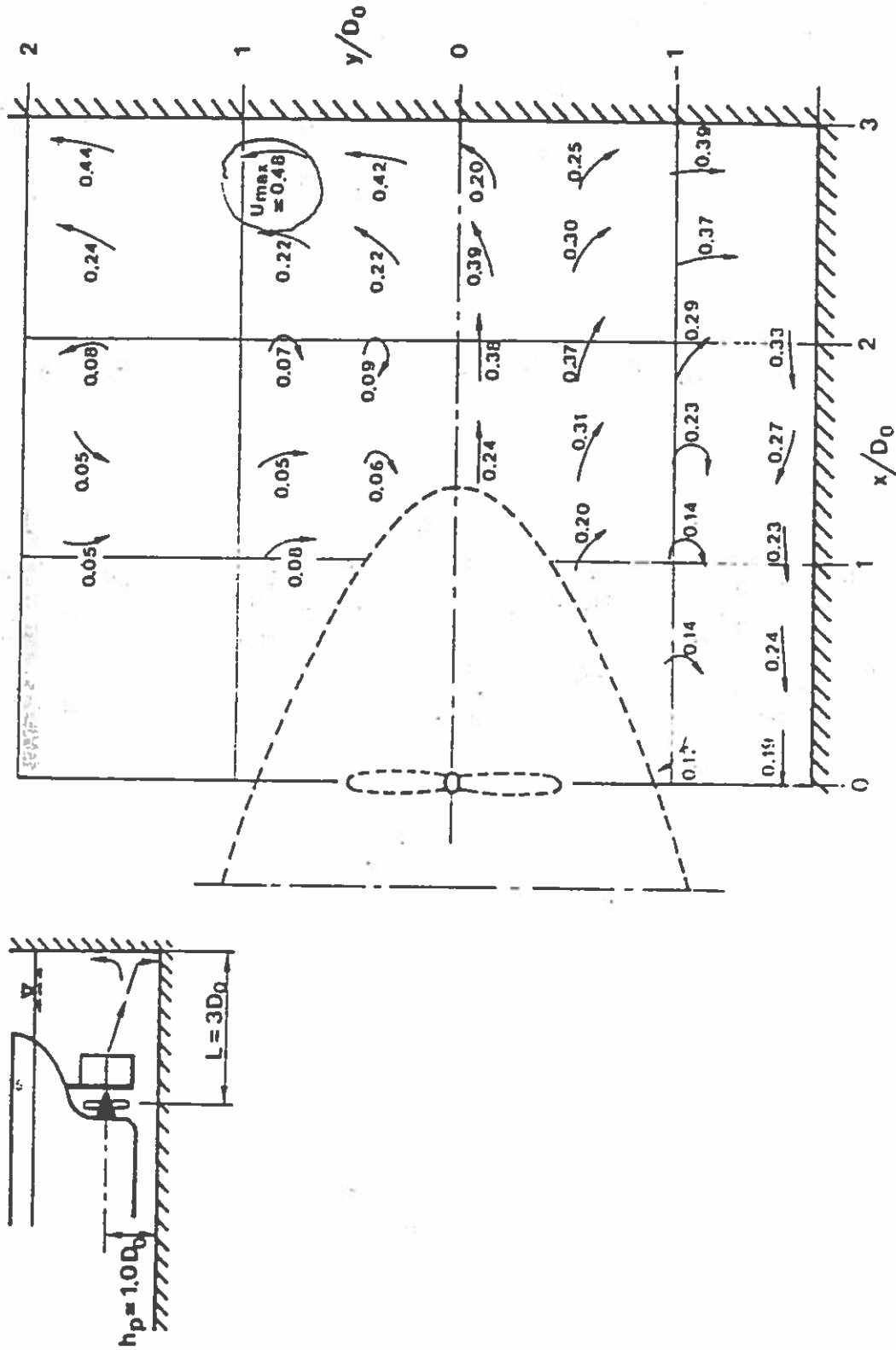


Fig 7.15 Bottenhastigheter då fartyget ligger framför en vertikal kajvägg. $h_p/D_0 = 1,00$, $L/D_0 = 3$. (Hastigheterna är uttryckta dimensionslöst som kvoten mellan den verkliga bottenhastigheten U_b och utgångshastigheten U_0 i propellerströlen beräknad enligt [kv (4.17)]) (Berg, 1981)

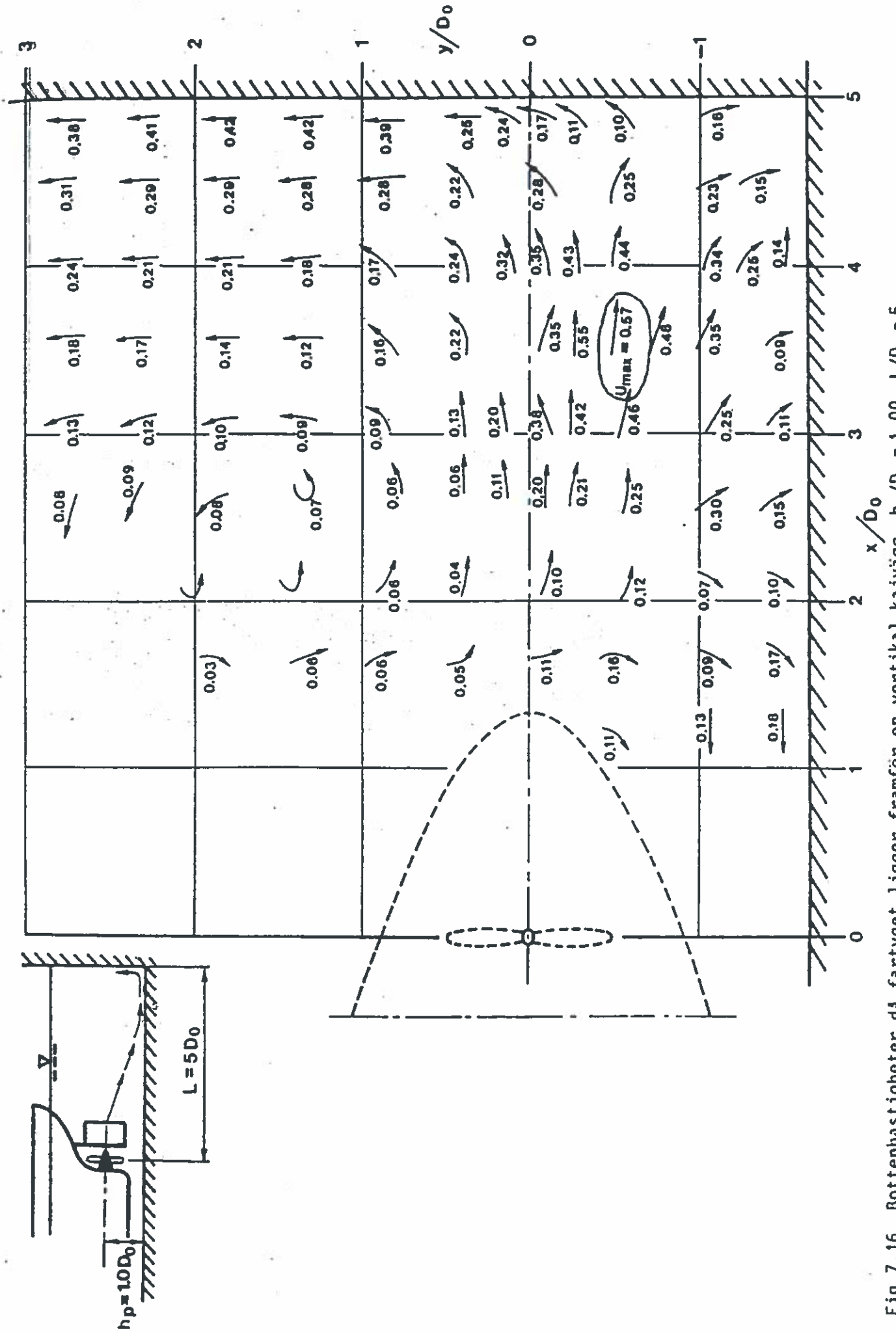


Fig 7.16 Bottenhastigheter då fartyget ligger framför en vertikal kajvägg. $h_p/D_0 = 1,00$, $L/D_0 = 5$.
 (Hastigheterna är uttryckta dimensionslöst som kvoten mellan den verkliga bottenhastigheten U och utdränsningshastigheten U_0 i enlighet med artikel 4.17.1)

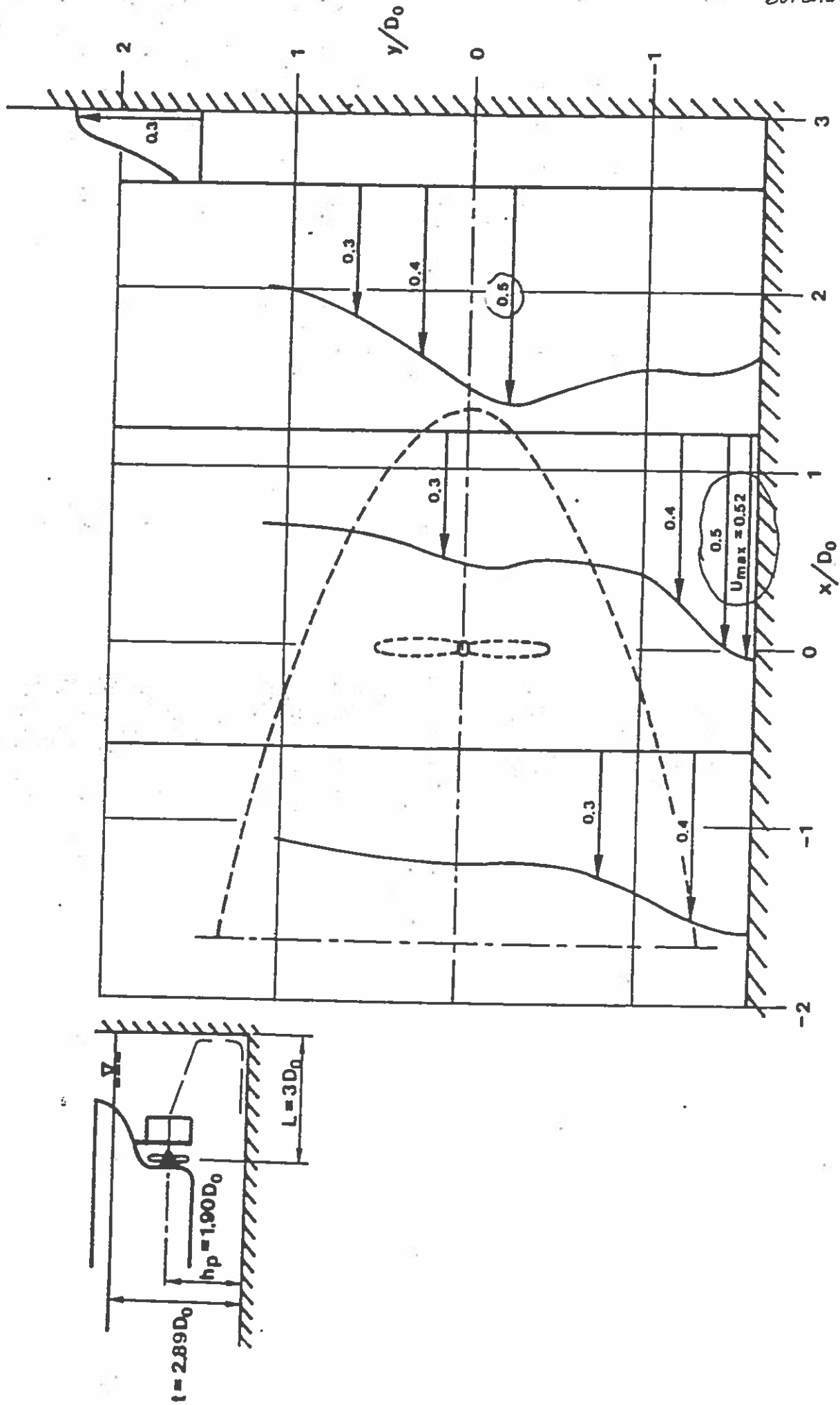


Fig 7.17 Bottenhastigheter då fartyget ligger framför en vertikal kajvägg, $h_p/D_0 = 1.90$, $L/D_0 = 3$. (Hastigheterna är uttryckta dimensionslöst som kvoten mellan den verkliga bottenhastigheten U_b och utgångshastigheten U_0 i propellerstrålen beräknad enligt Ekv 4.17) (Bergh, 1981)

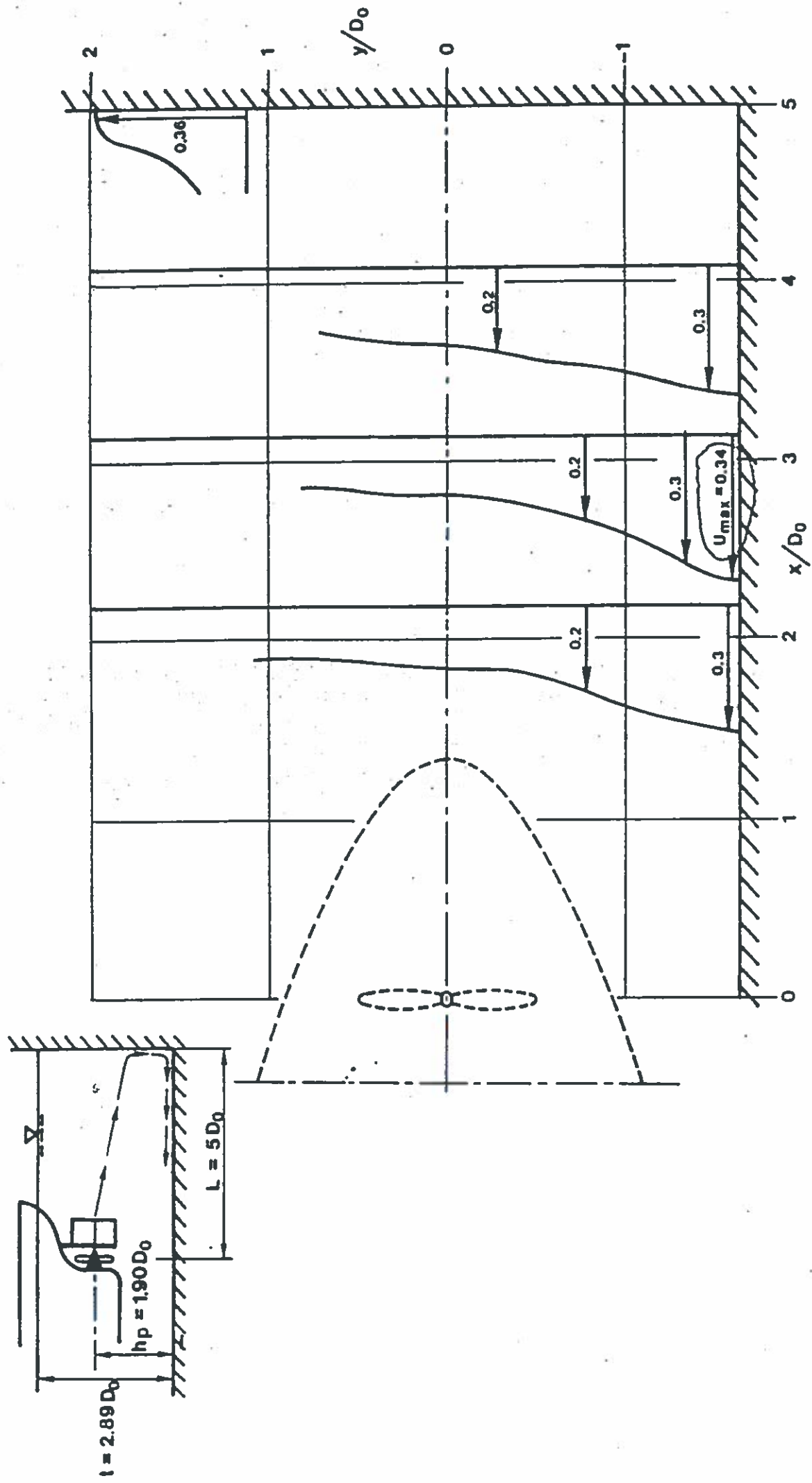
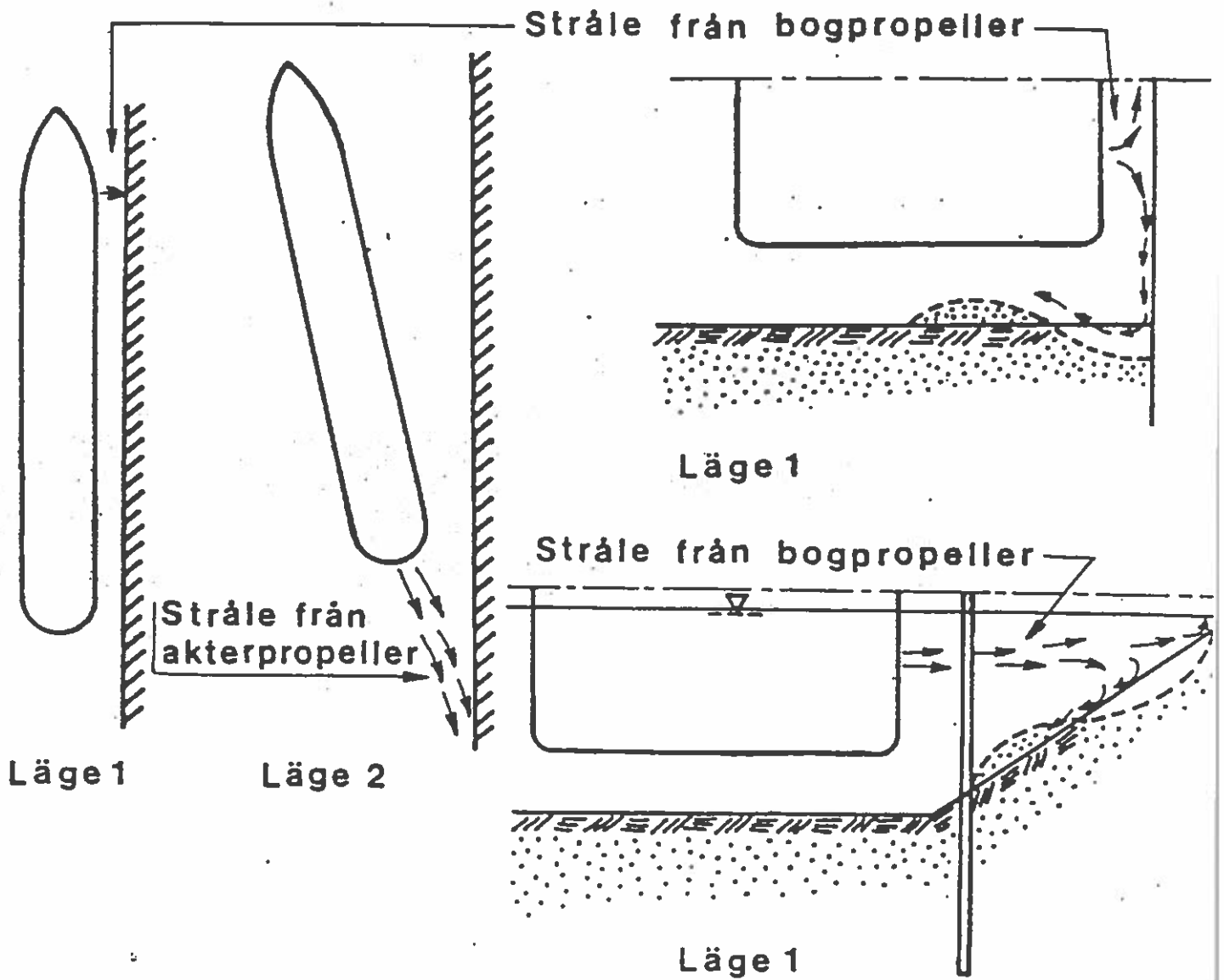


Fig 7.18 Bottenhastigheter da fartyget ligger framfor en vertikal kajvagg. $h_p/D_0 = 1.90$, $L/D_0 = 5$.
 (Hastigheterna ar uttryckta dimensionslost som kvoten mellan den verkliga bottenhastig-
 heten U_b och utgangshastigheten U_0 i propellerstralen beraknad enligt Ekv 4.17) (Berg, 1981)



*Fralægning ved brug af bowpropel
(Bergh, 1981)*

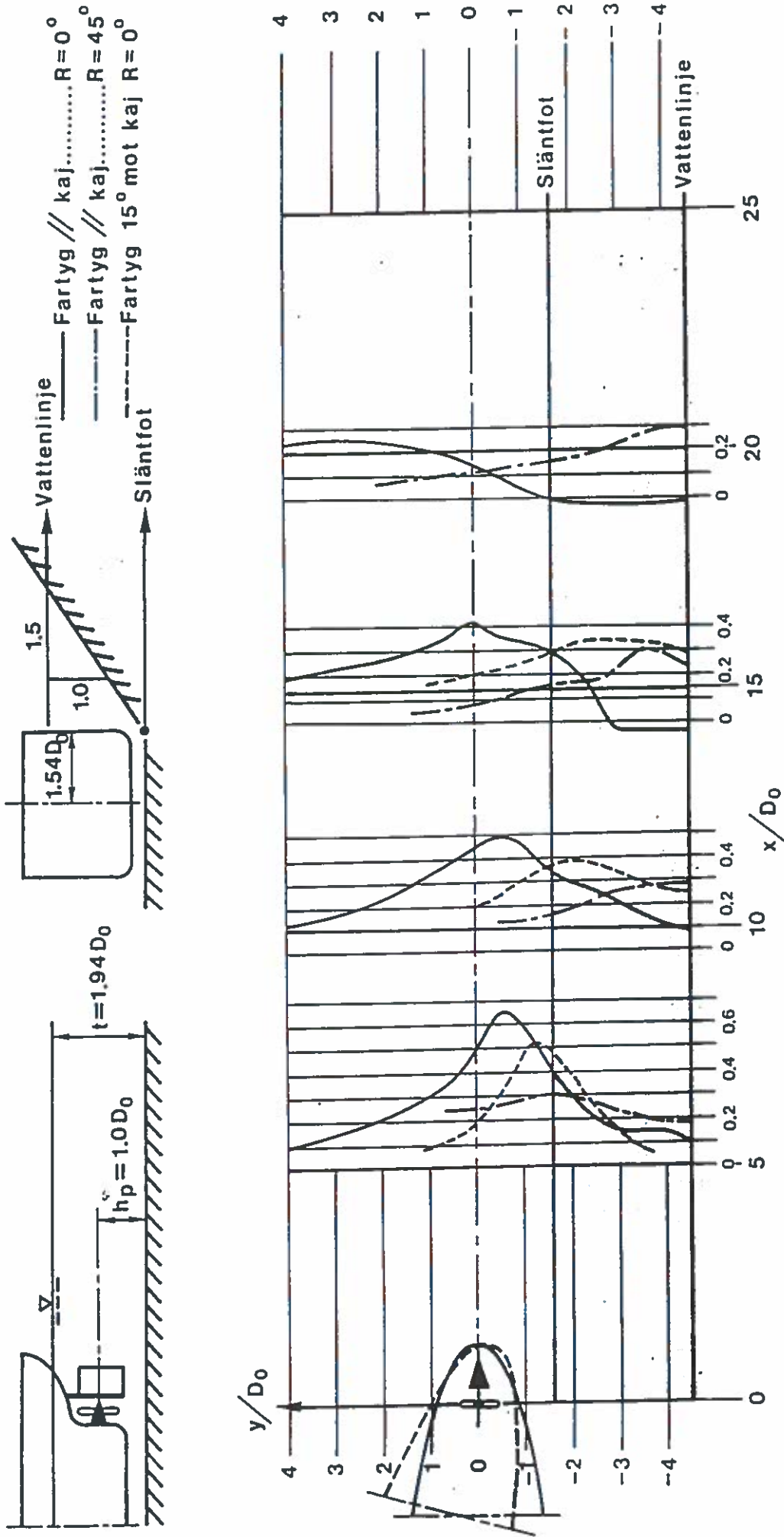


Fig 7.10 Bottenhastigheter då fartyget ligger längs en öppen slänt. $h_p/D_0 = 1,00$. (Hastigheterna är uttryckta dimensionslöst som kvoten mellan den verkliga bottenhastigheten U_b och utgångshastigheten U_0 i propellerstrålen beräknad enligt Ekv (4.17)) (Berg, 1981)

