

SEMINAR OM
PROBLEMATISKE JORDARTER
VED VANDBYGNING

afholdt i København

10 November 1994

Publikation er udsendt i oktober 1999



DANSK VANDBYGNINGSTEKNISK SELSKAB

DANISH SOCIETY OF HYDRAULIC ENGINEERING

v/ Helge Gravesen, Carl Bro Anlæg a/s, Granskoven 8, 2600 Glostrup
Tlf. +45 43 48 63 28, Fax +45 43 63 65 67, email hlg @carlbro.dk



DANSK VANDBYGNINGSTEKNISK SELSKAB

DANISH SOCIETY OF HYDRAULIC ENGINEERING

v/ Helge Gravesen, Carl Bro Anlæg a/s, Granskoven 8, 2600 Glostrup
Tlf. +45 43 48 63 28, Fax +45 43 63 65 67, email hlg @carlbro.dk

København oktober 1999

Indledning

Denne publikation indholder hovedindholdet af indlæg fra seminar om problematiske jordarter ved vandbygning afholdt 10 november 1994 på DTU. Det skal beklages at publikationen kommer så sent, men det har været vanskeligt at få nogle af foredragsholderne til at fremkomme med deres indlæg.

Publikationen indeholder yderligere et indlæg om Vejle havn fra et seminar 29 februar 1996 samt et indlæg om anvendelse af uddybet materiale fra Øresund Link Dredging and Reclamation konferencen 26-28 maj 1999.

Vi håber at I på trods af den sene udgivelse vil have nytte af publikationen.

På Dansk Vandbygningsteknisk Selskabs vegne



Helge Gravesen

INDHOLDSFORTEGNELSE

1. Forlængelse af Sydkajen i Vejle havn. Et projekt med meget dårlige bundforhold ved Henrik Iversen (Vejle kommune), Jørgen Lisby (Rambøll) og Egon Madsen (Armton)
2. Eksempler på havnekonstruktioner på gytje ved Erik Daugaard (Carl Bro)
3. Deponering af belastet havneslam i Korsør ved Arne Buhl Petersen (Carl Bro)
4. Problematiske jordarter ved Marina Minde (Flensborg fjord) og landopfyldning Banjul (Gambia) ved Erik Hulgaard (Hostrup Schultz & Sørensen)
5. Gytjelinser ved Helsingør havn ved Jørn Thomsen (Cowiconsult) og Torben Bjerg Hansen (Carl Bro)
6. Flyveaske som konstruktionsmateriale ved Jens Ludvig Sørensen (Geoteknisk Institut)
7. Høje morænelersdæmninger i Kalundborg ved Knud Winther (Pihl)
8. Nyt om moræneler på Sprogø samt i indfatninger for den kunstige halvø på Amager ved Arne Hansen (Hostrup Schultz & Sørensen)
9. Dilatational behaviour of crushed stone ved Jørgen Stenfeldt og Niels Foged (Geoteknisk Institut)
10. Optimised use of dredged materials for reclamation ved Steen Bendtsen (Per Aarsleff), Lærke Rismer Stormholt, Ole Alenkær Madsen og Peter Stockmarr (Carl Bro)



DANSK VANDBYGNINGSTEKNISK SELSKAB

DANISH SOCIETY OF HYDRAULIC ENGINEERING

Halvdagsseminar om problematiske jordarter ved vandbygning.
Den 10. november 1994, DTU

Deltagerliste:

Navn	Firma
Svend Aage Sørensen	Det Lollandske Digelag
Preben Basse	Hostrup-Schultz og Sørensen
----	M. S. Rosbæk Aps.
Mogens Mandrup	fiboværket
Klaus Bødker	Geoteknisk Institut
Susanne D. Nicolaisen	Lic Engineering A/S
Hanne Grinsted	Moe & Brødsgaard A/S
Birte Rodevang	Københavns Teknikum
Thorsteinn Thorsteinsson	SHAF
Dorte Gadeberg	SHAF
Pernille Kjærgaard	SHAF
Knud Mortensen	Geoteknisk Institut
Charlotte Lindberg	Bigum & Steenfos
Flemming S. Eriksen	Bigum & Steenfos
Ib Rasmussen	Nielsen & Risager A/S
Jens Erik E. Nielsen	Armton A/S
Torben Poulsen	SHAE
Carsten Michaelsen	SHAE
Gregers Vefling	CowiConsult
Jacob Steen Møller	DHI
Niels Mortensen	
Niels Broe Rasmussen	Armton, Vejle A/S
C. P. Olsen	Dansk Geoteknik
Niels Bønding	Geoteknisk Institut
Jes Kromann Bak	Geoteknisk Institut
Per B. Lauersen	Geoteknisk Institut
Poul Larsen	Geoteknisk Institut
Ulla Schiellerup	Geoteknisk Institut

Mogens Porsvig	Geoteknisk Institut
Ulla Schiellerup	Geoteknisk Institut
Per Bjerregaard Hansen	Geoteknisk Institut
Gunnar Haudrup	Per Aarsleff A/S
Jens Martin Nielsen	Per Aarsleff A/S
Palle Florup	Per Aarsleff A/S
Erik Hermansen	DSB
Henrik B. Nielsen	Højgaard & Schultz
Christian Knudsen	Højgaard & Schultz
Mogens Olsen	Carl Bro Byg A/S
Jørgen Larsen	Geoteknisk Institut
Arne Villumsen	DTU
Claus Nødgaard Hansen	Carl Bro
Kirsten Zilmer	DSB
Bjarne Pankchik	DSB
Jørgen Jørgensen	DSB
Jens Vinther-Jensen	DSB
Claus Quist Nielsen	CowiConsult
Alice Madsen	Peter Madsen Rederi
Leif Runge-Schmidt	Arcon
Hans Jørgen A. Jacobsen	Skude & Jacobsen as
Kjeld Dahl Sørensen	Wejse Entreprise A/S
Gudik Gudiksen	H. Hoffmann & Sønner
Palle Knudsen	H. Hoffmann & Sønner
Bo Jørgensen	H. Hoffmann & Sønner
Lars Kær Thomsen	H. Hoffmann & Sønner
Poul Nielsen	H. Hoffmann & Sønner
Jens Brink Clausen	Geoteknisk Institut
Hans Denver	Geoteknisk Institut
Lars Hansson	Geoteknisk Institut
Henning Riis	Geoteknisk Institut
Ole Steensen Bach	Geoteknisk Institut
John L. Christensen	Geoteknisk Institut
Helle Foged Christensen /	
Ole Havmøller	Geoteknisk Institut
Niels H. Christensen	Geoteknisk Institut
Jens-Erik Jepsen	Geoteknisk Institut
Lærke Ritsmer	----
Per Madsen	Carl Bro Anlæg

Jesper Knudsen	Moe & Brødsgaard A/S
O. Schøller Larsen	DSB
Dennis Buhn	DSB
Tina Petersen	DSB
Jette Aagaard	DSB
John Frederiksen	DSB
Bitten Thomsen	Nellemann Rådgivende Ingeniører
Ole Steen Christensen	Højgaard & Schultz
Palle Juul Andersen	Højgaard & Schultz
Kaj Christensen	DIA-B
Gunnar Bagge	DIA-B
Frands Haahr	Geoteknisk Institut
Søren Rasmussen	Mogens Pedersen Nyborg
Jens Marling	Mogens Pedersen Nyborg
Claus Gormsen	N & R Consult
Tommy Hansen	Hedeselskabet, Roskilde
John Cohrtz	Energistyrelsen
Niels Kjeldgaard	Højgaard & Schultz
Henning Kryger Hansen	Geoteknisk Institut
René S. Lorenz	Vejdirektoratet
Kurt Jacobsen	Nyborg Havn
Henning Brændgård Petersen	----
Peter Bak Frederiksen	Rambøll Hannemann & Højlund
Gert Hansen	Rambøll Hannemann & Højlund
Per V. Christiansen	Monberg & Thorsen A/S
Ole Møller	Peer Aarsleff A/S
Henrik Lundorf	Peer Aarsleff A/S
Lars Rande	Peer Aarsleff A/S
Henrik Iversen	Vejle kommune
Jens Lauersen	Rambøll Hannemann & Højlund
Kim Sillemann	Rambøll Hannemann & Højlund
Niels Jørgen Andersen	Fredericia Havnevesen
Bent Rasmussen	Nykøbing Falster Havn
Hans Havbro	Peer Aarsleff A/S
Lars Carlsen	Peer Aarsleff A/S
Asker Petersen	Peer Aarsleff A/S
Peter Nordheim	Peer Aarsleff A/S
Erik Daugaard	Carl Bro Anlæg
Arne Buhl Petersen	Carl Bro Anlæg

E. Hulgaard	Hostrup-Schultz og Sørensen
Jørn Thomsen	Comar
Torben Bjerg Hansen	Carl Bro Anlæg
Arne Hansen	Hostrup-Schultz og Sørensen
P. Sandgaard Kristensen	CowiConsult
Jens Lollike	Carl Bro Anlæg
Knud Winther	E. Pihl & Søn
Niels Foged	Geoteknisk Institut
Jens Ludvig Sørensen	Geoteknisk Institut
Torben Balstrup	Geoteknisk Institut
Jørgen S. Steenfelt	Geoteknisk Institut
Helge Gravesen	Carl Bro Anlæg
Gert Elisberg	Hostrup Schultz og Sørensen
Mette Koch	Hostrup Schultz og Sørensen

Forlængelse af Sydkajen i Vejle havn. Et projekt med meget dårlige bundforhold.

Indlæg ved Vandbygningsteknisk Selskabs seminar d. 29.
februar 1996.

Ved bygherre:
Sektionsingeniør Henrik Iversen, Vejle Kommune.

Ved rådgiver:
Akademiingeniør Jørgen Lisby, RAMBØLL.

Ved Entreprenør:
Ingeniør Egon Madsen, ARMTON A/S.

Indlæg i Vandbygningsteknisk forening den 29.02.1996 vedr. Forlængelse af Sydkajen.

Mit navn er Henrik Iversen - fra Vejle Kommune teknisk forvaltning - sektionsingeniør med ansvarsområde inden for kloak og vandløb.

Herudover er jeg tilknyttet Vejle Havn til at løse alle ingeniørmæssige opgaver.

De mere specielle vandbygningsmæssige opgaver løses i samarbejde med dygtige rådgivere.

Vejle Havn ligger i

smukke omgivelser

2. LUFTFOTO AF HAVNEN

Vejle Havn har mange driftige virksomheder - 600-800 skibsanløb om året - en årlig godsmængde på ca. 800.000 tons hvoraf stål er den største - en sund økonomi der giver grundlag for en fortsat udvikling.

3. OVERHEAD STÅLCENTER

Helt konkret er den udvidelse af Sydkajen der er på programmet i dag medfødt af at speditjonsfirmaet H.Daugaard A/S ønskede at etablere et stålhotel på Vejle Havn i tæt tilknytning til stålfirmatet Ib. Andresen Industri der har været på havnen i mange år.

4. OVERHEAD LUFTFOTO IAI

Med dette var baggrunden for at udvide kajarealet.

Det planlægningsmæssige grundlag var tilvejebragt tilbage i 1990 ved at Byrådet vedtog en lokalplan for et nyt havneareal.

5. OVERHEAD OVERSIGTSPLAN

Det blev besluttet at forlænge sydkajen - men da udbygningsbehovet ikke var klarlagt og da havnen ikke ville bygge mere end nødvendig - operere man med 40 - 65 evt. 100 meter kajudvidelse, evt. som etapeudførelse - En ting var sikker kajen skulle have en fornuftig bredde, og blev derfor fastsat til 30 meter da håndtering af stålcoil og stålør erfaringsmæssigt kræver en del plads.

Vi valgte at indhente forslag/tilbud fra 2 rådgivende ingeniørfirmaer. Ud fra honorar og referencer blev Rambøll valgt til opgaven.

Opgaven lød: byg en kaj der kan klare oplag af stål med 7 tons/m²
og som kan klare et støttebenstryk på 120 tons fra en mobilkran.

Fra starten var vi klar over at deponering af overskydende dynd nok ville give flest problemer ikke mindst aht. tidsplanen.

5A. OVERHEAD TVÆRSNIT

Rambøll udarbejdede derfor 2 forslag -

Forslag 1 - spunsvæg med ankre og fuld dyndudskiftning

Forslag 2 - spunsvæg med aflastningsplade under hele kajen.

Der er 2 væsentlige forskelle i de 2 projekttyper.

- * 1. Økonomien da pladeløsningen var 5 mill kr dyrere.
- * 2. Det volumen der skulle deponeres - hvor forslag 1 medførte deponering af 50.000 m³ dynd og forslag 2 pladeløsningen medførte deponering af 8.500 m³, uddybning foran kajen.

Under hensyn til tidsplanen og usikkerheden om klaptilladelsen arbejdede vi med begge konstruktionstyper - med henblik på at udbyde begge løsninger - idet vi håbede at der var en afklaring af deponeringsproblemet.

6. OVERHEAD FOTO INDSPULINGSAREAL

Vejle Havn etablerede i 1989 et indspulingsdepot efter at man i forbindelse med en ordinær oprensning havde fået afslag på at deponere i fjorden som hidtil. - Depotet der har et areal på 60.000 m² var beregnet til de næste 20 års behov.

Ved oprensningen i 1992 blev det imidlertid konstateret at depotet var utæt, idet der under indspuling af oprensningsmaterialer skete udsivning ved underløbning og underpresning i en sådan grad at oprensningsarbejdet måtte afbrydes.

7. OVERHEAD INDFATNINGSVÆG

Ved en nærmere undersøgelse som blev foretaget af ingeniørfirmaet Carl Bro var det blevet konstateret at der ikke var stabilitet i konstruktionen til en fortsat deponering ved indpumpning.

Betingelsen for at gennemføre den billige løsning spuns med forankring og med fuld dyndudskiftning var at der kunne opnås en tilladelse til at deponere på søterritoriet.

8. OVERHEAD MILJØSTYRELSEN

Så med Miljøstyrelsens foreløbige vejledning som baggrund blev Vejle Amt anmodet om at anvise en deponeringsplads til 50.000 m³ dynd i overkommelig sejlafstand fra Vejle Havn. -

Det satte et større undersøgelsesprogram igang hos Vejle amt med at finde egnede lokaliteter.

En af de ting som amtet fandt væsentligt var optagning - transport - slutdeponering, specielt slutdeponeringen hvor der skulle findes en metode så der ikke skete en spredning af svævestoffer og næringssalte i vandmassen.

Man opstillede en lang række forudsætninger og krav

9. OVERHEAD AMTETS KRAV

Vi brugte en del tid på at finde en løsning til deponering på de 20 meter vand uden en spredning af opslæmmede dynd.

Klapning var ikke umiddelbart en løsning man ville acceptere - der var ingen danske eller udenlandske erfaringer med deponering af dynd - på den måde - der var hollandske erfaringer med - udpumpning - på havbunden men det ville også medføre opslæmning og risiko for spredning.

10. OVERHEAD RØR

Vi forestillede os at man kunne montere et langt rør på uddybningskibet - eller på en opankret flåde - vi forhørte os ved større danske uddybningsfirmaer som godt mente at røretoden kunne anvendes.

Men det var en dyr metode - 1 -1.5 mill kr dyrere end alm. klapning - ud over at metoden var meget vejrafhængig.

Men der var mange andre forhold der skulle afklares - tiden gik - der var nu gået 5 måneder siden ansøgningen blev sendt til amtet -

amtet var efter en grundig undersøgelse efterhånden klar til at give en deponeringstilladelse - men der var voldsomme protester blandt interesseorganisationerne mod deponering i fjorden - ligesom der heller ikke var enighed i Vejle Byråd om at det var en god ide.

11. OVERHEAD AVISARTIKEL

Politikerne i Vejle tog under hensyn til disse protester og til miljøet i fjorden så beslutning om at man ikke ville tillade, deponering af dynd i Vejle Fjord.

Dermed blev horisonten for en deponeringstilladelse yderligere udsat - og under hensyn til tidsplanen for kajbyggeriet - blev løsningen at deponeringsmængden skulle minimeres mest muligt hvorfor vi blev tvunget til at vælge aflastningspladeløsningen.

Dyndmængden kunne derved begrænses til de 8.500 m³ dynd som skal opgraves foran kajen for at give den nødvendige vanddybde - vi påregner at deponere denne mængde i indspulingsarealet.

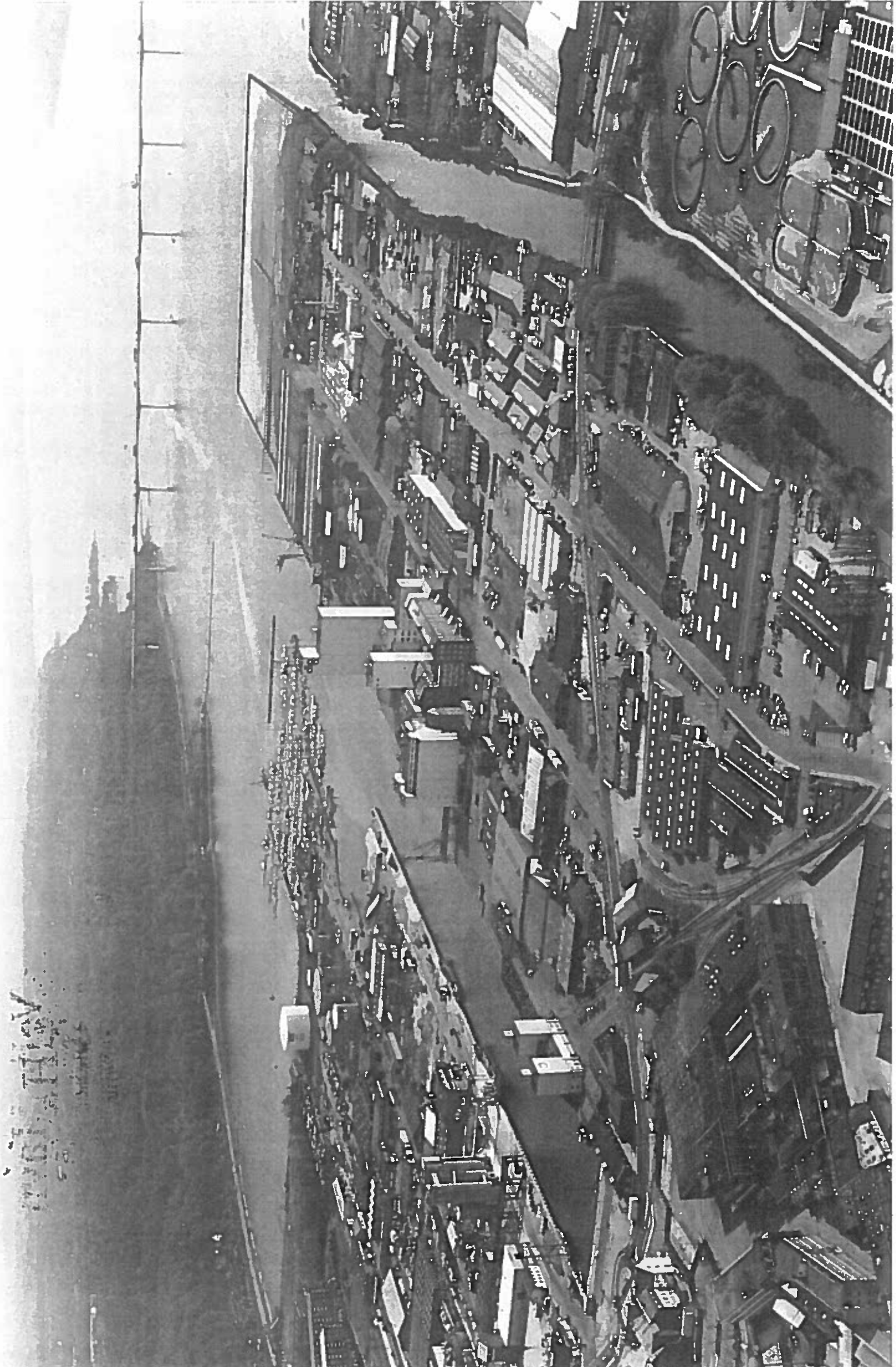
12. OVERHEAD SKIB-DUMPER

Men da vi af hensyn til områdets stabilitet ikke kan spule mængden ind udbød vi uddybningen på en sådan måde at deponeringens skal ske fra landsiden som vi før har gjort med små mængder.

Arbejdet blev ligeledes udbudt som 65 meter kaj med option på 100 meter kaj.

Armton var lavestbydende ved en indbudt licitation blandt 7 og fik overdraget opgaven på udførelse af 100 meter kaj.

Jeg vil herefter give ordet til Jørgen Lisby som vil fortælle om selve projektet.



San Francisco
California

Vejle bliver et stålcenter

Sammen med havnen i Kolding bliver Vejle Havn et kraftcenter på jern- og stålområdet.

Det forudser formanden for Vejle byråds havneudvalg, Erik Villadsen (Kons.), som et resultat af det såkaldte "stål-hotel", som Daugård Shipping opfører for 10 mio. kr. til færdiggørelse i 1995.

Hele tonnagen på havnen er fordelt på

10-12 produktgrupper, så man ikke bliver meget afhængig af en enkelt branche. Men det er ingen hemmelighed, at ståldelen bliver en stor del af havnens tonnage i fremtiden - og at den vil vokse.

- Stålsektoren er en sektor, der er rimeligt stabil, og som ikke vil gå ud af brug inden for de næste 10 år eller mere, understreger Erik Villadsen.

Det ny "stålhotel" i nær tilknytning til jern- og stålfirmaet Ib Andresen på Sydhavnen er en af flere meget spændende investeringer på havnen i de kommende år, som skal styrke havnens konkurrenceevne i de ny tider, hvor markedskræfterne gives fri, og samtidig øge antallet af arbejdspladser på havnens virksomheder til gavn for kommunen.

Det går virkelig godt for den velkonstituerede Vejle Havn med 20 mio. kr. på kistebunden og et årligt overskud på seks-syv mio. kr. Det sidste ni måneders-regnskab viser en gennemsnitlig fremgang på 36 pct. på de 14-16 produktgrupper, man får ind over havnen.

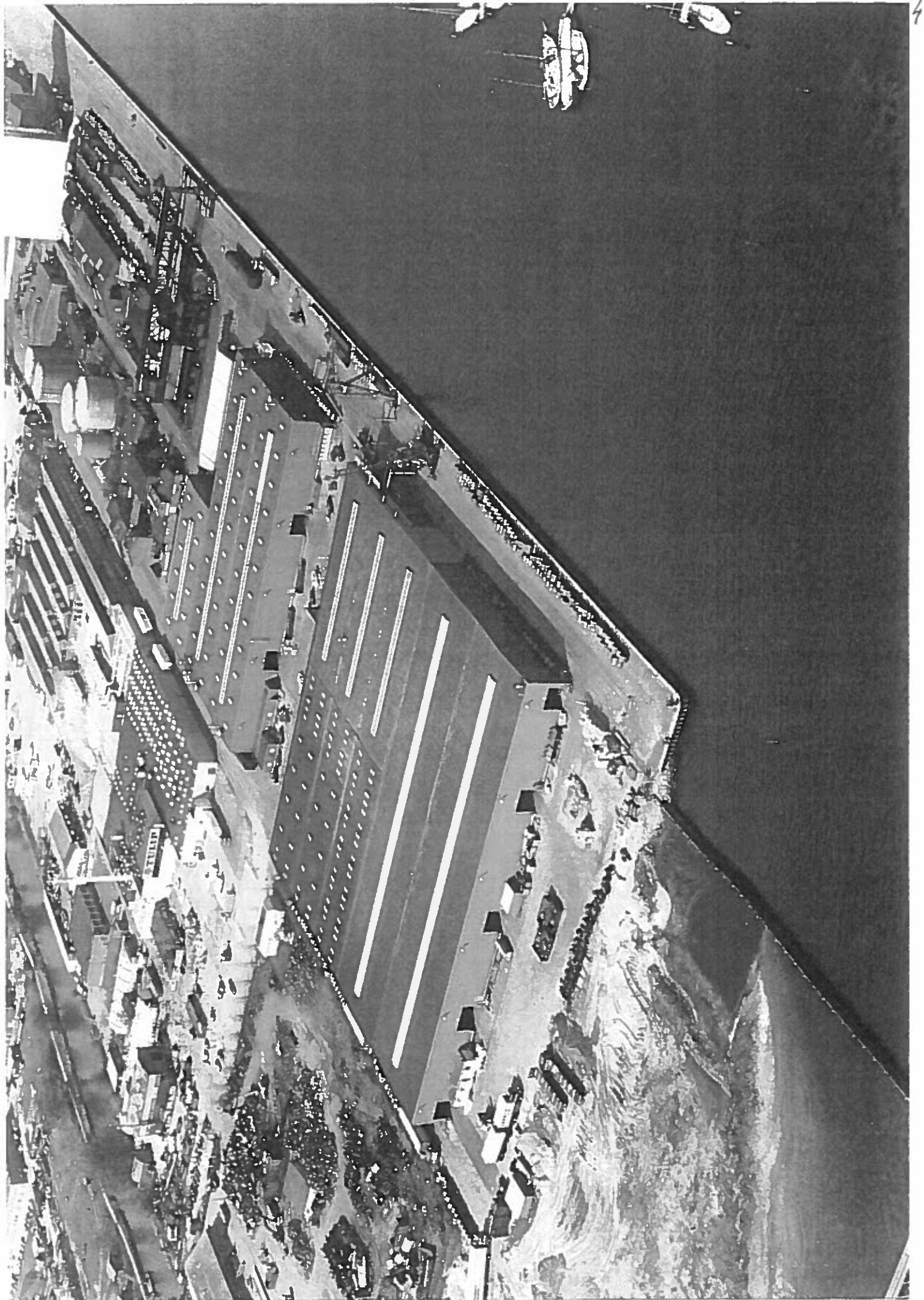
Mange ny jobs på havnen

- Det opsving, vi er inde i, smitter helt klart af på havnen, og vi regner med, at det går ind i 1995, siger Erik Villadsen. Den kommende stålbejdningsvirksomhed vil i sig selv give flere arbejdspladser, men vil også afføde flere jobs i form af de følgevirksomheder, den vil trække med sig. F.eks. har Daugaard Shipping fra Kolding, der i juli oprettede et datterselskab på Vejle Havn, lovet havnen en bestemt tonnage, som det ikke bliver noget problem for havnen at indfri.

Jern- og stålfirmaet Palle Iversen på hjørnet af Sjællandsgade og Toldbodgade er interesseret i at leje mere jord af Vejle Havn for at opføre en ny produktionshal på firkanter mellem Sjællandsgade/Møllehusgade/Pakhusgade, hvor der tidligere har ligget en produktion

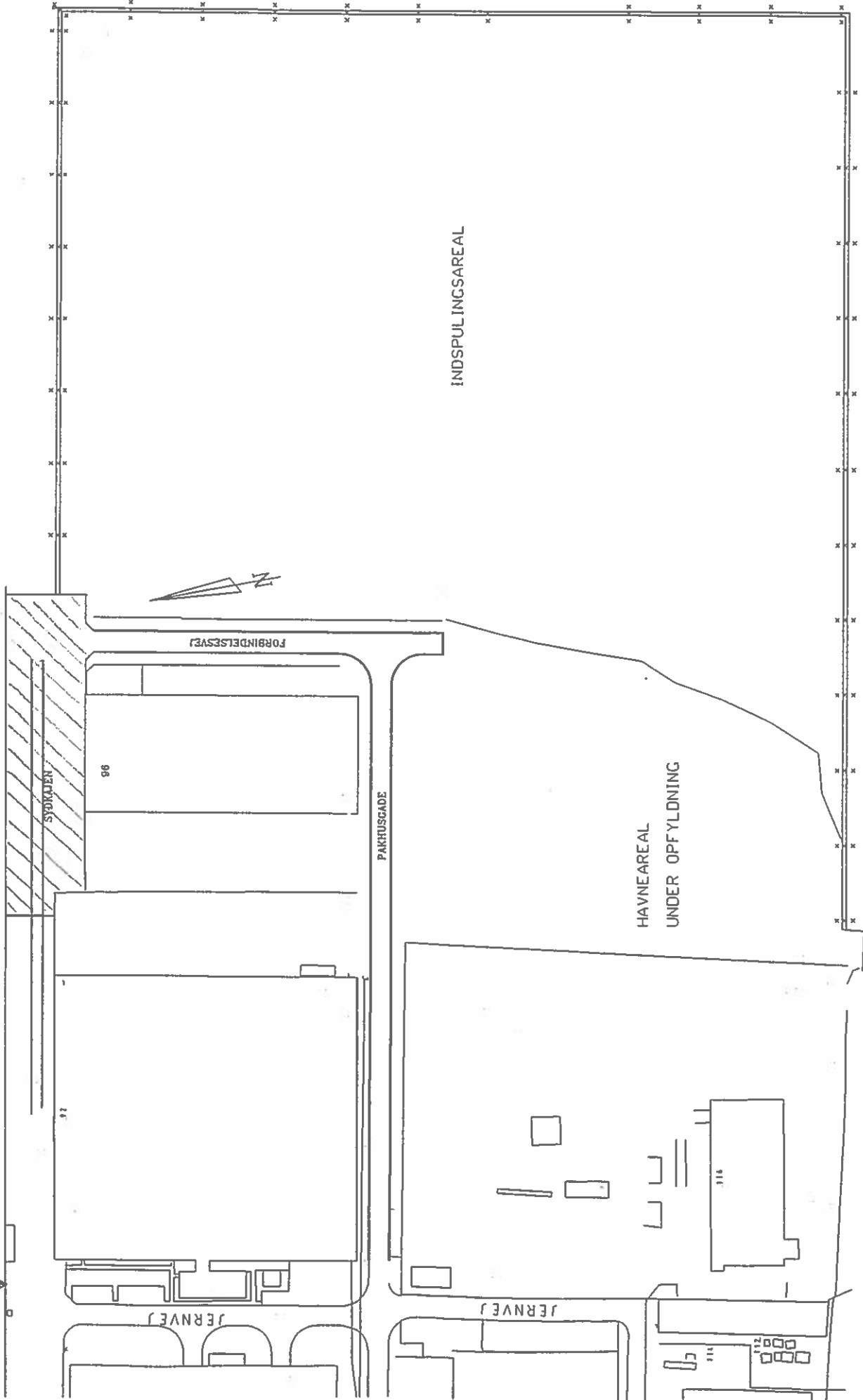



Ikke kun vanddybden, men også tilkørselsveje har i dag betydning for havnernes konkurrencemuligheder, anfører havneudvalgets formand, Erik Villadsen (Kons.), der her ses ved det kommende stålhotel på sydkajen.



19

18

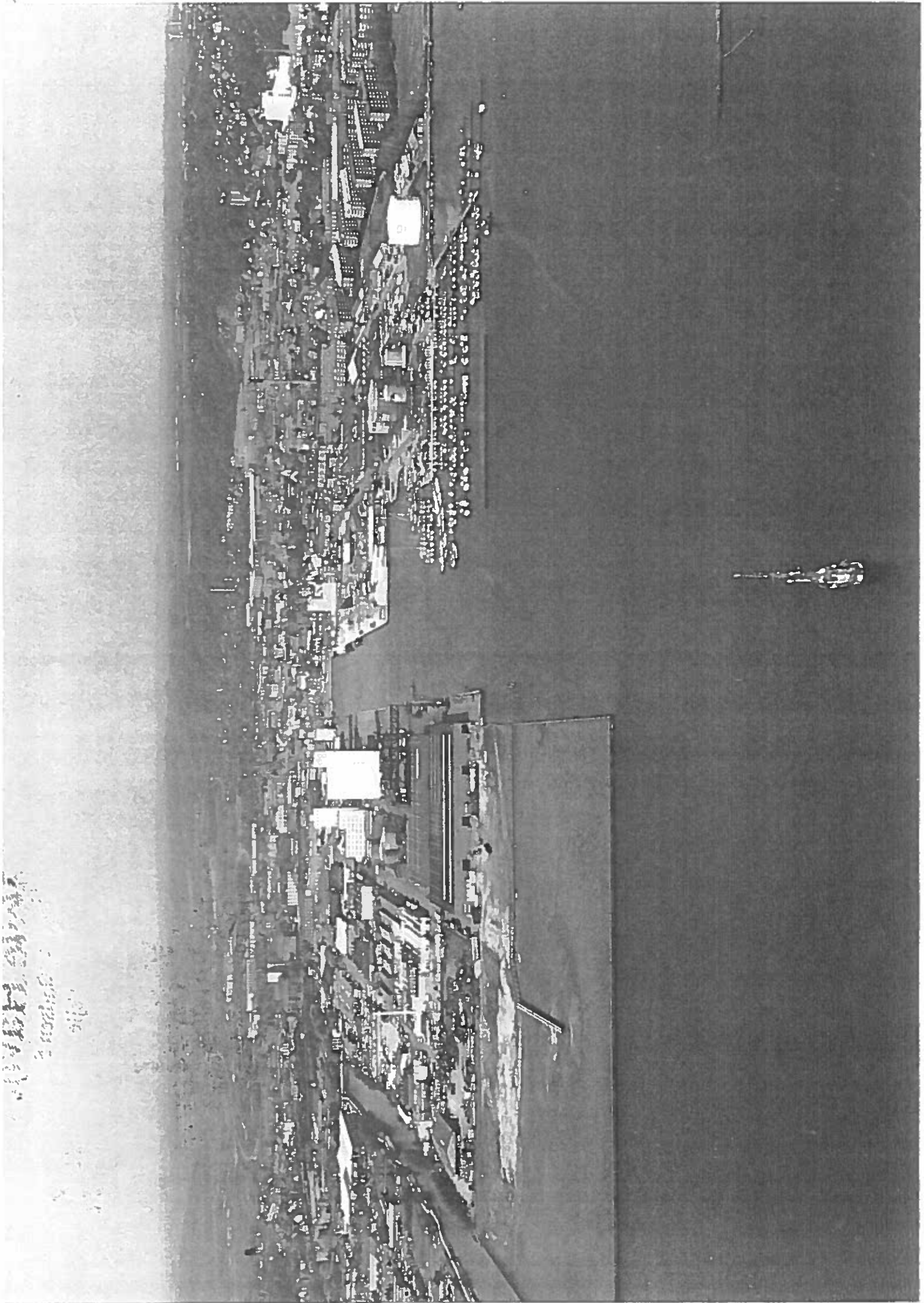


 **VEJLE HAVN**

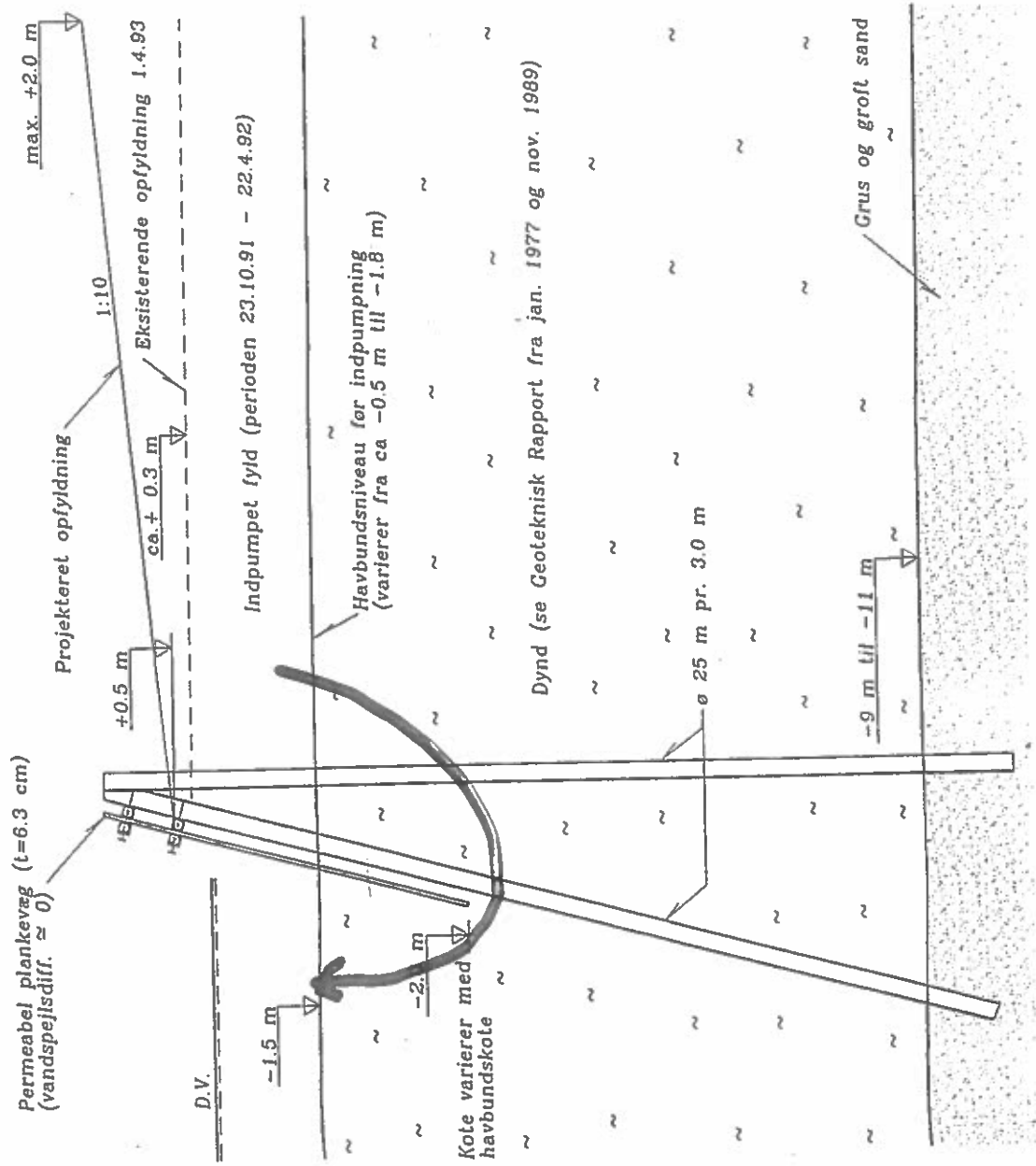
TELEFON 75820466

SØNDERÅ





Handwritten text, possibly a date or location, located in the bottom left corner of the image. The text is faint and difficult to read, but appears to be written in a cursive or semi-cursive style.



Fig

November 1993

Vejledning
fra Miljøstyrelsen

FORELØBIG UDGAVE

Dumpning af optaget
havbundsmateriale
- klapping

Miljøministeriet Miljøstyrelsen

Modtaget

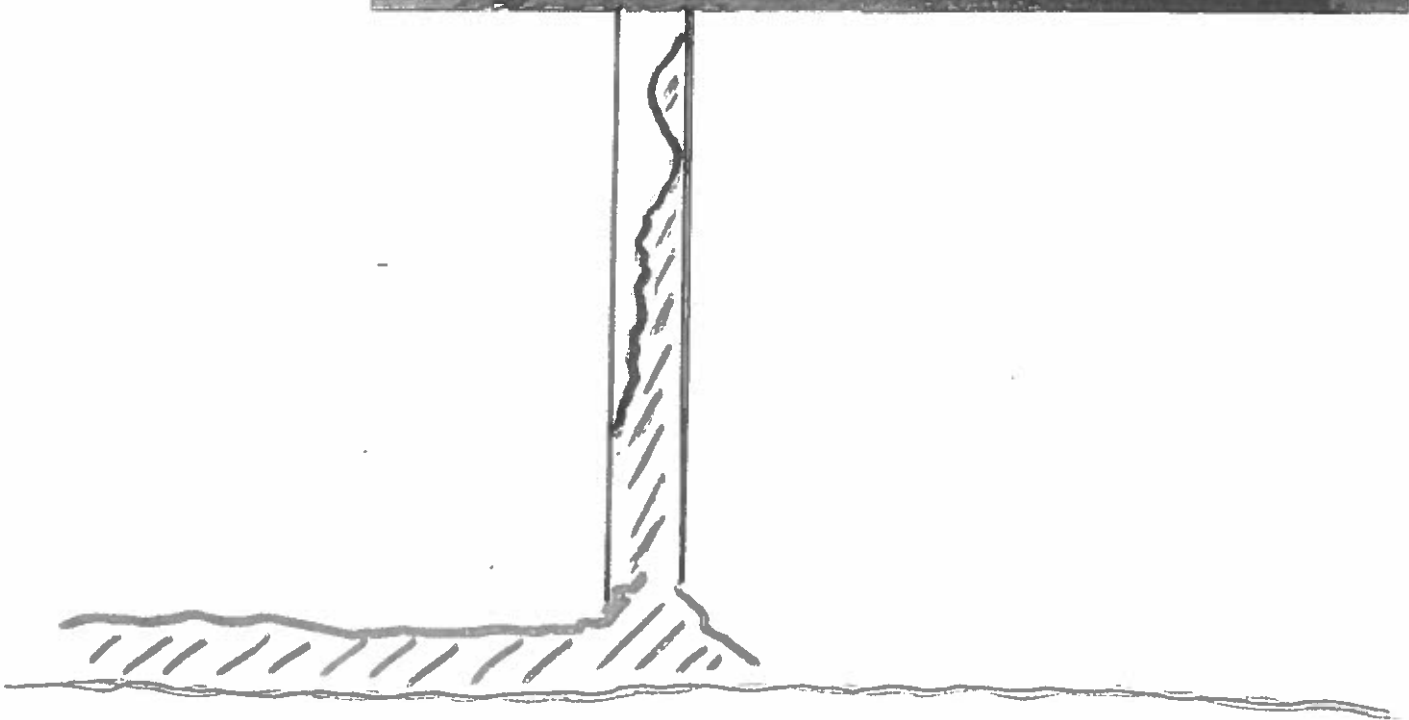
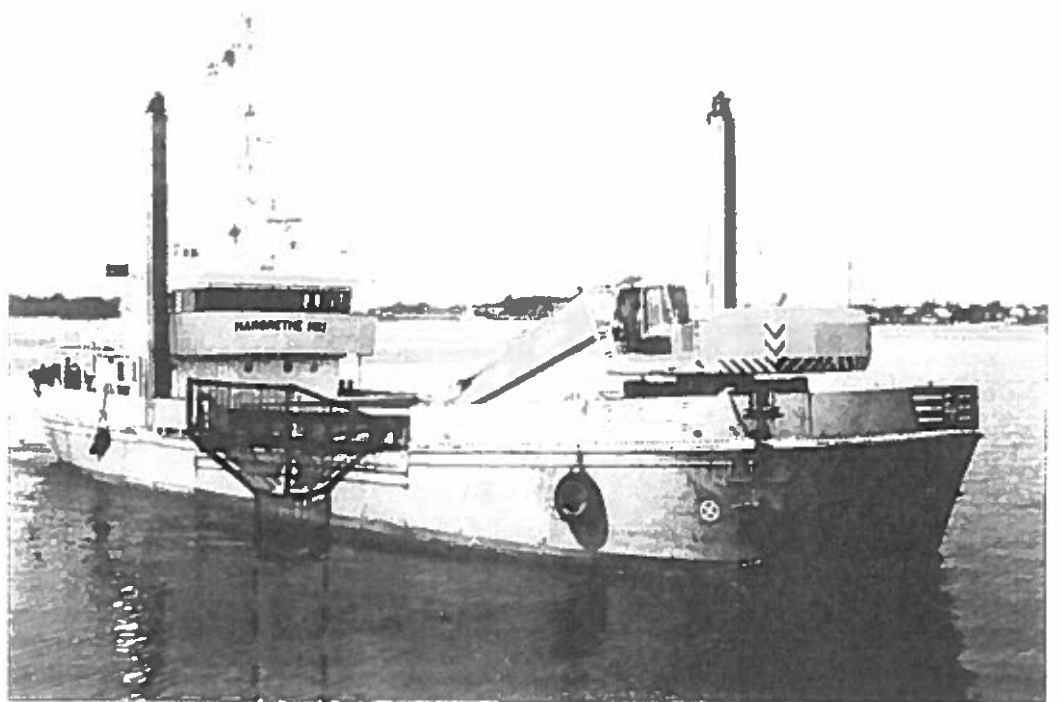
15 FEB. 1994

Veile amtsråd 2.16.36.1-87

FØLGENDE BETINGELSER BLEV BL. A FREMSAT AF VEJLE AMT

- * MILJØSTYRELSENS VEJLEDNING FØLGES
- * OPGRAVEDE MATERIALER SKAL GENBRUGES, f.eks. sand der tages op et sted kan genanvendes et andet sted
- * DER SKAL ANVENDES RENERE TEKNOLOGI, dyndet må ikke spredes fra prammen til bunden.
- * DEPONERINGSPLADSEN OPMÅLES FØR OG EFTER DEPONERING
- * DYND PÅ DYND - SAND PÅ SAND - LER PÅ LER
- * FORURENET DYND SKAL MILJØDEPONERES, f. eks. i indspulingsdepoter.
- * NPO DYND SKAL DEPONERES OM VINTEREN
- * DEPONERINGSPLADSEN SKAL VÆRE UDEN BUNDSTRØM

- * AMTETS MILJØSKIB VIL HOLDE DEPONERINGEN UNDER OBSERVATION OG HAVE RET TIL AT STOPPE ARBEJDET HVIS DER SKER UACCEPTABEL SPREDNING AF MATERIALER
- * AMTET FORBEHOLDER SIG RET TIL AT GØRE INDSIGELSE MOD ARBEJDSMETODER



Planer for slam mødt med skepsis

Naturfredningsforening frygter øget iltsvind i Vejle Fjord

Af Anne Birthe J. Jensen

Forslaget om, at slam fra Vejle Havn placeres ved Rosenvold Hage mødes med skepsis fra Danmarks Naturfredningsforenings lokale afdeling.

- Nu har jeg endnu ikke set de nærmere planer for placeringen, men umiddelbart lyder det som en dårlig ide, siger den lokale formand, Vagn Kjeldsen.

- Selv om der er et lavt indhold af tungmetaller i slammet fra Vejle Havn, kan det give problemer, at det er et organisk stof, som afgiver næringsalte, når det ned-



brydes. Det kan øge iltsvindet i et område, hvor der allerede er problemer med iltsvind om sommeren, siger han.

Nej til Kolding

- Jeg synes i øvrigt, det er underligt, at kommunen sag-

Vagn Kjeldsen: - Hvis havnens indspulingsareal havde været brugt til det, det var beregnet til - nemlig slam - og ikke opgravet jord fra andre steder, ville man slet ikke stå med dette problem.

de »nej« til Kolding Kommune dengang, de ville lægge slam derude, hvorefter de så selv vil placere slam på stedet.

- Hvis havnens indspulingsareal havde været brugt til det, det var beregnet til - nemlig slam - og ikke opgravet jord fra andre steder, ville man slet ikke stå med dette problem, påpeger Vagn Kjeldsen.

Molboløsning at lægge slam ved Rosenvold

Brun-sort slam vil drive ind på kysterne siger SF-politiker

Af Anne Birthe J. Jensen

Forsynings- og miljøudvalget er splittet forud for dets møde på torsdag, hvor blandt andet sagen om slammet fra Vejle Havn skal behandles.

Der er fremsat et forslag om, at 50.000 kubikmeter slam fra havnen placeres øst for Rosenvold Hage, et forslag som udvalgets formand, Ove Nielsen (K), bakker op.

Udvalgets næstformand, Jack Eg Nielsen (SF) vil derimod stemme imod forslaget og om nødvendigt bede om at få det behandlet i byrådet.

- Det er en molbo-løsning først at grave slammet op og så smide det ud igen, så det kan drive ind endnu en gang.

De første 50.000 kubikmeter slam graves godt nok op i havnen, og altså ikke op af fjorden i den forstand. Men det vil jo øge den totale mængde af slam i fjorden, hvis det lægges ved Rosenvold. Vælger man også at placere de 100.000 kubikmeter slam, der skal graves ud af sejrenden, ved Rosenvold, vil det også drive ind igen, siger Jack Eg Nielsen.

Tragt hjælper ikke

- Man vil godt nok bruge en særlig metode med en tragt og slanger til at lægge slammet ned med, men det hjælper ikke noget. Slammet, der er sort-brunt, vil blive ført ind i fjorden af strøm-

men og så blive »blendet« rundt i hele fjorden. Det er jo på grund af strømforholdene ved Rosenvold, at der er 20 meter dybt netop der, når der kun er 4-5 meter dybt i resten af fjorden.

- Strømmen vil først føre slammet ind langs nordkysten, så vil det blive ført med ud af åen og ende med at lægge sig på sydsiden af fjorden. Det bliver et værre svineri. Og det virker helt forkert det her, når vi har gjort så meget for at gøre fjorden renere.

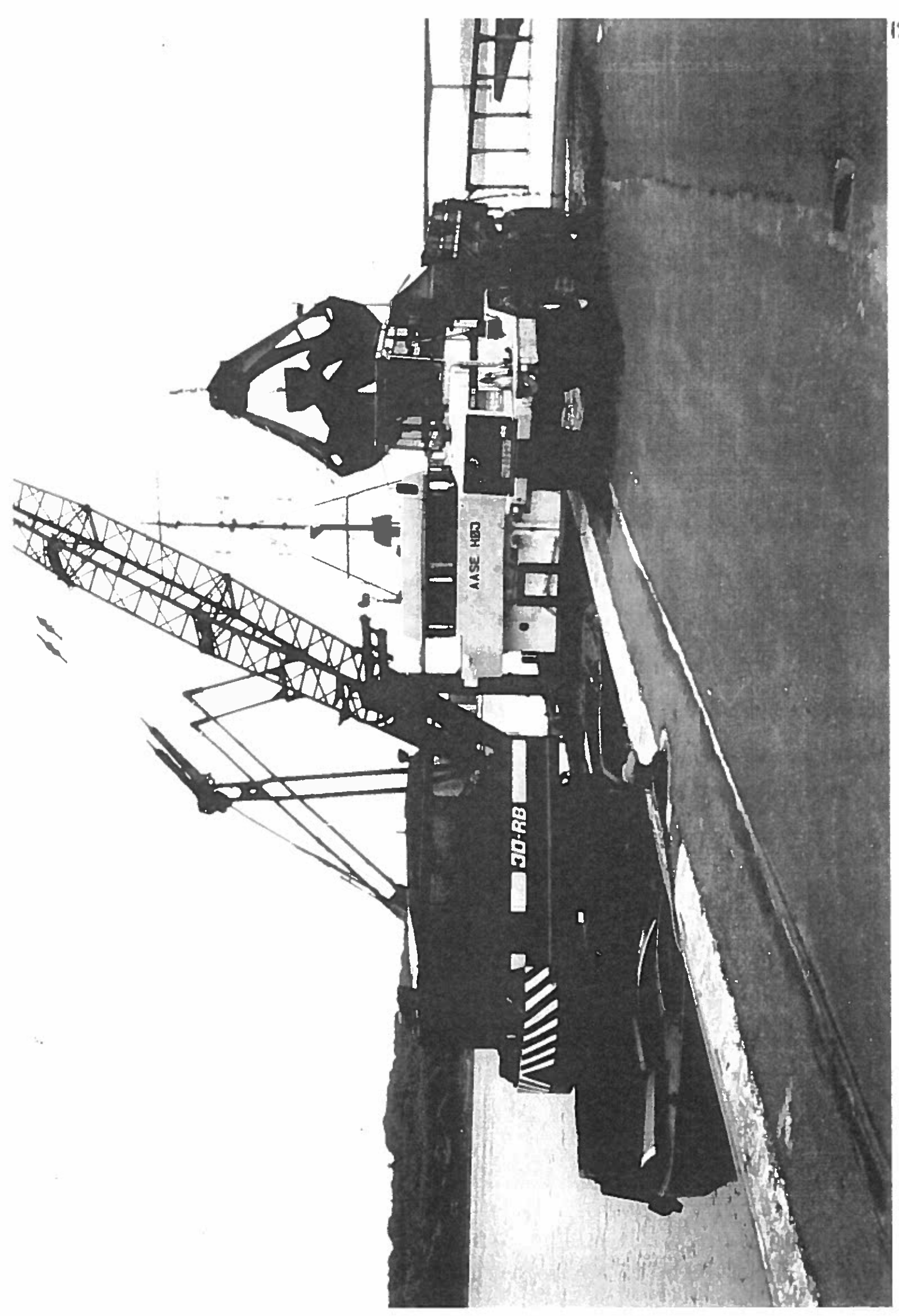
Jack Eg Nielsen påpeger, at 50.000 kubikmeter måske ikke lyder af så meget, men den mængde slam vil fylde to parcelhusgrunde i bredde og længde, mens bunken i høj-



Jack Eg Nielsen: Dumpningen vil give et farligt svineri i hele fjorden

den vil nå op til Vejle Fjordbroen.