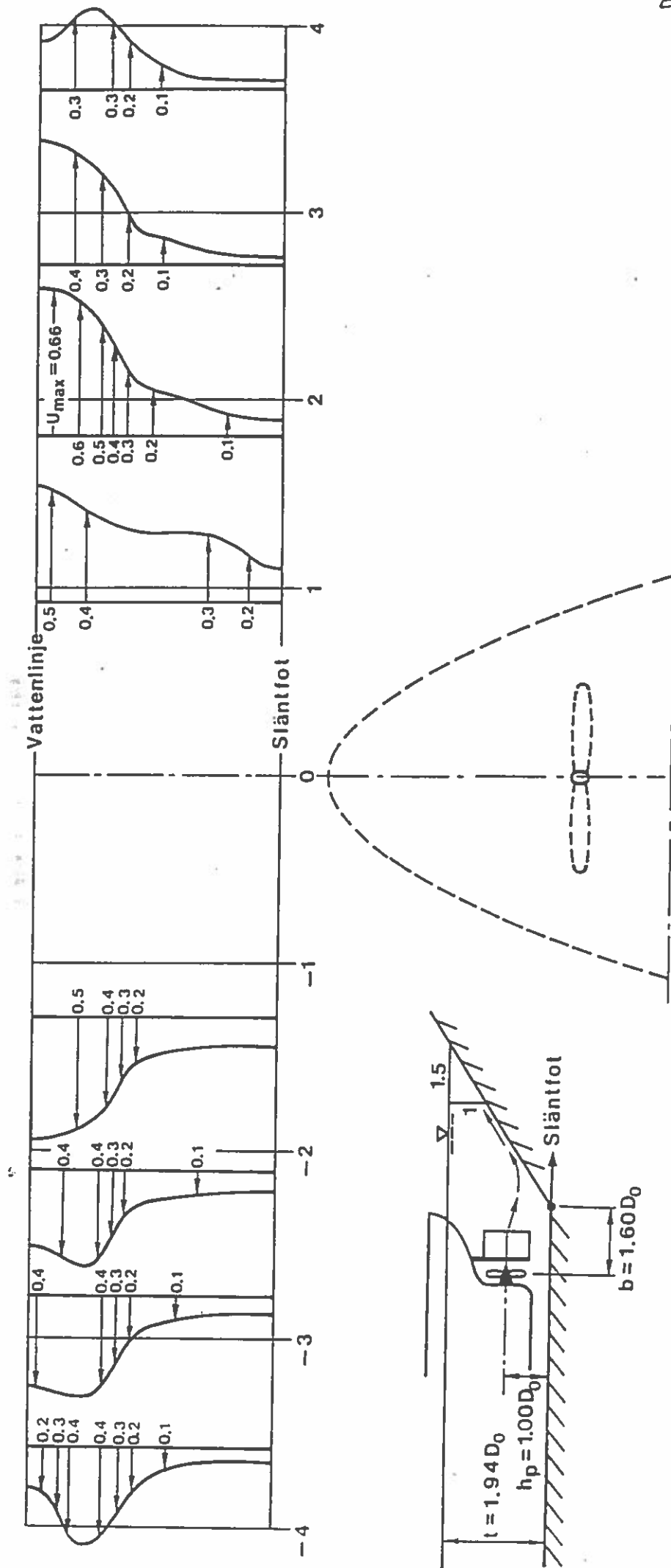
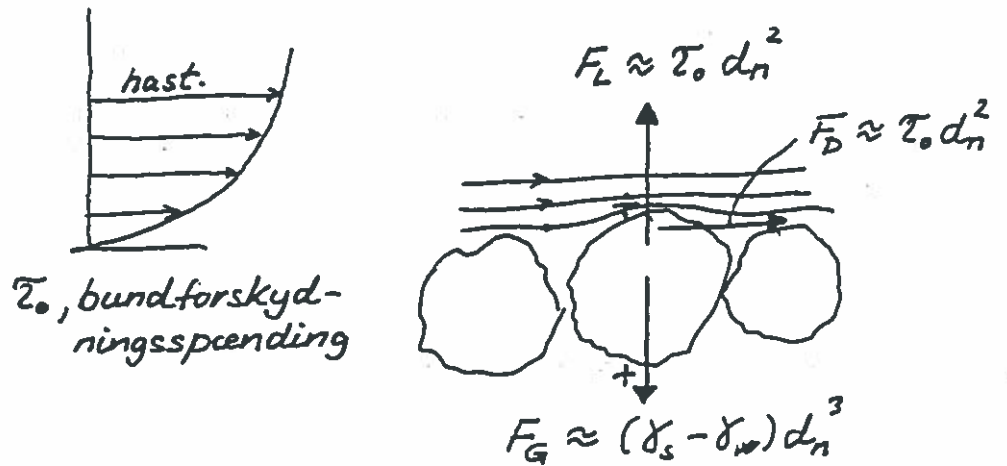


Fig 7.20 Bottenhastigheter längs en slänt då fartyget ligger framför slänten. $h_p/D_0 = 1,00$. (Hastigheterna är uttryckta dimensionslöst som kvoten mellan den verkliga bottenhastigheten U_b och utgångshastigheten U_0 i propellerstrålen beräknad enligt Ekv 4.17)) (Bergh, 1981)

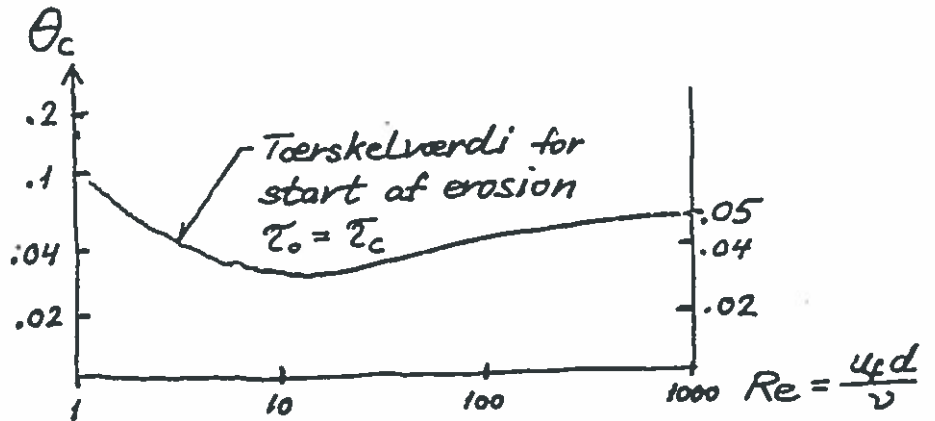
Beregning af tærskelværdi for erosion / dimensionerne af bundsikring.

Friktionsmaterialer (sand, sten)



Mål for stabilitet:

Shields' parameter $\theta = \frac{\text{flytn. kræfter}}{\text{stab. kræfter}} = \frac{\tau_0 d_n^2}{(\gamma_s - \gamma_w) d_n^3}$



Kritisk bundforskydningspænding findes af diagram.

Problem: Bestemmelse af τ_0 ved den komplicerede strølegenererede strømning over bunden

⇒ Empiriske formler

Empiriske formler for kritisk vandhastighed ved bund

U_{bc} gældende for sand og sten med massetæthed 2.65 t/m³

$$U_{bc} = 4.2 d_{50}^{4/9} \quad (\text{Delft Hydraulics 1976})$$

baseret på undersøgelser i afløb fra aflastningsbygværker. (U_{bc} i m/s, d_{50} i m)

$$U_{bc} \approx 5.0 d_{50}^{1/2} \quad (\text{Römisch 1975, 1977})$$

baseret på modelforsøg med propelerosion fra skib langs med kaj (U_{bc} i m/s, d_{50} i m)

$$U_{bc} \approx 3.5 d_{50}^{1/2} \quad (\text{PIANC 1987})$$

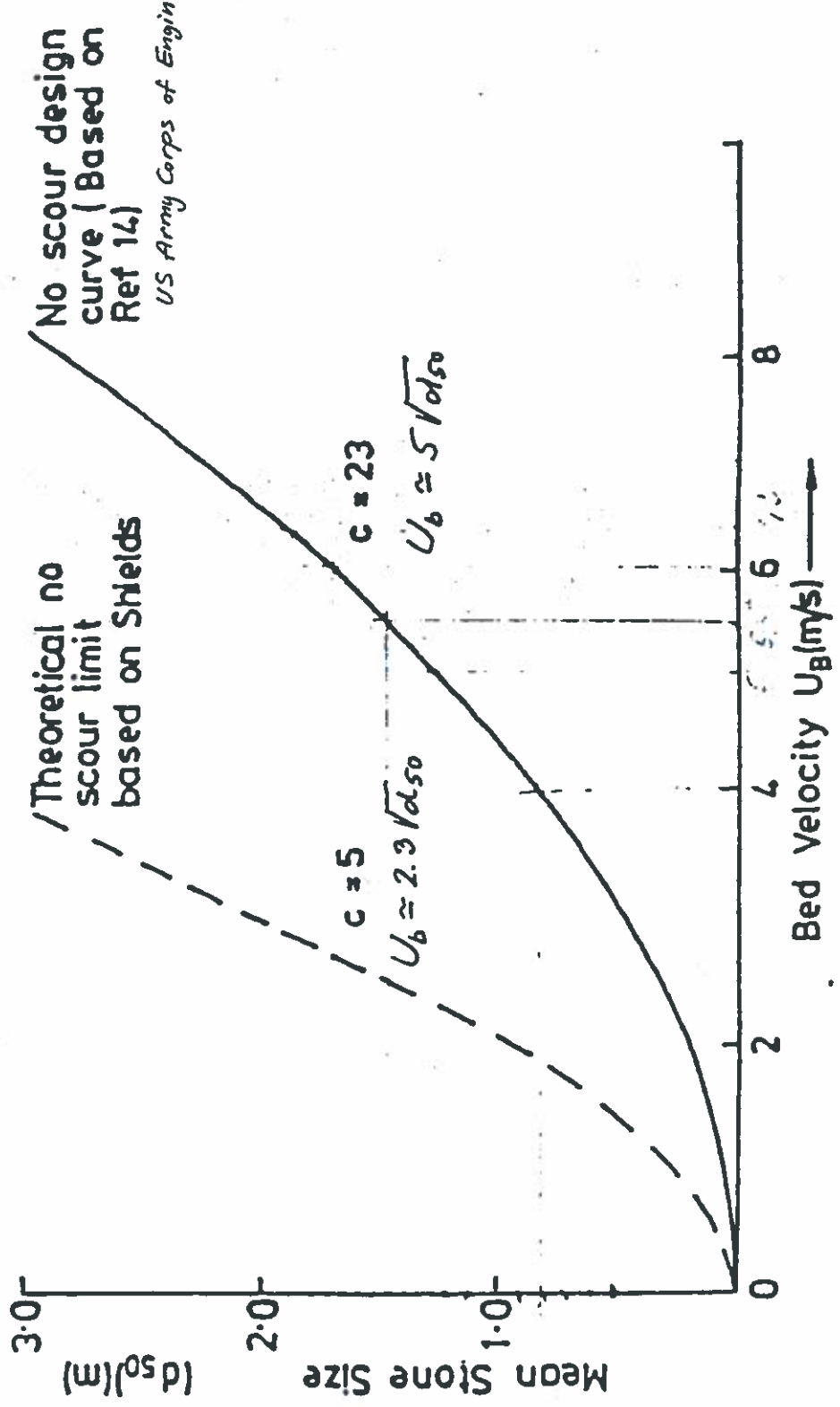
Kohæsive bundmaterialer

Kun grove overlagsmæssige kriterier for start af erosion

Kunstige belægninger (fliser m.v.)

Ingen systematiske undersøgelser af stabilitetsgrænser m.v.

STORT BEHOV FOR INDSAMLING AF ERFARINGER!



US Army Corps of Engineers, VES, VICKSBURG.

Figure 4 Stone size to give no scour for given bed velocity (Prosser, 1986)

Erosion af kohesive materialer

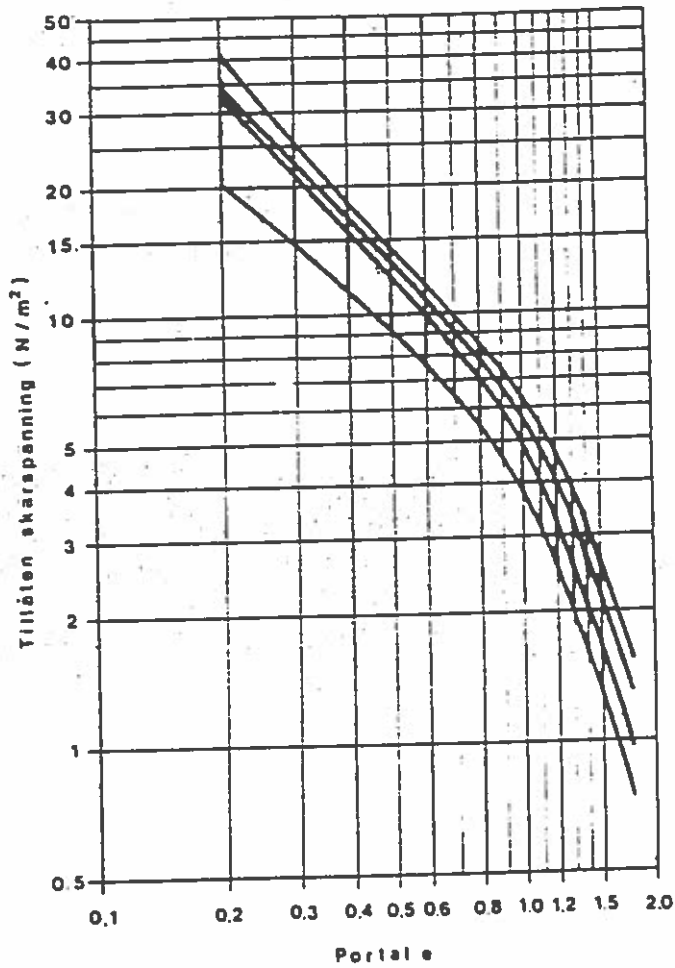


Fig 5.5 Tillåten skærspenning som funktion af portale. Efter Chow (1959).

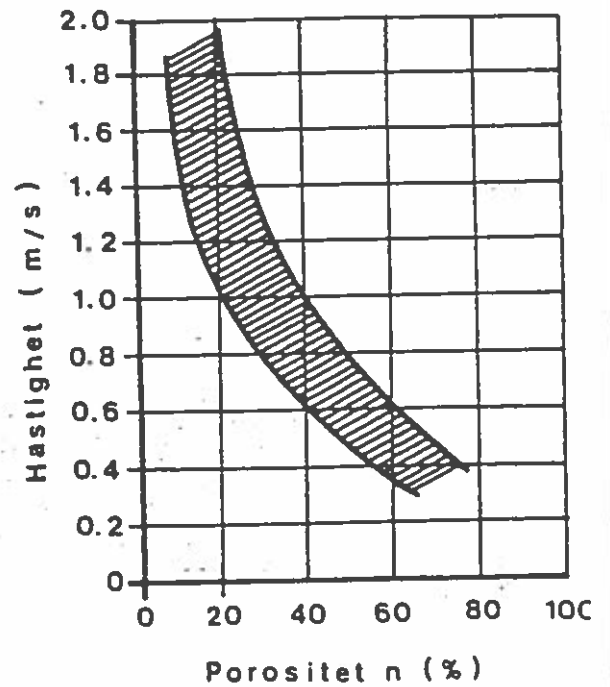


Fig 5.6 Tillåten hastighed som funktion af porositet. Efter Garbrecht (1961).

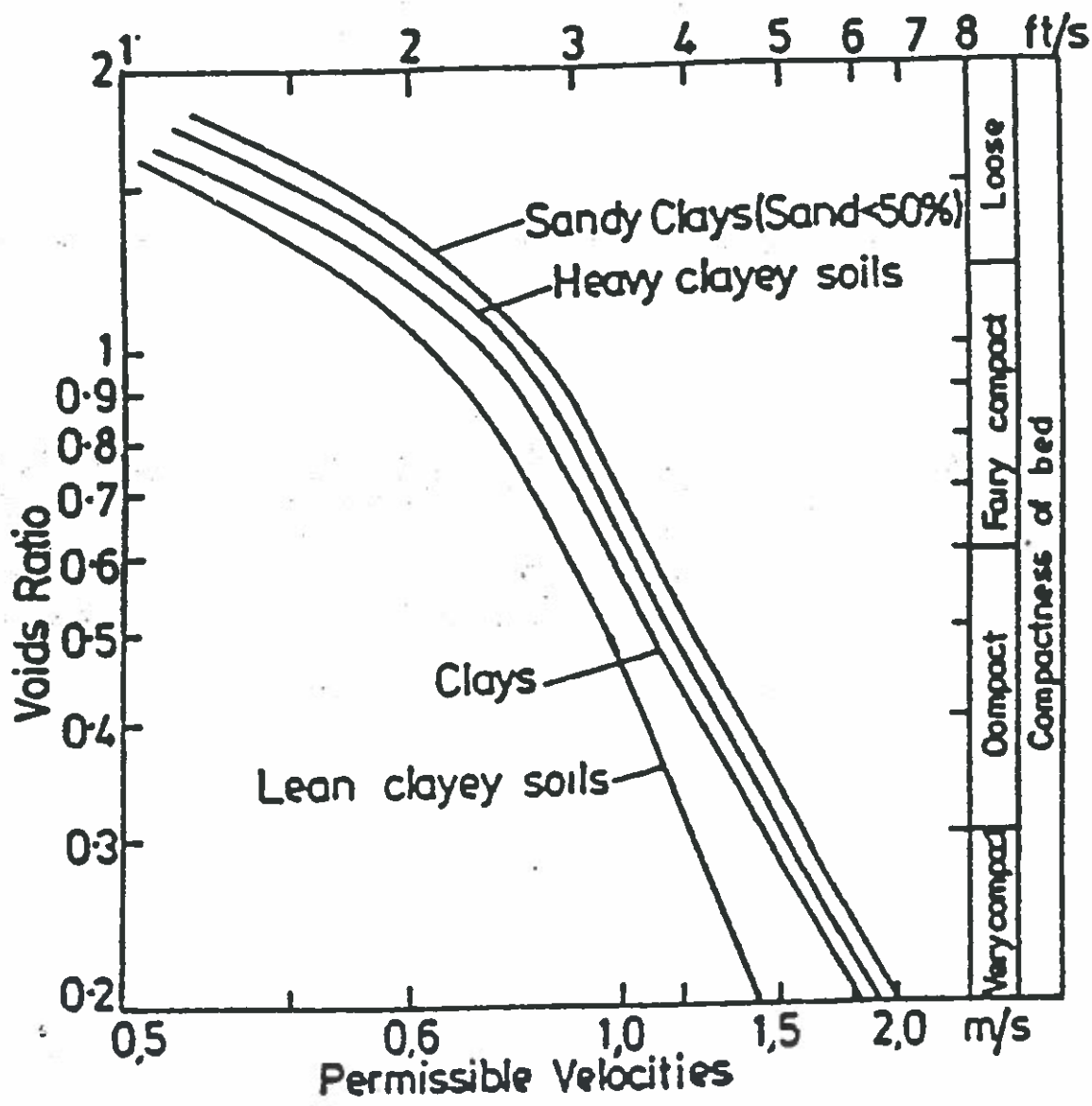


Figure 17 Guidance on threshold velocities for cohesive materials (Prosser, 1986)

Range for Light clay with minimal compaction ≈ 0.5 m.
 " " heavy - well compacted ≈ 3 m/s

Eksempel : Bundbeskyttelse udført at sten
i færgeleje

Færgens dybgang:

Konstruktionsdybgang	5,50 m
Max. middeldybgang	5,70 m
Normal dybgang	5,00-5,25 m
Trim	0,30 m
Krængningsbidrag 3°	0,48 m

Propeller data:

Hovedpropeller.

Effekt på 2 hovedpropeller er max. 2 x 8.500 HK.

Diameter $D_0 = 4,1$ m.

Underkant propel svarer ca. til underkant køl.

Nedenstående værdier for udgangsstrålehastighed gælder for stilleliggende skib.

Udgangsstrålehastighed ved Z effekt

U_0 m/s	
7,0 - 7,2	100
6,3 - 6,5	75
5,4 - 5,7	50

Rækpropel

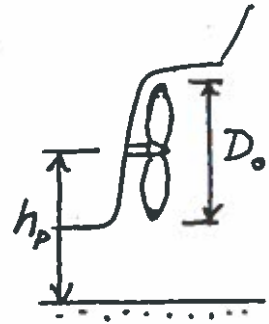
Diameter $D_0 = 2,4$ m

Underkant propel er ca. 1 m over underkant køl.

Udgangsstrålehastighed ved Z effekt

U_0 m/s	
6,3	100
5,7	75
4,8	50

Beregning af h_p / D_o



		"Normal" situation	"Kritisk" situation
Dybgang	m	5,15	5,50
Lavvande	m	0	0,50
Trim	m	0,10	0,20
Krængning	m	0,15	0,30
<hr/>			
Dybde underkant			
propel	m	5,40	6,50
$D_o/2$	m	2,05	2,05
<hr/>			
Dybde af aksel			
center	m	3,35	4,45
Bundkote	m	7,50	7,50
<hr/>			
Afstand fra aksel			
til bund	h_p m	4,15	3,05
Relativ afstand	h_p / D_o	1,01	0,74

Beregning af U_b (hast. ved bund)Stråleudgangshast. U_0 m/s

propeleffekt %	frem	bak
100	7	5.5
75	6.5	4.8
50	5.7	4.0

Hast. ved bund U_b m/s

effekt %	frem			bak		
	100	75	50	100	75	50
normal situation	5,6	5,2	4,7	4,8	4,3	3,7
kritisk — " —	6,3	5,9	5,3	5,3	4,8	4,1

$$\underline{U_{b \max} \approx 4-6 \text{ m/s}}$$

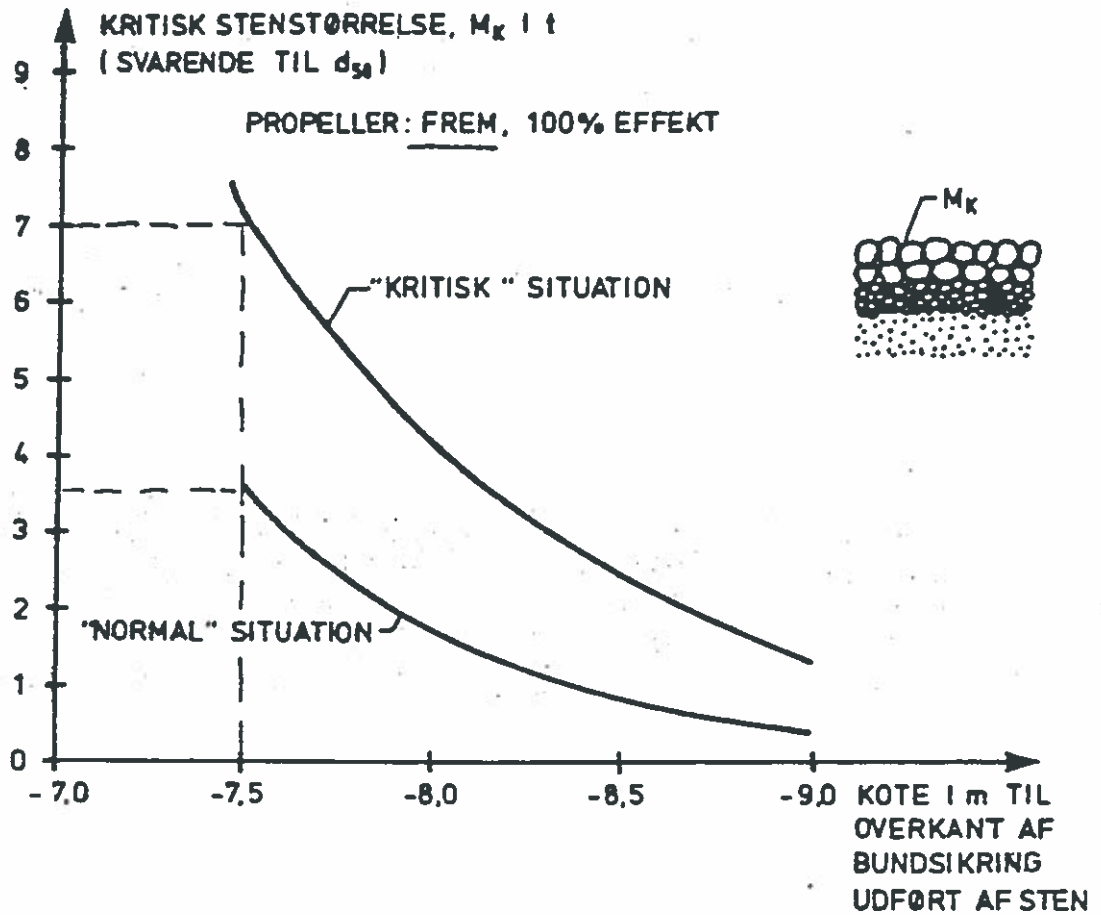
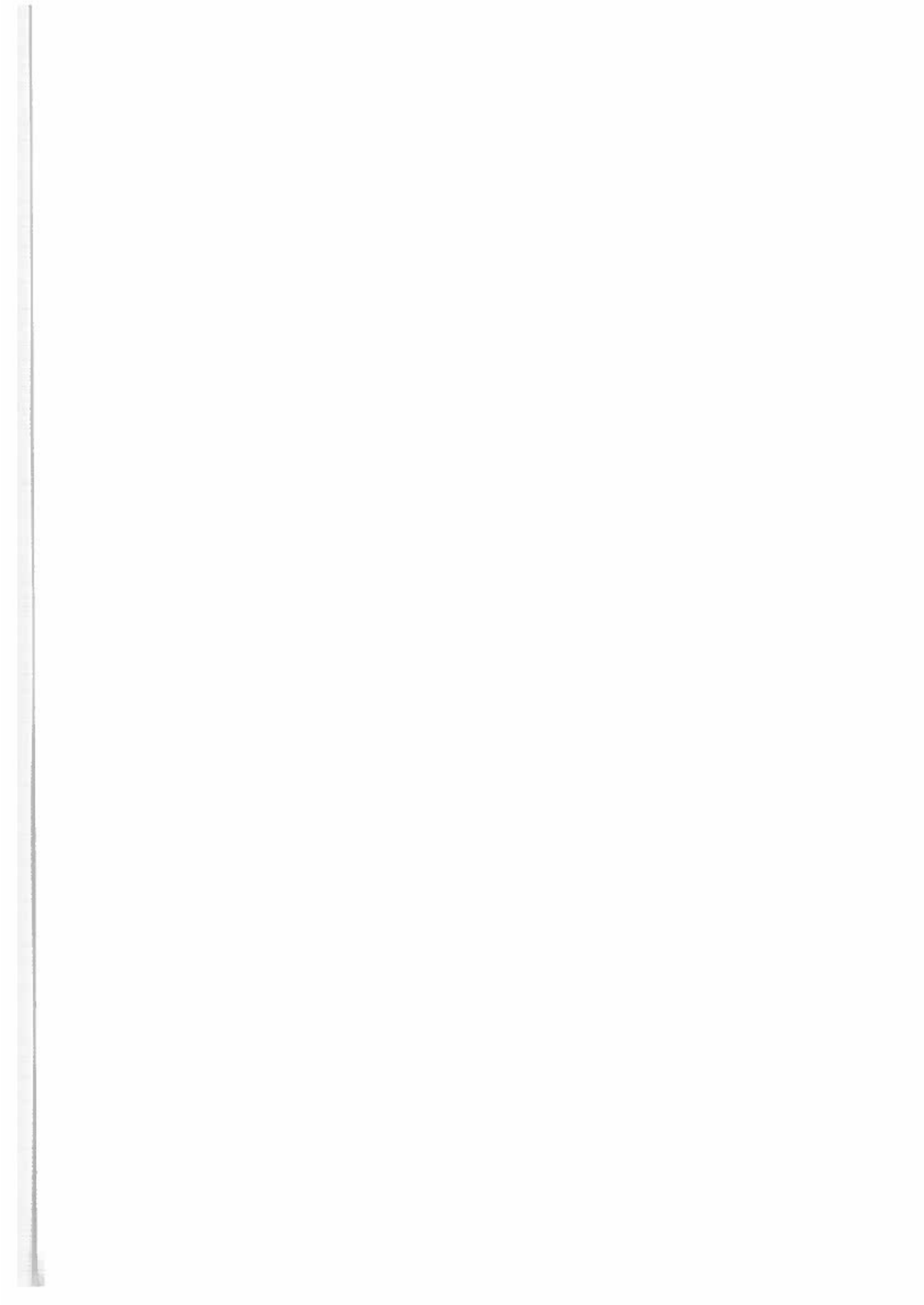


Illustration af bundkotens betydning for den kritiske stenstørrelse i en traditionel bundsikring udført af sten.