- Desuden vil det være et forkert signal at sende ud at placere slammet ved Rosenvold, når der er lavet et indspulingsareal i Vejle Havn. Men problemet med indspulingsarealet er, at det er bygget forkert. Det er utæt, og kan derfor ikke bruges. Men så må slammet deponeres et eller andet sted, indtil man ved, hvad der kan gøres ved det. Det kunne for eksempel renses og spredes på landbrugsarealerne, foreslår Jack Eg Nielsen.



FORPROJEKT

Projektet omhandlede at etablere en forlængelse af Sydkajen fra den østlige afslutning og ca. 100 m mod øst med henblik på byggemodning af et nyt havneareal. I det følgende gennemgås forprojektet.

Det nye havneareal er i de sidste par år delvist blevet opfyldt med råjord, ovenpå eksisterende gytje og dyndaflejringer. Opfyldningen manglede dog i det nordøstlige hjørne af det nye havneareal.

Kaj forlængelsen udførtes med en vanddybde på 7,3 m med mulighed for senere uddybning til 8,3 m med en kajgadebredde på ca. 30 m.

Forprojektet omhandlede oprindeligt to alternative løsninger:

- Alternativ I: Fyldudskiftning og stålspunsvæg med stålankre og ankerplader
- Alternativ II: Ingen fyldudskiftning og stålspunsvæg med 10 m aflastningsplade

Desuden blev stabilitetsforholdene for den eksisterende rørbrø for indspulingsrøret samt mulighederne for at deponere materiale, fra uddybningen foran fremtidig kaj, indenfor det eksisterende indspulingsareal undersøgt.

PROJEKTERINGSGRUNDLAG

Generelt

Det aktuelle areal er beliggende øst for vejle Havn i umiddelbart forlængelse af den eksisterende Sydkaj. Ca. 20 m bag den fremtidige kajlinie er en træindfatningsvæg funderet på pæle der adskiller Vejle Havns Indspulings/opfyldningsareal fra selve fjorden. Som følge af konstateret stabilitetssvigt for træindfatningen deponeredes der i de sidste år ikke materialer indenfor indspulings/opfyldningsarealet. Den eksisterende vanddybde i kajlinien svarer til bund ca. 1,5 m under daglig vande. Fra kajlinien og til sejltrenden i kote ca. -7,3 falder "kystskrånningen" med anlæg ca. $a=7.0$. Terrænkoten nord og syd for den eksisterende træindfatning bagved kajlinien er h.h.v. -0,6 og 0,2.

Geotekniske forhold

Der er udført geotekniske undersøgelser til belysning af jordbundsforholdene i den nye kajlinie samt langs den eksisterende rørbrø.

Boringerne i kajlinien viser, at der her træffes postglacialt gytje og tørv til kote -12 á -13 underlejret af postglacialt marint sand.

Ved den eksisterende rørbrø er i boringerne truffet postglacialt gytje og tørv til kote -11 á -12 underlejret af postglacialt marint sand.

Vandstand, bølger, strøm, m.m.

I spunsvægsberegningen regnes med differensvandtryk:

- karakteristisk $-1,0/0,0$ m $\Psi=0,5$.

Bølge og strømkræfterne regnes uden indflydelse på spunsvægsberegningen.

Belastningsforudsætninger

Massegoods oplag på kajgaden

Kajen er dimensioneret for en jævnt fordelt karakteristisk overfladelast på 20 kN/m² på hele kajgaden samt en karakteristisk overfladelast på 70 kN/m² i en bredde på 4 m parallelt med kajflugten virkende i et vilkårligt område indenfor kajgaden.

Støttebenstryk fra mobilkran

Der er ved dimensioneringen forudsat et karakteristisk støttebenstryk på 1050 kN fordelt på 2x3 m² samt 20% stødtillæg.

Vanddybder

Spunsvægene er dimensioneret for en regningsmæssig vanddybde på 9 m. Dette svarer til, at der kan etableres en fri vanddybde på 8,3 á 8,5 m, når der tages hensyn til erosion og uddybningskote.

PROJEKTBEKRIVELSE

Alternativ I: Fyldudskiftning og stålpunsvæg med stålankre og ankerplader

Kajkonstruktionen består af stålpunsvæg med stålankre og forankret til to rækker jernbetonankre.

Spunsen rammes til kote ca. -12,75 og ankerne fastgøres til spunsen i kote 0,0.

Inden spunsrammen udføres der en uddybning til kote -12 á 13 ned til underside gytje aflejringer. Under de aktuelle forhold forventes udgravningsskråningerne stabile med et anlæg $a=1,5$. Uddybningen omfatter 50.000 á 56.000 m³ gytjeaflejringer, der vil skulle klappes. Med den nuværende tilstand af det eksisterende indspulingsareal vil det ikke være muligt at deponere så store mængder opgravet materiale indenfor dette område.

Efter uddybningen opfyldes med indpumpet sand til kote ca. -9,0.

Efter ramningen af spunsen og etablering af forankring kan den resterende del af opfyldningen bag spunsen udføres.

Fra kote +0,2 og op til overkant kaj i kote +1,8 udføres en 0,8 m tyk beton overbygning.

Bag betonoverbygningen etableres en ca. 30 m bred kajgade, se tegning nr 1.1900. De forreste 10 m udføres med en asfaltbelægning i ruder af 20 m længde. De bageste 20 m foreslås befæstet med en betonstensbelægning. Valget af belægningssten skyldes, at der især på den bagerste del af kajgaden må forventes fremtidige sætninger, som vil være nemmere at udbedre i en stenbelægning end i en asfaltbelægning.

Alternativ II: Ingen fyldudskiftning og stålpunsvæg med 10 m aflastningsplade

Kajkonstruktionen består af stålpunsvæg forankret til en pælefunderet aflastningsplade. Aflastningspladen udføres som en 0,25 m tyk og ca. 10 m bred jernbetonplade. Pælefunderingen består af en række lodpæle samt 5 rækker skråpæle. Der anvendes 0,3 x 0,3 m jernbetonpæle til

alle pælerækkerne på nær den bagudrettede række skræpæle, hvor der anvendes HE 300 stålpæle af hensyn til tværpåvirkningerne på pælene i forbindelse med sætninger bag aflastningspladen.

Spunsen rammes til kote ca. -16.

Foran spunsvæggen uddybes der til kote -7,3 svarende til dybden i den eksisterende sejrende. Uddybningen omfatter ca 15.000 m³ gytjeaflejringer. Det antages at dette materiale klappes. Alternativt vil det være muligt at deponere dette materiale inden for det eksisterende indspulingsareal. Dette vil dog kræve særlige udførelsesmæssige foranstaltninger og medføre en forøgelse af udgiften til uddybning.

Hvis man vælger at deponere det ovennævnte materiale indenfor indspulingsarealet, vil det være nødvendigt at transportere det opgravede materiale i dumpere fra kajen og over til indspulingsarealet, hvor man ved hjælp af en wire-maskine lægger det opgravede materiale ud i indspulingsarealet.

Fra kote +0,2 og op til overkant kaj i kote +1,8 udføres en 0,7 á 1,0 m tyk beton overbygning der bygges sammen med aflastningspladen.

Bag betonoverbygningen etableres en ca. 30 m bred kajgade. De forreste 10 m foreslås udført med en asfaltbelægning i ruder af 20 m længde. De bageste 20 m befæstes med en betonstensbelægning. Valget af belægningssten skyldes, at der i området bagved aflastningspladen må forventes væsentlige fremtidige sætninger, som vil være nemmere at udbedre i en stenbelægning end i en asfaltbelægning. Ved opfyldning op til kote +1,8 kan der forventes sætninger af kajgaden på op til 1 á 2 m. Hertil skal lægges bidrag fra oplag af masse gods på området.

Forstærkning ved eksisterende rørbro

Det eksisterende opfyldningsareal, begrænset mod nord af den nye kajgade og mod øst af den eksisterende rørbro, forventes i fremtiden opfyldt til kote +1,8 á +2,0. Endvidere planlægges der evt. anlagt en ny adgangsvej til den nye kaj langs den eksisterende rørbro.

Stabiliteten af den eksisterende rørbro, det evt. opfyldte areal samt den fremtidige adgangsvej vil kunne sikres ved udlægning af en sandskråning med anlæg $a=20$ umiddelbart øst for den eksisterende rørbro.

OVERSLAG

Alternativ I: Fyldudskiftning og stålpunsvæg med stålankre og ankerplader

Post/aktivitet	x1000 kr
1. Byggeplads etc.	400
2. Uddybning	2613
3. Sandindfyldning	1253
4. Spunsarbejder	1808
5. Afslutning mod øst	65
6. Ankerbolte	304
7. Betonarbejder	682
8. Belægningsarbejder	1067
9. Kajudrustning	405
Total 1-9 excl. uforudseeligt (excl. moms)	8597
Uforudseeligt 10%	860
Total excl. moms	9457

Opfyldning langs eksisterende rørbrø med sand er medtaget under post 3

Alternativ II: Ingen fyldudskiftning og stålspunsvæg med 10 m aflastningsplade

Post/aktivitet	x1000 kr
1. Byggeplads etc.	400
2. Uddybning	733
3. Opfyldning	490
4. Afslutning mod øst	65
5. Spunsarbejder	2503
6. Pælearbejder	2646
7. Betonarbejder	1125
8. Belægningsarbejder	1089
9. Kajudrustning	405
Total post. 1-9 (excl. moms.)	9456
Uforudseeligt 10%	946
Total excl. moms.	10402

Opfyldning langs eksisterende rørbro med sand er medtaget under post 3.

TIDSPLAN for forlængelse af Sydkaj, Vejle Havn (oprindelig)

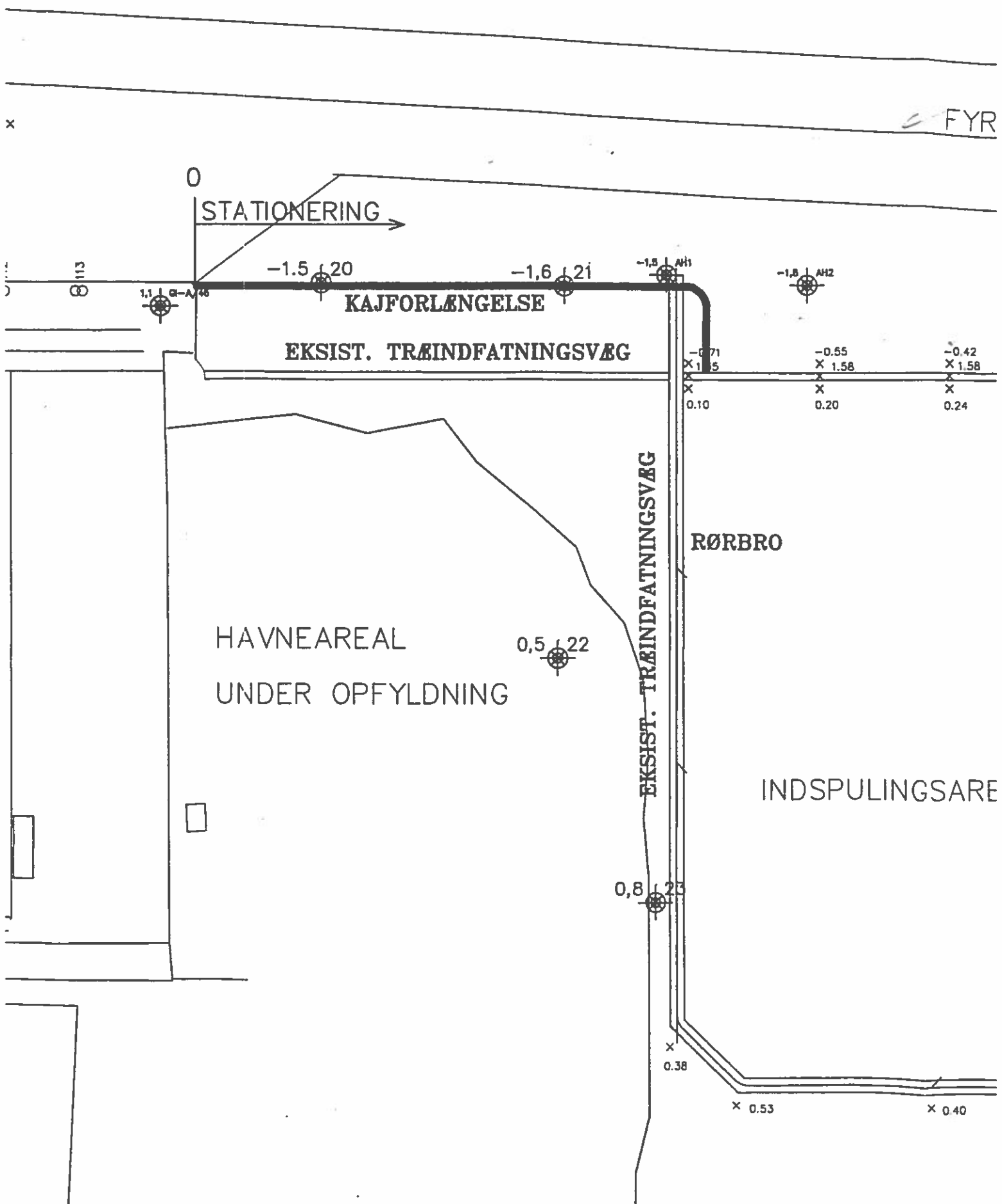
Aktivitet	Tid	1994												1995											
		J	J	A	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	J	J	A	M	A	M	J	J		
Forundersøgelser		■	■	■																					
Myndighedsbehandling		■	■	■	■	■	?																		
Forprojekt		■	■	■																					
Detailprojekt					■	■																			
Udbud detailprojekt						■																			
Udlførelse:																									
Mobilisering og interimsk.							■																		
Evt. fyldudskiftning							■						■												
Spunsramning													■												
Opfyldning													■	■											
Forankring/aflast. plade													■	■											
Overbygning													■	■											
Forstærkning rørbro													■	■											
Kajudstyr														■											
Afvanding/belægning																									
Afl levering																								■	

TEKST TIL ILLUSTRATIONER

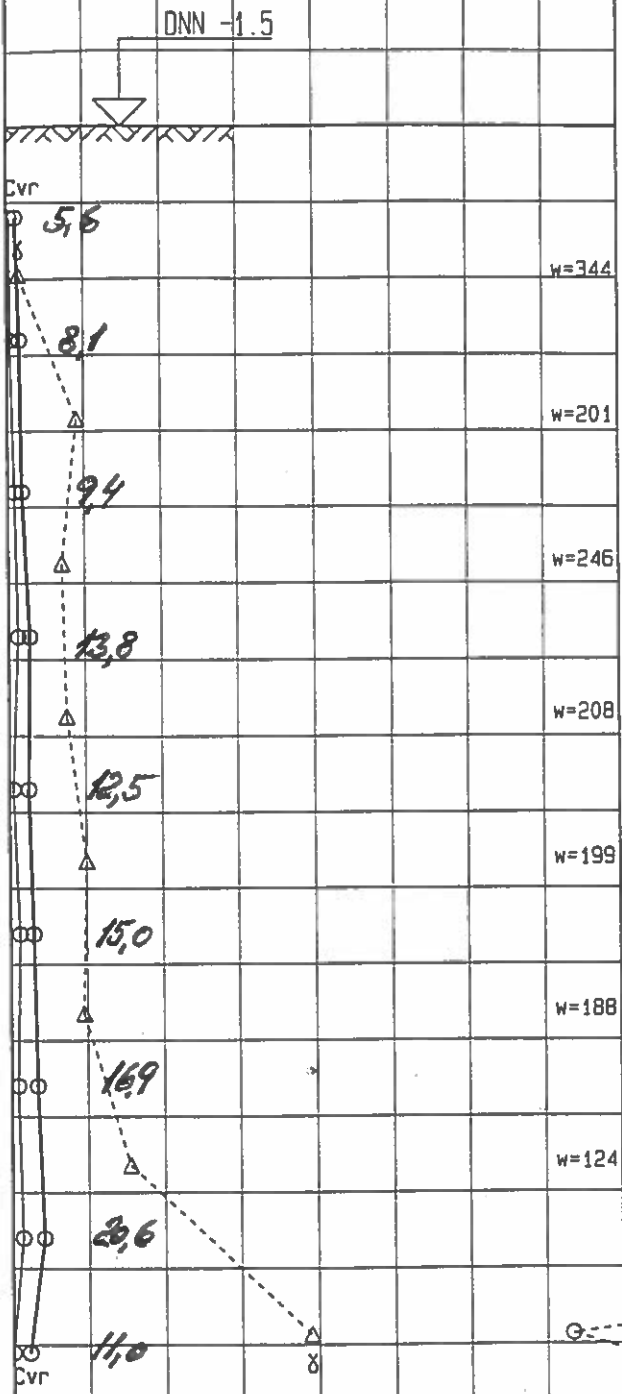
Følgende illustrationer er nummererede, og herunder er angivet en tekst for hvert nummer.

1. Oversigtsplan med kajflugt og positioner af boringer. Der blev udført 2 boringer på land og 2 boringer på vand.
2. Boreprofil boring 20 med c_v-værdier påskrevet. Boringen er foretaget på vand i den nye kajflugt.
3. Boreprofil boring 20 fortsat.
4. Forprojekt Alternativ I, tværsnit.
5. Forprojekt Alternativ I, plan.
6. Forprojekt Alternativ II, tværsnit og plan. Der gøres opmærksom på at den endelige løsning blev udført med 30 m bred aflastende plade, da differenssætninger i kajgaden således kunne undgås. I illustration 8 er overslag for forskellige pladebredder angivet, idet der også er taget hensyn til opretning af belægning på grund af sætninger ved bredder mindre end 30 m.
7. Oversigtsplan for forprojekt med nye veje, stabilisering af rørbro og deponeringsområde for uddybningsmateriale. Uddybningsmaterialet blev aktuelt placeret centralt i området.
8. Overslagssammenligning for forskellige bredder af den aflastende plade. Det endelige projekt blev udført med 30 m bred aflastende plade.
9. Grafisk illustration af spunsvægsberegningen for det endelige projekt.
10. Tværsnit i udført projekt. I interimssituationen indtil aflastende plade er støbt overføres ankerkraften til skråpæle af stål nedrammet på vandsiden af spunsen.
11. Pæleplan for udført projekt. Der blev i alt rammet ca. 14 km koblede jernbetonpæle.
12. Belægningsplan for udført projekt. Den 30 m brede kajgade er belagt med SF-COLAC betonsten.

FYR



FORSØGSRESULTATER				Kote	Prøve	Nr.	JORDART	Altej- ring Alder
							Boring nr.: 20	2
				-1				
				-2		1	GYTJE, leret, sv. sandet, plr., skalfrg., svovljernh., sort	Ma Pg
				-3		2	Fo. GYTJE, leret, sv. sandet, plr., skalfrg., svovljernh., sort Fn. TØRVEDYND, sv. leret, moderat omdannet, st. svovljernh., sort	Ma Pg
				-4		3	TØRVEDYND, sv. leret, moderat omdannet, skalh., st. svovljernh., sort	Ma Pg
				-5		4	GYTJE, leret, skalh., plr., st. svovljernh., gråt, grågrønt	Ma Pg
				-6		5	GYTJE, - " -	Ma Pg
				-7		6	GYTJE, - " -	Ma Pg
				-8		7	GYTJE, - " -	Ma Pg
				-9		8	GYTJE, - " -	Ma Pg
				-10		9	GYTJE, leret, skalh., enk. plr., st. svovljernh., gråt, grågrønt	Ma Pg
				-11		10	GYTJE, - " -	Ma Pg
				-12		11	GYTJE, - " -	Ma Pg
				-13		12	GYTJE, - " -	Ma Pg
				-14		13	GYTJE, - " -	Ma Pg
				-15		14	GYTJE, leret, st. skalh., enk. plr., st. svovljernh., gråt, grågrønt	Ma Pg
				-16		15	GYTJE, - " -	Ma Pg
				-17		16	GYTJE, leret, sandet, skalh., gråsort	Ma Pg
				-18		17	SAND, mellem, sv. siltet, skalh., orgh., sort., gråt	Ma Pg
							Boring fortsætter	
100	200	300		kN/m ²	Cv, Cvr	Sag: 943357	VEJLE HAVN, SYDKAJ	
10	20	30		%	w	Boring: 20	Tegn. nr.: 2.2001	
14	18	22		kN/m ³	δ	Udført af: FB	Dato: 940711	
10	20	30		slag/30cm	N	Godkendt: LAS	Dato: 940721	
						RAMBØLL HANNEMANN & HØJLUND A/S		IRIHTI
						ET FIRMA I RHSH RÅDGIVERGRUPPEN		



FORSØGSRESULTATER

JORDART

Aflej-
ring
Alder

Boring nr.: 20

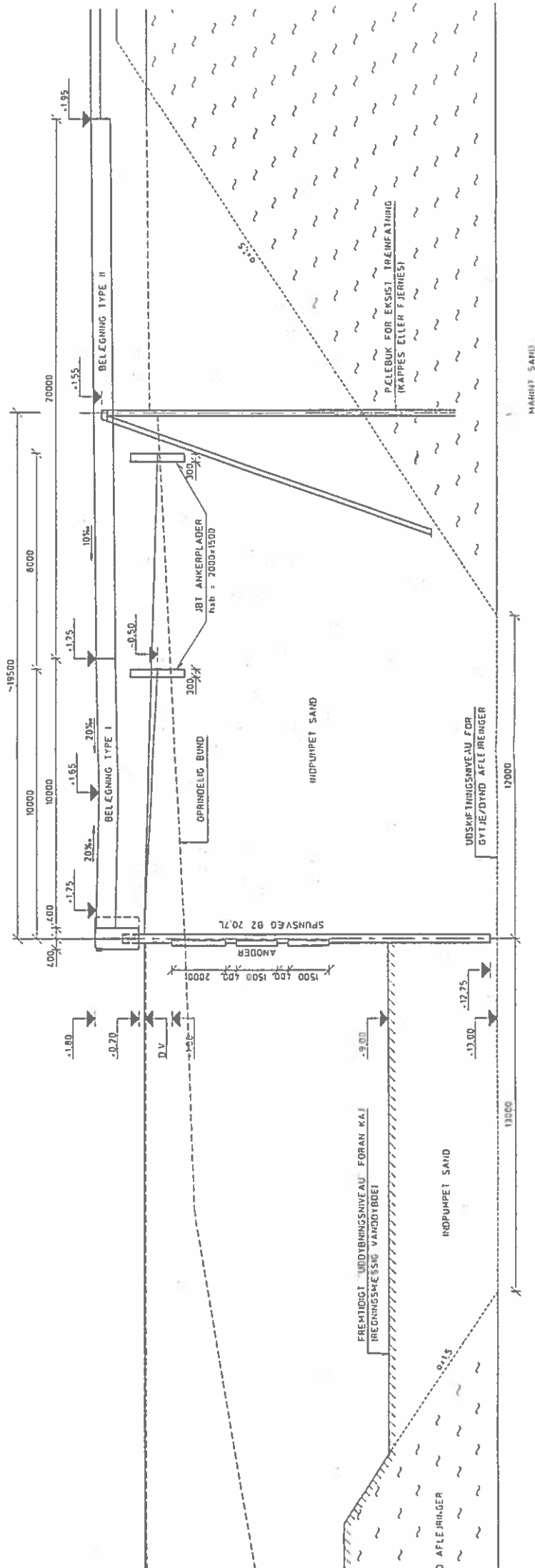
3

Boring fortsat

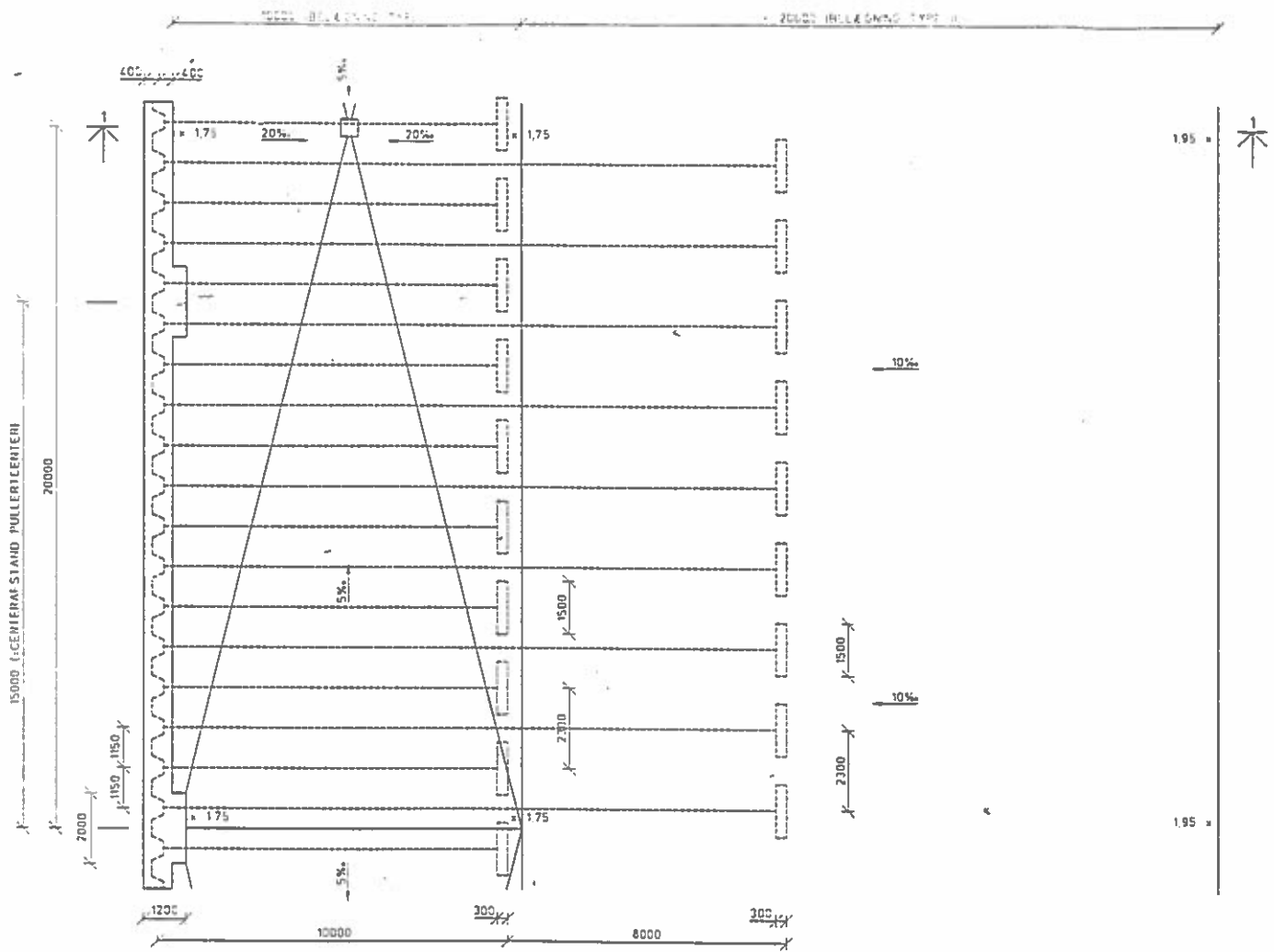
Boring fortsætter

FORSØGSRESULTATER				Kote	Prøve	Nr.	JORDART	Aflej- ring Alder
							Boring nr.: 20	3
							Boring fortsat	
			w=64	-10		18	GYTJE, leret, sandet, sv.svovljernh., gråsort	Ma Pg
				-11		19	SAND, fint-mellem, sv.siltet, enk.skalfrg., st.orgh., sort., gråsort	Ma Pg
			w=43			20	GYTJE, sandet, leret, enk.skalfrg., gråsort	Ma Pg
				-12		21	GYTJE, sandet, leret, plr., enk.skalfrg., gråsort	Ma Pg
				-13		22	SAND, fint-mellem, sv.siltet, st.orgh., enk.skalfrg., gråsort	Ma Pg
			w=62			23	GYTJE, sandet, leret, enk.plr., st.svovljernh., gråsort	Ma Pg
				-14		24	SAND, mellem-groft, gruset, sv.siltet, orgh., enk.skalfrg., ringe sort., gråt	Ma Pg
				-15		25	SAND, - - -	Ma Pg
				-16		26	SAND, mellem, gruset, sv.orgh., enk.skalfrg., sort., gråt	Ma Pg
				-17		27	SAND, - - -	Ma Pg
				-18		28	SAND, - - -	Ma Pg
				-19		29	SAND, - - -	Ma Pg
				-17		30	SAND, - - -	Ma Pg
				-17		31	SAND, mellem, sv.gruset, sv.orgh., sort., gråt	Ma Pg
				-18		32	SAND, - - -	Ma Pg
				-18		33	SAND, - - -	Ma Pg
				-19		34	SAND, - - -	Ma Pg
				-19		35	SAND, - - -	Ma Pg
							Boring fortsætter	
100	200	300		kN/m ²	Cv. Cvr	Sag: 943357 VEJLE HAVN, SYDKAJ		
10	20	30		%	w	Boring: 20 Tegn. nr.: 2.2002		
14	18	22		kN/m ³	γ	Udført af: FB Dato: 940711		
10	20	30		slag/30cm	N	Godkendt : LAS Dato: 940721		
						RAMBØLL HANNEMANN & HØJLUND A/S ET FIRMA I RM&H RÅDGIVERGRUPPEN		

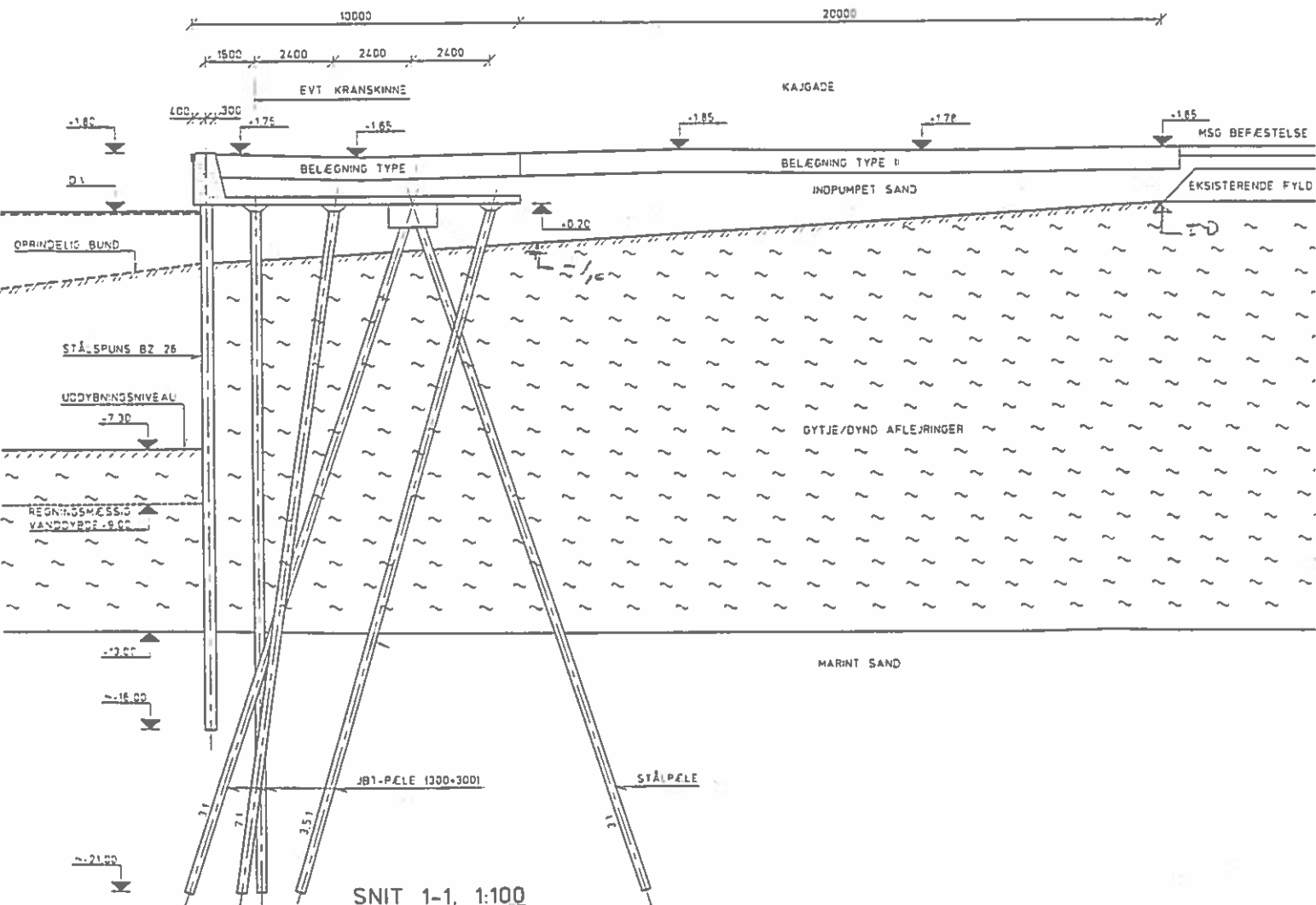
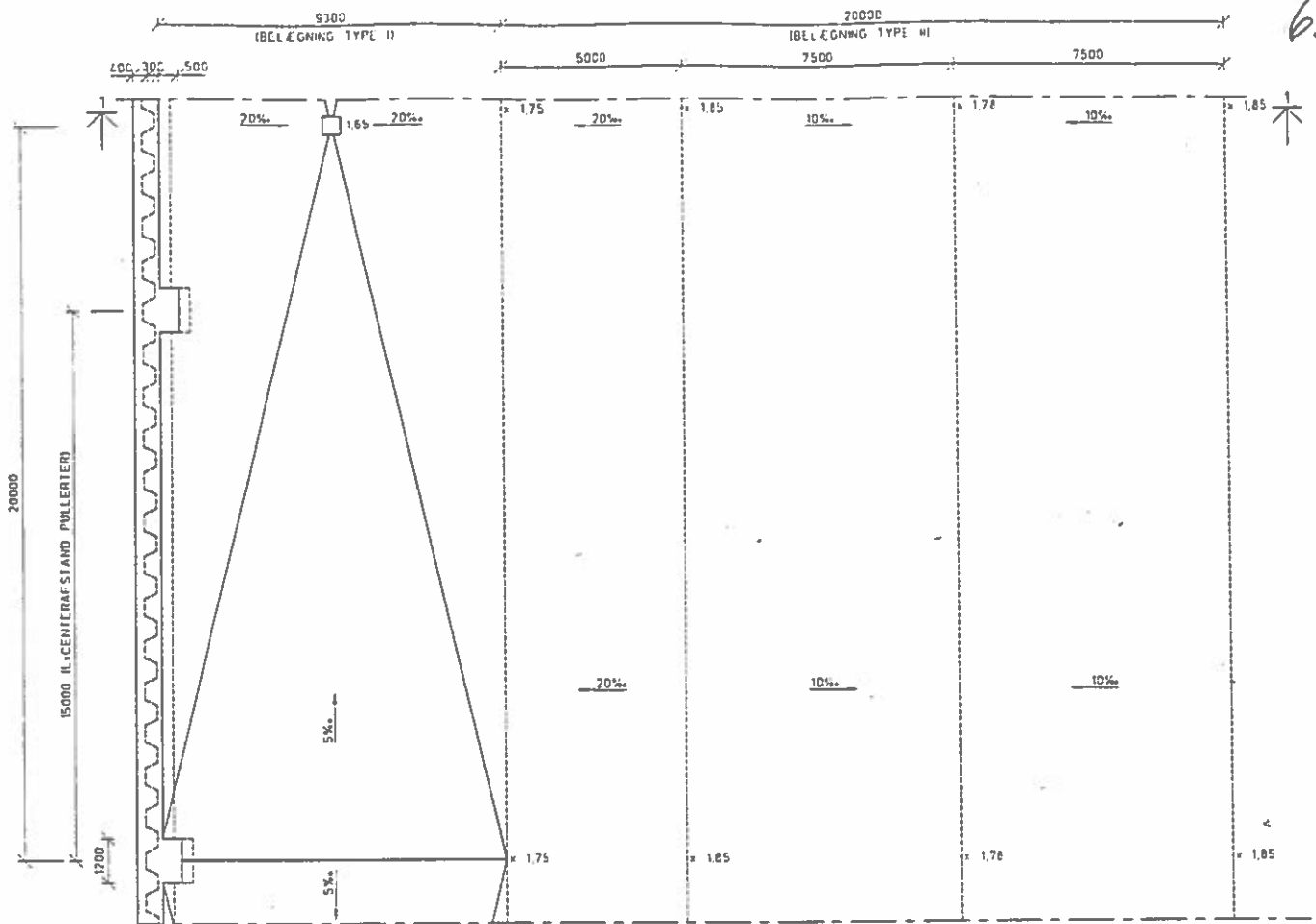




SNIT 1-1 1:100

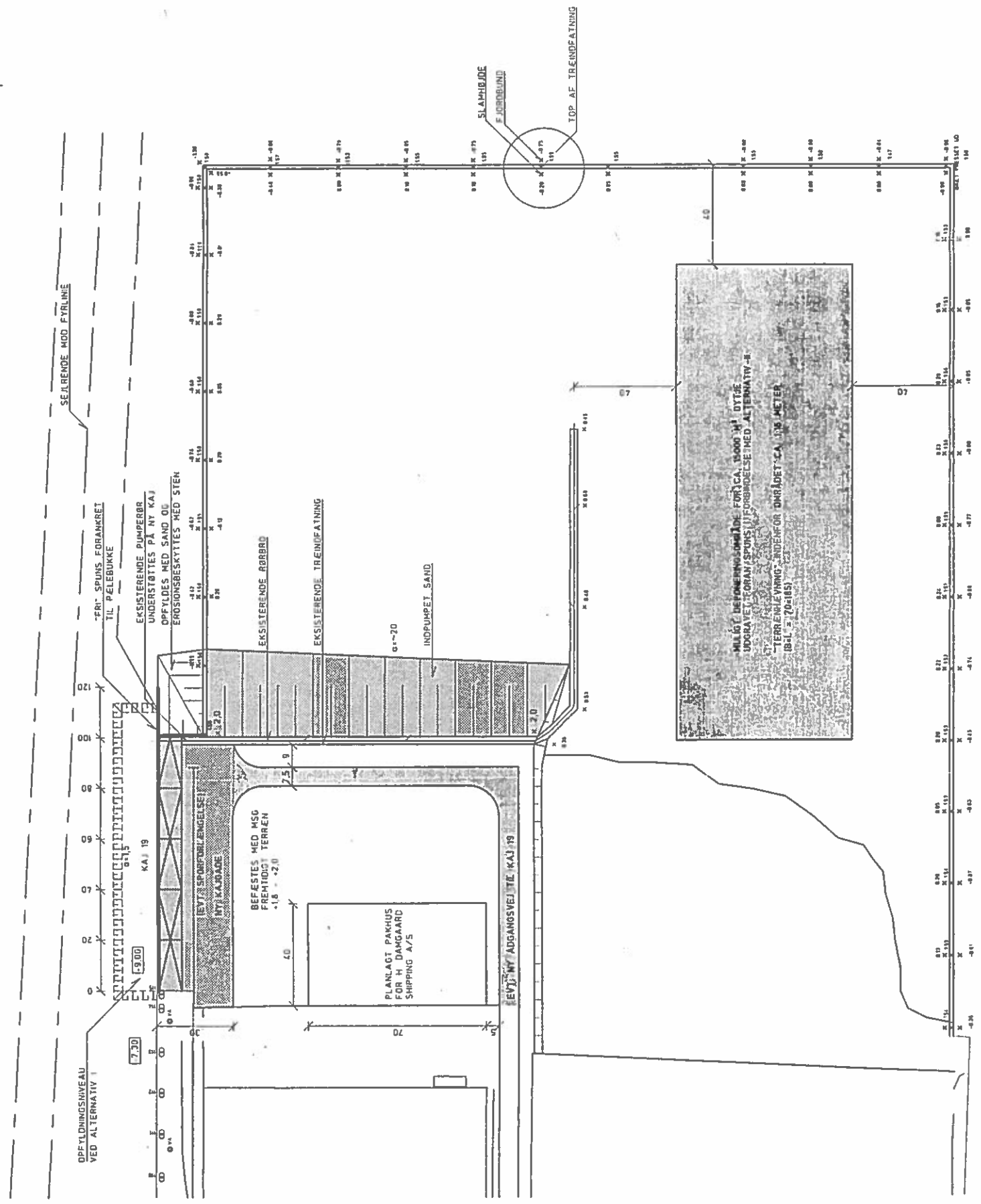


PLAN, BELÆGNING, SPUNS OG ANKRE, 1:100



7

7



SEJRENDE MOD FYRLINIE

OPFYLDINGSNIVEAU VED ALTERNATIV 1

"FRIT" SPUNNS FORÅRKRÆT TIL PELEBUKKE

EKSISTERENDE PUMPERØR UNDERSTØTTES PÅ NY KAJ OPFYLDES MED SAND OG EROSIONSBESKYTTES MED STEN

BEFESTES MED MSG FREMTIDIGT TERREN +1,8 - +2,0

PLANLAGT PAKHUS FOR H. DAMGAARD SHIPPING A/S

INDPUMPET SAND

EKSISTERENDE RØRBRØ

EKSISTERENDE TREINDFATNING

SLAMHULDE FJØRDBUND

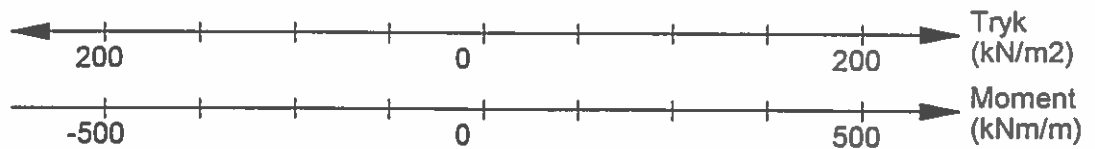
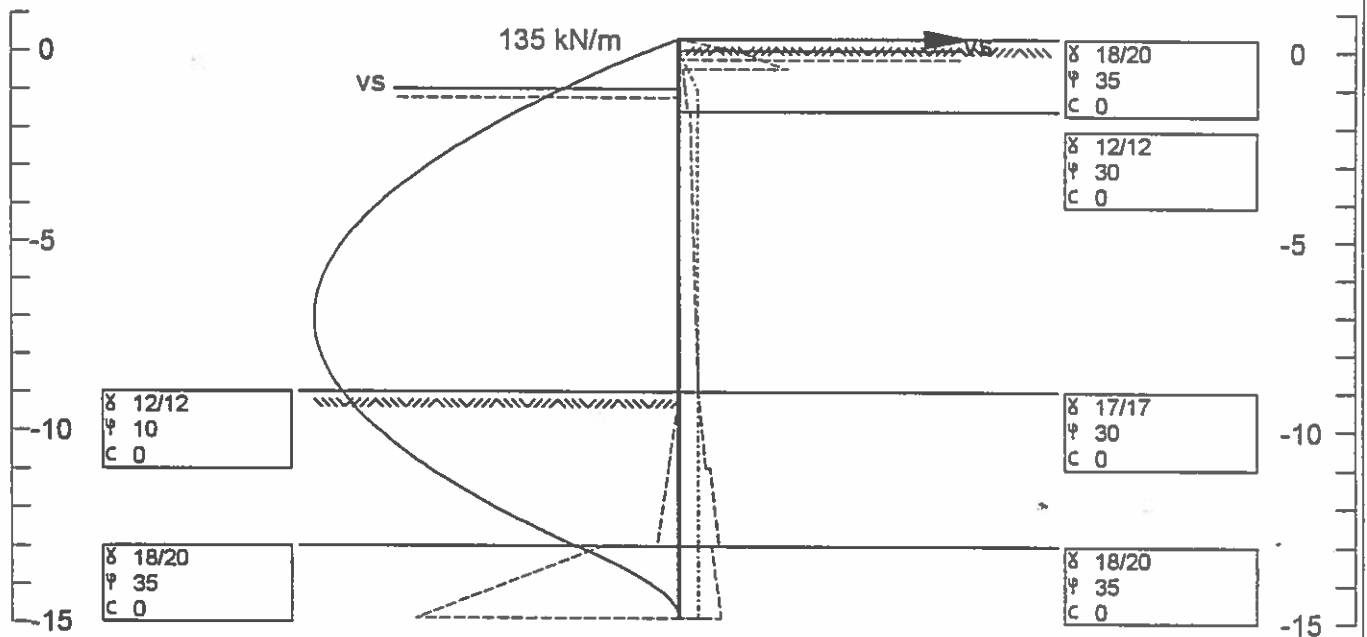
TOP AF TREINDFATNING

MILJØ DEFORMERINGSOMRÅDE FOR CA. 5000 M³ DYSE UDGRAVEL FORAN/SPONS JIT FORBEDELSE MED ALTERNATIV 1 - TERRÆNLEVNING I NEDENFOR OMRÅDET CA. 105 METER (B-L = 70+105)

Beløb i 1000 kr.

Post/aktivitet	10 m aflastningsplade	20 m aflastningsplade	30 m aflastningsplade
1. Byggeplads	400	400	400
2. Uddybning	733	733	733
3. Opfyldning	490	490	490
4. Afslutning mod øst	65	65	65
5. Spunsarbejder	2503	1745	1745
6. Pælearbejder	2400	3400	5100
7. Betonarbejder	1218	2137	3056
8. Belægningsarbejder	1089	1089	1089
9. Kajudrustning	405	405	405
Total post 1-9 (excl. moms)	9303	10464	13083
Uforudseeligt	297	536	317
Total excl. moms	9600	11000	13400
Nuværdi af belægningsopretning	870	435	0
Total	10470	11435	13400

Kote (m) For Bag Kote (m)



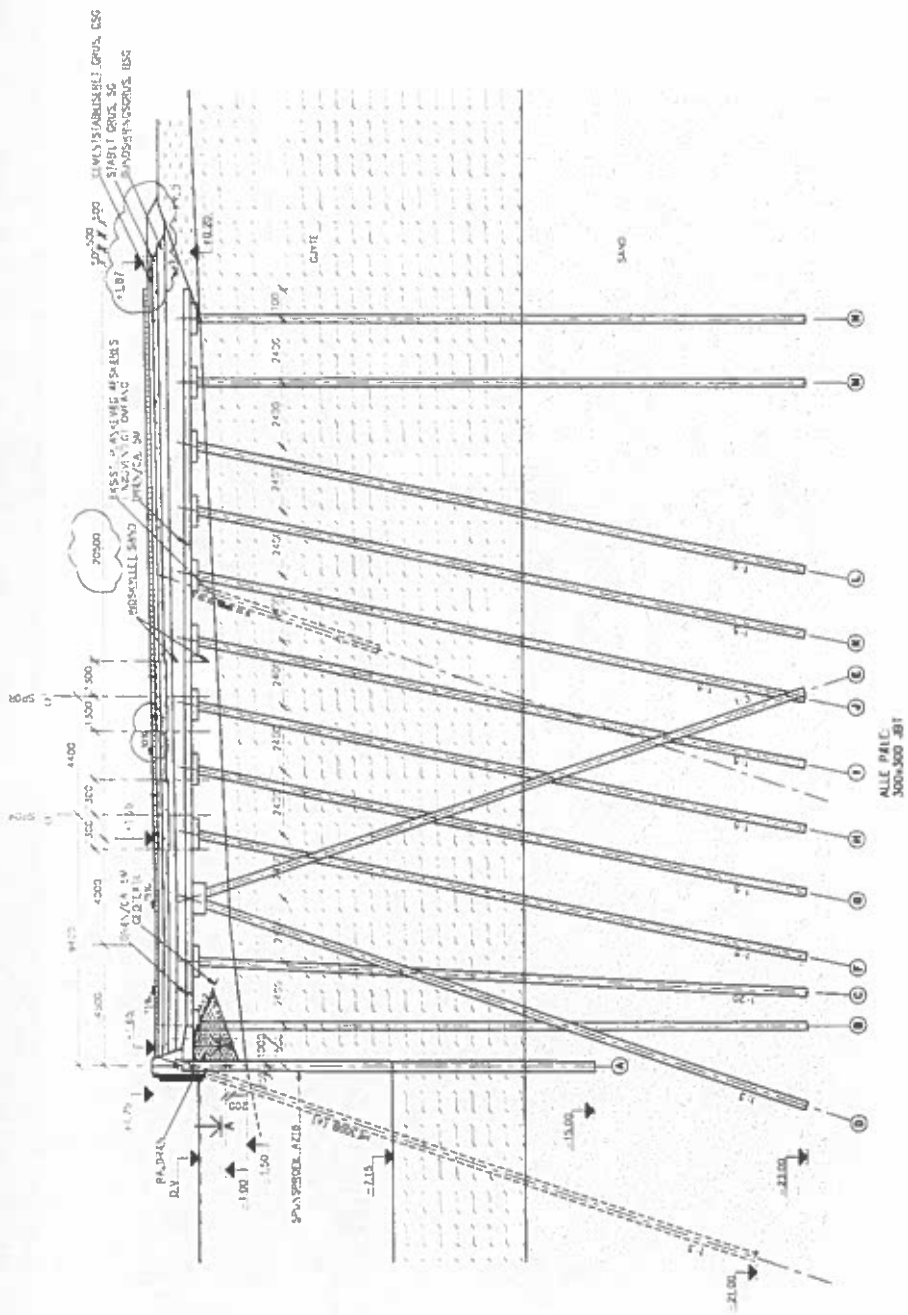
- Moment
- - - - - Jordtryk
- Vandtryk
- γ Rumvægt over/under vandspejl i kN/m3
- φ Friktionsvinkel i grader
- c Kohæsion i kN/m2

Rambøll Hannemann & Højlund A/S
 943357A, Sydkaj aflastningsplade
 Spuns 8,5 m vand, 30 m afl. plade

Filnavn: sydkaj

Init: Kontrol: Godkendt: Dato: 10 Feb 1995 Sag:

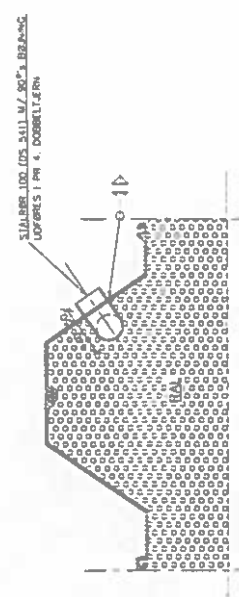
10.