Referencer:

- Bergh, H. (1981): *Inverkan på hamnanläggningar av propellerströmmar*. Bulletin No TRITA-VBI-104. Institutionen för vattenbyggnad, Kungl. Tekniska Högskolan, Stockholm, 1981.
- Prosser, M.J. (1986): *Propeller induced scour*. Report of BHRA Project RPA01415. UK.
- Römisch, K. (1977): *Damages of Waterways and hydraulic structures caused by the attack of a propeller jet*. Proc. 24th Int. Navigation Congress, Section 1, subject 3.
- Delft Hydraulics Laboratory (1976): *Discharge measurement structures*. Publication No 161.
- Chow, V.T. (1959): *Open-channel hydraulics*. New York.
- Garbrecht, G. (1961): *Erfahrungswerke über die zulässigen strömungsgeschwindigkeiten in flüssen und kanälen*. Wasser und Boden, Vol 5.



**SCOUR PROTECTION IN NEW
FERRY TERMINAL OF ELSINORE**

ved

Bjarne Pankchik (DSB)

**Helge Gravesen (Dansk Geoteknik as,
Carl Bro Gruppen)**

Jørn Thomsen (Comar Engineers A/S)

28th International Navigation Congress Seville 1994

Individual contribution:

Scour Protection in new Ferry Terminal of Elsinore (DK)

Authors:

Bjarne PANKCHIK, Danish State Railways

Helge GRAVESEN, Dansk Geoteknik a/s (Carl Bro Group)

Jørn THOMSEN, Comar Engineers a/s

1. INTRODUCTION

The Danish State Railways, DSB, operates 12 ferry crossings and has for that purpose 29 ferry berths at its disposal, out of which 11 are for rail-ferries and 18 are for car-ferries. Most of the ferry crossings are heavily trafficked arteries in Denmark and therefore very high demands are made on the ferry berth structures, including the scour protection.

2. FERRY TERMINAL OF ELSINORE

DSB's latest constructed ferry terminal is the terminal at Elsinore for the ferry route to Helsingborg in Sweden. The ferry terminal was opened in November 1991. It is constructed to accommodate 2 new rail/car ferries - the HH90 ferries - which DSB operates on the ferry route together with the Swedish Scandinavian Ferry Lines, SFL, through the operating company Scandline.

The ferry terminal is mainly placed outside the existing harbour and comprises a railway ferry berth, berth A, for the HH90 ferries, a car-ferry berth, berth B for the traditional DSB car-ferries, and a 135 m long pier between the two berths (Fig 1). The DSB berth 1 in the existing harbour was rebuilt to fit the traditional SFL car-ferries. The coastline was extended by reclaiming an area of approx 800 m length for the construction of the marshalling area for the berths.

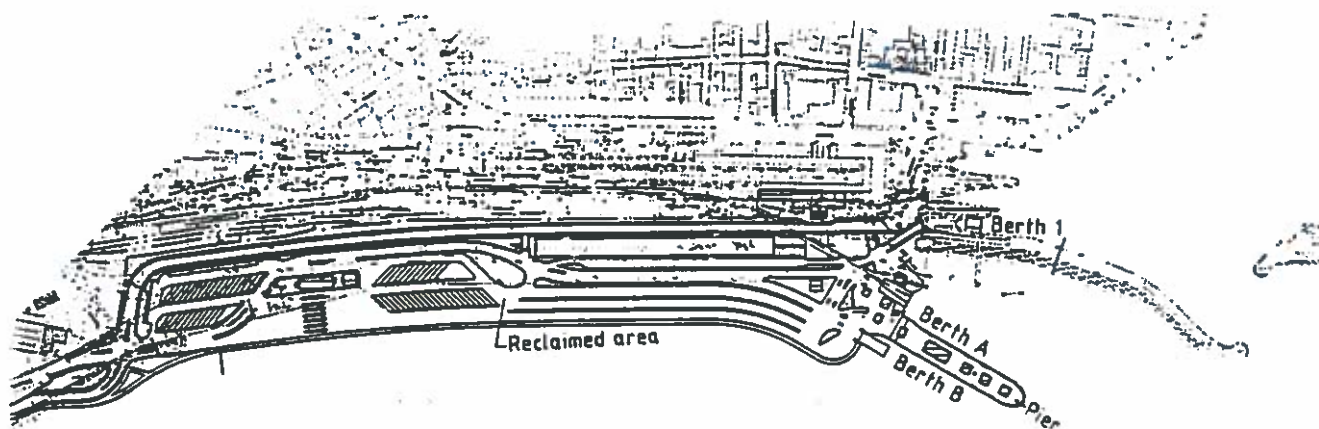


Fig. 1 - The ferry terminal at Elsinore

The water depth in the area at the terminal reaches up to 30 m. In order to minimize initial expenditures, the terminal was constructed without a breakwater. Because of the very large water depths at the berths, the bottom has been raised to level - 14,5 m by undersea sand filling in layers of about 5 m between submerged stone dikes. The sand filling is covered by the scour protection described later. The so raised bottom enabled construction of a more traditional pier structure (Fig. 2).

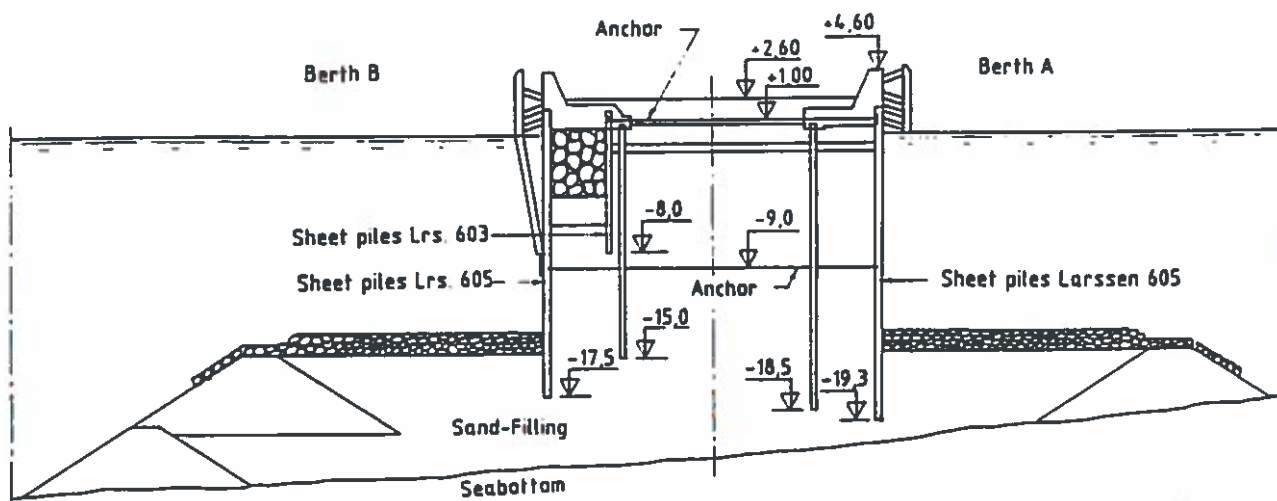


Fig. 2 - Cross-section of the pier

3. FERRIES

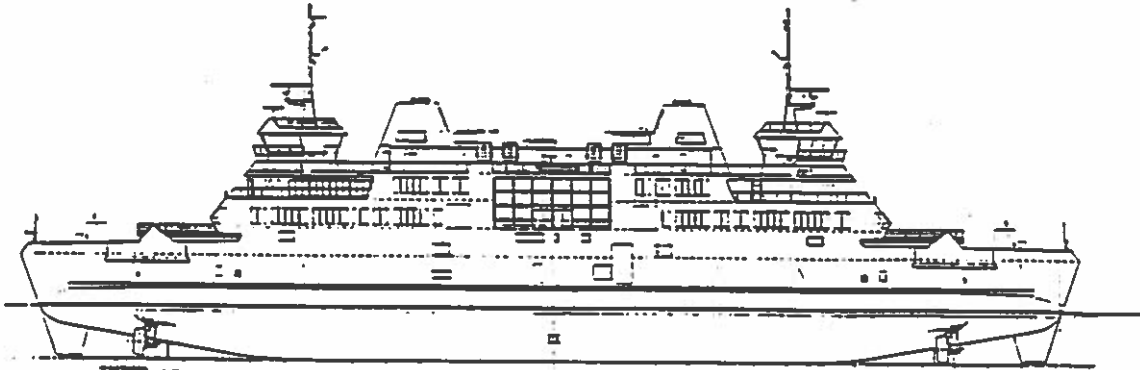


Fig. 3 - The HH90-ferry

The new HH90-ferry, Fig. 3, is a double-ended 111 m long and 28 m wide ferry. The ferry doesn't turn around during the crossing. The displacement of the ferry fully loaded to a draft of 5.5 m is 8200 tonnes. The ferry has a main vehicle deck for railway coaches, lorries and cars. In addition the ferry has a hoistable car deck. The capacity of the ferry is: 9 railway coaches on three tracks, 240 cars and 1250 passengers.

For propulsion and manoeuvring four diesel electric driven azimuth thrusters -two each fore and aft - fitted symmetrically and in nozzles are installed. The thrusters can turn around 360 degrees and have reversible C P (controllable pitch) propellers with variable velocity. Obviously rudders with steering gears are not necessary with this arrangement. A comprehensive computerized joystick system controls in a coordinated manner the four azimuth thrusters during manoeuvring and navigation. The system will automatically compensate for trip of any thruster in case of failures or mechanical malfunction.

The ferry has a A V-type hull form with one fixed skeg at each end of the waterline and small ones where the curved bottom profile meets the baseline in order to fulfil the requirements on course stability.

The maximum propeller power of the thrusters is 4 x 1500 kW. For optimum fuel efficiency the thruster power is distributed in a 30/70 percent ratio between fore and aft pairs in the sailing direction. The service speed for the 5 kilometres crossing is 13.5 knots.

4. SCOUR PROTECTION DESIGN BASIS

It is of major importance for the scour protection design, that the HH90 ferries are equipped with two sets of thrusters in each end of the ferries. For practical and

economical reasons it was favourable to use relatively small thrusters and obtain the required force and effect by designing the thrusters with a relatively high rotation speed. This results in a jet velocity typically twice the one from conventional propellers, and accordingly much stronger impact on the scour protection. The turning axis of the propellers has a maximum angle of 16° with vertical. This will further increase the impact to the scour protection for some of the actual positions of the thrusters.

When the scour design considerations were initiated, it was not decided whether the thrusters would be of the open propeller type or they would be of the nozzle type. Accordingly both types were considered for the maximum effect of 1,500 KW.

The thruster force is estimated to:

Typical thruster force and jet velocities for various thruster effects				
Diameter D_p	Ducted Propeller 2.2 m		Open Propeller 2.5 m	
Effect kW	Thruster Force kN	Jet Velocity m/s	Thruster Force kN	Jet Velocity m/s
1000	150	6.3*	150	7.8
1300	180	6.9	180	8.6
1500	210	7.4	210	9.2

* measured to 6.7 m/s in model tests

Table 1 - Typical thruster and jet velocities for various thruster effects

$$\text{Ducted propeller: } F = \pi/4 \times \rho \times D_p^2 \times U_0^2$$

$$\text{Open propeller : } F = \pi/8 \times \rho \times D_p^2 \times U_0^2$$

where U_0 is maximum jet velocity and ρ is water density

Initially, the maximum impact velocity for a scour protection was estimated through water jet theories.

Blaauw and Kaa (1978) derived an equation to predict the maximum bottom velocity (U_x) at a distance X on the basis of parameters defined in figure 4:

$$U_x = U_0 \exp(-15.4 Z^2/X^2)$$

(acting 9° below the propeller axis)

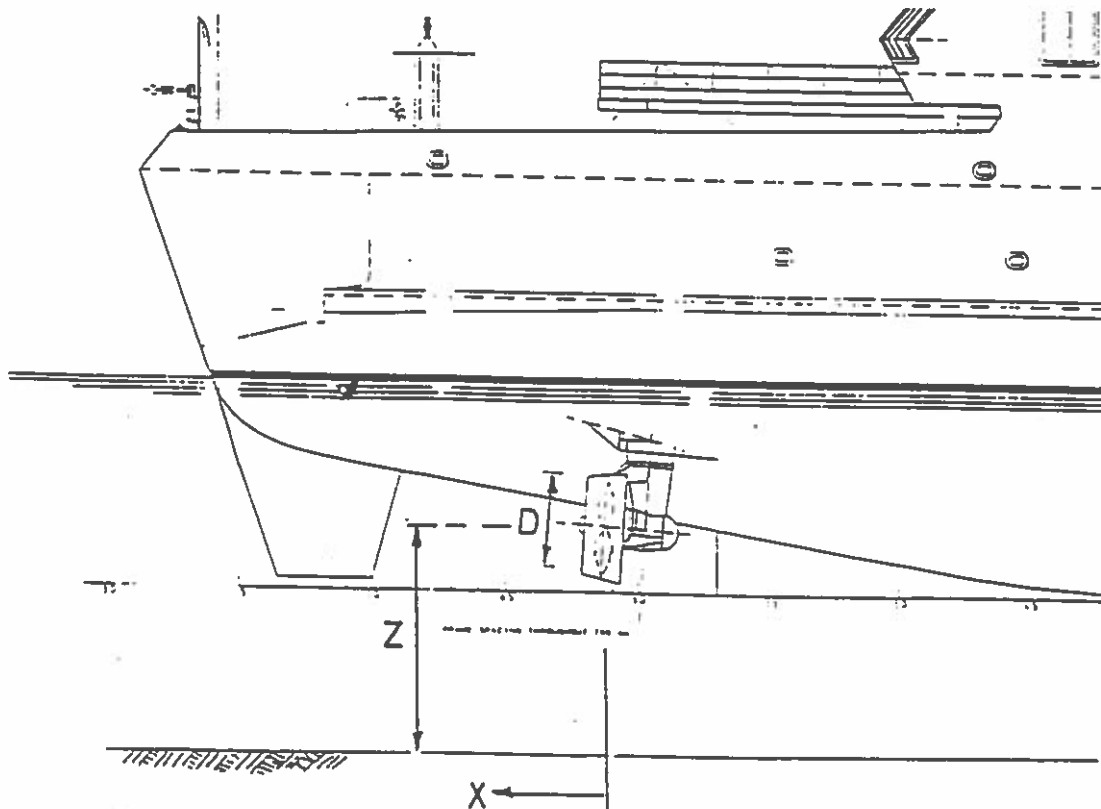


Fig. 4 - Definition of geometrical parameters

By accounting only for the 4° angle of the propeller axis with horizontal in the distance X, assuming U_0 corresponding to the equivalent ducted propeller velocity, the relative reduction factor with $Z = 7$ m and $X = 32$ m is 0.48 resulting in U_x values of 3.5 m/s and 3.1 m/s respectively, for the two alternative propeller types mentioned in Table 1 for 1,500 kW.

On the basis of requirement to diameter (d_s) of conventional stones in the scour protection (see for example Longe et al, 1987),

$$d_s > U_x^2/21 \quad (\text{in SI units})$$

above estimate results in a required stone diameter of 0.58 m and 0.46 m, respectively.

On that basis preliminary sizes of scour protection was selected for testing in the scale model.

5. MODEL TESTS

The ferry berth was tested in a physical model in scale 1:50, covering an area of 190 ha in nature, in order to optimize the design with respect to ship movements as well as for stability of slopes and scour protection. These tests were carried out at the Danish Hydraulic Institute, ref 7.

A model of the hull of the HH90 ferry was made, and for the purpose of investigating the scour protection equipped with 4 propellers with the characteristics given in Table 1. The propeller speed was calibrated to provide the required bollard pull corresponding to the calculated thrust.

Three sections of the pier base were constructed to a correct configuration (Fig.5 and 6).

The geometrical and force parameters were scaled applying the Froude Model Law:

$$F = \frac{V}{\sqrt{gL}}$$

where F is the Froude number, V is a characteristic velocity, g is the acceleration of gravity, and L is a characteristic length. As gravity and inertia forces are dominating, F should be the same for model and nature.

The scale effect was evaluated through Shields parameter:

$$\Theta = \frac{\tau}{\gamma(S-1)d}$$

where Θ is Shields parameter, expressing a dimensionless shear stress between water and particles, γ is density of seawater, S is specific density of particles, and d is particle diameter.

The evaluation gave values of Θ equal to 0.05 in the model, and 0.06 in nature. Hence, the scale effect caused slightly conservative results for the applied scaling.

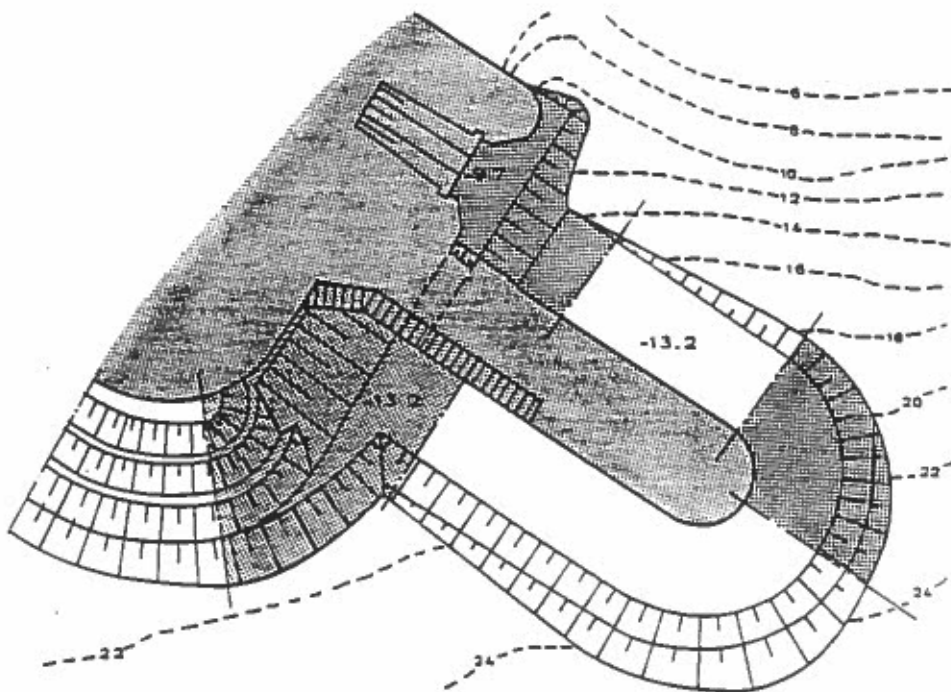


Fig. 5 - Model layout for scour protection

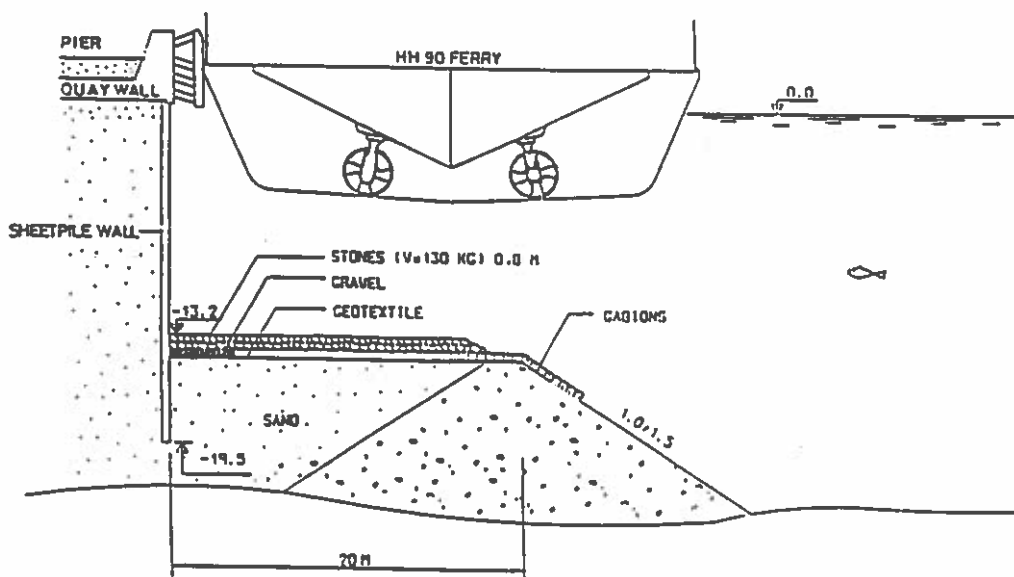


Fig. 6 - Cross-section of the scour protection

All tests were conservatively carried out at low water level, 1.2 m relative to MSL, with a duration of each test of 5 minutes (35 minutes in nature).

The ferry was placed at different locations along the berths, and the propeller direction was varied around the clock. In addition, a few tests were carried out with a skew alignment, 45 degrees, of the ferry relative to the berth. Most tests were carried out with nozzle propeller.

The tests of the initial cross section showed that the scour protection layer, $d_{50} = 0.4$ m, had adequate stability. Only a few stones were displaced or rotated, notably for propeller jet direction perpendicular to the sheet pile wall.

However, the quarry run beneath the gabion mattress was progressively eroded. Consequently, an additional cover was provided by placing a sloping mattress as shown on Figure 6. The subsequent tests revealed that after initial erosion of the quarry run beneath this mattress, the profile became stable with no additional erosion. Hence, the so developed cross section formed the basis for the final design of the scour protection.

6. SCOUR PROTECTION DESIGN

The model tests showed that the scour protection is to fulfil two criteria:

- the horizontal area exposed to the direct thruster impact
- the outer end and the upper slope of the sandfill enclosed by quarry run require protection

The utilisation of the sandfill inside an outer quarry run protection was a feasible way of reducing the depth of the quay sheet wall. From a bearing capacity point of view a 20 m wide horizontal plateau was required. But the stability of the scour protection was an important integral part of the optimization of the selected structure.

For the horizontal area, stones with average diameter of 0.4 m (130 kg) were selected placed at a water depth of 13.2 m on an appropriate filter layer.

For the boundary of the horizontal plateau area were selected 0.5 m gabion mattresses covering as well 4 m of the outer 20 m wide horizontal plateau, and the first 4 m of the slope, even though it was realized that this could involve a limited number of years life time. The final design is shown on Figure 6.

7. FIELD EXPERIENCE

The ferry berth is entered by a HH90 ferry every 40 minutes day and night all the year round. Every time the propeller jet will impact the scour protection, both when the ferry decelerates from a speed of about 6 knots at the head of the pier to rest in the ferry berth and when it accelerates to the service speed of 13.5 knots after 1500 metres of sailing from rest.

One year after the opening of the terminal, in November 1992, the scour protection was diver inspected. It was found that in the area just below the thrusters outermost in the berth there had been some movements of the 130 kg stones. Two holes of 3 to 5 square metres penetrating the armour layer were found in the scour protection, one in the vicinity of the sheet pile wall and the other near the centreline of the berth. The rest of the scour protection was fully intact including the area under the thrusters innermost in the berth. Here the bottom is raising from - 13.2 m to - 9.7 m and therefore the average weight of the stones is increased to 450 kg.