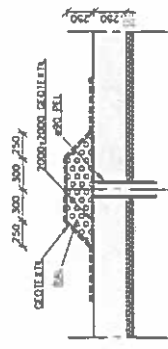
IVÆRSNIT, 1:100

HENVISNINGER:

PLAN: SE TECH NR. 3.0103



SNIT A-A, 1:10



DETALJE DRÆN, 1:20

A - SYKKESTYRE, FÆLLELÆGGE, F. MØRTE	1:1	1:1	1:1
B - SÆD, D. 23, F. VÆLGE, F. MØRTE	1:1	1:1	1:1
<p>RANDBOLD MANNEMANN & HOJLUND A/S VEJLE HAVN FORLÆNGELSE AF SYKKEBAJEN DETALJER TVÆRSNIT I PLADE- OG PELETØNSTRUKTION 3.0104B</p>			
Tegning nr. 0 1999 11.10.04		Tegning nr. 0 1999 11.10.04	

Vejle Havn - Ny Kaj 19

Indlæg i Dansk Vandbygningsteknisk Selskab: Forlængelse af Sydkajen i Vejle Havn

Projektet blev opstartet i juni måned '95 med ramning af prøvepæle og spunsramning. Ark 1

Kajens bredde på 30 m gjorde det vanskeligt at udlægge sandet med gravemaskine. Den vanskelige bund gjorde det ikke muligt at indspule et depot og derefter udlægge sandet på området. Derfor valgte vi at pumpe sandet ind på arealet via et indspulingsrør, som blev båret af en viremaskine. Ark 2

Primo august udlagde vi en fiberdug (180g) ovenpå gytjen. Denne dug blev udlagt for at undgå en sammenblanding af sand og gytje samt for at etablere en bedre trykfordeling på gytjen. Styrken af dugen blev fastlagt til max 180g så jernbetonpælene kunne gennemlokke dugen. Fiberdugen blev sammensyet på stedet til eet stykke på 3000 m². Dugen blev udlagt med dykker og fra små flåder. Derefter blev dugen fastgjort til spunsen samt forankret på land med armeringsbøjler.

Af hensyn til gytjens bæreevne skulle sandet udlægges i 25-30 cm lagtykkelse på hele arealet.

Sandsugeren lossede ca. 220 m³ pr. gang og pumpede direkte i indspulingsrøret.

Efter en del eksperimenter med hulstørrelse og afstand imellem hullerne, fik vi en meget jævn fordeling af sandlaget. Ark 3

Efterhånden som sandopfyldningen skred fremad, blev indspulingsrøret "kortet af" ved at afproppe hullerne i indspulingsrøret. Ark 4

Som en ekstra sikkerhed for sandet/gytjens bæreevne blev der i kote 0,00 m udlagt endnu en fiberdug (105g), der fungerede som trykfordeling fra ovenliggende sandlag. Opfyldningen af sand blev afsluttet i kote 0,80 m = overkant pæletop, så rambukkene uhindret kunne køre over arealet. Ark 5

Selve ramningen foregik uproblematisk, men vibrationerne fra ramningen medførte, at sandet og gytjen blev komprimeret 20-40 cm. Desuden har spunsen forskubbet sig ca. 30 cm.

Ark 6

Efter ramningen var udført, skulle sandet udgraves fra overkant pæletop til underkant af pælekapitæler. Sandet blev delvis brugt til opfyldning imellem kapitælerne samt lagt i depot.

Ark 7

Et af disse depoter var placeret ca. 10 m fra den sidste pælerække på et område uden for arbejdspladsen.

Under udgravningen til kapitæler konstaterede vi, at jordtrykket fra sanddepotet havde skubbet 16 pæle væk fra deres oprindelige placering. Den værste var forskubbet 1,37 m.

Ark 8

Efterfølgende flyttede vi kørevejen om på den anden side af de forskubbede pæle for om muligt at presse pælene på plads.

Det var muligt med 8 stk., hvor der skulle rammes 8 ekstra pæle. De øvrige pæle blev elektronisk kontrolleret for brud og revner.

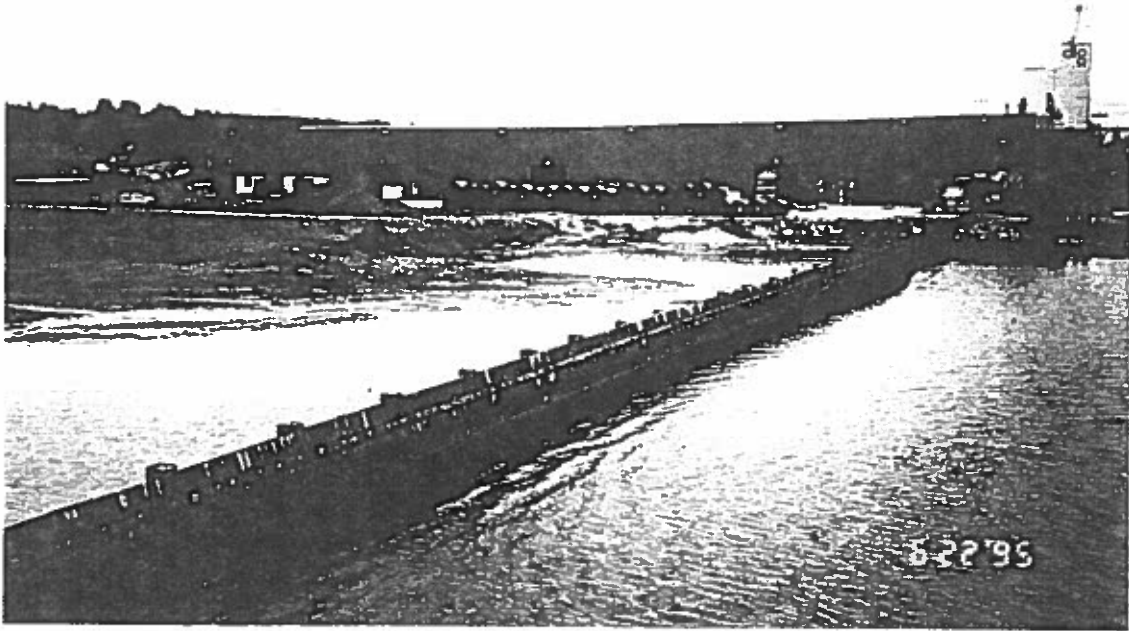
Under hele arbejdsprocessen blev sandet/gytjen komprimeret. En skønnet ekstramængde på 1000 m³ blev "bortkomprimeret".

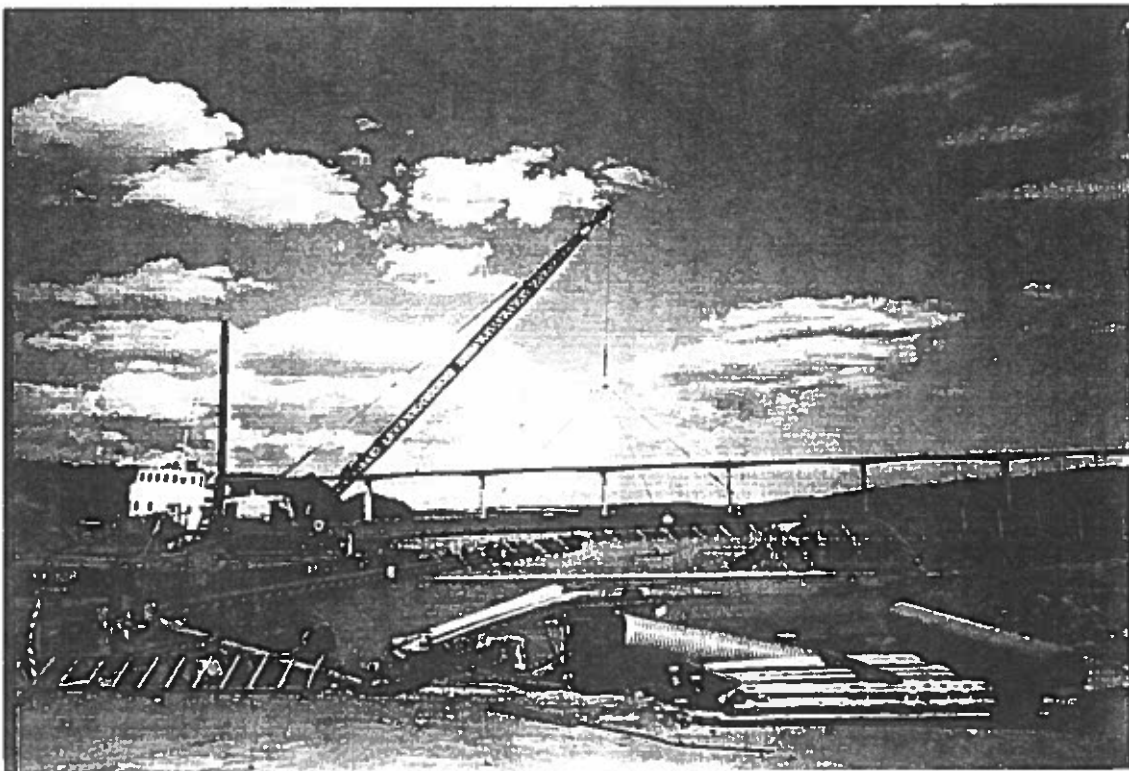
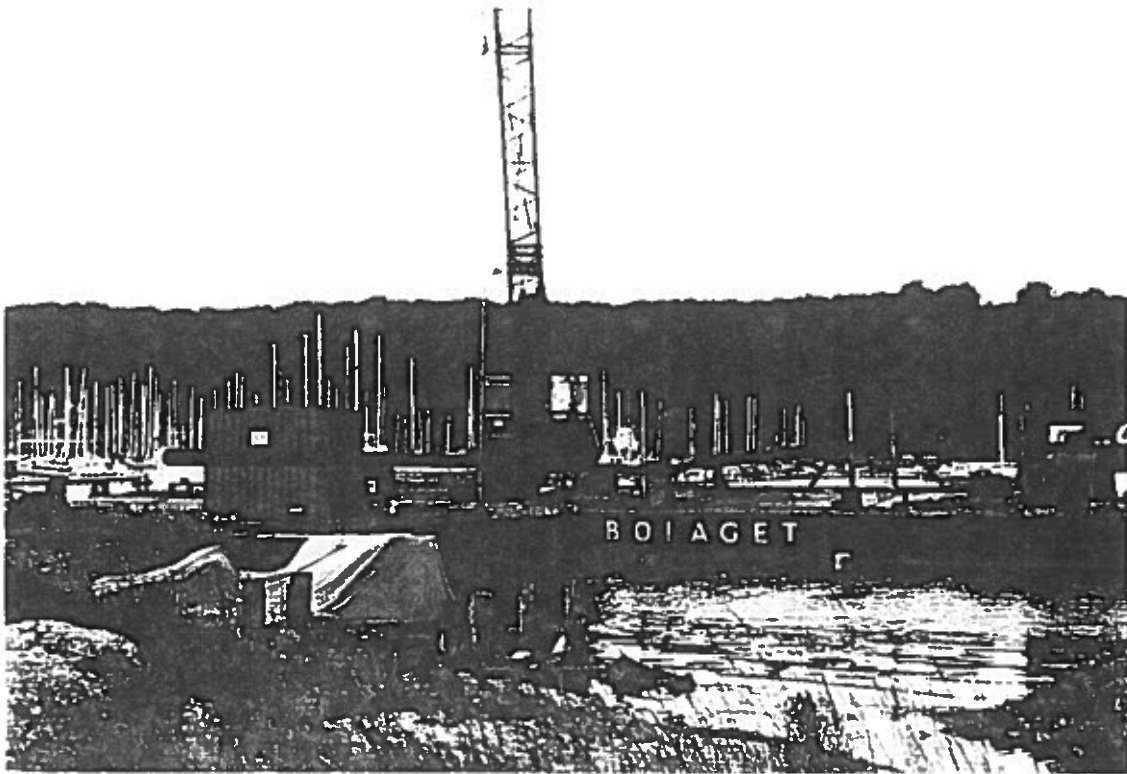
Omvendt skete der hævnninger i de områder, hvor sandlaget blev bortgravet af hensyn til støbning af kapitæler, formentlig på grund af tryk fra de omkringliggende arealer.

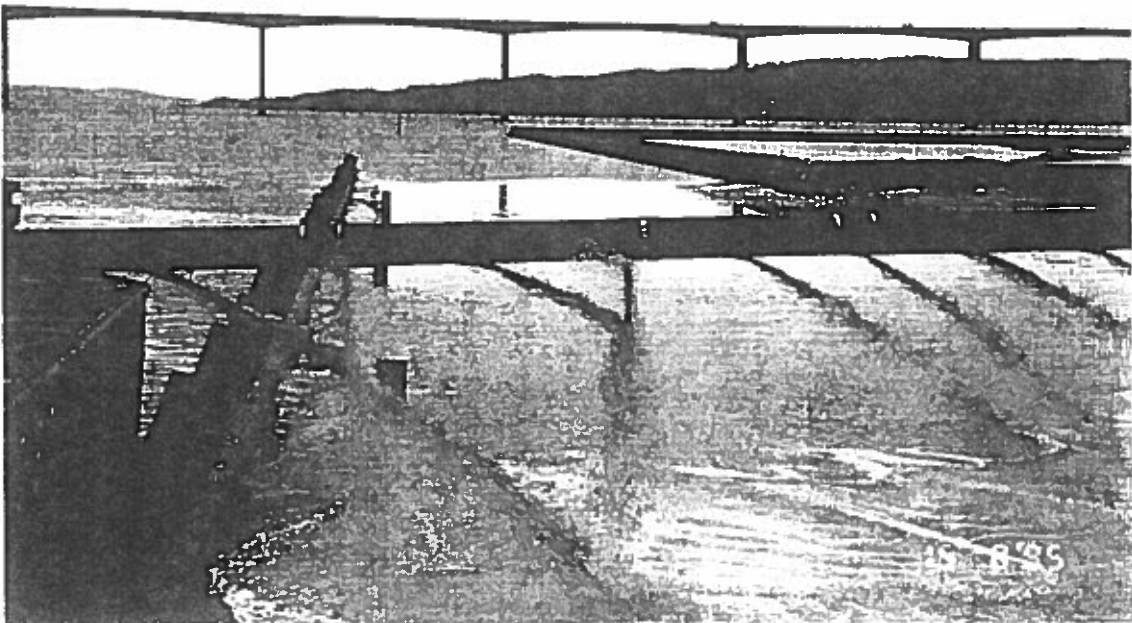
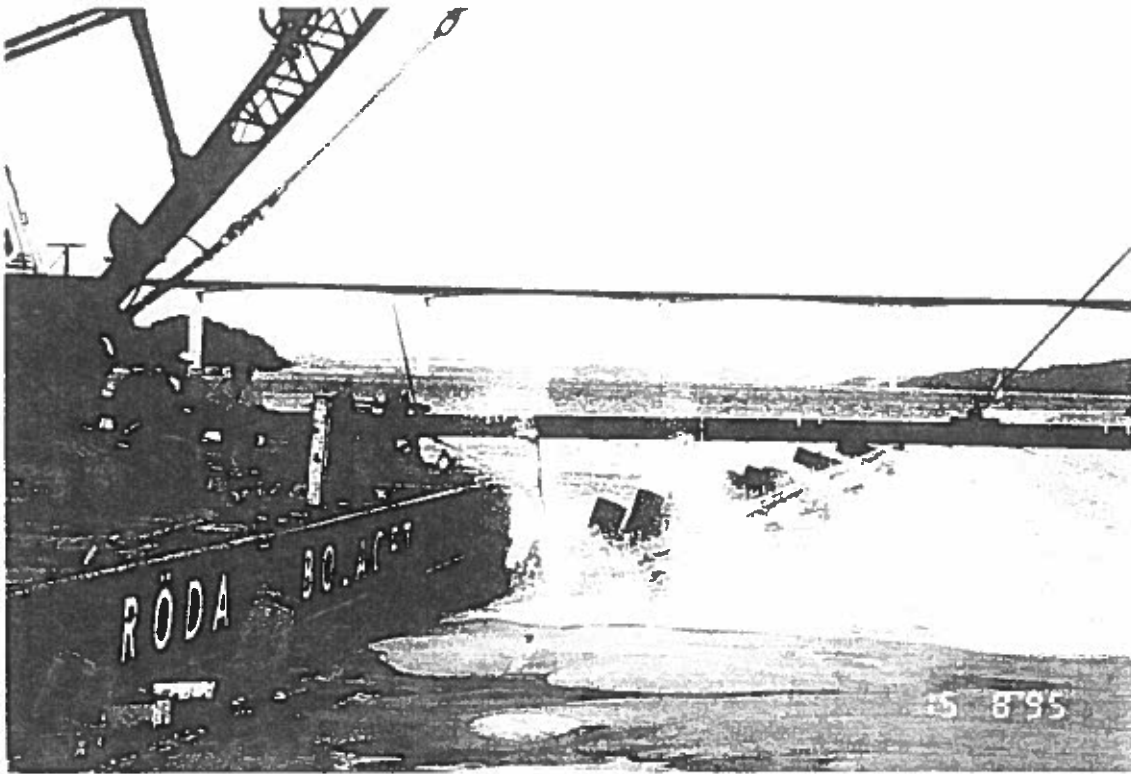
Efter udstøbning af betonplader har vi konstateret, at sandopfyldningen/tidevandet stadigvæk komprimerer gytjen, idet der mellem betonplade og sand er en afstand på 20-30 cm.

For at undgå problemer fremover bør der udgraves gytje i en tykkelse der svarer til et sandlag på 1,00-1,50 m og ilægge mellemlag af geotekstiler. Desuden bør man foreskrive en transport frem og tilbage af opgravet sand for at forhindre skred i gytje.

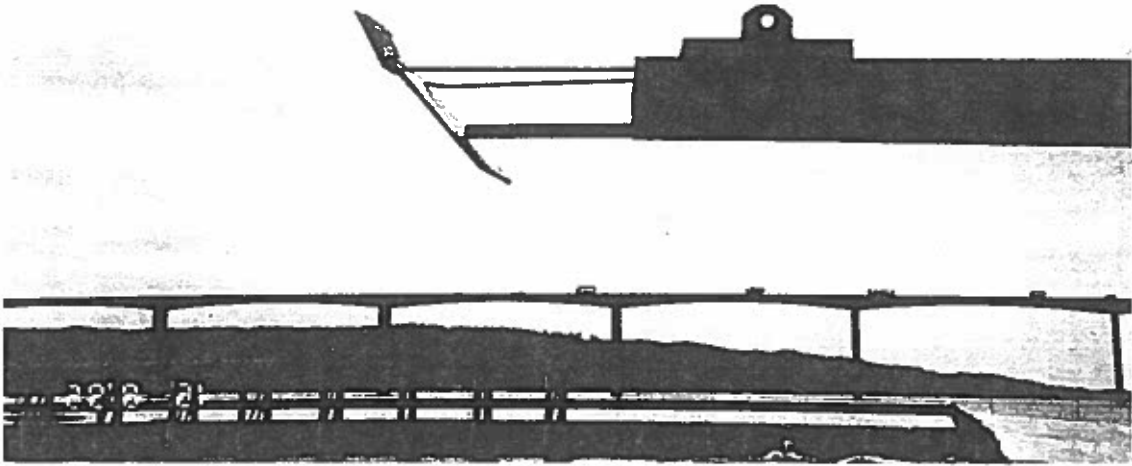
1



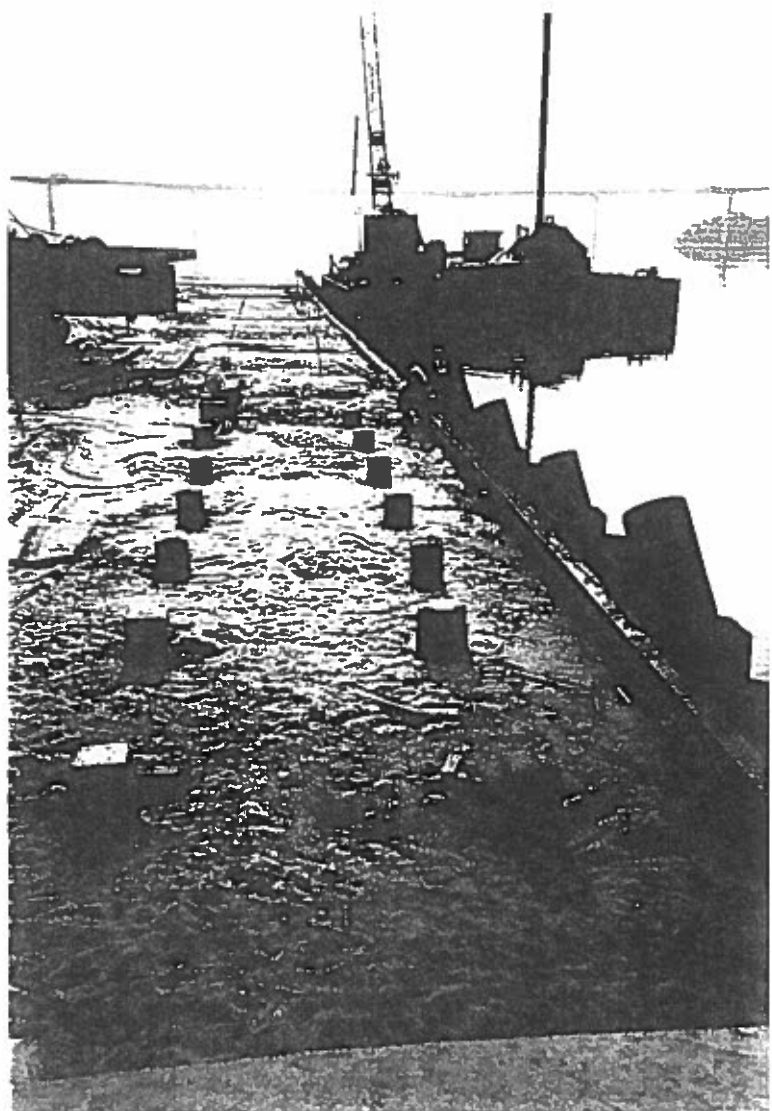


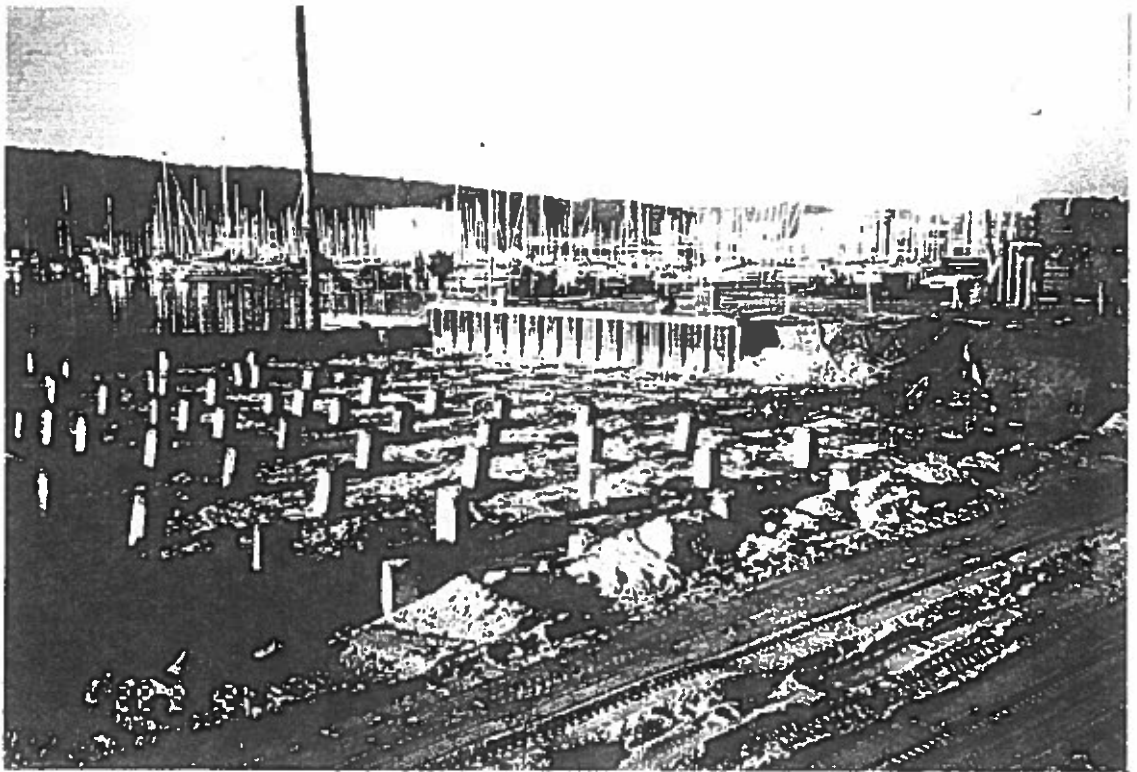
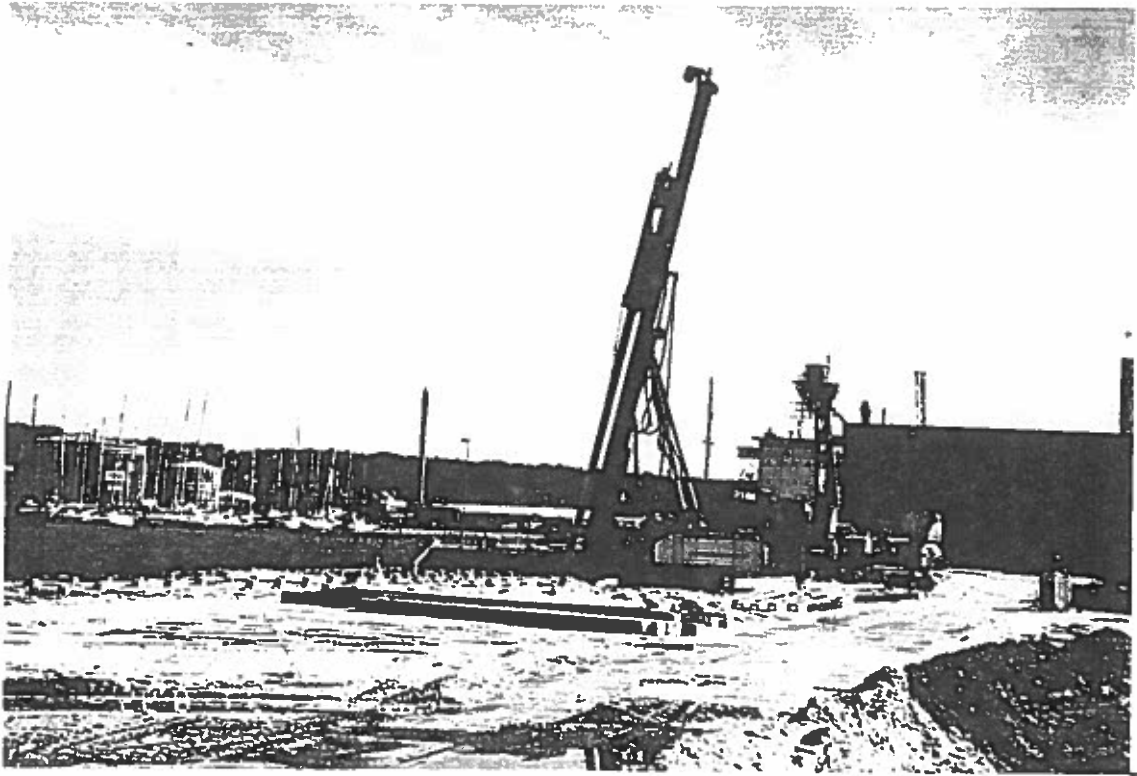