The especially exposed area of 20 x 15 m below the outermost thrusters was repaired by covering the area with stones of average weight of 450 kg in two layers.

A diver inspection of the scour protection made at the end of October 1993 showed that the scour protection including the repair was fully intact. Outside the scour protection a beginning erosion of the natural sand bottom was found in an area where the level of the bottom is less than - 16 m. This could be expected from the results of the model tests.

The results of the theoretical calculations and the results of the model tests seem to be in reasonable accordance with the field experience. The scour holes are located in the area where the model test showed a main impact. Damages are slightly larger than expected, but this is probably caused by a more frequent use of full power by the ferries when berthing and leaving. The design of the scour protection was deliberately selected without a safety factor. It has proved cost effective to repair the few experienced damages instead of increasing the thickness of the complete scour protection.

It has proved feasible to utilize the disturbance model set up also for testing and optimization of the scour protection design.

8. REFERENCES

- 1) Blaauw, H.G. and Kaa, E.I.van de: Erosion of bottom caused by the screw race of manoeuvring ships. Delft Hydraulic laboratory, Publication no. 202 (1977)
- 2) Longe, J.-P., Hebert, P. and Byl, R.: Problemes d'érosion aux ouvrages de quai existants causes par les propulseurs d'étrave et les helices principales des navires lors de leurs accostages ou appareillages. PIANC bulletin no. 58 (1987)
- 3) Fuehrer, M., Pohl, H. and Roemish, K.: Propeller jet erosion and stability criteria for bottom protections of various constructions. PIANC bulletin no. 58 (1987)
- 4) Verhey, H.J., Blokland, T. Bogaerts, M.P., Volger, D. and Weyde, R.W. van de: Experiences in the Netherland With quay structures subjected to velocities created by bow thrusters and main propellers of mooring and unmooring ships. PIANC bulletin no. 58 (1987)
- 5) Robakiewicz, W.: Bottom erosion as an effect of ship propeller action near the harbour quays. PIANC bulletin no. 58 (1987)
- 6) Bergh, H. and Magnusson, N.: Propeller erosion and protection methods used in ferry terminals in the port of Stockholm. PIANC bulletin no. 58 (1987)
- 7) Danish Hydraulic Institute: Ferry terminal of Elsinore, hydraulic investigations (in Danish). Report to the joint-venture Cowi/Carl Bro/DSB (1990)

**HARBOUR CONSTRUCTION AND
FACILITIES ON SOFT SOILS,
CASE STUDIES**

ved

**Torben Bjerg Hansen og Jens Lollike
(Dansk Geoteknik as,
Carl Bro Gruppen)**

HARBOUR CONSTRUCTIONS AND FACILITIES ON SOFT SOILS, CASE STUDIES

by

Torben Bjerg Hansen, Senior Geotechnical Engineer
and
Jens Løllike, Director
Carl Bro Group, Consulting Engineers, Denmark

ABSTRACT: Three recent projects have been analyzed from different parts of the world: Denmark, The Gambia and Indonesia. Two projects comprised harbour constructions with reclamation and one project comprised a large oil storage tank. At all locations the subsoil conditions consisted of very soft and compressible clay and gyttja formations to significant depths entailing major problems with respect to settlements and stability of structures and reclamation areas. The paper describes geotechnical aspects considered during site investigations, engineering designs and monitoring of implemented projects.

INTRODUCTION

Three of the Carl Bro Group's recent projects related to the design of harbour constructions and harbour facilities have been selected for presentation in this paper. For all projects the Consultant was facing a common and not unusual harbour problem, namely the presence of soft to extremely soft subsurface conditions to significant depths. One project has been implemented and the two other are scheduled for construction.

CASE STUDY A: QUAY AND RECLAMATION AREA, KOLDING, DENMARK

Background and Soil Conditions

An existing harbour in Denmark should be extended with a 200 m long quay and a 120 m wide reclaimed area behind. Due to limited space, and generally poor soil conditions in the harbour, an area with very soft subsoil had to be selected for this extension. Previous investigations were supplemented with five boreholes to maximum 25 m depth.

The subsurface profile in the area is fairly uniform with average seabed at 1 m water (level -1 m) and postglacial, marine gyttja to -14 m over medium dense sand to the investigated depth. The gyttja is very soft with water content of 200 - 250%, bulk unit weight of 11 - 14 kN/m³, undrained shear strength of approximately 10 kN/m² and a compression ratio, $C_c = C_u / (1 + e_u)$ of 0.26.

Project Consideration

Due to the Client's limited budget and relatively low requirements to the bearing capacity of the reclaimed area, the Consultant proposed a stage construction programme allowing the Client a somewhat longer investment period. This was a result of preliminary considerations that unless the entire soft formation to level -14 m was replaced by proper fill material a very controlled reclamation in thin layers would have to be applied with enough time lapse

between reclamation stages to allow the soft gyttja to gain shear strength in order to overcome the stability problems.

Consequently, the Consultant recommended the stage construction programme schematically shown in fig. A.1:

- Stage 1: Dredging to full depth (-14 m) for the quay sloping (1:4) up to level -2.8 m in the area behind the quay and placing of hydraulic sand fill to level -1 m.
- Stage 2: Placing of hydraulic sand fill to level +1 m and installation of sheet pile wall.
- Stage 3: Placing of fill to level +3 m.

Monitoring

The stage programme was adopted by the Client and the three stages were implemented during 1979 - 80. Frequent settlement observations commenced in May 1980 on 18 installed beacons and with the last observation in October 1989 the average total settlement of the reclaimed area is 1.2 m with a present rate of approximately 7 cm/year. These observations are in good agreement with the Consultant's estimate and over the next decade additional settlements in the order of 40 - 50 cm are expected. The final consolidated situation will probably first be reached after about 30 years with secondary settlements continuing.

Although the settlement rate still is too large for most structures to be founded in the fill, the area is now very useful for the Client as storage area for the harbour.

CASE STUDY B: FUEL STORAGE TANK, BANJUL, THE GAMBIA

Background and Soil Conditions

For a scheduled heavy fuel storage tank, diameter 16 m and volume 3500 m³, several potential locations around the Banjul Port were investigated during 1988 - 90. In total four deep boreholes to 40 m and four shallow boreholes were carried out. They all indicate fairly uniform subsurface conditions, which from a ground level of +2.5 m consists of fill and medium dense sand to 9 m depth followed by very soft organic clay to 25 m depth over soft organic clay. From about 38 m depth to the investigated depth of 40 m the clay becomes firm to stiff. A schematic profile with key soil parameters is presented in Fig B.1.

Both the very soft clay and the soft clay formations have an organic content of about 3% and the clay formations are very plastic with liquid limit 90 - 110% and plasticity index of about 60%. In the very soft clay formation the natural moisture content is close to the liquid limit.

Previous Investigations and Monitoring

Many of the previous investigation results from extensions of the Banjul Port were made available to the present project. They all show similar results as described above, confirming that most of the Banjul area, situated at the mouth of the big Gambia River, consists of very soft to soft clay to significant depth.

In connection with a recent extension of the port a former beach area (50 x 100 m²) was reclaimed to level +2.1 m in 1983 and part of the area received a surcharge of additionally 1 m filling in 1985, corresponding to a total mean loading of about 50 kN/m². Many beacons were installed in the reclaimed area and the frequent recordings since 1983 are plotted in Fig. B.2 for gauge 4 representing the surcharge area. The available data was re-examined for the present project with respect to assessment of expected tank settlements and consolidation rate. This produced very useful full-scale field information to the consolidation tests performed in the laboratory.

Project Considerations

Thin-walled, cylindrical steel tanks of the type considered for this project are normally founded directly on the ground surface on a 0.5 m thick well-compacted bedding of sand/gravel after the topsoil has been stripped of and, occasionally, other soft/loose top layers have been replaced by proper fill material.

On unfavourable soil conditions it is often recommended to place the tank shell on a ring beam of concrete or a ring of crushed rock material, in order to avoid "edge cutting", which may seriously damage the thin-walled shell. If a tank site consists of weak and compressible soils to say 5 - 6 m,

a replacement with good fill material placed within a confining ring wall of concrete or sheet piles may be considered. A final alternative on a site with soft soils to excessive depths will be a piled foundation.

All of these foundation methods and two additional alternatives were considered for the present project. In addition to the above a partial piled foundation was studied. Such a foundation with piles to about 30 m depth would still be a "floating foundation" and undergo some settlements, acting as a sort of soil strengthening. The piled foundation was eventually turned down due to lack of piling equipment in The Gambia.

The last alternative considered was a large concrete raft foundation with structural height of about 1.2 m. This was favoured by the tank manufacturers, because they felt it would stabilise the perimeter of tank and act as a strong support of the tank bottom, which was sensitive to local unevennesses. The raft foundation was eventually chosen.

The assessment of the expected tank settlement was based on consolidation tests in the laboratory and a re-examination of the settlement observations of the reclaimed area in Banjul Port. All consolidation tests revealed an apparent pre-consolidation corresponding to about 1.3 times the in-situ stress, which is not uncommon for this type of clay. The primary consolidation settlement was estimated to 40 cm. With initial settlement of the sand, secondary settlement of the clay over a 30 years life time, and additional settlement due to the cyclic nature of the loading a total settlement of about 60 cm was estimated. The observations in the port suggested a consolidation time of about four years for the tank, much faster than what should normally have been expected.

CASE STUDY C: FISHING PORT, SIBOLGA, INDONESIA

Background and Site Investigations

As part of a general strengthening of the fishing industry in Indonesia a major fishing port is scheduled at Sibolga on the western coast of North Sumatra. The Consultant made a complete survey and design for this new port. In-put to the planning of the site investigations was the results of two shallow, appraisal boreholes attached to the Terms of References, which could indicate that the soil conditions, at least in the wharf area, were fairly good for a port construction.

A small, traditional rotary drilling rig equipped for wash boring and shell-and-auger technique, including tube sampling and SPT-equipment, was mobilized for the site investigations, which were carried out during the spring of 1989. The Consultant included a small, mobile CPT rig in the survey spread, which later should turn out to be very useful for the outcome of the investigations.

Due to the very poor soil conditions encountered after the first boreholes, the programme had to be extended considerably, and finally seven boreholes to about 30 m and 15 CPTs to 20 - 32 m were carried out as shown on the site plan in fig. C.1.

Soil Conditions

As shown in fig. C.2 five main soil formations were identified as alternating layers of sand and clay. For the purpose of determining the depth to and the thickness of the individual formations the CPT was a very quick and reliable tool, which was used to cover the 200 by 330 m site as a supplement to the much more time consuming boreholes.

The second formation consisting of very soft, compressible clay in thickness between 10 and 14 m introduced severe geotechnical problems. The clay has a moisture content of 80 - 140%, plasticity of 50%, bulk unit weight of 12 - 15 kN/m³, undrained shear strength increasing with depth from about 8 to 20 kN/m², and compression ratio of 0.2 - 0.3.

Project Consideration

The soft clay formation required detailed consideration of geotechnical aspects, such as: stability of wharf, settlements of reclamation area, and negative skin friction on piles.

For the wharf two main alternatives were considered, namely a sheet pile wall installed after a total or partial replacement of the very soft clay formation and a pile supported structure without any replacement of the clay. Based on preliminary designs of the two alternatives, the piled structure was selected for detailed design. Due to negative skin friction on the piles from loading by reclamation fill to +1.5 m, end bearing steel tube piles to the second sand formation (level -30 m) were recommended.

Detailed analysis of the wharf stability, both during construction stages and in the final situation, provided requirements/limitations to the dredging programme and to the layout of the site.

The settlements of the reclamation area were of great concern to the Client, who could refer to major settlement problems with other fishing ports in Indonesia in the past. Hence, this aspect was analysed in details and the Consultant came up with a construction programme and site layout, which should minimize the settlement problems.

The results of the consolidation tests are plotted in fig. C.3 as the compression ratio versus the water content. Although the plot shows a somewhat scattered distribution, the full curve was recommended for the settlement assessment. The water content profile of the individual boreholes disclosed a regular pattern over the site and it appeared reasonably to use the water content as the indicator for the expected consolidation characteristics by applying the curve in fig. C.3. Similar clays often show some degree of apparent pre-

consolidation, but this could not be identified to any significance from the test results. Hence, the clay was assumed to be normally consolidated.

With final fill height to level +1.5 m and existing ground level between ± 0.0 and +0.5 m the expected consolidation settlements varied over the site between 0.5 and 1.0 m. The consolidation coefficient was estimated to 4×10^{-8} m/sec, which would result in unacceptable long consolidation time and, consequently, a project for an acceleration of the settlements was recommended. This consisted of vertical drains to the second sand formation and placing of surcharge on critical parts of the site. Additionally, two instrumented test loadings were introduced.

CONCLUSIONS

The following experience may be gained from the presented case studies:

- In harbours with soft and compressible soils it may be advantageous to adapt structures with low construction costs and to adhere maintenance to the results of settlements rather than heavy construction costs and less maintenance. Also useful storage area may be reclaimed by relatively low cost stage construction.
- Reliable observations of field loadings ("scale 1:1") may indicate significantly different settlement characteristics than what should be expected from traditional theory and laboratory testing.
- A light-weight CPT rig is a very strong tool when surveying a relatively large site in a remote area where soft soil can be expected.

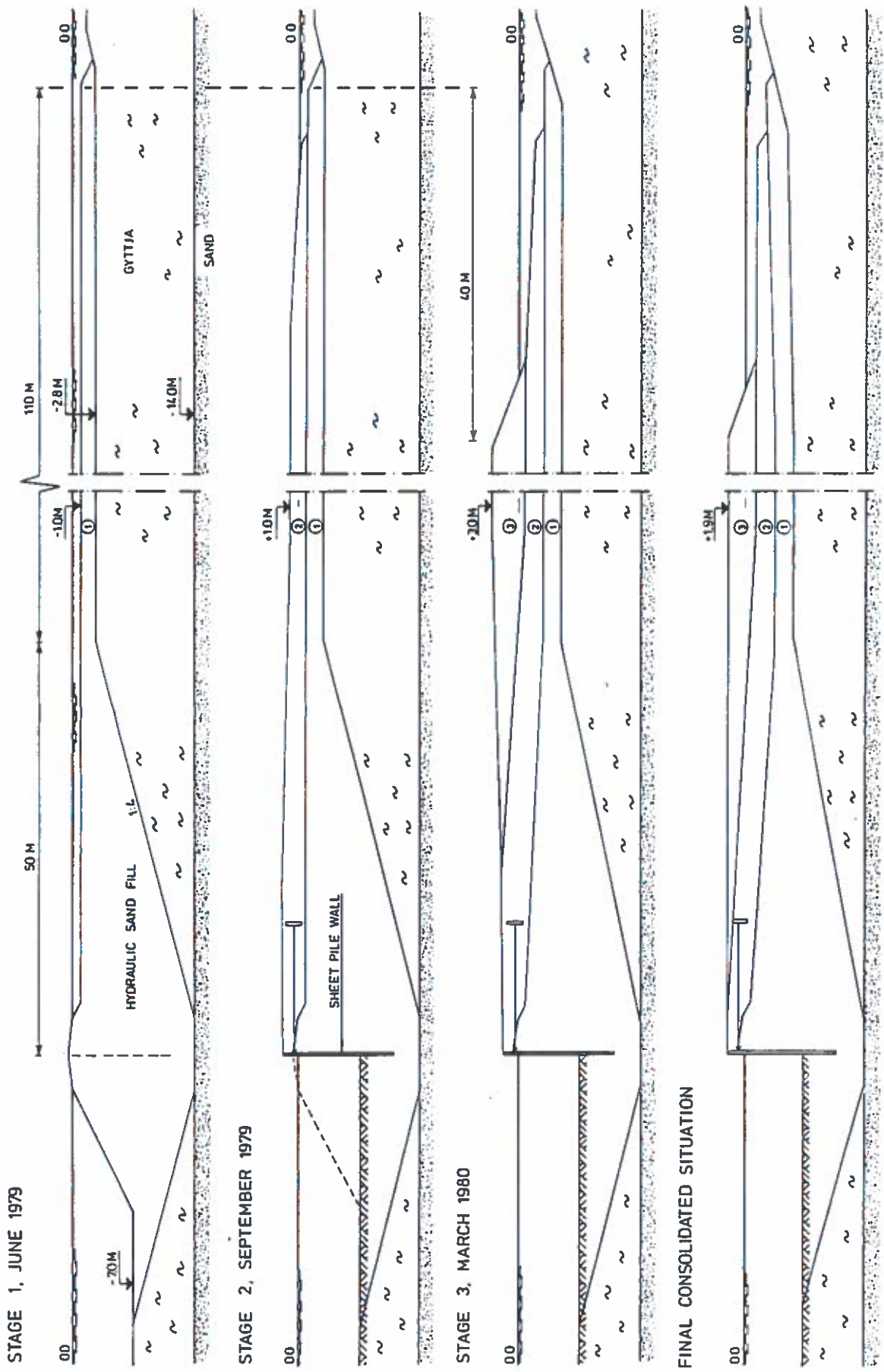


FIG. A.1 STAGE CONSTRUCTION PROGRAMME FOR RECLAMATION, DENMARK

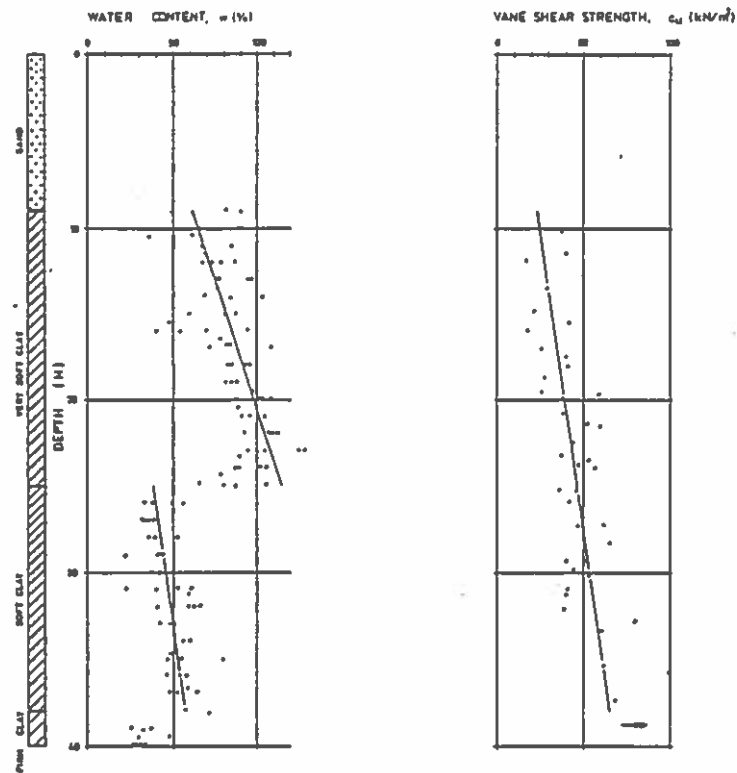


FIG. 8.1 SOIL PARAMETERS, THE GAMBIA

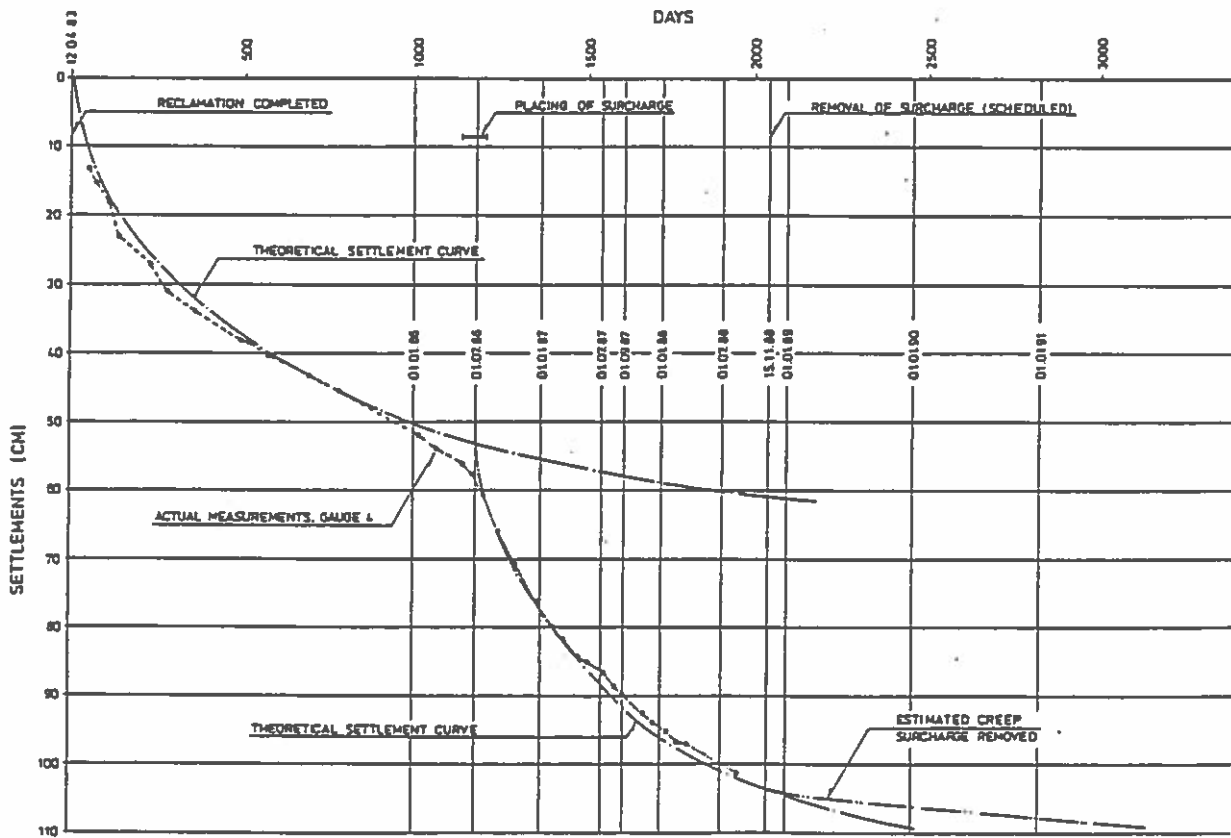


FIG. 8.2 SETTLEMENTS OF RECLAMATION, BANJUL PORT, THE GAMBIA

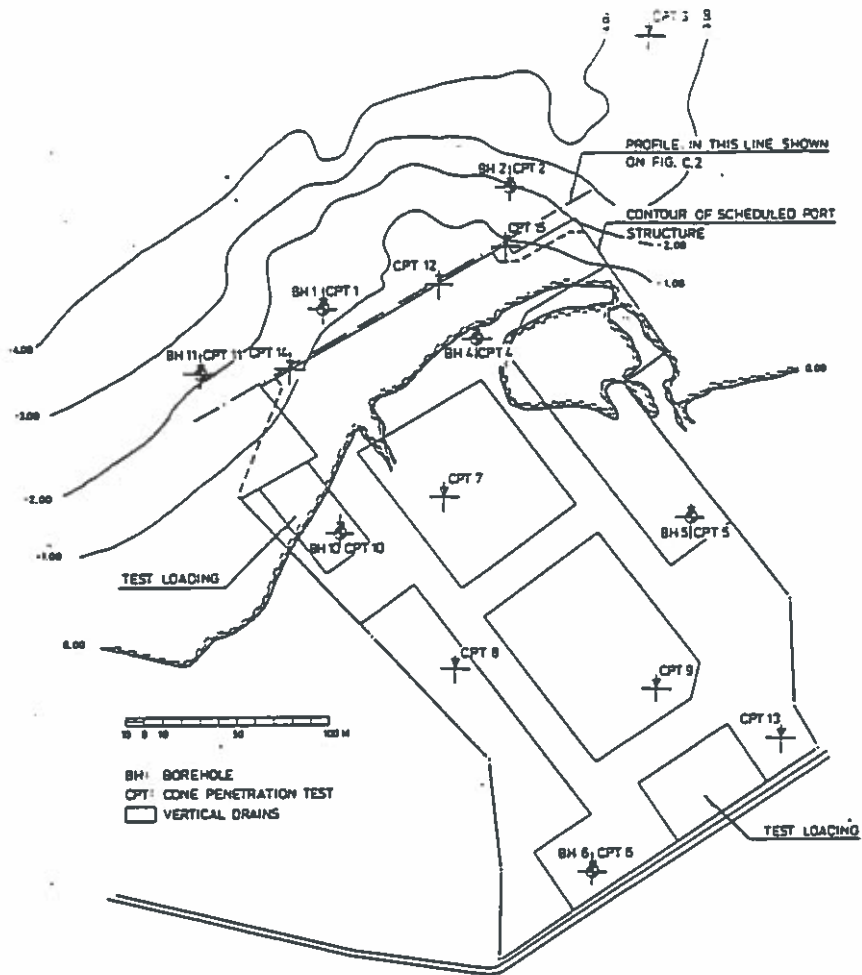


FIG. C.1 SITE PLAN, INDONESIA

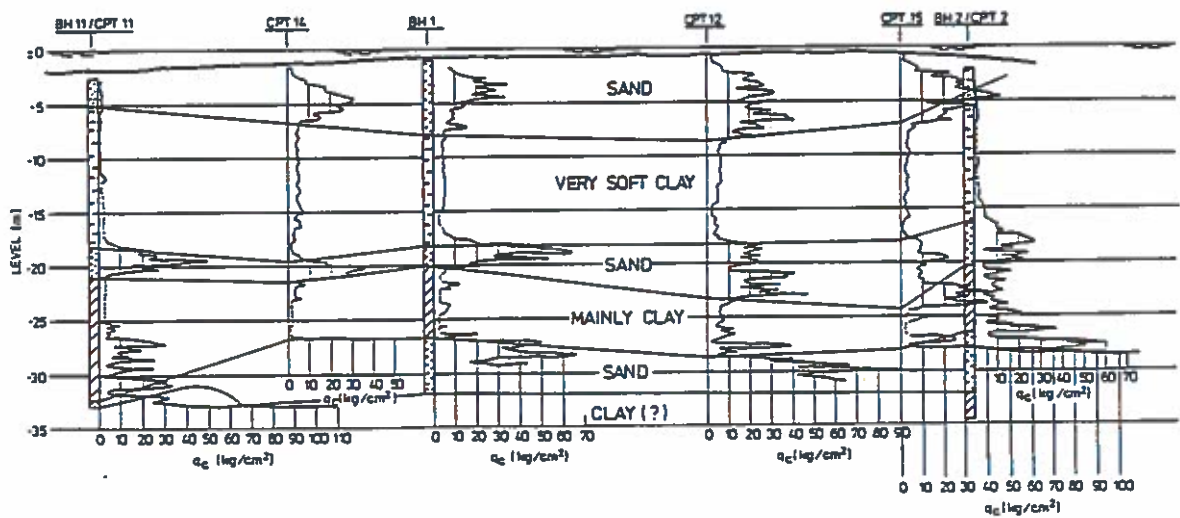


FIG. C.2 GEOTECHNICAL PROFILE IN WHARF LINE, INDONESIA

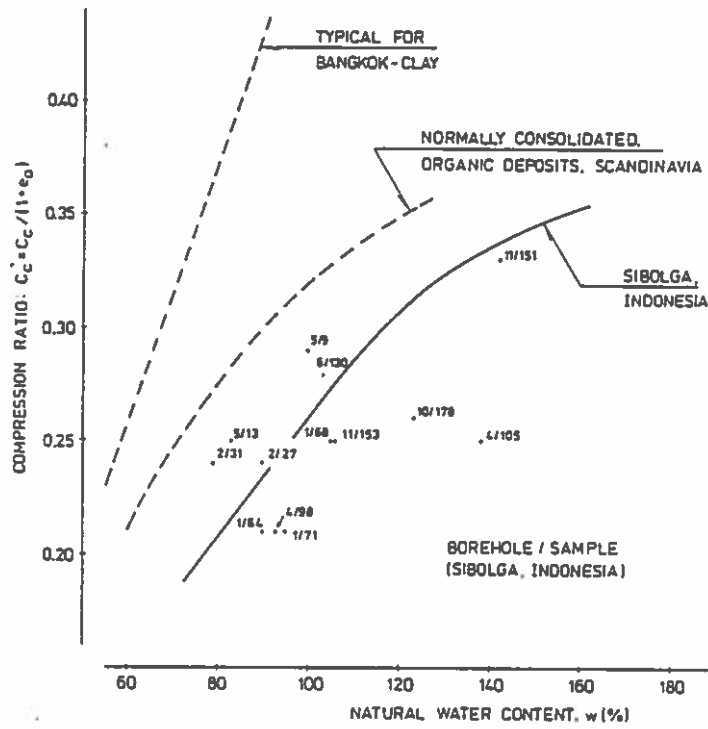
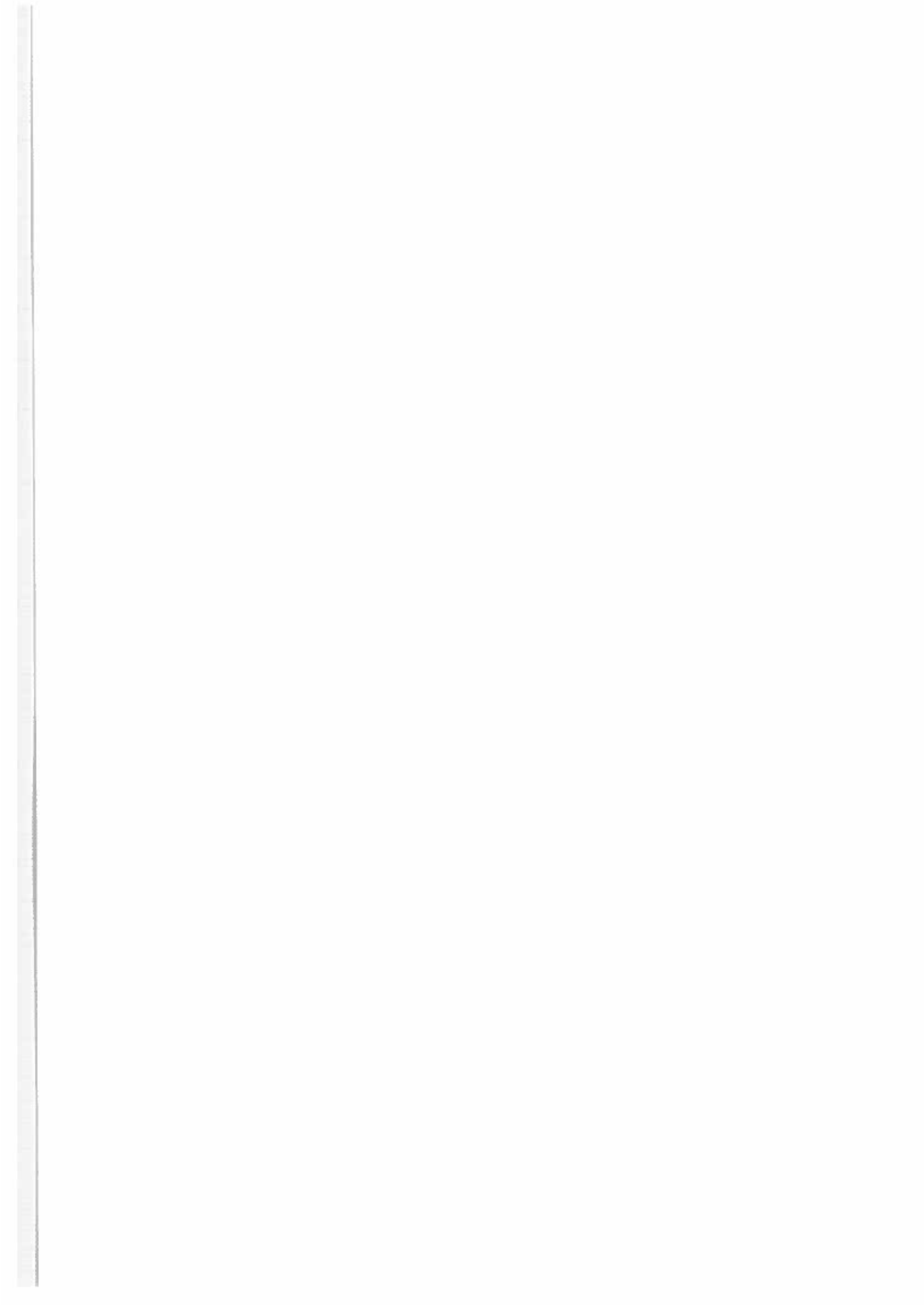


FIG. C.3 COMPRESSION RATIO VS WATER CONTENT



**LYSTBÅDEHAVNE,
KONSTRUKTIONER
OG GEOTEKNIK**

**ved C.P. Olsen
(Dansk Geoteknik as,
Carl Bro Gruppen)**

the 1990s, the number of people aged 65 and over in the United Kingdom has increased from 10.5 million to 13.5 million (19.5% of the population).

There is a growing awareness of the need to address the needs of older people, and the Government has set out a strategy for the 21st century in the White Paper *Ageing Better: A Strategy for the 21st Century* (Department of Health 1999). This sets out a vision of a society in which older people are able to live well, and to contribute to their communities. The White Paper sets out a number of key objectives, including: to improve the health and well-being of older people; to support older people to live independently; to ensure that older people are able to participate in their communities; and to ensure that older people are able to live in their own homes.

The White Paper also sets out a number of key actions to be taken to achieve these objectives, including: to improve the health and well-being of older people; to support older people to live independently; to ensure that older people are able to participate in their communities; and to ensure that older people are able to live in their own homes. The White Paper also sets out a number of key actions to be taken to achieve these objectives, including: to improve the health and well-being of older people; to support older people to live independently; to ensure that older people are able to participate in their communities; and to ensure that older people are able to live in their own homes.

The White Paper also sets out a number of key actions to be taken to achieve these objectives, including: to improve the health and well-being of older people; to support older people to live independently; to ensure that older people are able to participate in their communities; and to ensure that older people are able to live in their own homes. The White Paper also sets out a number of key actions to be taken to achieve these objectives, including: to improve the health and well-being of older people; to support older people to live independently; to ensure that older people are able to participate in their communities; and to ensure that older people are able to live in their own homes.

The White Paper also sets out a number of key actions to be taken to achieve these objectives, including: to improve the health and well-being of older people; to support older people to live independently; to ensure that older people are able to participate in their communities; and to ensure that older people are able to live in their own homes. The White Paper also sets out a number of key actions to be taken to achieve these objectives, including: to improve the health and well-being of older people; to support older people to live independently; to ensure that older people are able to participate in their communities; and to ensure that older people are able to live in their own homes.

The White Paper also sets out a number of key actions to be taken to achieve these objectives, including: to improve the health and well-being of older people; to support older people to live independently; to ensure that older people are able to participate in their communities; and to ensure that older people are able to live in their own homes. The White Paper also sets out a number of key actions to be taken to achieve these objectives, including: to improve the health and well-being of older people; to support older people to live independently; to ensure that older people are able to participate in their communities; and to ensure that older people are able to live in their own homes.

The White Paper also sets out a number of key actions to be taken to achieve these objectives, including: to improve the health and well-being of older people; to support older people to live independently; to ensure that older people are able to participate in their communities; and to ensure that older people are able to live in their own homes. The White Paper also sets out a number of key actions to be taken to achieve these objectives, including: to improve the health and well-being of older people; to support older people to live independently; to ensure that older people are able to participate in their communities; and to ensure that older people are able to live in their own homes.

LYSTBÅDEHAVNE

KONSTRUKTIONER OG GEOTEKNIK

Foredrag i Vandbygningsteknisk Selskab 08.03.1984 holdt af civilingeniør C.P. Olsen, Dansk Geoteknik as

INDLEDNING

Som supplement til Dansk Vandbygningsteknisk Selskabs nye publikation, Lystbådehavne 1983, demonstreres her en række eksempler om indflydelsen af jordbundsforhold og bølgemiljø ved planlægning af lystbådehavne og valg af konstruktionstyper.

Eksemplerne beskrives ved en "rejse" Tejn - Dragør - Brøndby - Køge - Veddelev - Korsør - Nyborg, hvor jordbunden varierer som granit - flinteral - knaldhårdt moræneler - moræneler - postglaciale sandaflejringer - dyndede slappe fjordaflejringer.

Bølgemiljøet varierer fra hårdt udsatte øst- og vestvendte kyster til rolig beskyttet fjordbeliggenhed.

Konstruktionseksemplerne omhandler hovedsageligt molekonstruktioner, bolværker og bådebroer.



FIG. 1

FIG. 1 - TEJN HAVN

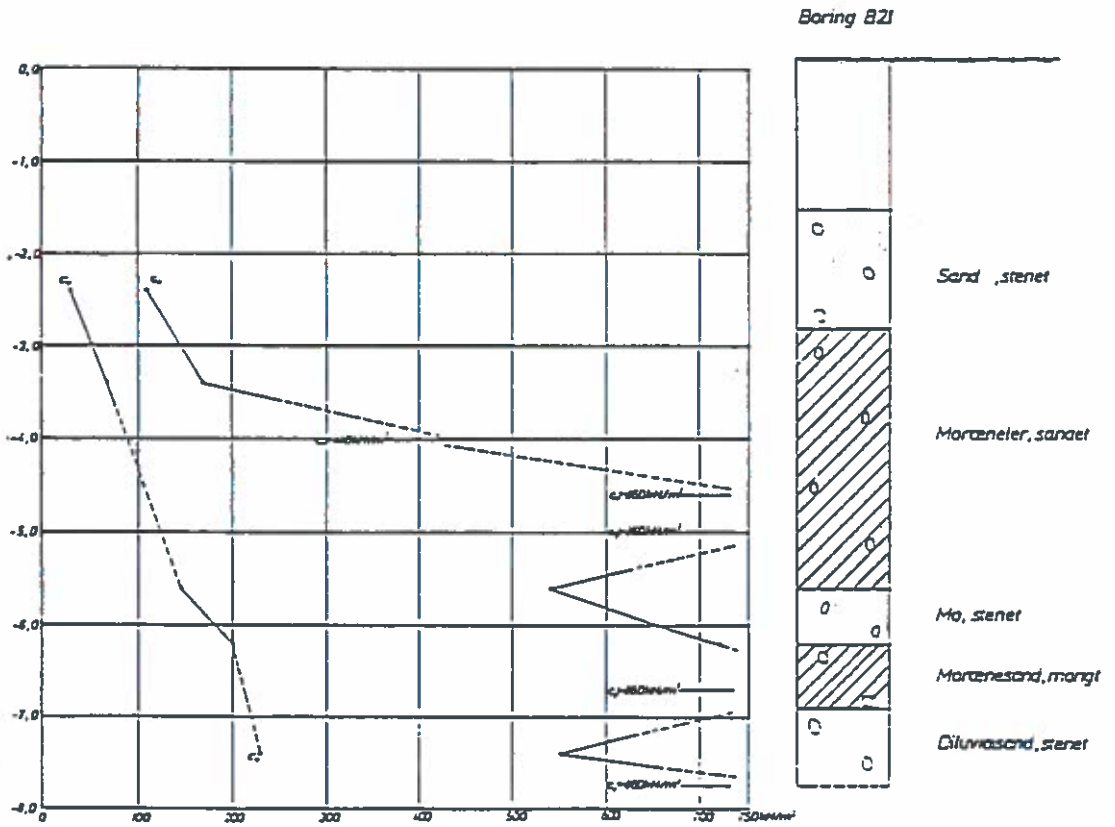
Flyfoto med lystbådehavn i forgrunden. Som for alle bornholmske havne ses der her trange forhold, og under udvidelsen af fiskerihavnen blev der da også lige klemmt en lystbådehavn ind. Denne opfylder ikke reglerne i den nye publikation om pladsforhold m.v.

På Bornholm findes en hundredårig tradition for, at havne bedst bygges ved tørlægning bag en provisorisk fangedæmning. Dette er muligt på grund af fast klippebund.

Når så først fangedæmningen er færdig, kan man godt føle sig lidt til overs både som havnebygger og geotekniker, fordi resten af arbejderne udføres som normalt byggeri.

Bropillerne bygges af beton, som forankres i graniten med fjeldbolte.

Fortøjningspælene fastgøres med beton i huller, som er boret og sprængt i fjeldet.



DRAGØR, Lystbådehavn

FIG. 2a - DRAGØR LYSTBÅDEHAVN UDDYBNING/OPFYLDNING OG BÅDEBRO

Geoteknik

Området har typiske vanddybder på 0 - 1,5 m. Bunden består først af ca. 1,5 m stenet sand indtil kote -3,0 m, og herunder findes særdeles hårdt moræneler til stor dybde, $c_v > 860$ kN/m².

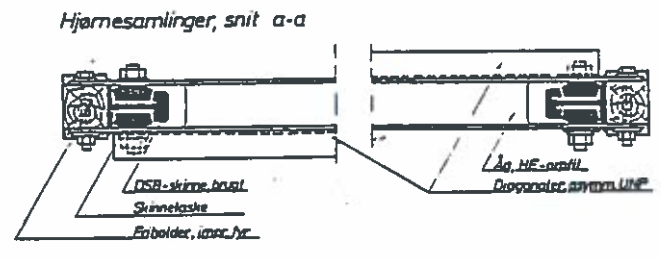
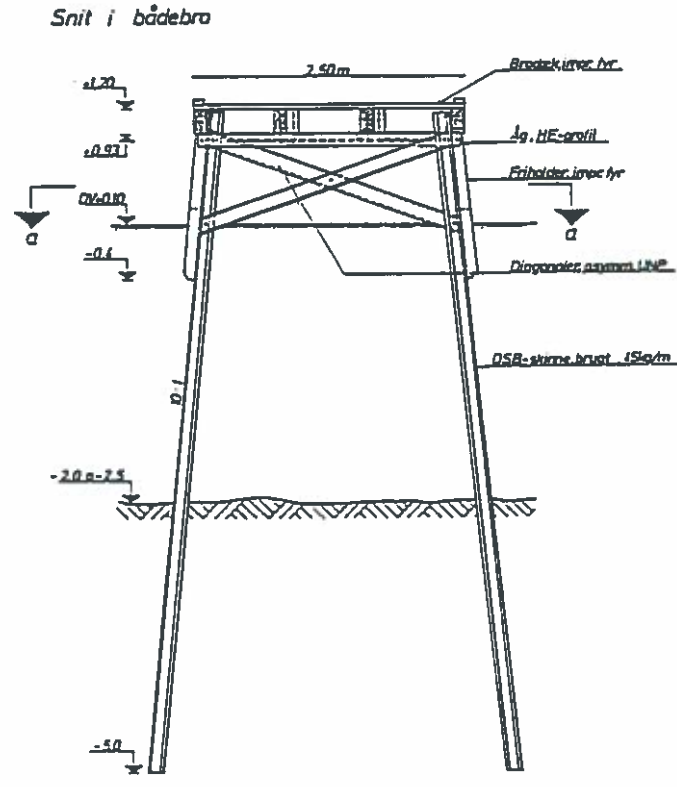
Uddybning af bassinet ville være en særdeles vanskelig sag af følgende årsager.

- 1) Fartøjer kan ikke flyde på så lille dybde.
- 2) Sandsugning er uproduktiv, når lagtykkelsen er så lille som 1,5 m.
- 3) Sandet har stort stenindhold bl.a. gamle strandvolde.
- 4) Uddybning i moræneler med store styrker kan kun foretages med gigantisk materiel, og det ville på så lille et arbejde være uøkonomisk.

Valg af uddybningsmetode

- 5) **Graduerede vanddybder**
Det besluttedes derfor at undgå gravning i moræneler ved at graduere bassindybderne efter morænelerets stigende overflade ind mod land.
- 6) **Cuttersugning** blev foretrukket, dvs. anvendelse af en sandpumper med roterende skærehoved. Sandpumperen er anbragt på en flåde med lille dybgang.
- 7) **Flydende pumpeledning** anvendtes, bestående af rør monteret på flåder med ringe dybgang. Rørene er samlet med bøjelige led.

Opfyldning af arealer skete alene ved anvendelse af uddybningsmaterialerne. Stenindholdet viste sig i stor udstrækning at være flinteral, som beklageligvis blev knust af det roterende skærehoved. Resultatet var utallige flinteflækker, som er særdeles skarpe, og da pumpeledningen på forsøgsbasis bestod af nye plasticrør, blev disse totalt nedslidt, alene på dette mindre arbejde.



DRAGØR, Lystbådehavn

FIG. 2b

FIG. 2b - BÅDEBRO

Pæle af jernbaneskiner

På grund af det særdeles faste og stenede moræneler projekteredes med stålpæle, som i modsætning til træpæle næsten ikke skal fortrænge noget jordvolumen under ramning.

Entreprenøren udførte forsøgsvis prøveramning af træpæle med pælesko af stål, men forsøget mislykkedes, og der anvendtes derfor brugte DSB skinner 45 kg/m. Disse har et stort solidt skinnehoved, og mere moderat skinnefod, sådan et der er en del overskydende jern som sikring mod gennemtæring.

Skinneprofilet er stift at ramme og giver ikke specielle vanskeligheder ved stenindhold i leret.

Fortøjningspæle er udført som jernbaneskiner, hvilket naturligvis giver problemer om fendering af lystbådene. Problemet løstes ved at overtrække skinnerne med bløde bøjelige plastrør.

Bådebro

Pælene består af brugte jernbaneskiner, som forsynes med lasker ved samlingerne.

Gitteret er udført som en slags "Meccanostænger", der er næsten præfabrikerede, idet kun ca. 2 huller tilpasses på stedet.

Åget består af et HE profil med udkæring af kroppen i hver ende. Afstanden mellem flangerne svarer nøje til tykkelsen af skinnerne, når de er forsynet med 2 standardlasker. Flangerne af åget rækker udenfor skinnefoden og danner beslag for fendertømmeret.

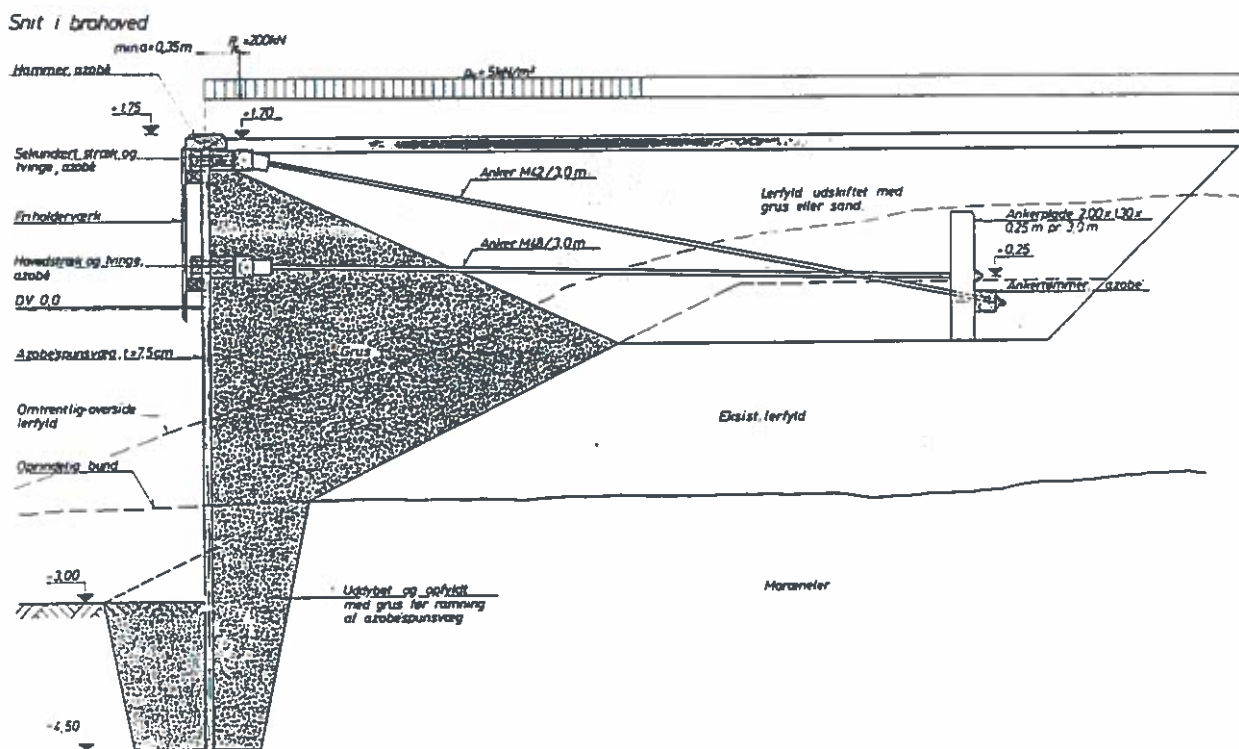
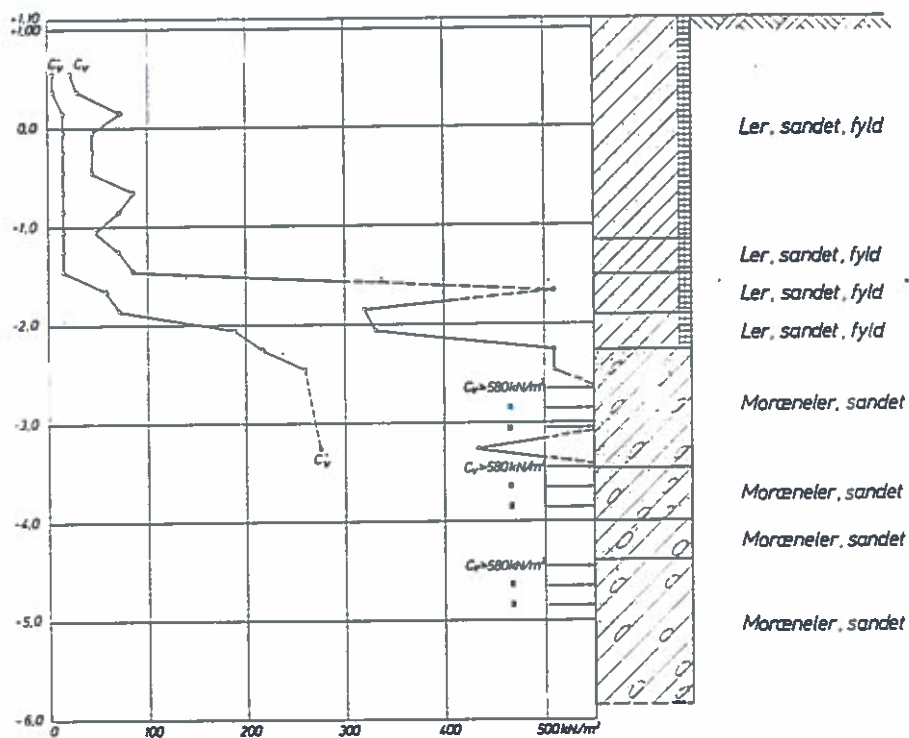
Gitterdiagonalerne er af UNP-profiler, der danner et asymmetrisk gitterkryds.