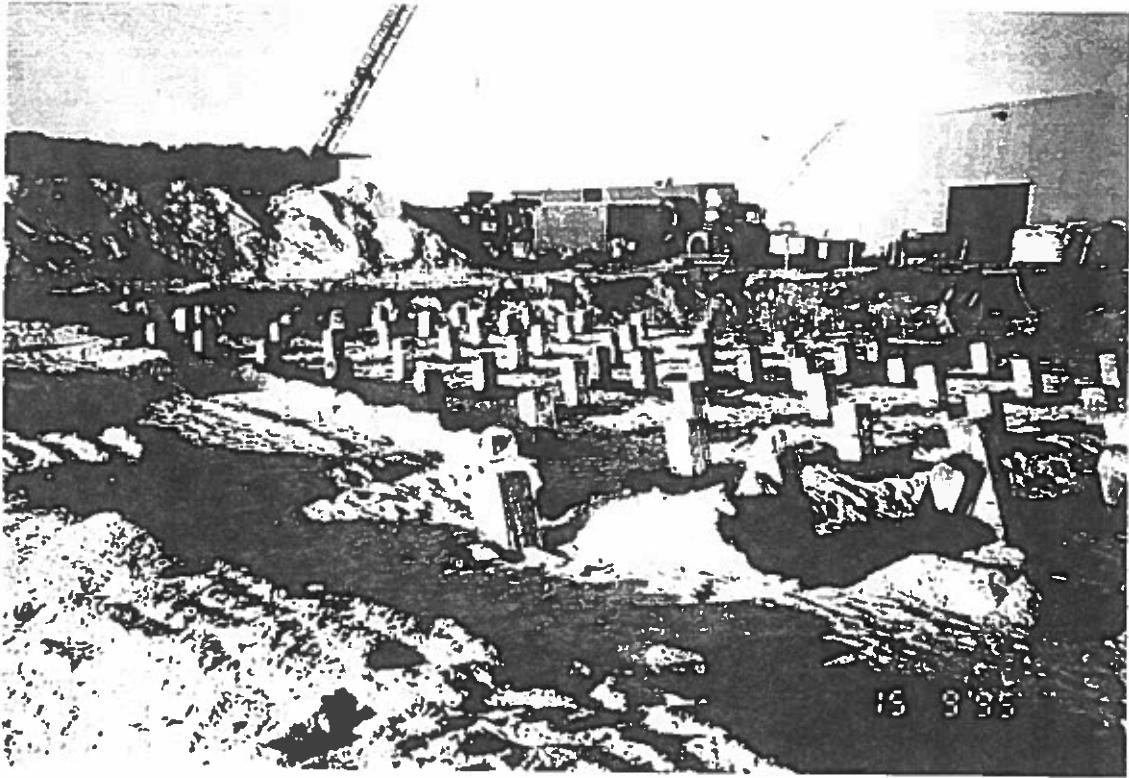
4



5









Eksempler på havnekonstruktioner på gytje

ved

Erik Daugaard Jensen (Carl Bro)

EKSEMPLER PÅ HAVNEKONSTRUKTIONER PÅ GYTJE

af Erik Daugaard Jensen. Carl Bro as

1. Indledning

Havnebyggeri på tykke lag af gytje med begrænset styrke stiller specielle krav, idet en total fjernelse af gytjen ofte er meget bekostelig. Det må derfor nøje vurderes, hvor "lidt" man kan nøjes med at fjerne. Det kan være aktuelt at forsøge sig frem med metoder, der indeholder større eller mindre risiko for brud under udførelsen afhængig, hvad der kan accepteres i projektet.

Hvis konsekvenser af brud er acceptable og hvis brud måske kan betragtes som en fortrængning, der alligevel totalt fører til en acceptabel slutilstand uden betydelige ekstraomkostninger, kan det komme på tale at arbejde med løsninger, der indeholder en på forhånd accepteret stor risiko for brud. Enten optræder bruddet ikke og udbygningen har været billig. Eller, hvis der kommer brud, er ekstraomkostningerne overskuelige og acceptable.

Men at arbejde under sådanne forhold kræver analyse af en række omstændigheder:

- sætninger vil optræde og deres forventede forløb over tiden må vurderes
- der er randproblemer, for hvilke stabilitetsforholdene må vurderes
- økonmivurderingerne må omfatte såvel optimistiske som pessimistiske scenarier
- kontraktuelle og tidsmæssige bindinger under udførelsen må nøje analyseres

Endelig forudsætter et arbejde med et større risikoelement end normalt, at bygherren har den fornødne indsigt til at acceptere en sådan fremgangsmåde. Det er jo meget nemmere, men dyrere, at arbejde på sikker og traditionel grund.

2. Kalundborg Sydhavn

Ved udbygningen af Kalundborg Sydhavn skulle der i 1992 etableres 110 m kaj med en vanddybde på 12 m i forlængelse af den eksisterende kaj mod nord. Bagarealet omfattede ca.13.000 m², og det skulle afdækkes mod vest og syd med en indfatning. Figur 1 viser en oversigt over arealet. Fig. 2 illustrerer vanddybder før bygning og dybder til fast bund.

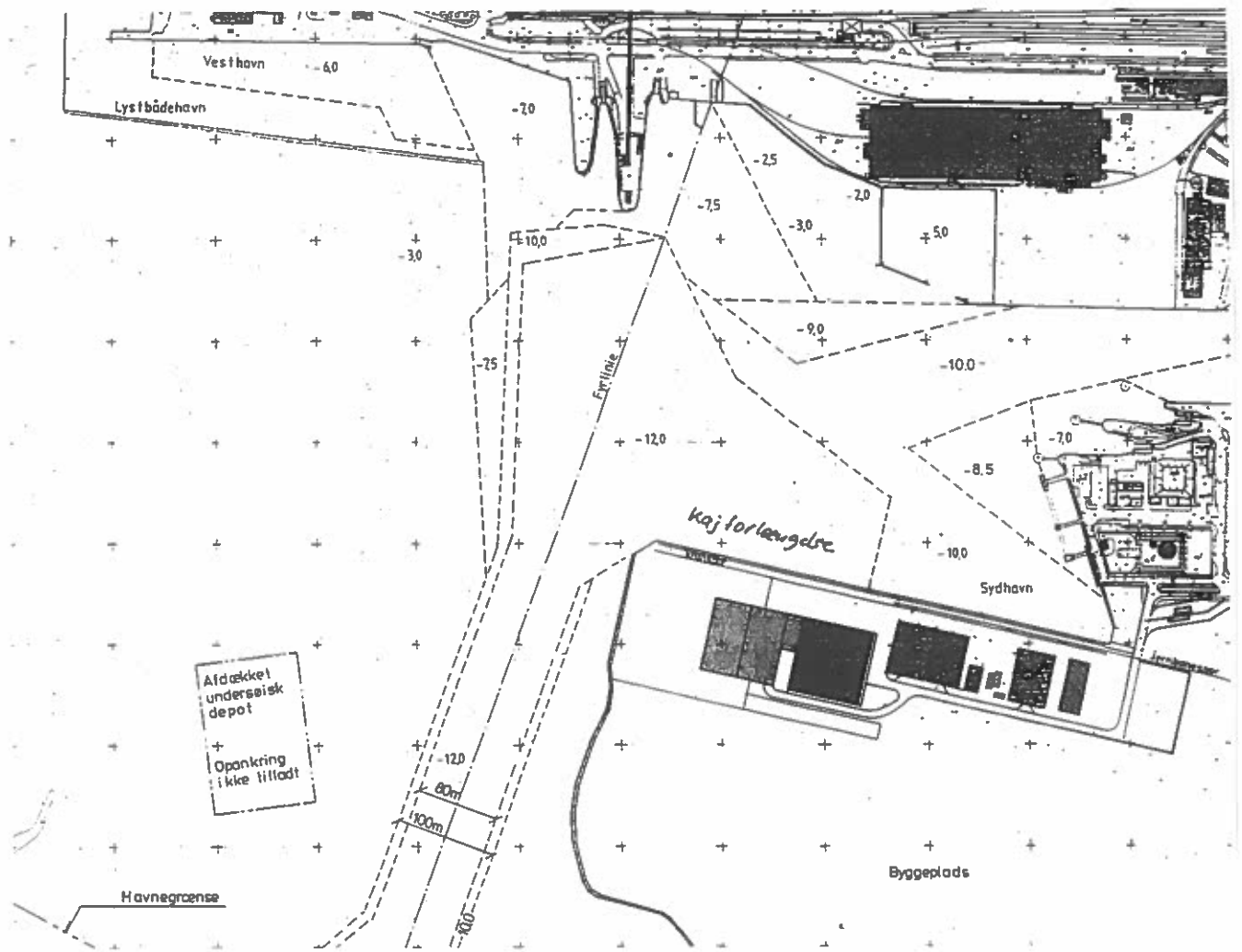


Fig. 1 Oversigt over Kalundborg Sydhavn

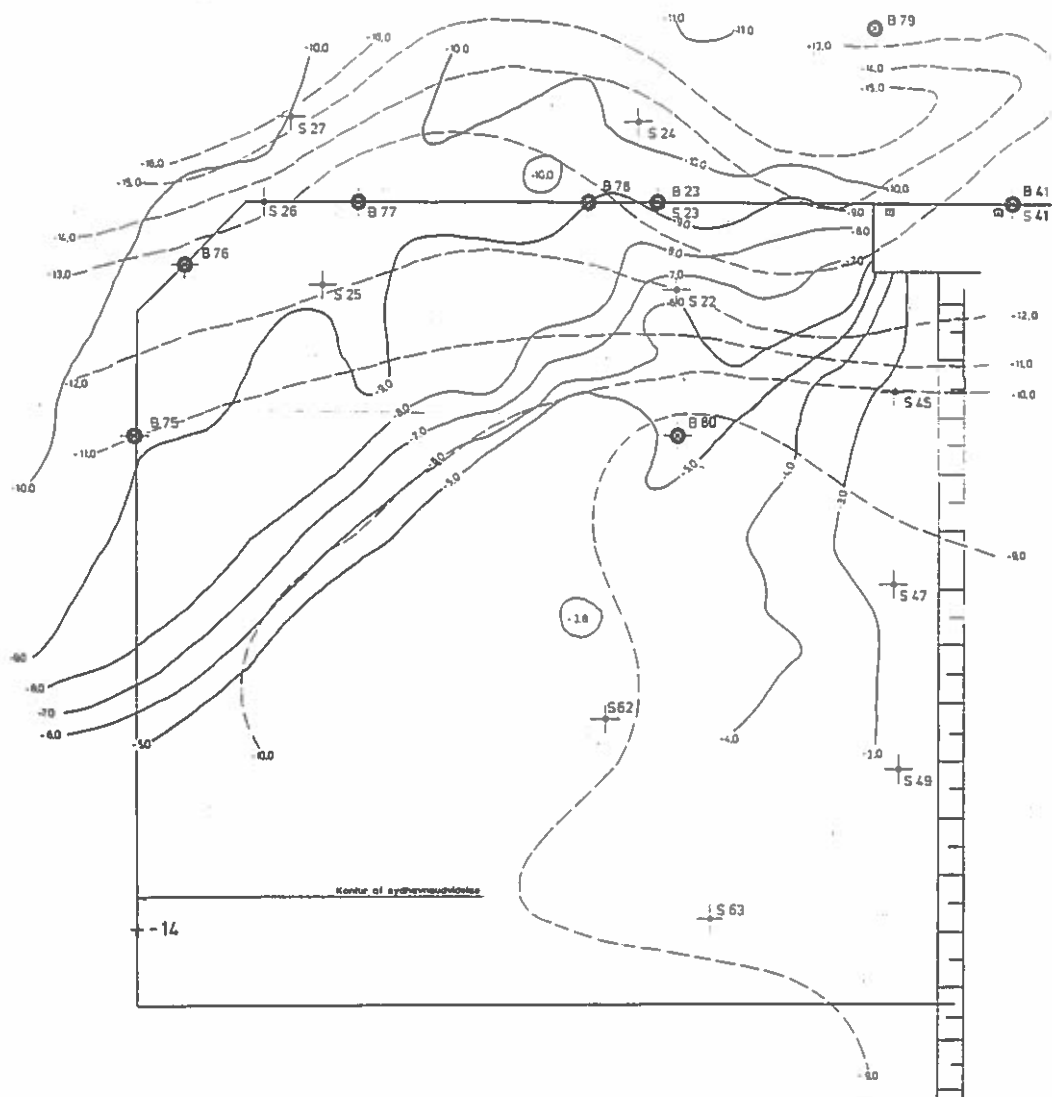


Fig. 2 Kalundborg Sydhavn. Vanddybder (—) og dybder til fast bund (---)

Kajkonstruktionen er vist på Fig. 3. Konstruktionsmetoden svarer til en række tidligere projekter fra Carl Bro /Dansk Geoteknik. Efter at de bløde lag (gytje) helt eller delvis er fjernet og der er gravet en rende i den hårde moræneler (for ikke at risikere låsesprængninger i spunsen) indspules en sandpude, som danner fundament for de midlertidige konstruktioner. Sluttelig uddybes til endelig besejlingsdybde. Bemærk at gytjen kun er fjernet i forankringszonen, men ikke er fjernet længere tilbage i kajgaden. Her må der regnes med betydelige sætninger.

Snit a-a i bolværk, 1:100

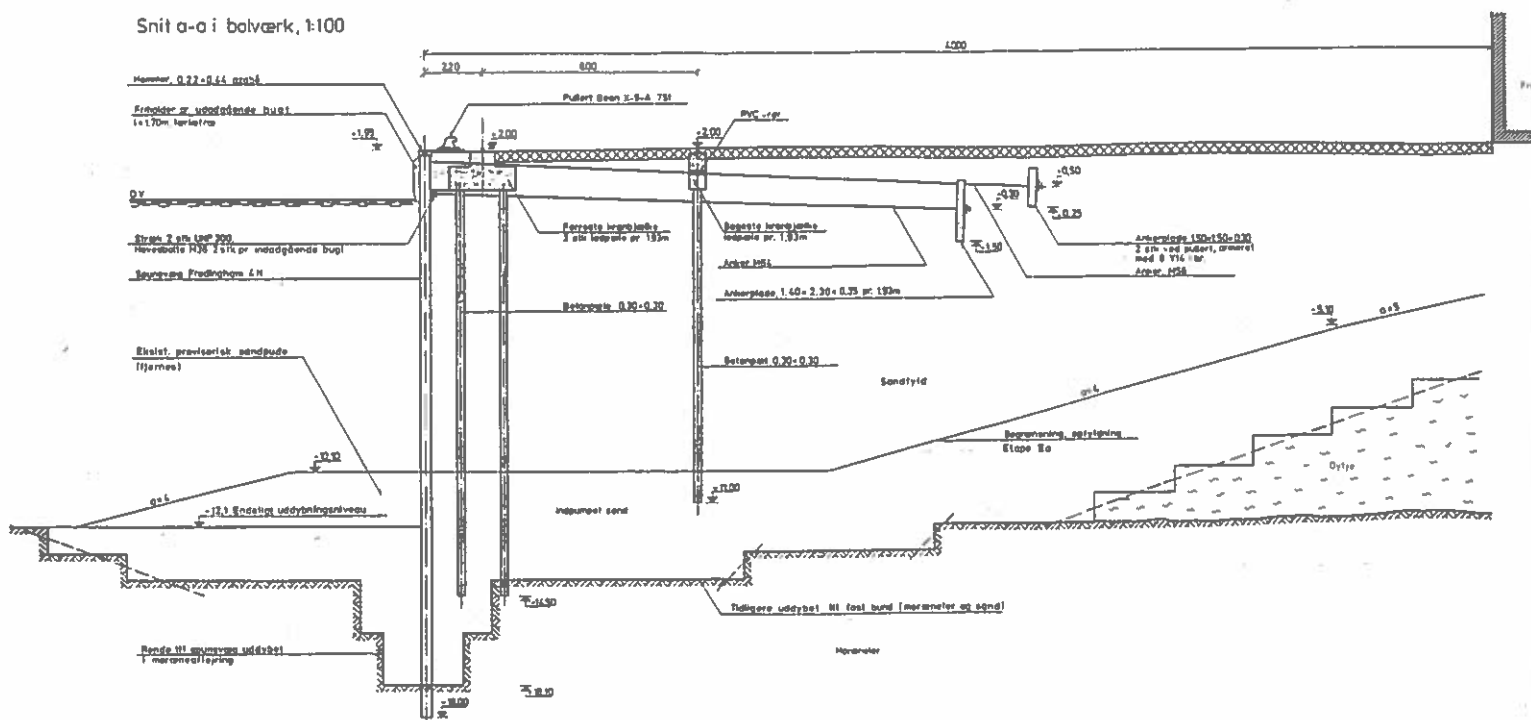


Fig. 3 Kalundborg Sydhavn. Snit i kajkonstruktionen

Ved indfatningerne mod vest og syd blev det besluttet at fjerne gytjen ned til kote - 10 m; men at undlade at fjerne de nederste 3-4 m af gytjen. Tværsnittet i indfatningen mod vest er vist på Fig. 4. Ved at undlade fuld bortgravning af gytjen kunne der i bedste fald spares 1-1,5 mill. kr. Ved at forudsætte $c_u = 6 \text{ kN/m}^2$ over kote -10 m og $c_u = 30 \text{ kN/m}^2$ under kote -10 m samt medtage differensvandtryk og fuld p-last på 20 kN/m^2 viste beregningerne at sikkerheden mod brud var ca. 1,1.

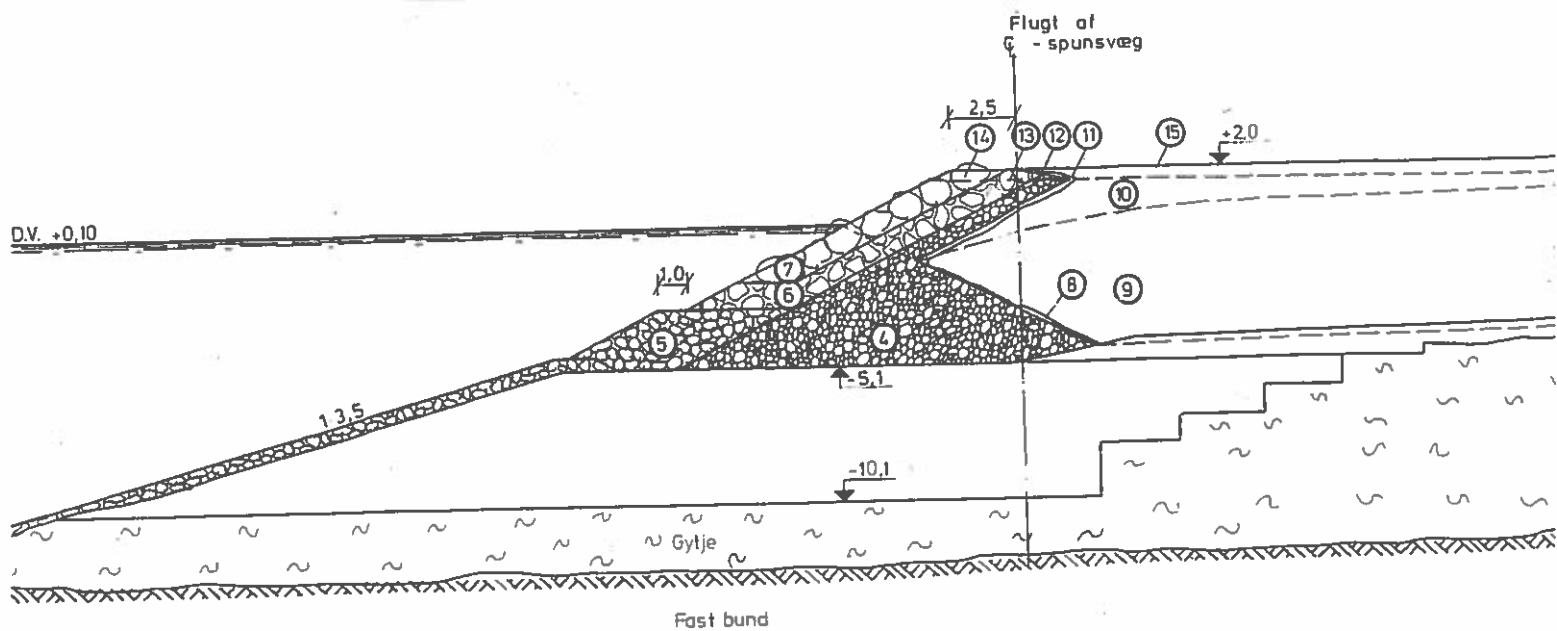


Fig. 4 Kalundborg Sydhavn. Snit i indfatning mod vest

Indfatningerne blev bygget i perioden 1991-92. Der skete et brud i november 1991, som det fremgår af billederne på Fig. 5 og 6.

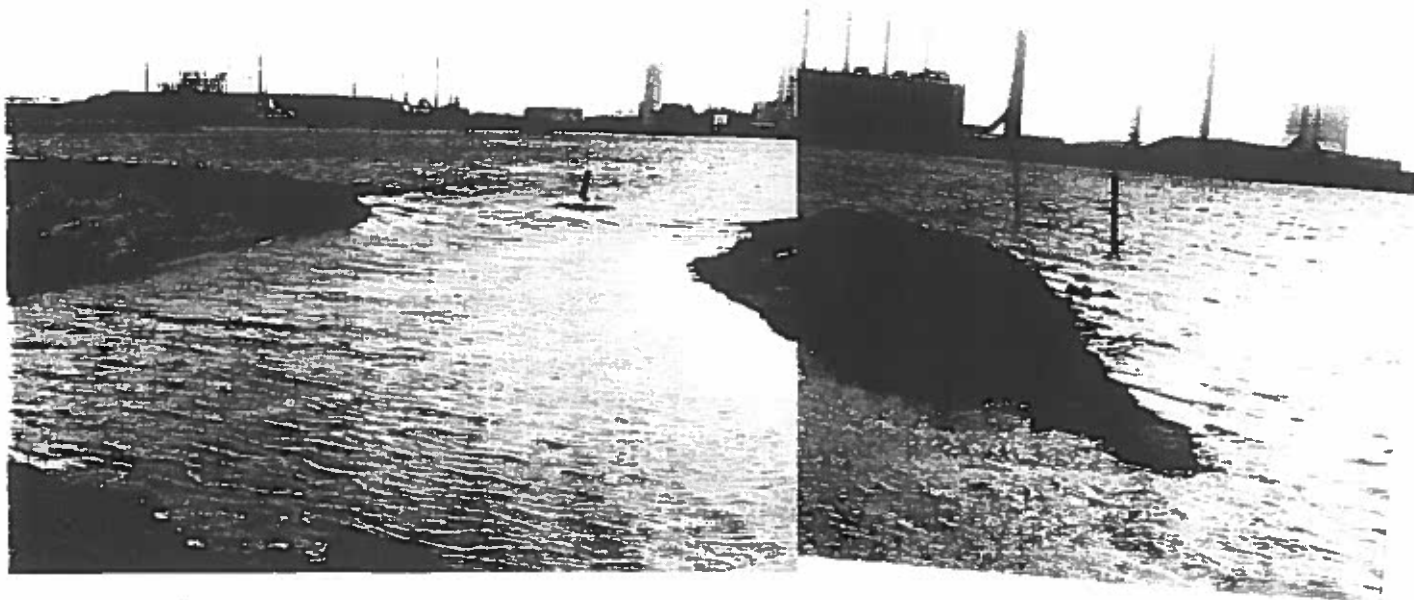


Fig. 5 Opskydning foran opfyldning



Fig. 6 Kalundborg Sydhavn efter brud

Den geotekniske analyse af brudet viste at ca. 50-60.000 m³ havde bevæget sig i et mønster der er skitseret på Fig. 7. Her vises samtidig en antaget teoretisk brudfigur, hvor polen er beregnet på grundlag af en nominel sikkerhed på 1,0 og antagne styrker af gytjen på c_u på 6 kN/m² over kote -10 m og på 14 kN/m² under kote -10 m (lavere end oprindelig antaget).