Fendertømmeret påbolttes i skinnefoden fra lavvandstanden op til brodækket.

Brodækket er traditionelt af imprægneret fyr, såvel 4 hoveddragere som planker.

Set fra havnesiden virker broen fuldt ud som en trækonstruktion.

Boring B2



BRONDBY STRAND, Lystbådehavn

FIG. 3 - BRØNDBY STRAND
Brohoved som azobébolværk

Last: 200 kN støttebenstryk,
5 kN/m² nyttelast

Geoteknik

Boringen viser øverst et fyldlag af sandet ler. Dette er udkørt i forbindelse med de øvrige arbejder i Køge Bugt Strandpark.

Undergrunden består af fast, sandet moræneler med store styrker $c_v \geq 580 \text{ kN/m}^2$, dvs. næsten lige så fast som i Dragør.

Bolværket består af azobéspunsvægsplanker med fjer og not. Vanddybden er 3,0 m og kræver kun 7,5 cm tykke planker. Azobéen betragtes som uforgængelig, da den hverken rådner eller angribes af pæleorm og pælekrebs.

Spunsvægsplankerne er slanke og bøjelige og vil ødelægges ved forsøg på ramning i fast moræneler. Fjer og not vil ikke holde til ramningen og plankerne vil flække i foden.

Uddybning og regulering af fyldskråningen er foretaget med gravemaskine fra land.

Grøft gravedes i det faste moræneler.

Bundudskiftning er foretaget med ny grusfyld, der tilførtes fra land.

Ramning af spunsvæggen er herefter sket uden hindringer i grunden og ved flydende ramning.

Hovedstrækket fungerer som rammestræk for spunsvægsplankerne.

Tvinger på ydersiden fastholder plankerne til strækket ved hjælp af hovedbolte.

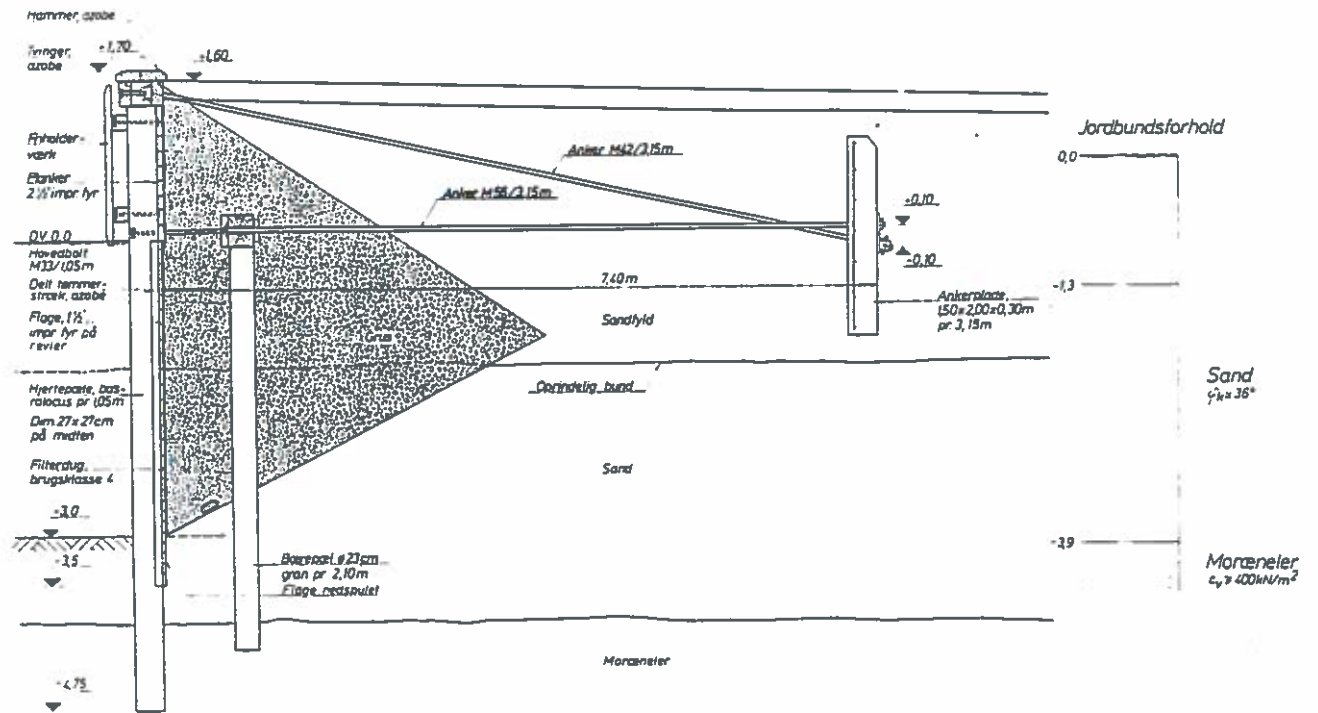
Hovedankret er forsynet med en øjeplade, som med pind og vinkeljernsbeslag forankres i hovedstrækket.

Hjælpeanker og sekundært stræk sikrer den bøjelige tynde spunsvæg mod overbelastning med støttebenstryk eller hjultryk. Herved kan bådene optages og søsættes med kørekran eller lastbil. Dette anses som et billigt alternativ til en Travelift med tilhørende piersystem.

Forankringen sker til betonankerplader med afstand 3 m for hovedforankringens vedkommende. Jordtrykkene fra støttebensbelastning udlignes i den sammensatte konstruktion af hammeren og det øvre stræk. Kræfterne overføres med skåankrene til ankertømmer, som spænder mellem ankerpladerne.

Bolværksfylden umiddelbart bag væggen er ren grusfyld, som ikke passerer fugerne imellem spunsvægsplankerne. Længere indefter er den lerede fyld udskiftet med sand- eller grusfyld foran ankerpladerne af hensyn til jordtryk og stabilitet.

Brahoved, hjertepæle og tætningsflager.



KØGE Lystbådehavn

FIG. 4

FIG. 4 - BROHOVED I KØGE. PÆLEBOLVÆRK MED FLAGER

LYSTBÅDEHAVN

Geoteknik

Jordbundsforholdene ved Køge er næsten som ved Brøndby. Et tyndere lag af stenfrit revlesand underlejres af bundmorænen bestående af fast moræneler med stenindhold. Morænelerets styrke er c_v 400 kN/m².

Ramning af hårde træpæle er her mulig, medens ramning af spunsvægsplanker er yderst risikabel.

Pæle

Som pælemateriale til samtlige bådebroer og bolværket er valgt firhuggede basralocuspæle. Pælene er rammet både med traditionelt ramslag og med hurtiggående dieselrammer. Mange pæle stødte på sten og roterede under ramningen, andre pæle trak ud af flugten. Bedste resultater opnåedes med et hurtiggående Dieselramslag.

Bolværket er et traditionelt gammeldags træbolværk bygget af resistente materialer. Der er valgt hårdt træ og imprægnerede fyrreplanker som sikkerhed over for råd og marine skadedyr.

Hjertepælene udføres af 27 x 27 cm basralocus pr. 1,05 m.

Flagerne under vand er præfabrikerede med lodrette revler mellem hjertepælene. Flagerne stødes ud for pælene og nedspules 0,5 m under uddybningsgrænsen. Over vand er bordene direkte påspigret.

Tætninger overfor udtræk af sandet sikres ved anvendelse af grusfyld i zonen bag flagerne. Der er ikke rammet spidsplanker som dobbeltsikring mod sandudtræk, men i stedet er der anvendt filterdug.

Hovedstrækket af azobé er præfabrikeret som et delt stræk, således at ankre og hovedbolte monteres uden montageboringer. Strækket monteres på bærepæle.

Hovedforankringen er traditionel med anvendelse af jernbetonankerplader og rundjernsankre.

sekundærankre er udført som skråankre til toppen af bolværket.

Tvinger og hammer er monteret øverst på pælene og udført som et integreret øvre stræk. Dette fordeler påvirkninger fra støttebenstryk eller hultryk. Der kan frit søsættes og optages skibe med mobilkraner eller lastbil. Støttebenstryk 200 kN.

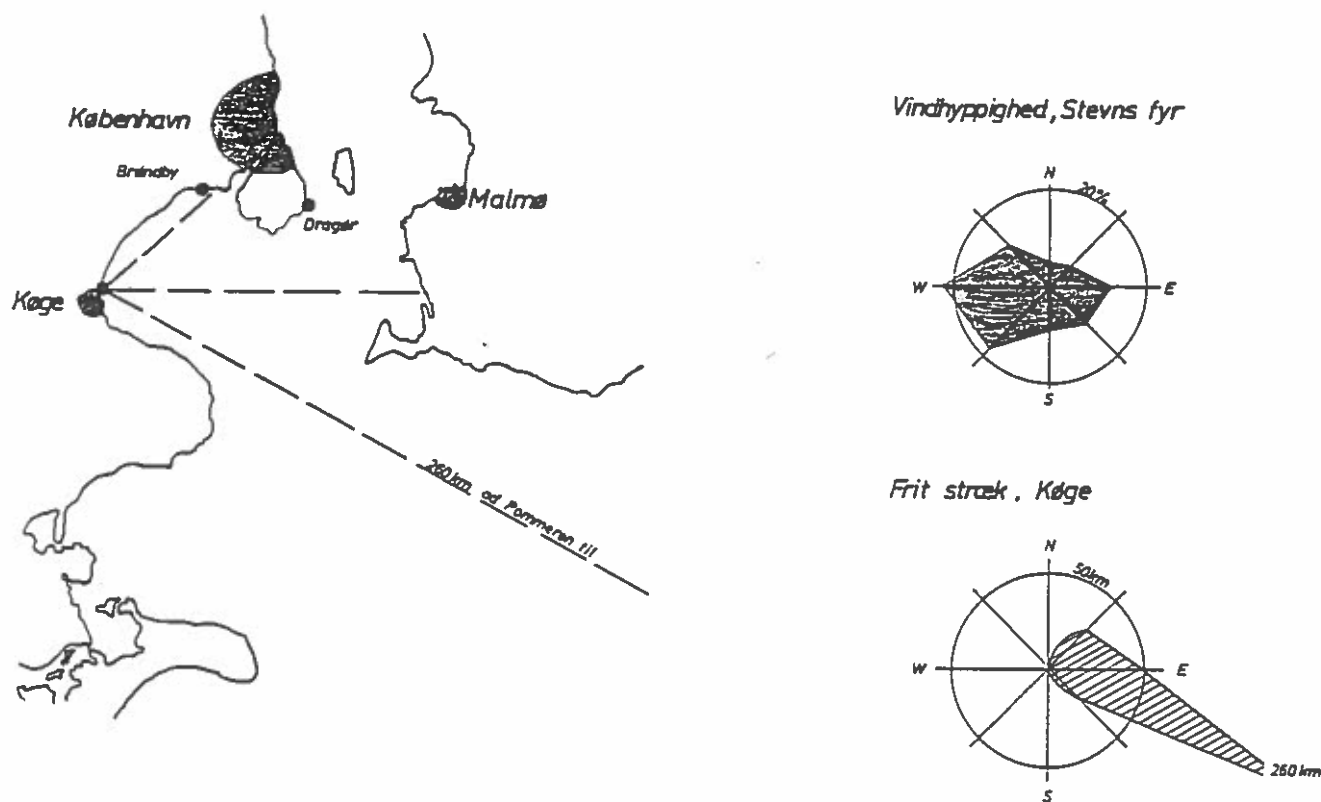


FIG. 5

FIG. 5 - VINDROSE OG FRIE STRÆK FOR KØGE LYSTBÅDEHAVN

Vindrosen viser for året som helhed, at NW, W og SW sektoren har de største hyppigheder for vindene.

Situationsplanen viser frit stræk mod NØ på ca. 25 km, (dog langs med bugten), mod Ø ca. 30 km til Skåne, og mod SØ er det frie stræk helt ad Pommeren til.

- 1) Arbejdssituationen året igennem er således gunstigere ved Køge end ved mange andre åbne danske kyster, idet blæsevejr fra hele W sektoren er dækket fra land.
- 2) Den færdige havn er særdeles hårdt udsat for østenvind, og selvom der i bugten er grundere vand med 4 - 7 m dybder nær havnen, vil der ved højvande forekomme brydende bølger $H = \text{ca. } 3,5 \text{ m}$ på molen, svarende til virkningen af det fulde frie stræk mod SØ.

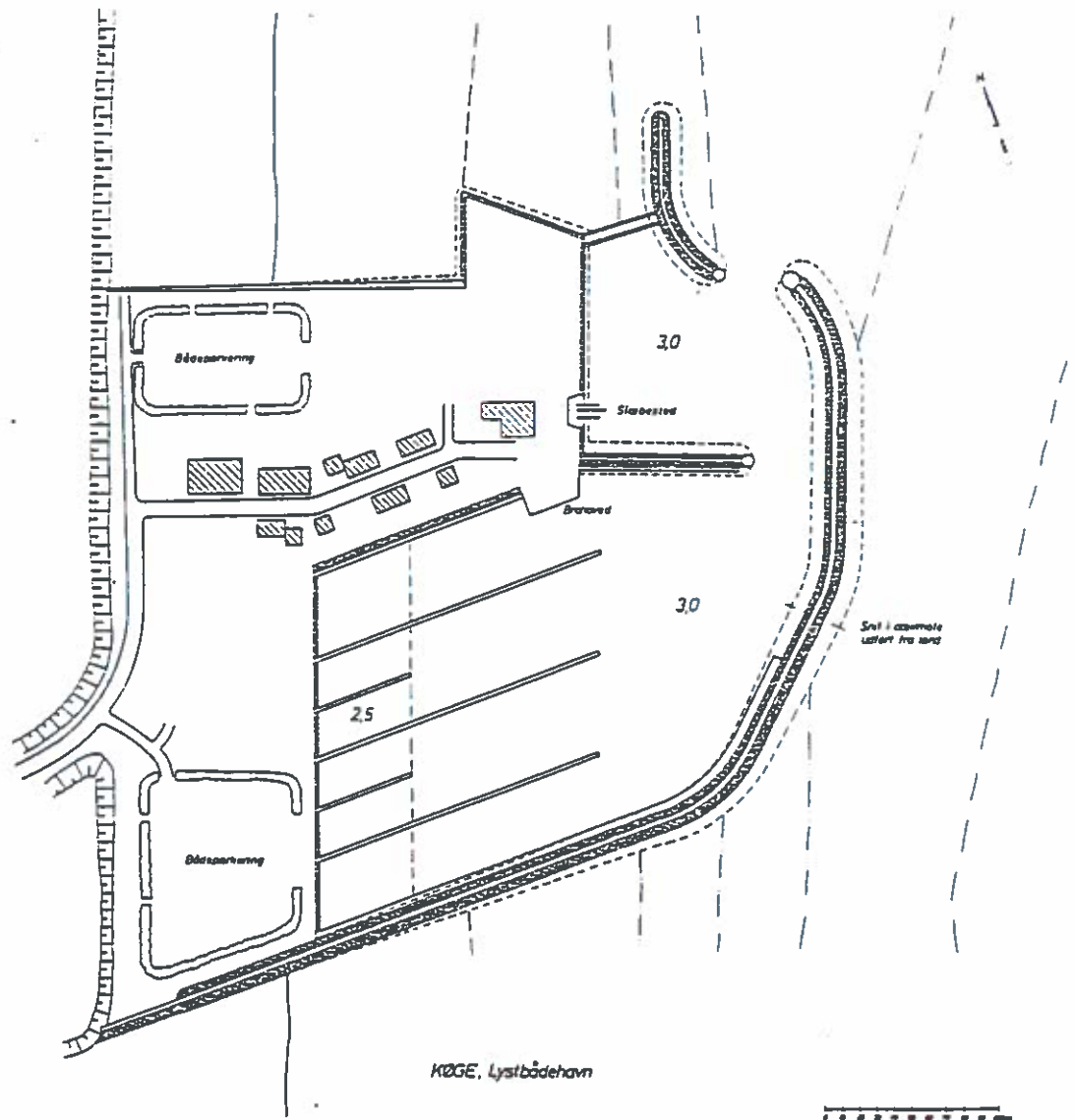


FIG. 6

FIG. 6 - KØGE LYSTBÅDEHAVN

Situationsplanen viser en lystbådehavn, som senere vil kunne udvides mod nord omkring en central forhavn og midterpier. Der er udført simple modelforsøg med bølgeuro til bestemmelse af dækmolernes placering.

Dækmolen er kun udnyttet til liggepladser på den inderste strækning, idet der må påregnes kraftige overskyl yderst under stormvejr fra øst.

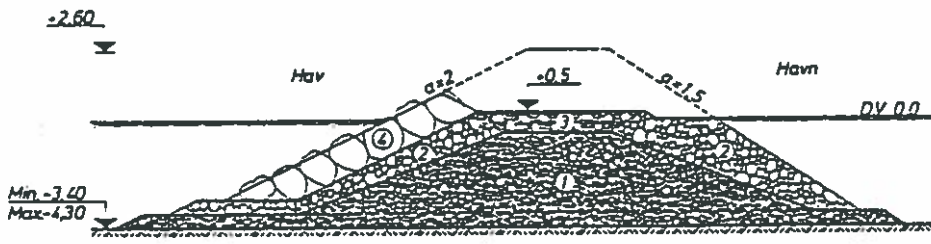
I al væsentlighed forekommer dette udenfor den normale lystbådesæson primo maj - medio november.

Dækmolen blev oprindeligt udbudt med en første etape, idet strækningen på dybt vand var tænkt bygget fra søen for at give dækning mod øst for de senere havnearbejder i etape 2.

Stenefterspørgslen for søsten var imidlertid stor, og da der viste sig væsentlige besparelser og stabile leverancer fra grusgrave i land, var det fordelagtigere at udkøre kernematerialer fra land og levere dæksten fra Sverige, alt i een etape.

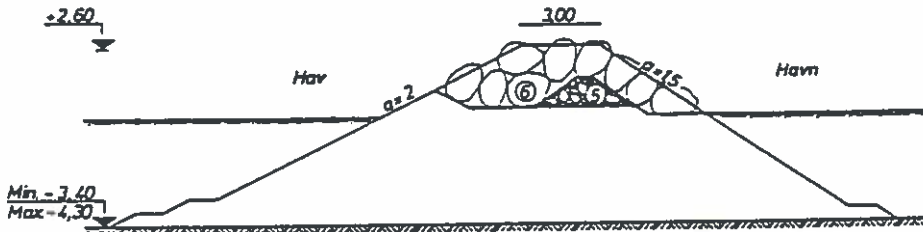
Dæksten måtte hentes fra stenbrud i Uddevalla og Gøteborg området for at kunne opfylde kravet om dækstensvægt. Endvidere var de billige og kunne leveres stabilt. Dækstenene sejledes på en 5000 t pram til Køge Havn og kørtes herfra til lystbådehavnen ud til afdækning på molekernen.

Udførelse fra land
(frembygning)



- ① Ral (udlagt fra skib)
- ② Grabsten
- ③ Grabsten+ral
- ④ Dasksten

Udførelse fra land
(tilbagebygning)



- ⑤ Grabsten+ral
- ⑥ Dasksten

KØGE Lystbådehavn

FIG. 7

FIG. 7 - KØGE LYSTBÅDEHAVN

Dækmole udkørt fra land, delvis udlagt fra skib

Udkørsel fra land forudsætter, at molen i hele sin længde bygges af kernematerialer og afdækkes successivt på siderne med store grabsten og senere dæksten.

Først under tilbagebygning kan kronen opbygges i dæksten, og siderne reguleres, da der ikke kan køres på den færdige krone.

Tværsnit under frembygning

- 1) **Storral** 50-150 mm udlægges fra skib i tæppe på 1 m tykkelse i fuld bredde. Kerne udlægges fra skib i trapezform med højde indtil ca. D.V. Sidstnævnte forudsætter god vejrudsigt.
- 2) **Store grabsten** 25-120 cm udlægges på begge sider af kernen. Grabstenen tilkøres med gummiged og udlægges af en gravemaskine med stort udlæg. Sidedyngerne skal kunne lægges frem foran i udkørselsretningen over D.V. som indfatning for kørselslaget 3.
- 3) **Grabsten** udlægges til kote +0,5 m mellem sidedyngerne 2, og der pakkes med ral af hensyn til kørslen og for at opnå større tæthed i molen overfor bølgeslag (og dermed sandgennemtrængning).
- 4) **Dækstenslaget** udlægges og reguleres af gravemaskinen til kote +1,0 m som delvis dækning mod søen i provisorisk tilstand.

Dækstenene med vægt ca. 2-3 t er udlagt i eet lag, hvilket kræver et velafrettet grabstensunderlag og god reguleringsmulighed.

Gravemaskinen var hydraulisk og forsynet med polygrab for at kunne foretage reguleringen.

Tværsnit under tilbagebygning

- 5) **Grabsten**, store, opbygges som underlag for kronens dæksten. Af hensyn til tæthed for bølgeslag pakkes med grovral.
- 6) **Molekronen** opbygges med dæksten i 2 lag og reguleres ved sætning og regulering af hver enkelt dæksten. Kastning må ikke foretages.

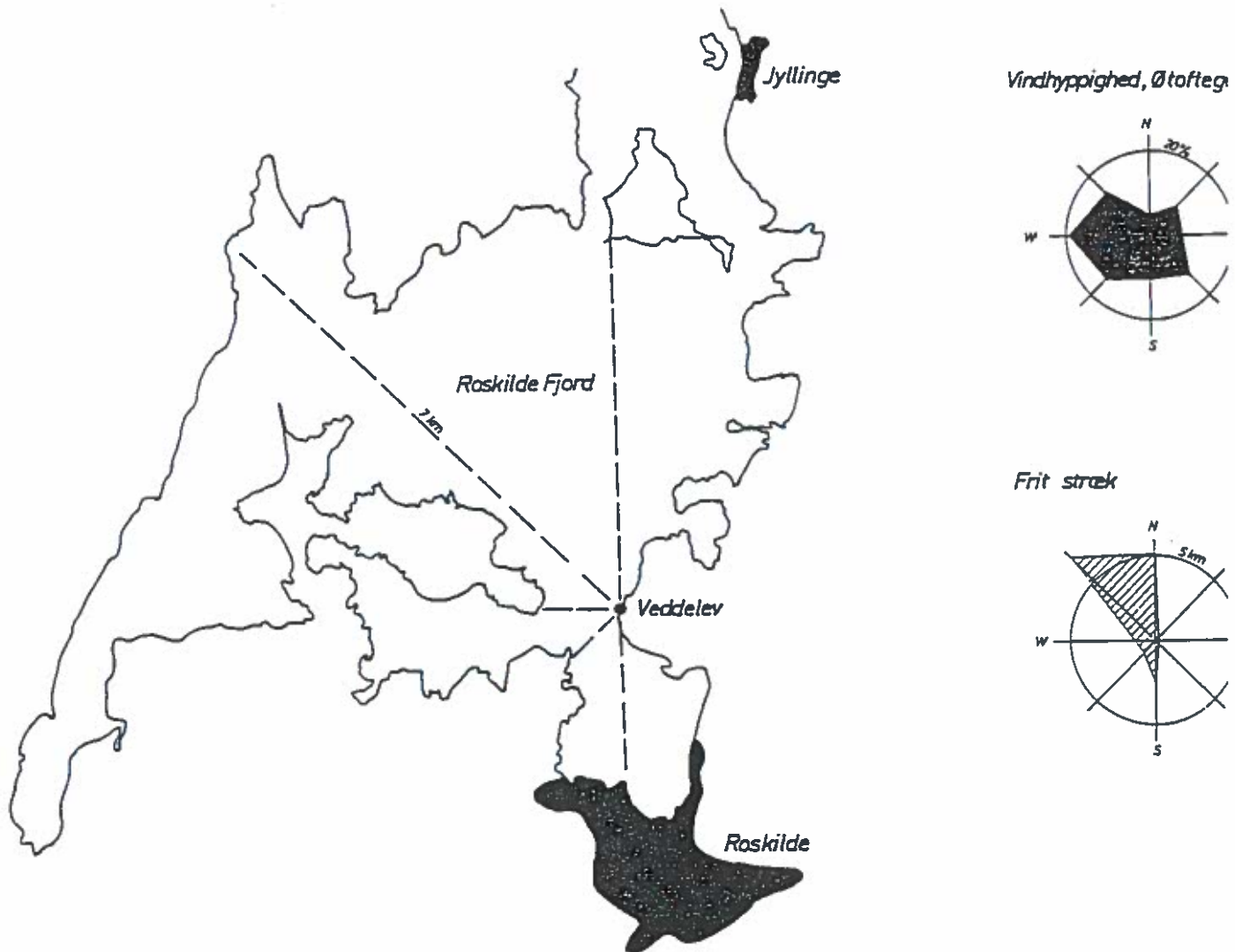


FIG. 8

FIG. 8 - ROSKILDE FJORD

Vindrose og frie stræk for Veddelev Lystbådehavn

Vindrosen viser for året som helhed, at NW, W og SW sektoren har størst hyppighed for vindene.