Herefter blev der foretaget en vurdering af hvordan indfatningen kunne færdiggøres. De mulige alternativer omfattede:

- udskiftning
- fortrængning, med forsøg i skala 1:1
- andre løsninger f.eks. med spuns

På baggrund af en vurdering af omkostninger og risici blev der valgt at anvende fortrængning. Fig. 8 og 9 illustrerer to faser i en sådan fortrængning. Først iværksættes en oprydning til kote + 0,5 < + 1,0. Derefter udføres en opfyldning med sand, først til kote + 2,5 og senere til kote + 3,5. Det sidste udføres for at have underkastet området en belastning svarende til de nominelle 20 kN/m². Til slut afrettes til normal kajkote + 2,0.

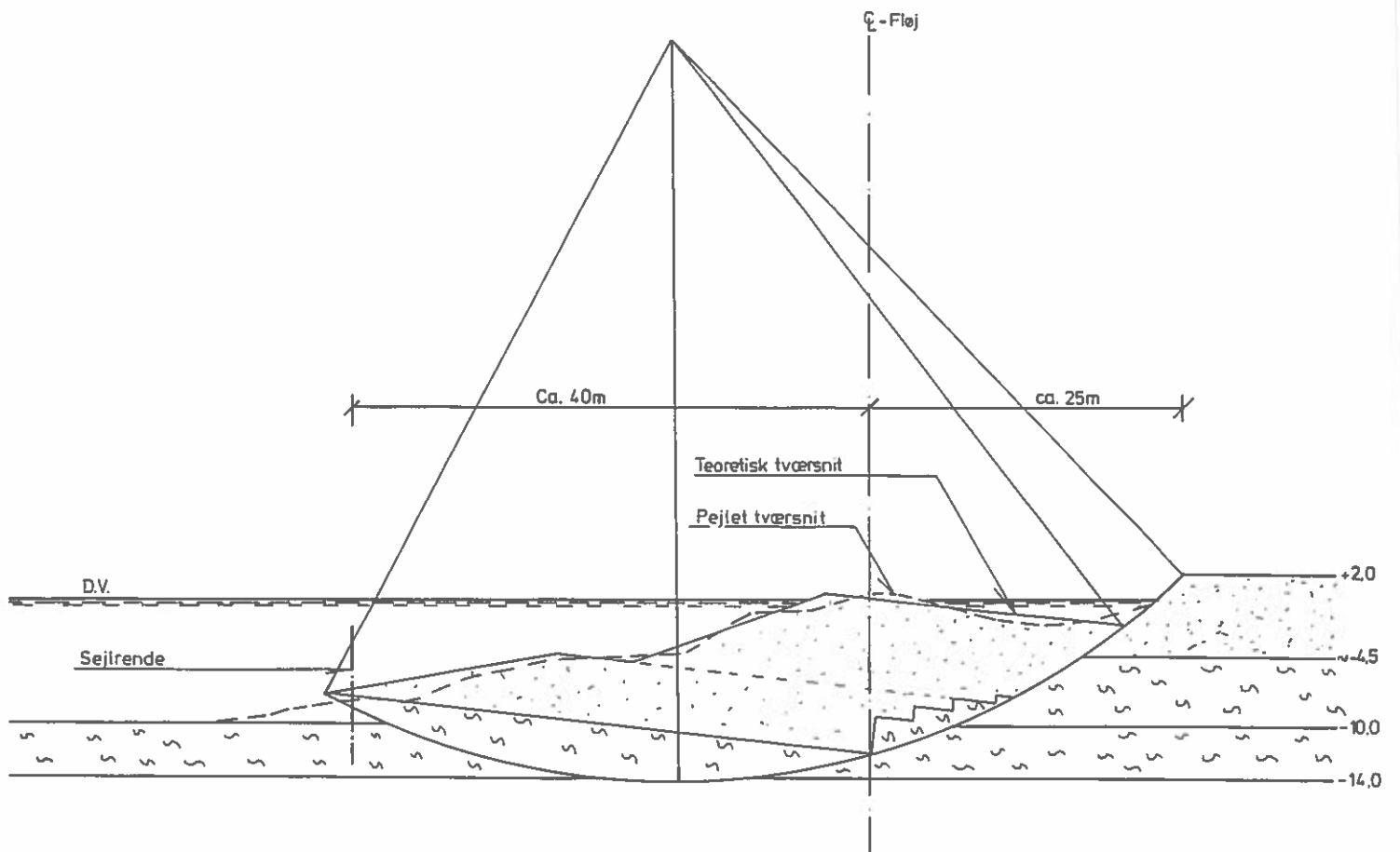


Fig 7 Analysemodel af brud

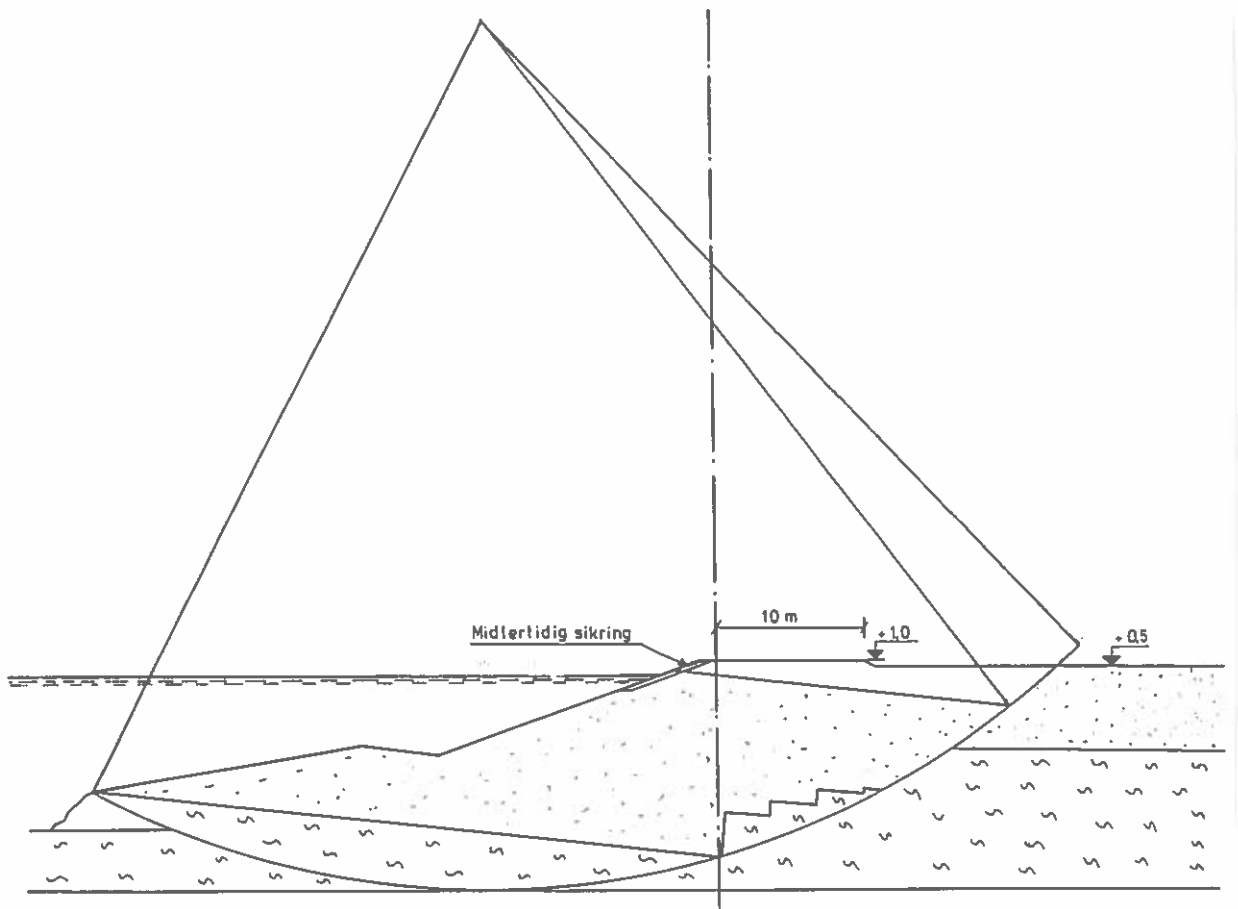


Fig 8 Indledende oprydning

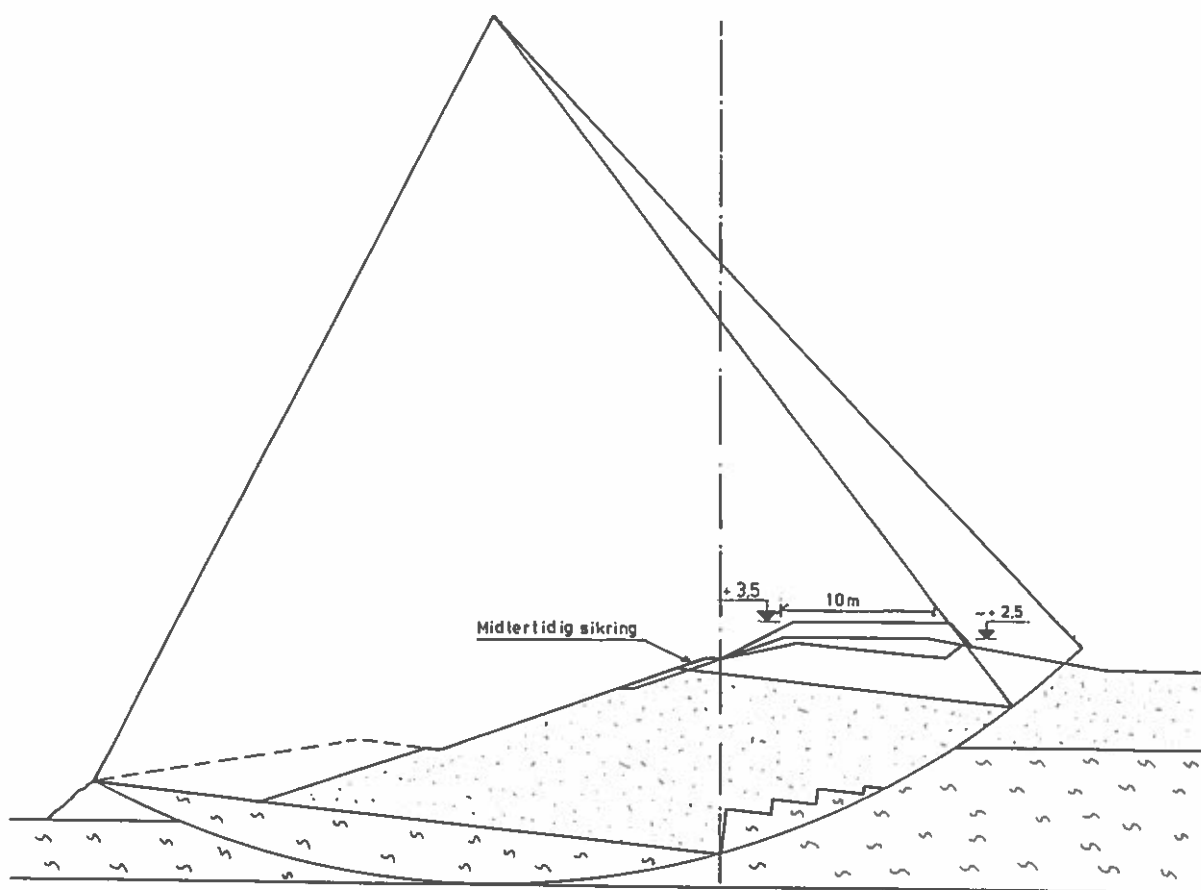


Fig 9. Fortrængning ved hjælp af bagfyldning med sand

D. 28 januar 1992 skete der kort efter opfyldning med sand til kote + 3,5 m et skred og deformationerne fortsatte til 18 februar 1992 med slutkote at bagfyldningen omkring kote + 2,5 m. Vandrette deformationshastigheder kunne beløbe sig til op til 1 m på ca. 3,5 timer. Brudene skete næsten altid omkring middagstid. Dette kan have sammenhæng med tidevandsvariationerne i perioden.

Da fortsat opfyldning med sand ikke gav yderlige deformationer standsedes opfyldningen. Fig 10 viser arealet med bagfyldning:

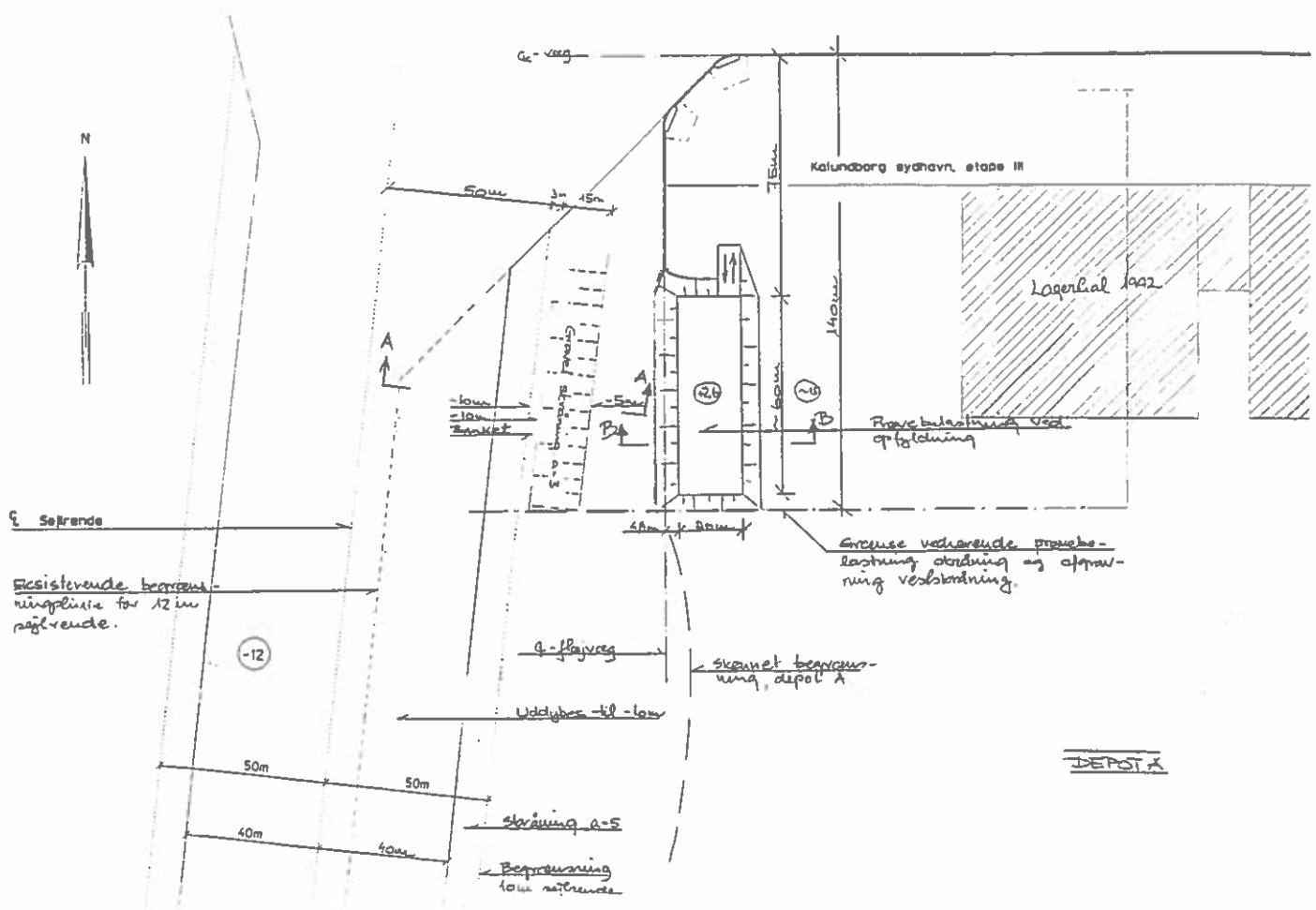


Fig.10 Plan af areal med bagfyldning

Herefter blev området overladt til sig selv i et år for at opnå en konsolidering af den tilbageblevne gytje og året efter blev området endelig afrettet.

3. Nyborg. Avernakke

I Nyborg ved Avernakke er der opbygget en mole på et område med ca. tilsvarende gytjelag gående fra kote - 5 m og til kote -14 m.

Placeringen af molen fremgår af Fig. 11

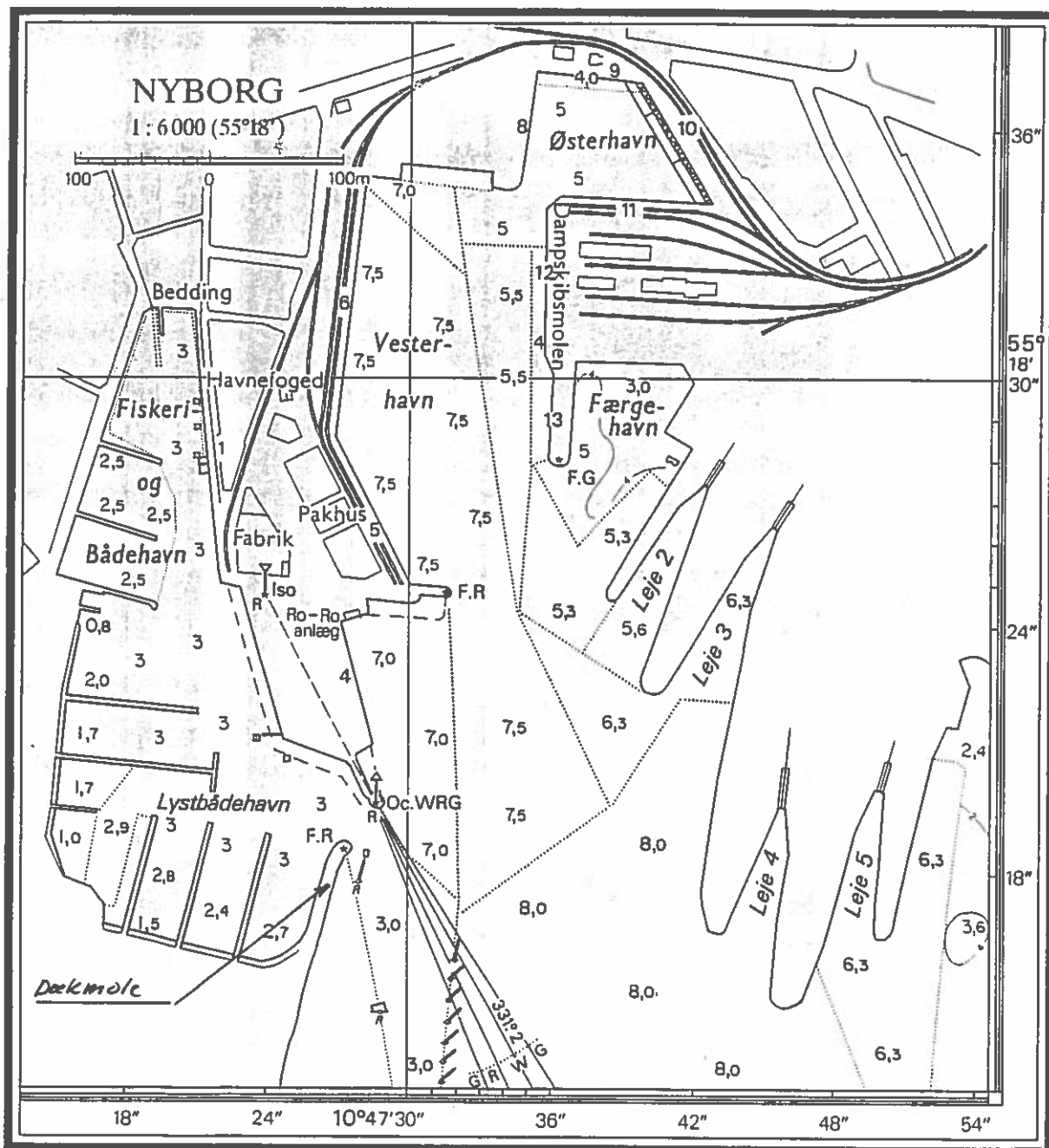


Fig. 11 Nyborg, lystbådehavn med dækmole ved Avernakke

De geotekniske forhold fremgår af Fig. 12:

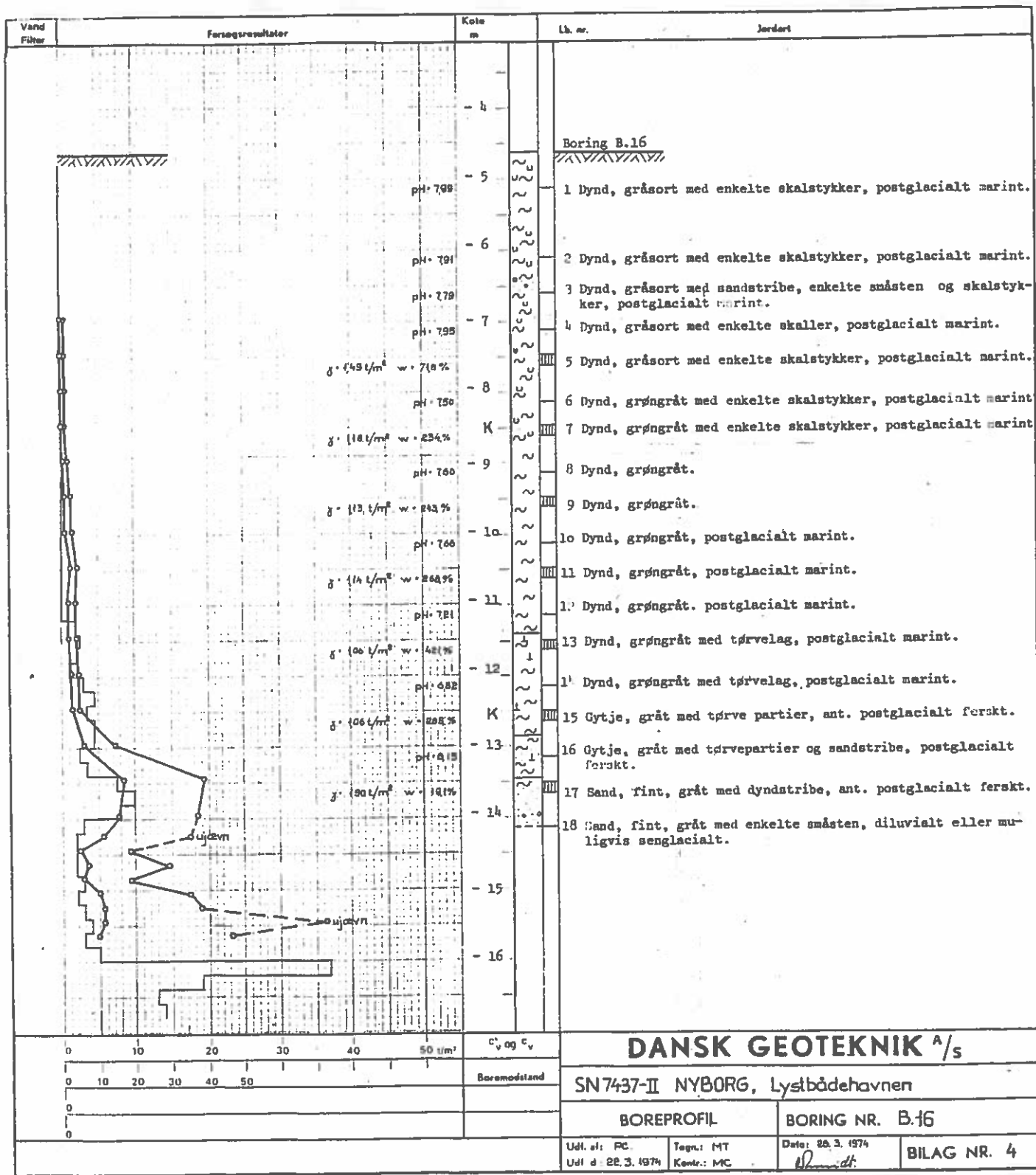


Fig. 12 Typiske geotekniske forhold ved Avernakke, Nyborg

Moletværsnittet er vist på Fig. 13. Ved udførelsen af molen blev der først fjernet gytje ned til kote - 10 m. Derefter blev der indspulet en sandpude, der centralt under molen blev løftet til kote -1 m. Herved kunne der spares betydeligt på de dyrere stenmaterialer. Sandkernen blev derefter afdækket med ral og der blev så etableret normale dæklag udenpå. Sætningerne beløb sig til ca. 0,7 m i byggeperioden. Totalsætningen har beløbet sig til ca. 1 m. Molen er derfor senere rettet 1 m op ved hjælp af søsten.