Situationsplanen viser, at de frie stræk er små, 5 km mod N og 7 km mod NW.

Der foreligger en meget beskyttet beliggenhed, og fjorden er meget lavvandet 3-4 m.

Vandspejlet er særdeles påvirkeligt af vinden, og højvander på ca. 1 m kan ofte forekomme på grund af vindstuvning. Bølgerne bliver hurtigt krappe men er af begrænset højde, max. ca. 1,5 m.

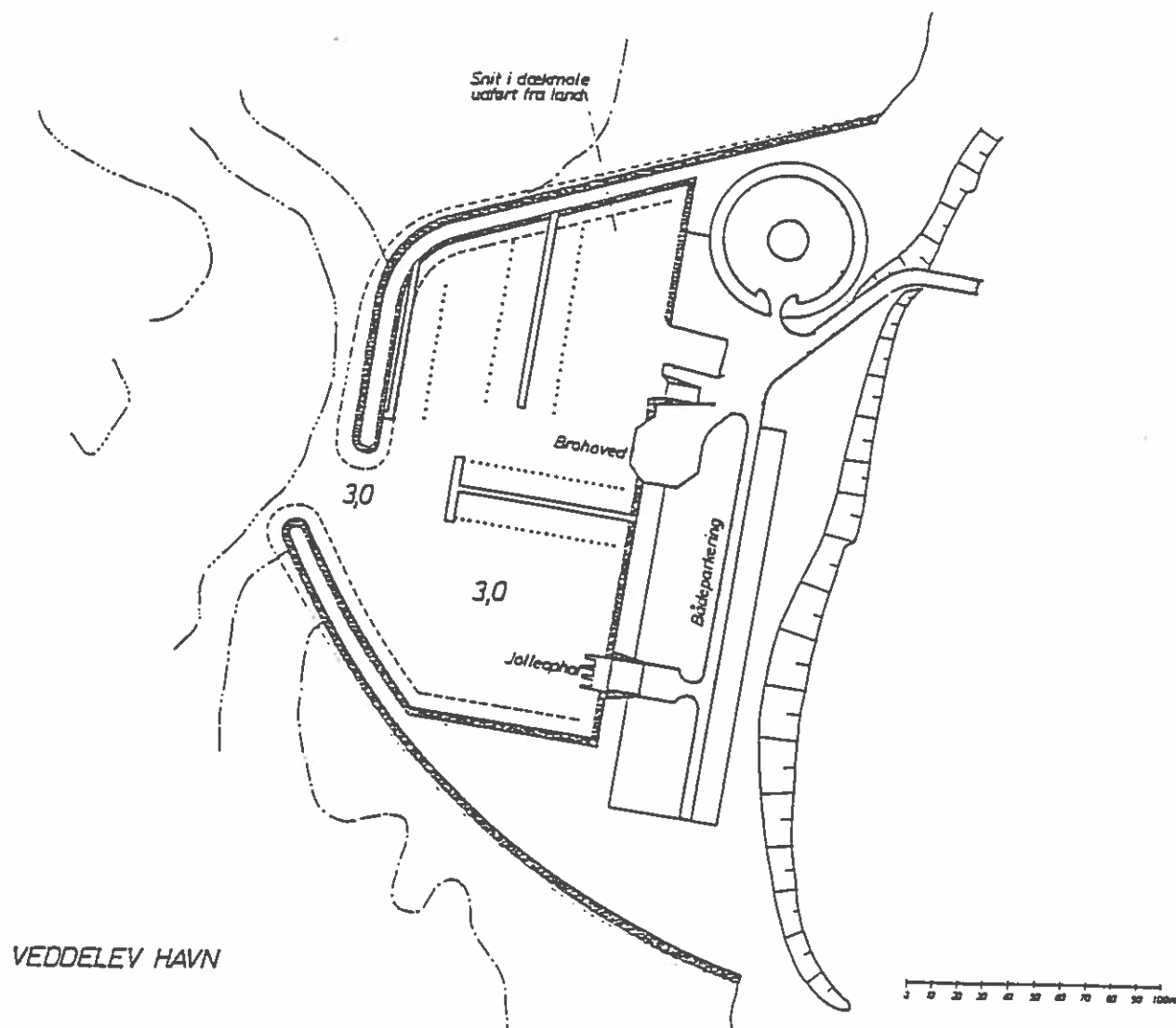


FIG. 9

FIG. 9 - VEDDELEV LYSTBÅDEHAVN

Situationsplanen viser en lystbådehavn, der er bygget på særdeles lavt vand, ca. 1 m vanddybde. Kun ved munden er der 2-3 m vand. Havnen er bygget i tørlagt grube med molerne som fangedæmninger.

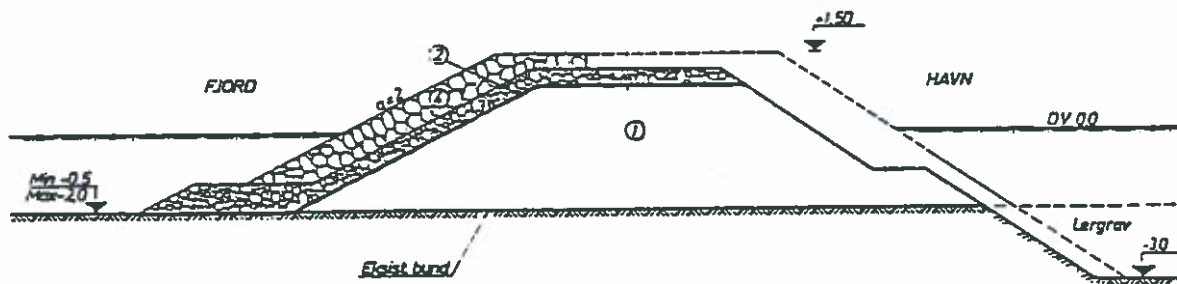
Dækmolerne på lavt vand er ikke særlig udsatte for bølger, selv ved højvande bryder de normalt før molen. Der tillades overskyl på den yderste mole, hvorfor bådebroen er tilbagetrukket fra molen.

Havnemundingen vender mod den værste vindretning, hvilket principielt er forkert, men bølgeenergien kan løbe af på skrån timer i sydbassinet, der ikke er udnyttet til liggepladser.

Der har være projekteret en nordlig dækmole, som imidlertid ikke er bygget, fordi Hovedstadsrådet kun tillod 100 pladser, svarende til nordbassinets kapacitet.

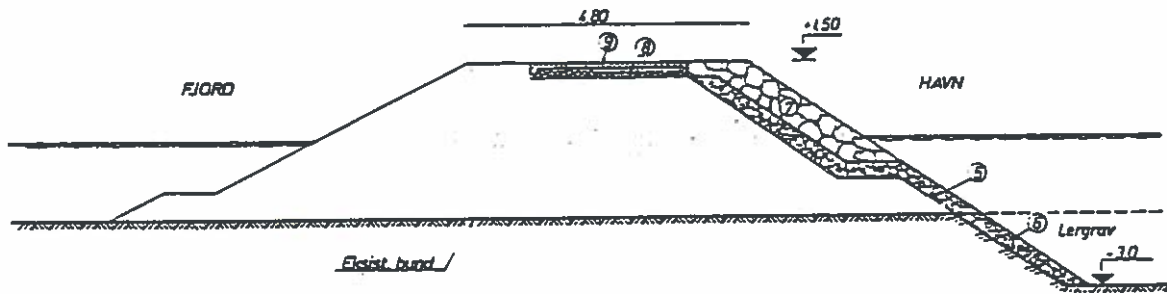
Dækmole og fangedæmning af lerfyld

Udførelse fra land
(før hertlægning)



- ① Lerfyld
- ② Filterdug
- ③ Håndsten
- ④ Køltringer

Udførelse fra land
(efter hertlægning)



- ⑤ Filterdug
- ⑥ Håndsten
- ⑦ Køltringer
- ⑧ Paksten
- ⑨ Asfaltbel

VEDDELEV HAVN

FIG. 10

FIG. 10 - DÆKMOLE OG FANGEDÆMNING I VEDDELEV LYSTBÅDEHAVN**Geoteknik**

Udfra prøvegravninger ved lavvande og en række skylleboringer er det klarlagt, at der i hele området findes middelfast moræneler under fjordbundens ganske tynde dyndlag.

Fangedæmningen byggedes i 4 successive faser før tørlægning:

- 1) Gravemaskine med stort udlæg udgravede lerfyld på indersiden, som derefter udlagdes fremefter i moletracéen.
- 2) Filterdug udlagdes over krone og yderskråninger for at hindre udvaskning af lermaterialerne.
- 3) Håndstenslag, ca. 40 cm afdækning.
- 4) Koltringer i 2 lag som dækstensbeskyttelse.

Lerkernen og molen er relativ bred, idet stabiliteten skulle sikres overfor højvande på ca. 1 m udvendigt og et tørlagt bassin til -3,0 m indvendigt.

Under bygningen fandtes en kort strækning med blødere ler, hvilket gav vanskeligheder med udlægningen. Leret i molekronen måtte således stabiliseres med brændt kalk, hvortil der iøvrigt medgik 70 t.

Udførelse efter tørlægning

Snarest muligt efter tørlægning blev samtlige inderskråninger sikret mod bagskæring i 5 faser:

5. Filterdug
6. Håndsten
7. Koltringer
8. Paksten for vejbelægning og til allersidst
9. Asfaltbeton på kronen

Uddybning af havnebassinet foretoges hurtigt med normale jordarbejdsmaskiner, og al uddybning blev anvendt til arealopfyldning.

Bolværker, bådebroer og fortøjningspæle blev udført tørt, hvilket ikke ubetinget er nogen fordel fremfor normal arbejdsudførelse fra flåder, da der skal bygges i ca. 4 m's højde.

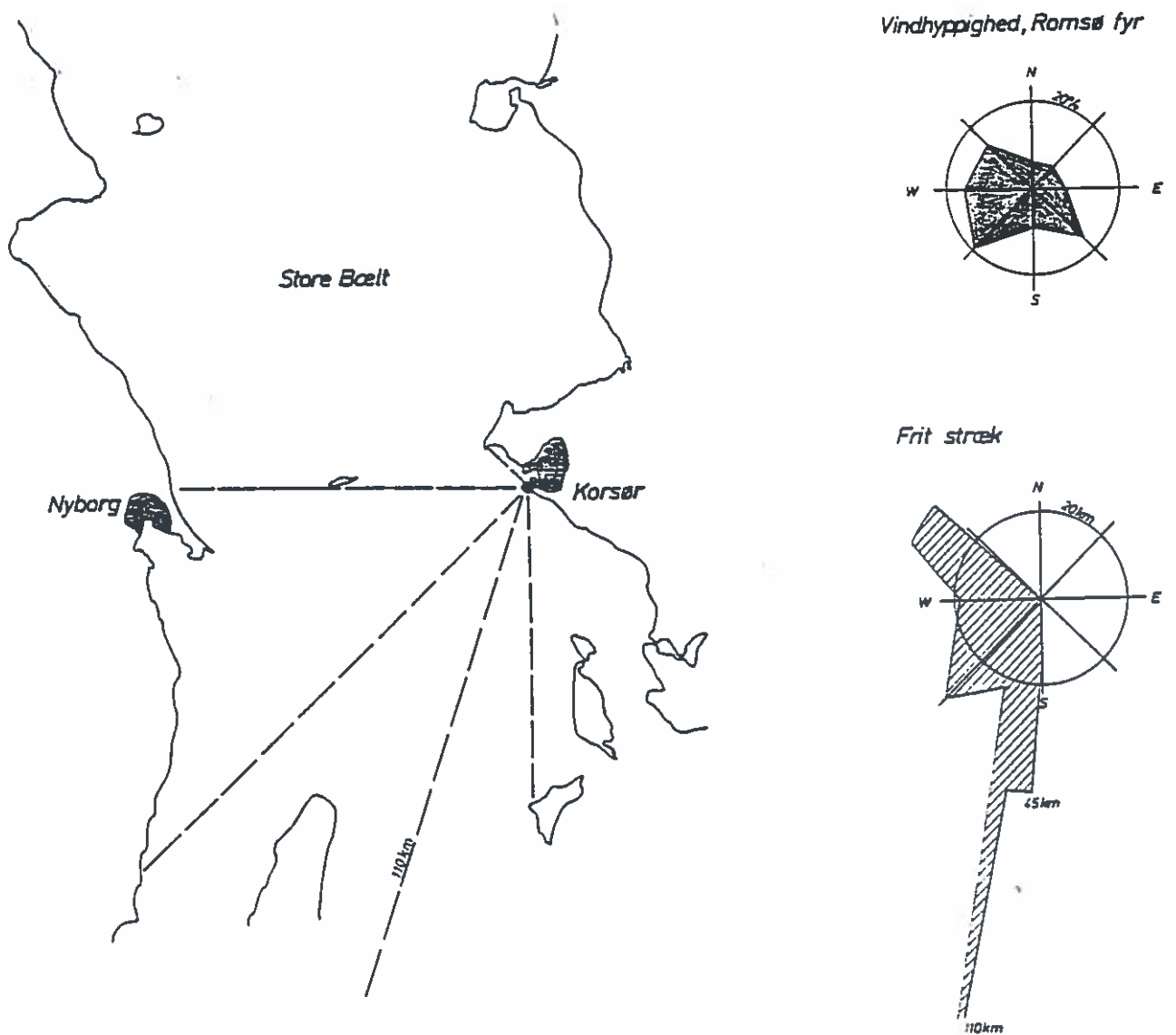


FIG. 11

FIG. 11 - VINDROSE OG FRIE STRÆK FOR KORSØR LYSTBÅDEHAVN

Vindrosen for Romsø fyr viser for året som helhed at, NW, W og SW sektoren har de største vindhyppigheder.

Situationsplanen viser frie stræk på ca. 30 km mod NW og SW, samt 110 km mod SSW gennem Storebælt.

Ved Korsør er de store frie stræk sammenfaldende med de største vindhyppigheder, hvilket i modsætning til forholdene ved Køge betyder

- at arbejdsituationen med den største provisoriske risiko må vælges i den korte gode sæson
- at molerne må udføres sikrere på dybt vand, og således ikke kan køres ud fra land med finkornet kernemateriale.

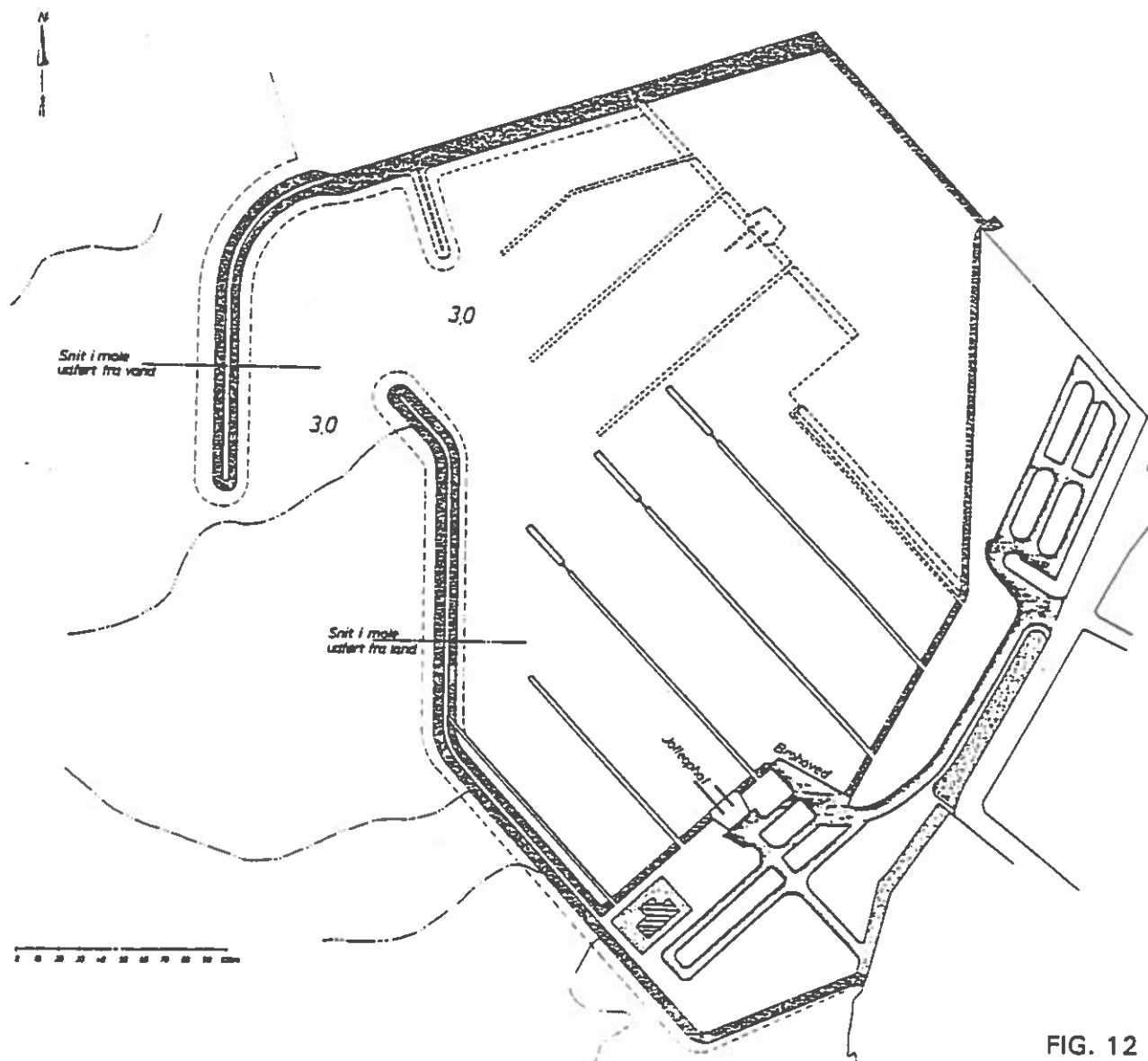


FIG. 12

FIG. 12 - KORSØR LYSTBÅDEHAVN

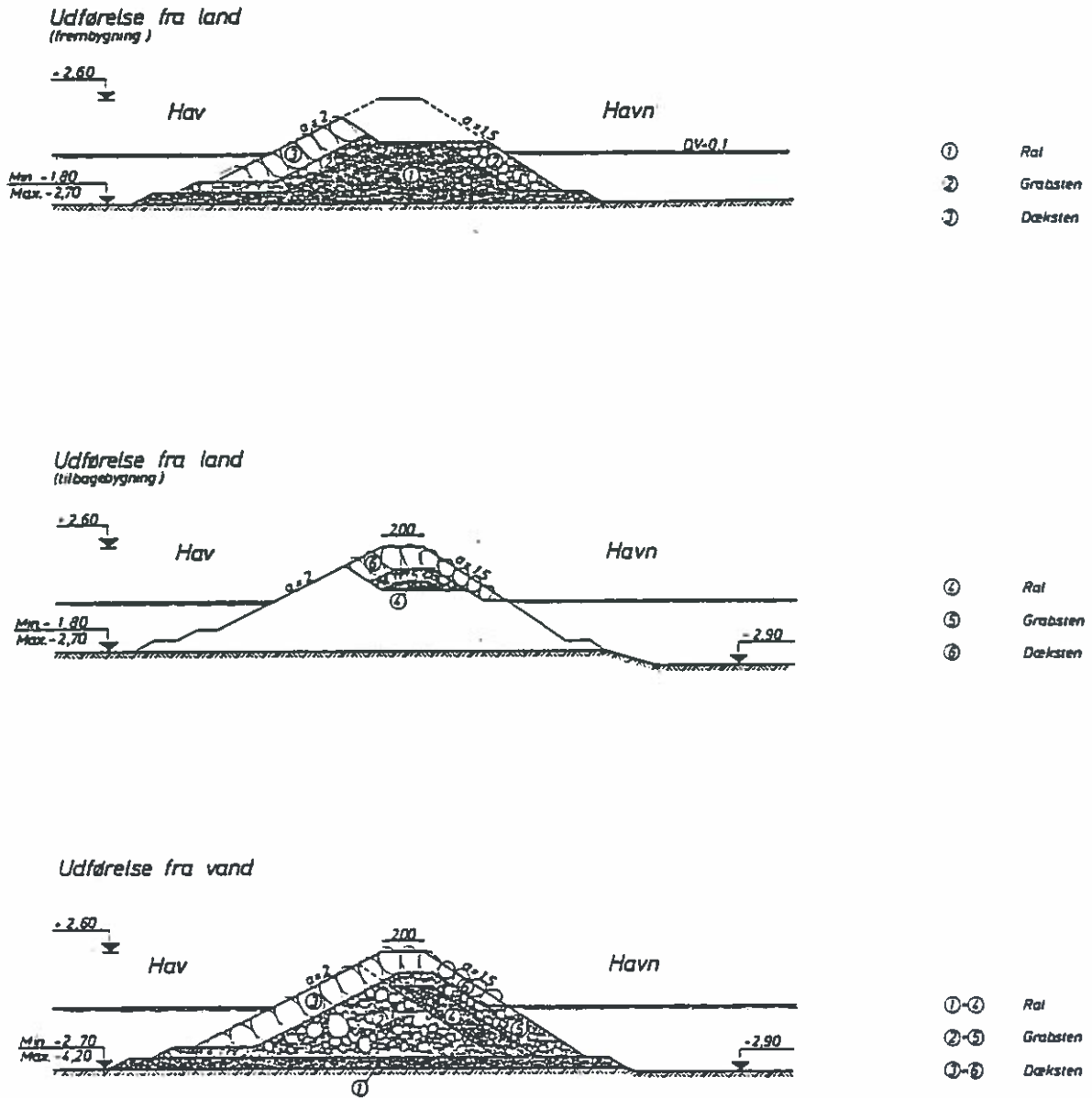
Dækmolernes beliggenhed er bestemt ved simple modelforsøg med bølgeuro.

Ndr. dækmole er bygget på 3-4 m vand, som en stenkastningsmole fra stenfiskerfartøjer. Molen er ført så langt mod syd, at diffraktionen om moleafslutningen ikke giver bølgeuro i havnen for NW, W-lige vinde.

Sdr. dækmole er bygget frem fra land indtil 2,5 m vanddybde, hvorefter molen er bygget som en stenkastningsmole fra stenfiskerfartøjer.

Det bemærkes, at Sdr. dækmole er bygget på nordsiden af Badstuerevet, som giver en del dækning for SSW-lige vinde.

Der er ikke udført molehoveder men kegleformede stenkastninger som moleafslutning. Molefoden er markeret med rammede pæle.



KORSØR Lystbådehavn

FIG. 13 - KORSØR LYSTBÅDEHAVN, DÆKMOLER

Dækmoler

Der er udført 2 forskellige moletværsnit afhængigt af, hvor udsat molebyggeriet er i provisorisk stand og afhængigt af, om molen bygges fra land eller vand.

Skillelinien er projekteret ved 2,7 m vanddybde, som er den mindste dybde stenfiskerfartøjer kan arbejde på.

Tværsnit for udførelse fra land. Arbejdsmetoden i Korsør er forskellig fra Køge derved, at stenmaterialerne i Korsør er kørt direkte ud i ende- og sidetip og således ikke er håndteret af en ekstra maskine.

Frembygning

- 1) Kerne af grovral 50-150 mm udkørt i kote +0,50 m i endetip med gummiged.
- 2) Grabsten 25 cm - 65 cm som sideafdækning udlægges successivt til beskyttelse af kernen. Udlægges med gummiged.
- 3) Dæksten ca. 3,5 t udlægges midlertidigt med gummiged. Dækstenene udgør provisorisk beskyttelse til kote + 1,60 m og udføres successivt med frembygningen af molen.

Tilbagebygning

- 4) Grovral 50-150 mm afretning
- 5) Grabsten 25-65 cm regulering
- 6) Dæksten ca. 3,5 t udlagt og reguleret stk. for stk. med polygrab, der kan vende, dreje og sætte hver enkelt sten.

Tværsnit for udførelse fra vand

- 1) Raltæppe udlægges med stenfisker i hele molens bredde
- 2) Grabstenskerne 25-120 cm udlægges som molekerne.
- 3) Dæksten udlægges på ydersiden som provisorisk beskyttelse til kote + 1,60 m.

1) + 2) + 3) følger hinanden successivt under molens frembygning.

- 4) Tætningsral 50-150 mm udlægges i læ af den foreløbige mole for at mindske gennemslag af bølger.
- 5) Grabstensafdækning 25-65 cm.
- 6) Dæksten ca. 3,5 t udlægges og reguleres.

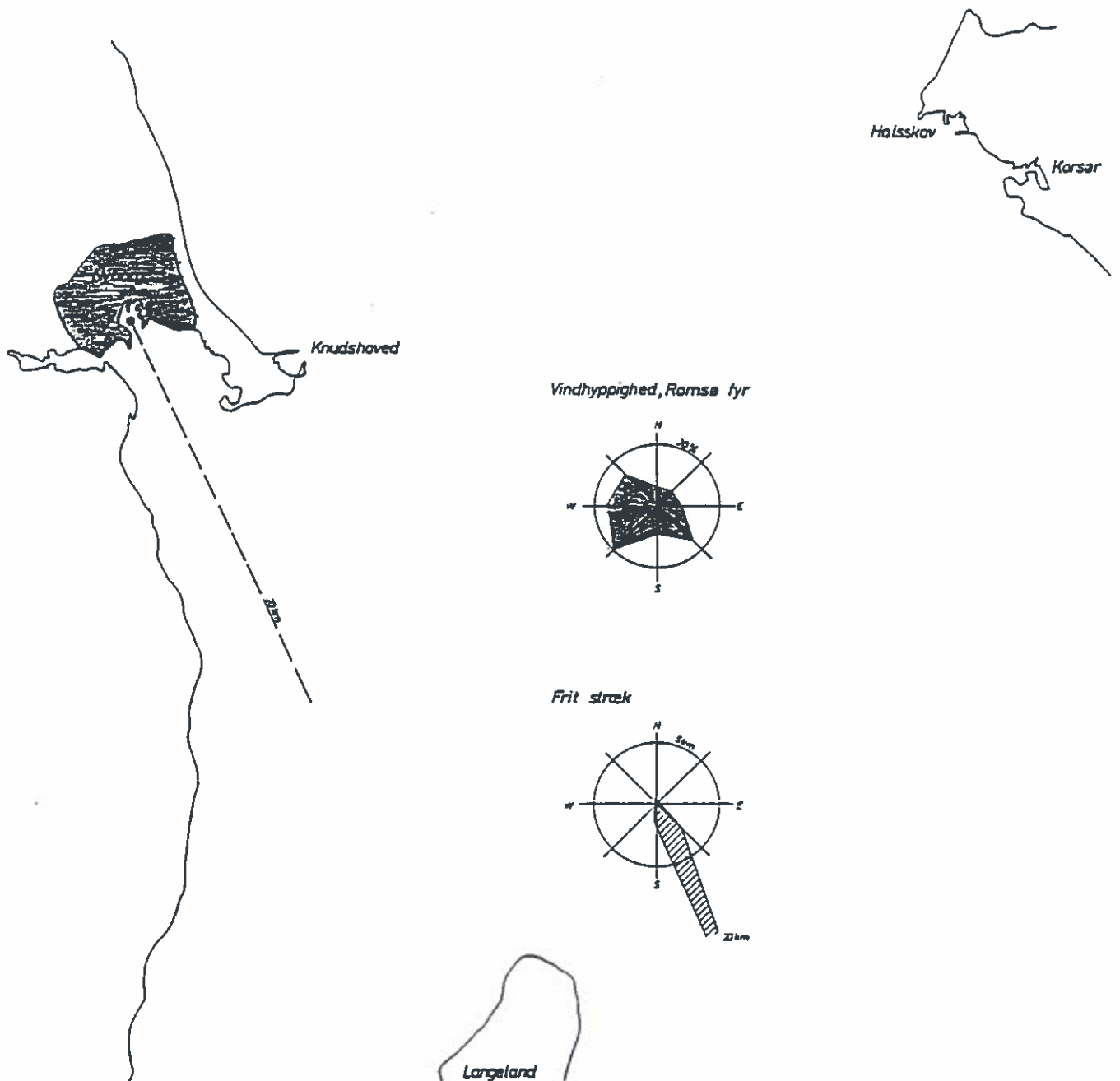


FIG. 14

FIG. 14 - VINDROSE OG FRIE STRÆK FOR NYBORG LYSTBÅDEHAVN

Vindrosen for Romsø viser for året som helhed, at NW, W og SW sektoren har de største vindhyppigheder.

Situationsplanen for det frie stræk viser 20 km, selektivt i een retning SSØ ud ad fjorden.

Imidlertid har Nyborg Fjord særdeles dybt vand 10 m næsten helt ind til lystbådehavnen, hvorfor dønninger fra Storebælt ikke bremses væsentligt af bundfriktion, men i nogen udstrækning refrakteres ind over landgrundene langs fjorden.

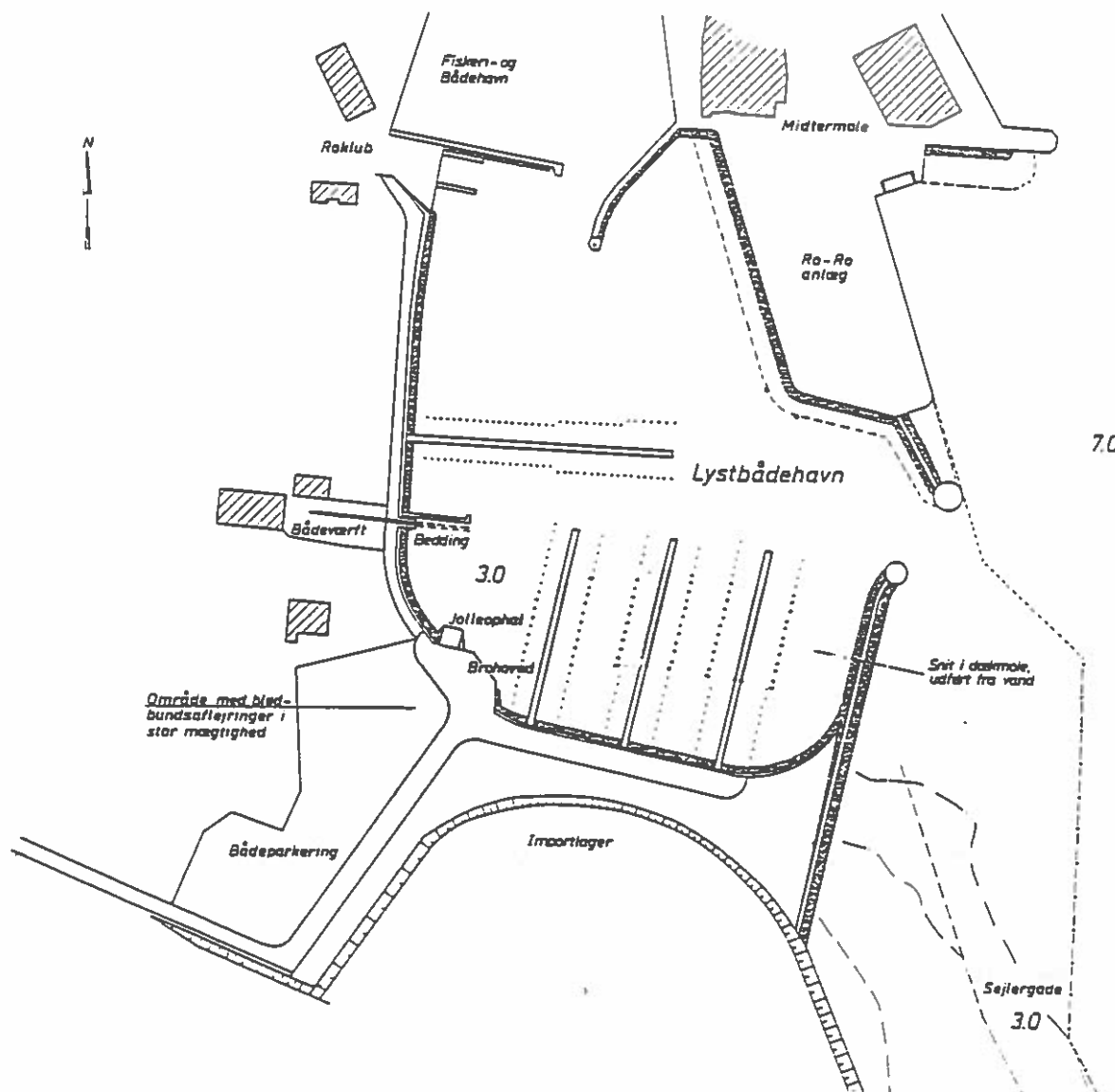


FIG. 15

FIG. 15 - NYBORG LYSTBÅDEHAVN

Situationsplan. Munden vender direkte mod det frie stræk ud ad fjorden, så der er tilstræbt dæmpende skråninger inde i forhavnen. Munden burde vende mod øst og naturligvis ikke vende mod syd, men dette blev en nødvendighed for ikke at sejlerne skulle genere storebæltsfærgerne i vindstille og derved stoppe hele Inter City trafikken.

Sejlgaden er affødt af samme frygt. Flydepæle anvendes af hensyn til kollisionssikkerhed og markerer med ca. 20 m afstand en snæver sejlgade af ca. 30 m bredde og 600 m længde. Linien må ikke passeres. På et tidspunkt overvejedes det at ramme pæle og udspænde en wire som sikkerhed mod overskridelse. Dette kunne dog ikke tillades under hensyn til planende speedbåde og lavtgående fly.

Blødbundsområde. Tværs over bassinet fandtes et blødbundsområde. Dette var til stor gene for såvel bolværket som dækmolen.

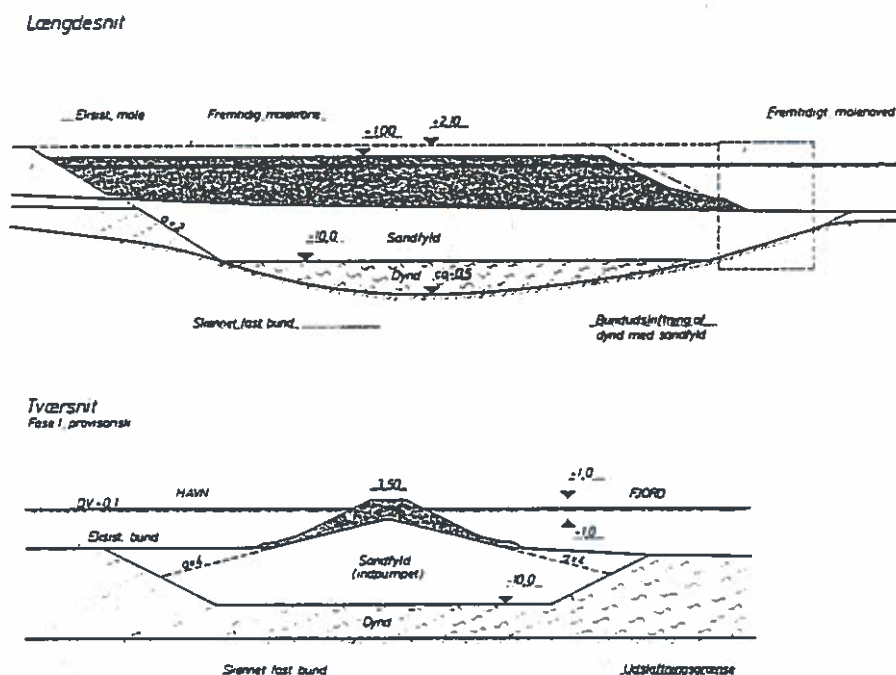


FIG. 16

FIG. 16 - NYBORG LYSTBÅDEHAVN, SDR. DÆKMOLE. LÆNGDEPROFIL OG TVÆRSNIT, FASE 1

Geotekniske forhold

Nyborg Fjord har inderst inde 10-13 m tykke aflejringer af dynd ovenpå morænen. Det er således umuligt at bygge en normal stenkastningsmole, hvorfor der må foretages kunstgreb, såfremt konstruktioner er påkrævede.

Sandpude. En sandpude som etableres ved bundudskiftning af dynd er en traditionel mulighed, som imidlertid vil blive for dyr ved en total udskiftning til fast bund.

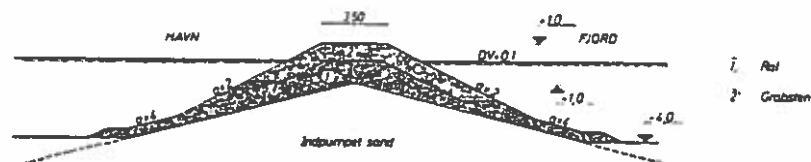
Et kompromis er derfor løsningen, og som længdeprofilet viser, er det ud fra dyndets vandindhold valgt at udskifte til kote -10 m.

Dækmolen vil naturligvis sætte sig over længere tid, og en efterfyldning vil derfor være påkrævet. Denne bør i videst mulig udstrækning ikke foretages med dyre dækmaterialer, men med billigere kernematerialer.

Fase 1 viser grovral 50-150 mm udlagt som en provisorisk dæmning ovenpå den indpumpede sandpude.

Afdækning skete med grabstensmaterialer 25-65 cm som provisorisk beskyttelse.

Dækmole udført umiddelbart
efter sandindfyldning.
(udførelse fra vand)



Endelig tværsnit udført
efter 30 cm's sætning
(udførelse fra land)

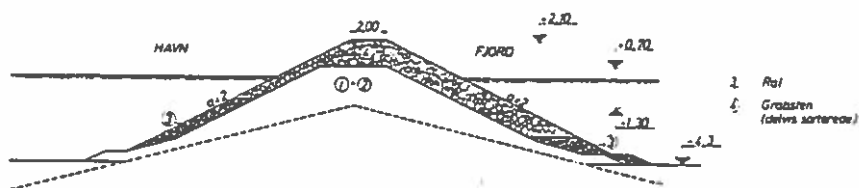


FIG. 17

FIG. 17 - NYBORG LYSTBÅDEHAVN, SDR. DÆKMOLE, TVÆRSNIT FASE 1 OG 2

- 1) Grovral 50-150 mm udlagt med undervandsbanketter som underlag for grabstenene i begge sider. Raldæmningen udlagdes med stenfisker og opbyggedes til 3,50 m bredde i D.V.
- 2) Grabsten 25-65 cm som beskyttelse af moleskråningerne opbygget til kote +1,0 m i 3,50 m kronebredde.

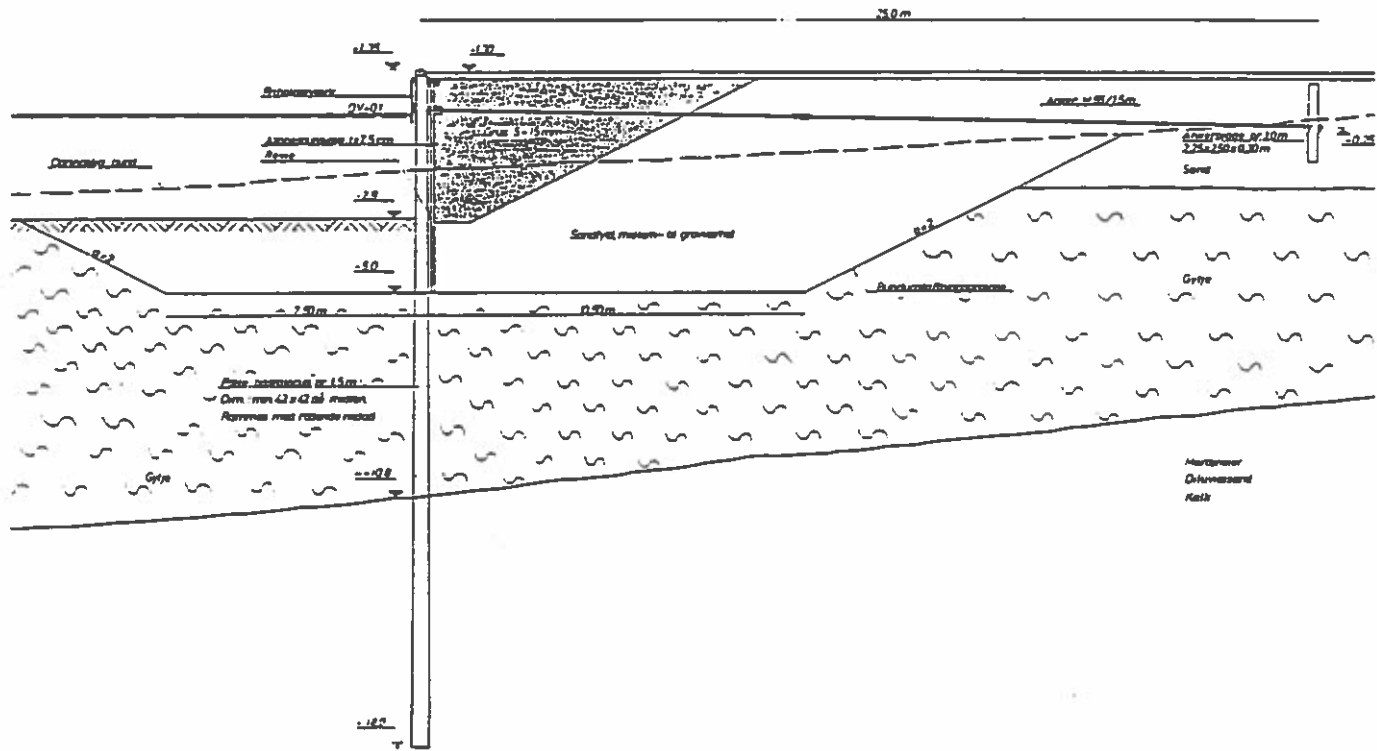
Efter udførelse af fase 1 viste nivellementer, at bunden var mere stabil overfor sætninger end forventet. Sætningerne var kun 30 cm mod forventet 70 cm.

Fase 2 efter 30 cm sætning. Dette arbejde udførtes fra vand

- 3) Grovral 50-150 mm udlagt i banketter på siderne som underlag for grabsten.
- 4) Grabsten, delvis sorteret 40-65 cm udlagt som dækstensbeskyttelse på molesiderne. Kronen opbyggedes til kote +2,10 m i 2 m bredde.

Nivellementer, som nu er foretaget, viser en totalsætning siden 1978 på 10-45 cm, mindst ved land og størst ved molehovedet.

Erøved på blød bund
(dette grundbæretning)



NYBORG Lvsrødtshavn

FIG. 18

Jordtryk på konstruktion
Ubekendte enheder er KN/m²

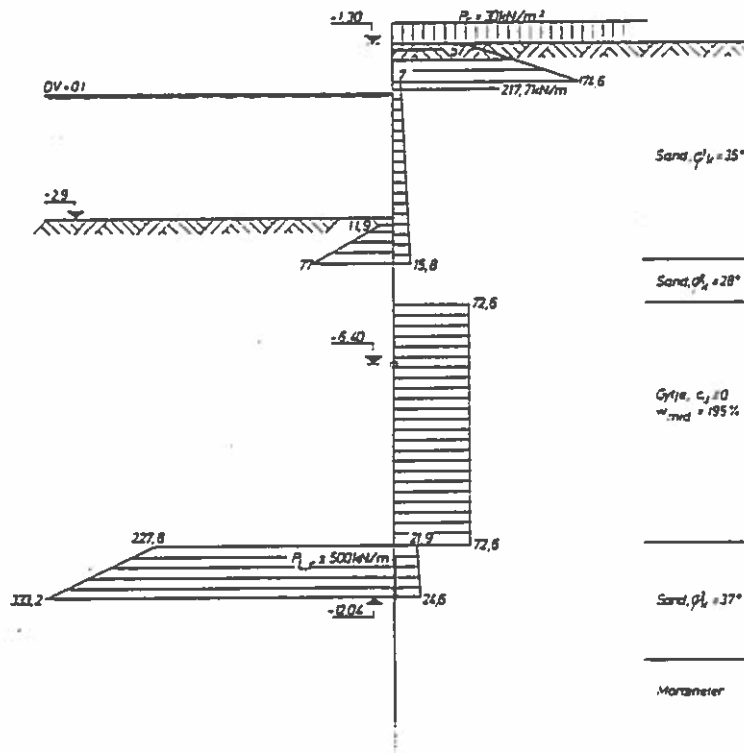


FIG. 19

FIG. 18 - BROHOVED I NYBORG LYSTBÅDEHAVN. PÆLEBOLVÆRK MED FLAGEVÆG

Planløsningen for Nyborg Lystbådehavn krævede af hensyn til havnefunktionerne, at bolværket måtte placeres i et særdeles dårligt område med hensyn til funderingsarbejder. Der var således ca. 10 m tykke dyndaflejringer over den faste bund.

Bundforstærkning udførtes ved dyndudskiftning med en sandpude. Denne kunne ikke gennemføres til fast bund af geometriske og økonomiske årsager. Der udskiftedes dynd til kote -5 m og efterfyldtes med sand til ca. -1 m i rammeflugten.

Azobéspunsvæg

I en periode afventedes specielt initialsætninger og konsolideringssætninger, hvorefter azobéspunsvæggen blev rammet. Forankring foretoges traditionelt med stræk, tvinger og hovedbolte. Spunsvæggen tjener i færdig stand kun som flagevæg for det egentlige pælebolværk.

Hjertepæle af basralocus 42 x 42 cm rammedes til fast bund i kote -18 m, med den tykke ende nedad. Dette var en nødvendighed for at optage kræfterne fra negativ friktion på såvel bolværk som pæle. Pælene er regnet indspændt i den faste bund.

Forankringen foretoges med hovedankre til hver enkelt hjertepæl. Ankerlængden på 25 m var bestemt af stabilitetshensyn, og ankerpladerne udførtes i dobbelt bredde fælles for 2 stålankre.

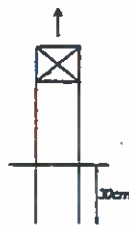



Deformationer i vandret retning har været forsvindende. Der var skønnet 10 cm over en årrække. Bolværkskonstruktionen har ikke sat sig, hvorimod fylden er sunket ca. 10-50 cm.

Opretning er foretaget, og arealet har i et par år været uden væsentlige sætninger.

FIG. 19 - GEOTEKNISKE FORHOLD OG BELASTNINGER PÅ KONSTRUKTIONEN

Beregningsantagelserne er ansat på den sikre side, idet den regningsmæssige kohæsion er sat $c_u = 0$.

Pælene i gytjelaget er således belastet med differenstrykket for hydrostatisk tryk imellem indersiden og ydersiden. Trykkene er regnet som for en fortløbende væg i stedet for enkeltpæle.

FORSØGSRÆKKE	B	C	E	F
KONSTRUKTION				
ANTAL FORSØG n	6	5	3	3
MODSTANDSFAKTOR, middel \bar{N}_{m0}	5.1	3.5	7.0	5.7
SPREDNING $\sigma_{r,m}$	0.4	0.8	0.3	0.4
RELATIV AFVIGELSE %	100	70	140	115

MODELFORSØG 1:10
OPTRÆKNINGSMODSTAND FOR PÆLEÅG

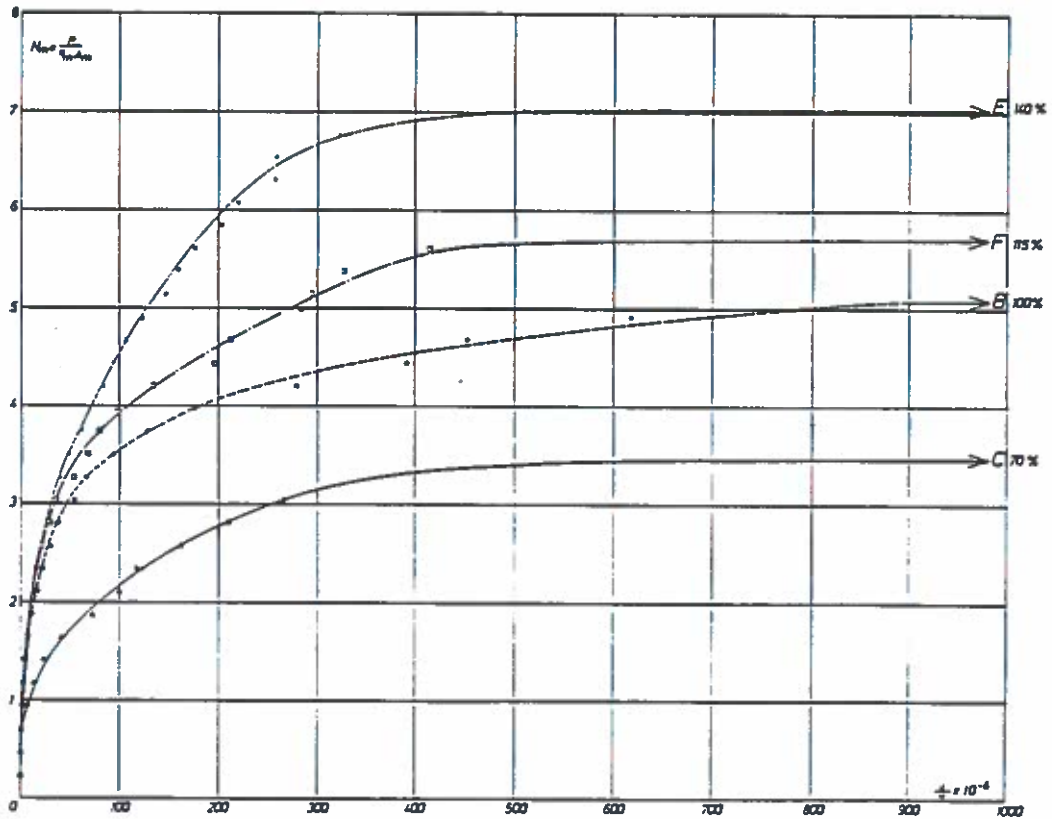


FIG. 20

FIG. 20

Dansk Geoteknik as har i laboratoriet udført et par helt orienterende forsøg med løftekræfter for enkeltpæle, og for 3 forskellige pæleåg bestående af 2 pæle i lod, eller 2 pæle med varierende hældninger 3,6:1 og 7,2:1.

Forsøgstillene er kun ca. 3-6, og materialet er altså kun orienterende.

Resultatet viser som forventet, at løftmodstanden forøges med pælehældningen, idet der ved løft introduceres tværkræfter og bøjning af pælene, hvilket giver større overflademodstand end for lodpælene. For hældning 3,6 og 7,2 stiger løftmodstanden for de samme pæle henholdsvis 40% og 15%.

Forsøget med enkeltpælen viser 70% af 2 lodpæles værdi. Der foreligger altså i forsøget en gruppevirkning, som ikke må forventes i praksis.