Snit i st. 70

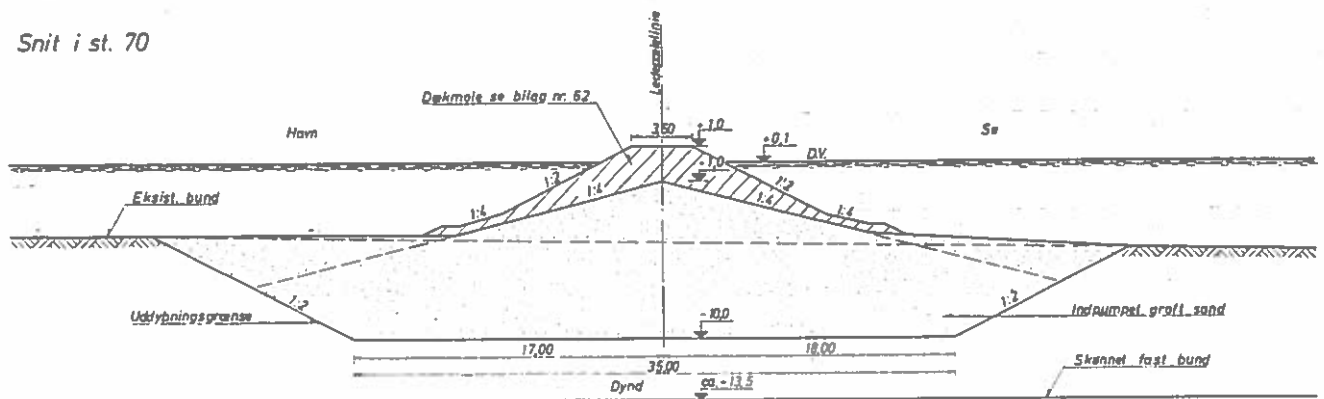


Fig. 13 Tværsnit i mole ved Avernakke, Nyborg.

Deponering af belastet havneslam
i Korsør

ved
Arne Buhl Petersen (Carl Bro)

DEPONERING AF BELASTET HAVNESLAM I KORSØR

af

Arne Buhl Petersen, Carl Bro a/s

1. Indledning

Dette indlæg beskriver en udført deponering af belastet havneslam samt vurdering af forskellige deponeringsalternativer for en aktuel deponeringssag i Korsør.

2. Slamdepot ved Korsør Lystbådehavn

I forbindelse med udflytningen af flåden bl. a. til Korsør blev det i 1991 aktuelt at oprense Flådehavnen i Korsør. Men som i så mange andre havne er de ældre slamlag belastet bl. a. med tungmetaller stammende fra aktiviteter på havnen eller i byen. Fig. 1 viser flådehavnen, lystbådehavnen og placeringen af det depot som blev indrettet i den nordlige ende af lystbådehavnen.

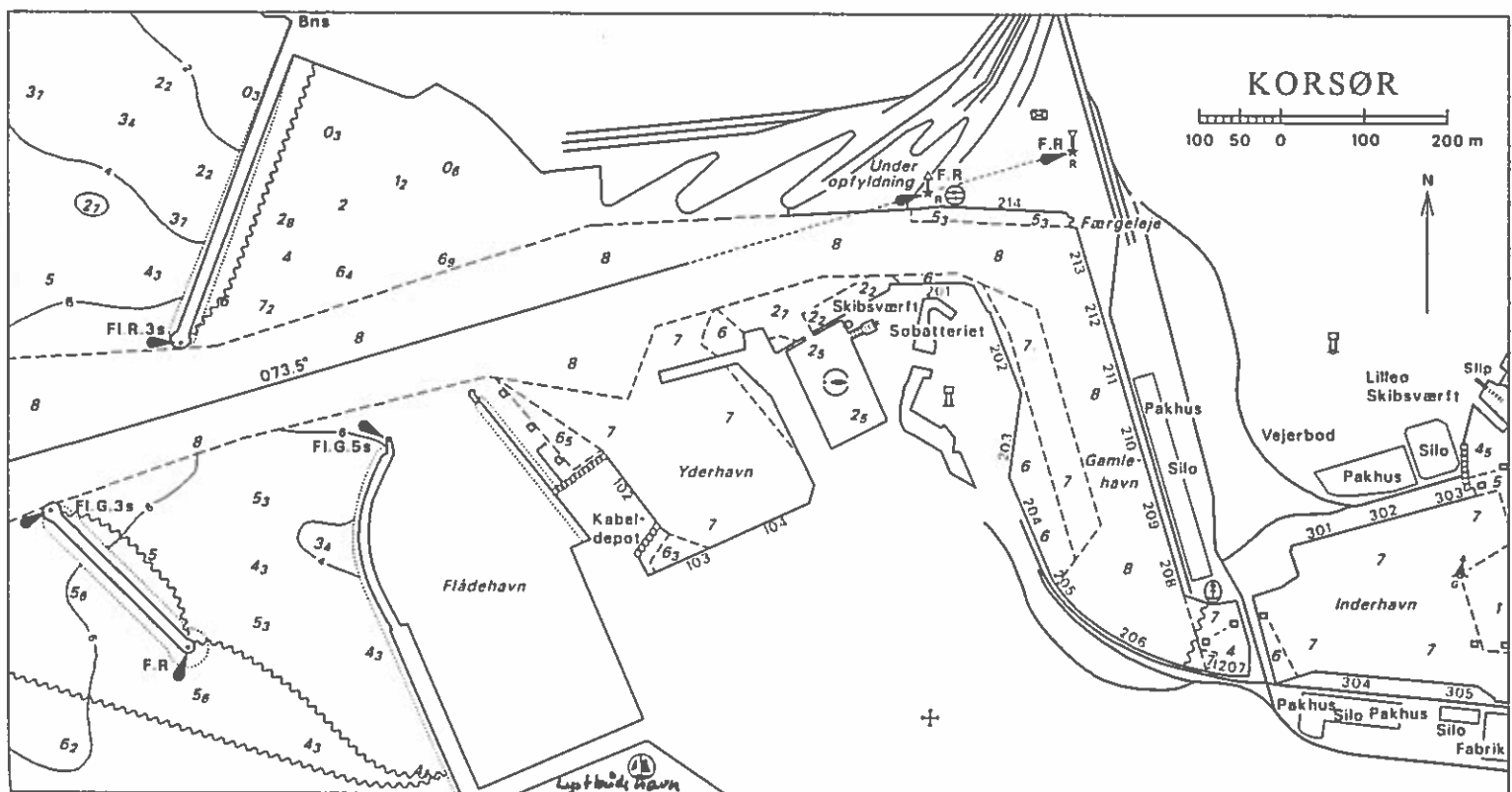


Fig. 1 Korsør Havn

Flådehavnen blev opdelt i 4 områder som vist på Fig. 2 og Tabel 1 viser resultatet af tungmetalanalysen for de forskellige områder. Vestsjællands Amt's praksis var som hovedgrundlag at vurdere tungmetalbelastning i forhold til værdier opgivet af Miljøstyrelsen i 1983 for kun diffus belastet overfladesediment med overskridelsesfaktor på 1 for Hg og Cd og 2 for Pb, Cu, Cr og Zn. Det var derfor klart at en oprenset mængde på ca 35.000 m³ måtte placeres i et depot.

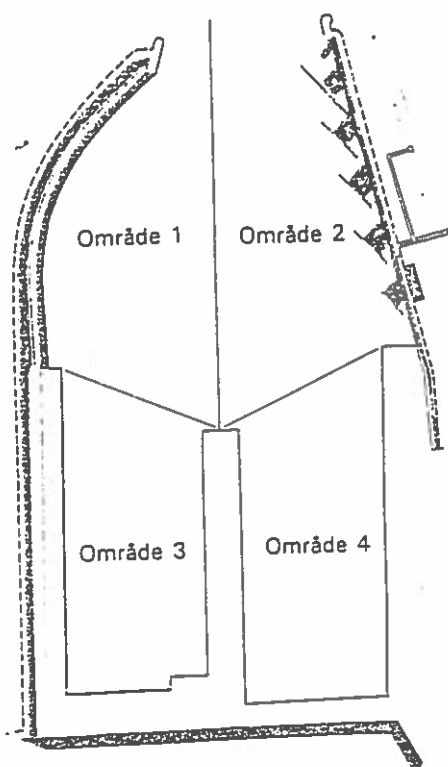


Fig. 2 Opdeling af flådehavnen i analyseområder

	Område 1+2		Område 3		Område 4		Miljø- styrelsen
	mg/kg TS	mg/kg GT	mg/kg TS	mg/kg GT	mg/kg TS	mg/kg GT	mg/kg GT
Tørstof, % af vådvægt	41		56		39		
Glødetab, % af tørstof	9,9		5,2		7,6		
Bly	56	566	57	1096	78	1026	350
Zink	190	1919	150	2885	190	2500	1300
Kviksølv	1,7	17,2	0,54	10,4	0,90	11,8	2
Kobber	44	444	41	788	68	895	250
Cadmium	1,3	13,1	1,1	21,1	1,4	18,4	10
Arsen	5,4	54,5	2,9	55,7	5,1	67,1	
Chrom	26	263	20	385	17	224,0	150
Tin	<7	-	<7	-	<7	-	

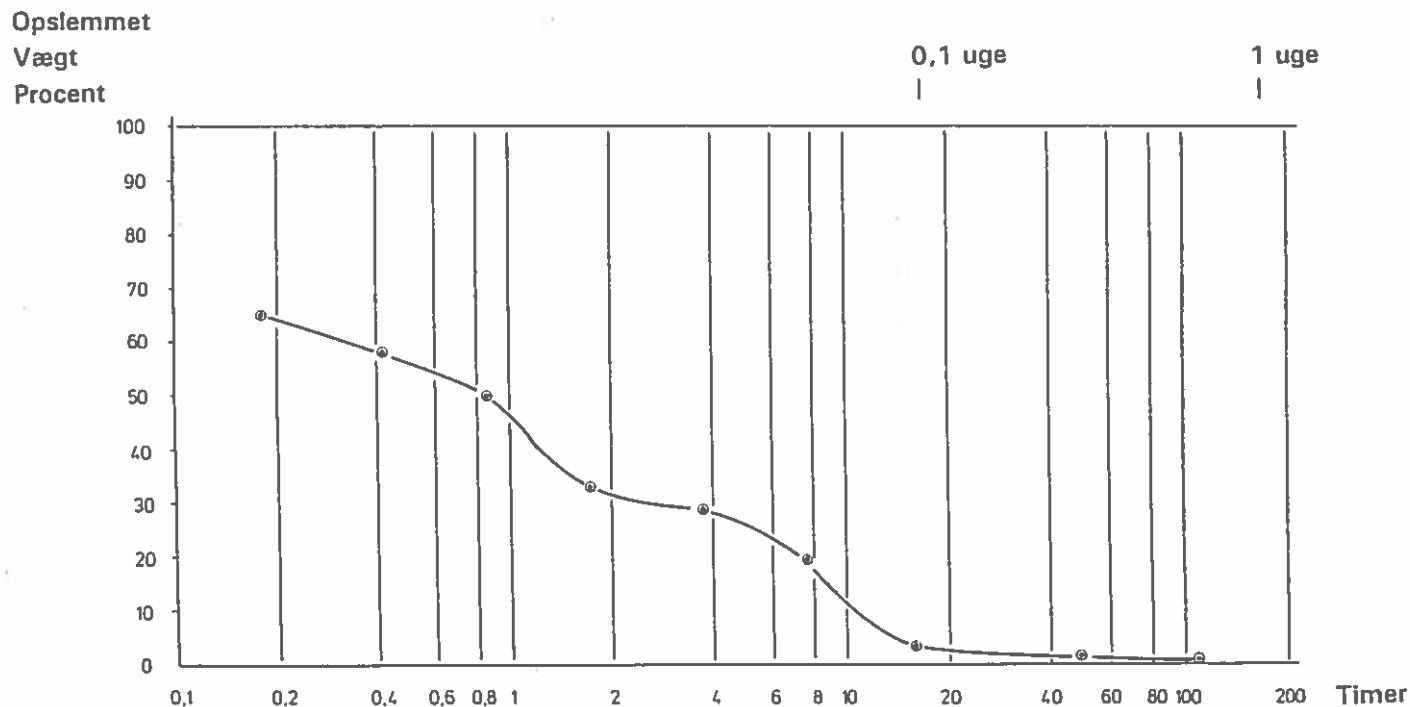
Tabel 1 Flådehavnen i Korsør. Tungmetalanalyser.
TS = tørstof, GT = glødetab

Materialet i Flådehavnen var en typisk havneslam med faldhastigheder som vist i Tabel 2.

Fraktil (%)	Faldhastighed (m/time)
100	61,2
75	18,0
50	1,8
25	0,3
10	0,13
5	0,10
2	0,036
1	0,016

Tabel 2 Faldshastigheder for havneslam

Dette kan omsættes til krav til middelopholdstid i et depot for at tilsikre bundfældning som vist på Fig. 3:



Opslemmet vægtprocent som funktion af opholdstid (middel faldlængde 1,5m)

Fig 3

En favourabel deponering kunne etableres i den nordlige del af lystbådehavnen som vist på Fig. 4. Depotet ligger nært på opgravningsområdet. Det er muligt at indeslutte depotet med sand- eller lerdæmninger og endelig kan området efter en afdækning med sand nyttiggøres til opstilling af lystbåde. Myndighedsmæssigt ender deponeringen dermed som et landdepot (miljølovens kapitel 5). Der er derfor udarbejdet ansøgning og skaffet tilladelse hertil med assistance fra Carl Bro Miljø.

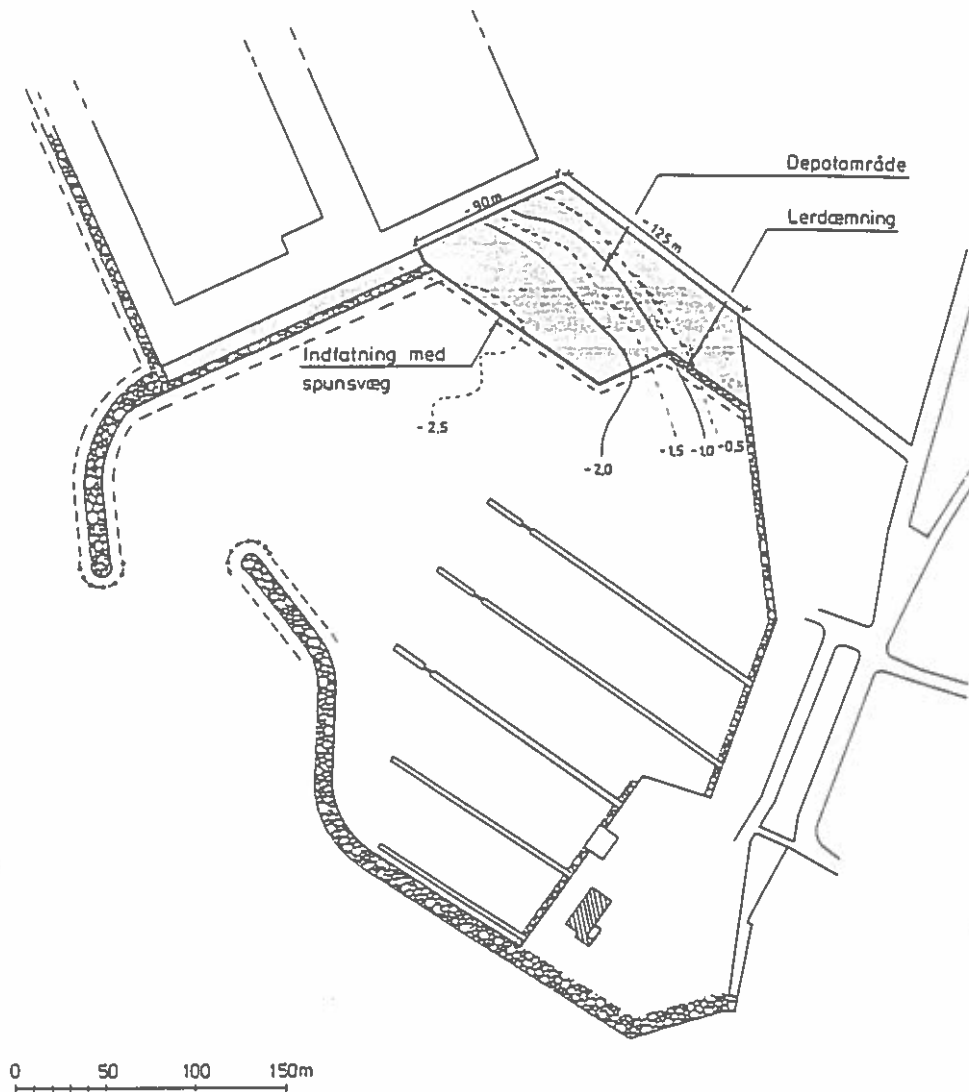
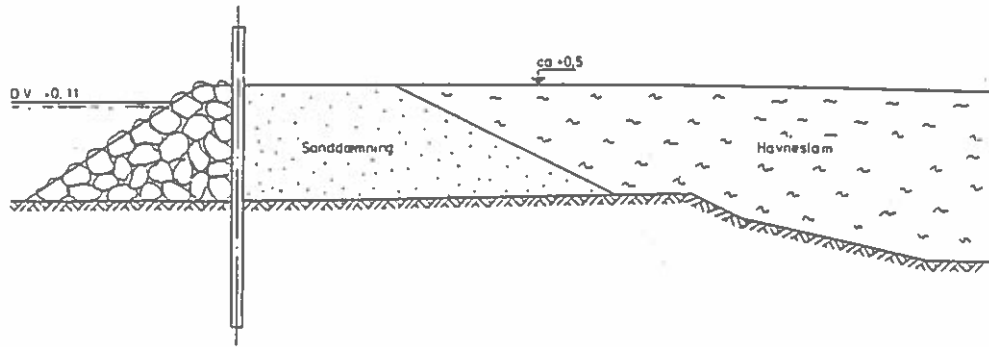


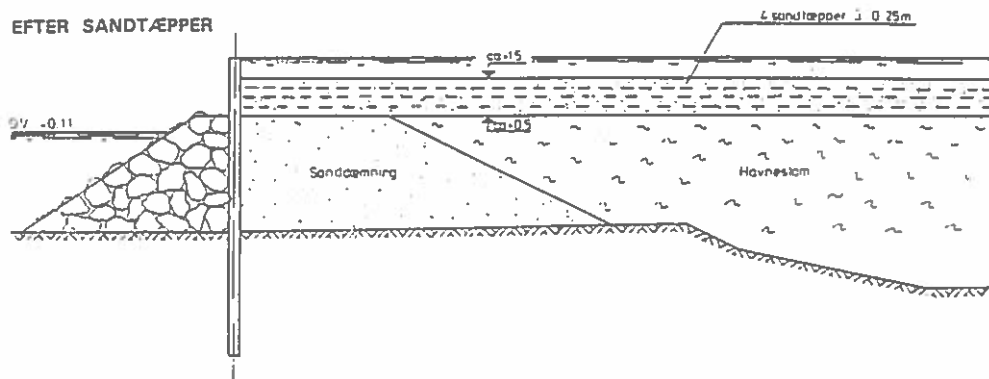
Fig. 4 Slamdepot i Lystbådehavnen

Tilbage bliver det tekniske problem at slammet er meget blødt specielt lige efter opgravning og omladning, hvilket gør det vanskeligt at etablere afdækningen med sand. Metoden der blev anvendt indebar udspuling af tynde sandtæpper samt sænkning af vandspejlet i depotet med passende mellemrum for at forcere konsolideringsprocessen i havneslammet. Den principielle opbygning af depotet er vist på Fig. 5. Tildækning af bløde dynd/slamlag med sand kan ikke udføres med en traditionel beregnet sikkerhed mod brud. Der må arbejdes empirisk, med risiko for, at der sker lokale brud, for indenfor rimelig tid at få konsolideret det bløde materiale i en sådan grad at det kan bære et overliggende sandlag.

EFTER INDFYLNING AF HAVNESLAM



EFTER SANDTÆPPER



EFTER AFDÆKNING

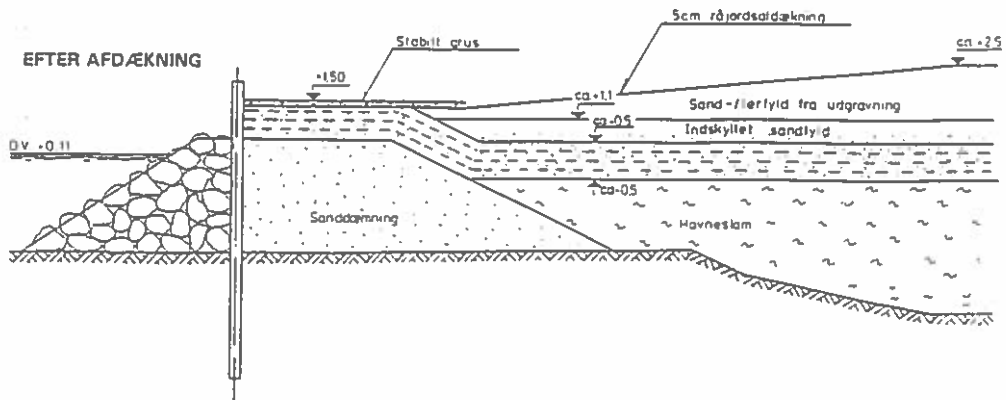


Fig. 5 Tværsnit i depotet ved sanddæmningen

Tilfyldningen af sand gav da også nogle problemer. Efter at sandtæpperne delvist var etableret som vist på Fig. 5 skete der nogen tid senere opskydninger som vist på Fig. 6.

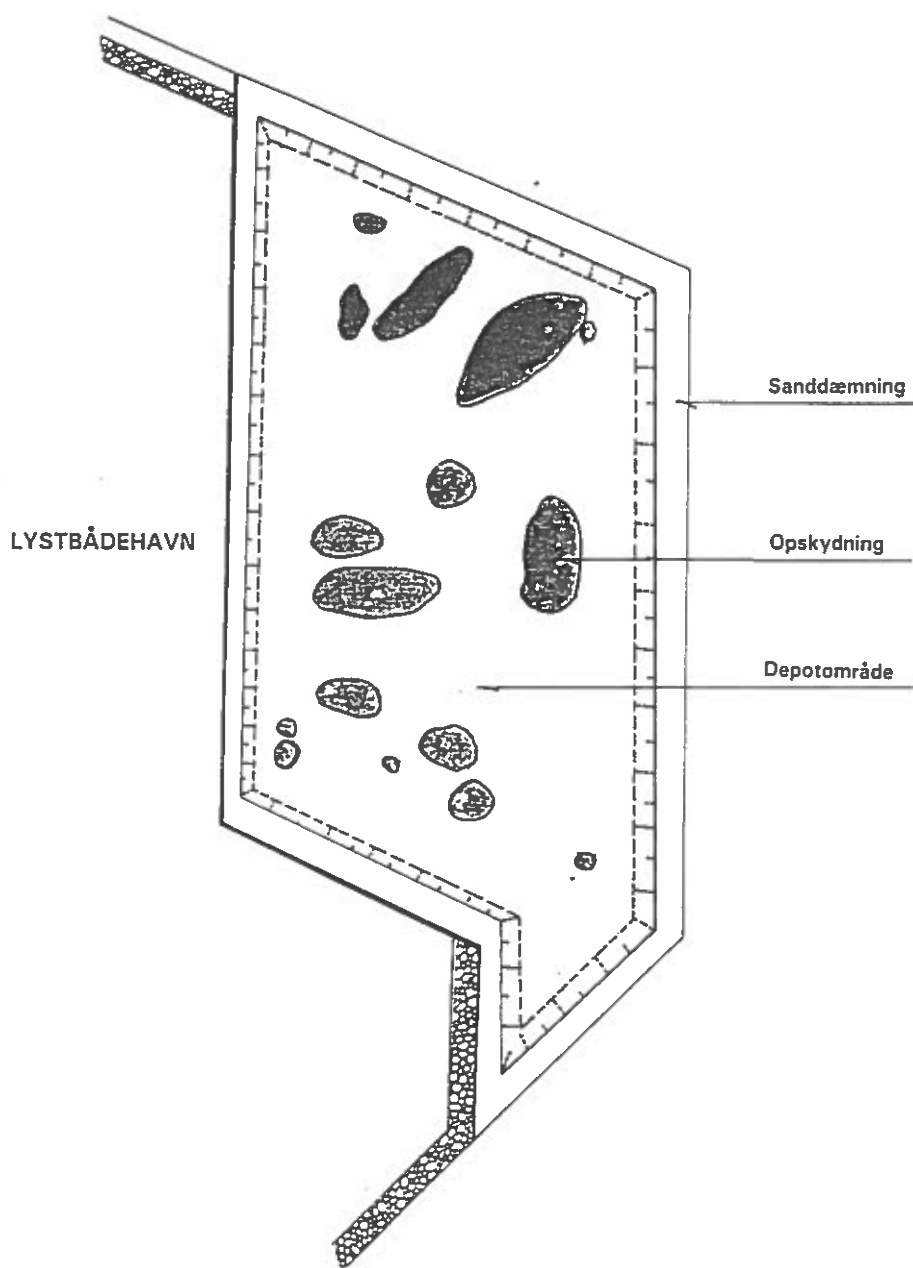


Fig. 6 Skitse af opskydninger

Herefter blev indfyldnings- og konsolideringsprocessen justeret således at der i faser blev etableret banketter fra omkredsen og så langt ud som det var forsvarligt af hensyn til sikkerhed for maskiner og personel. Derefter afventes konsolidering og da dette foregik om sommeren effekt af udtørring. Processen gentages indtil hele depotet er sanddækket.

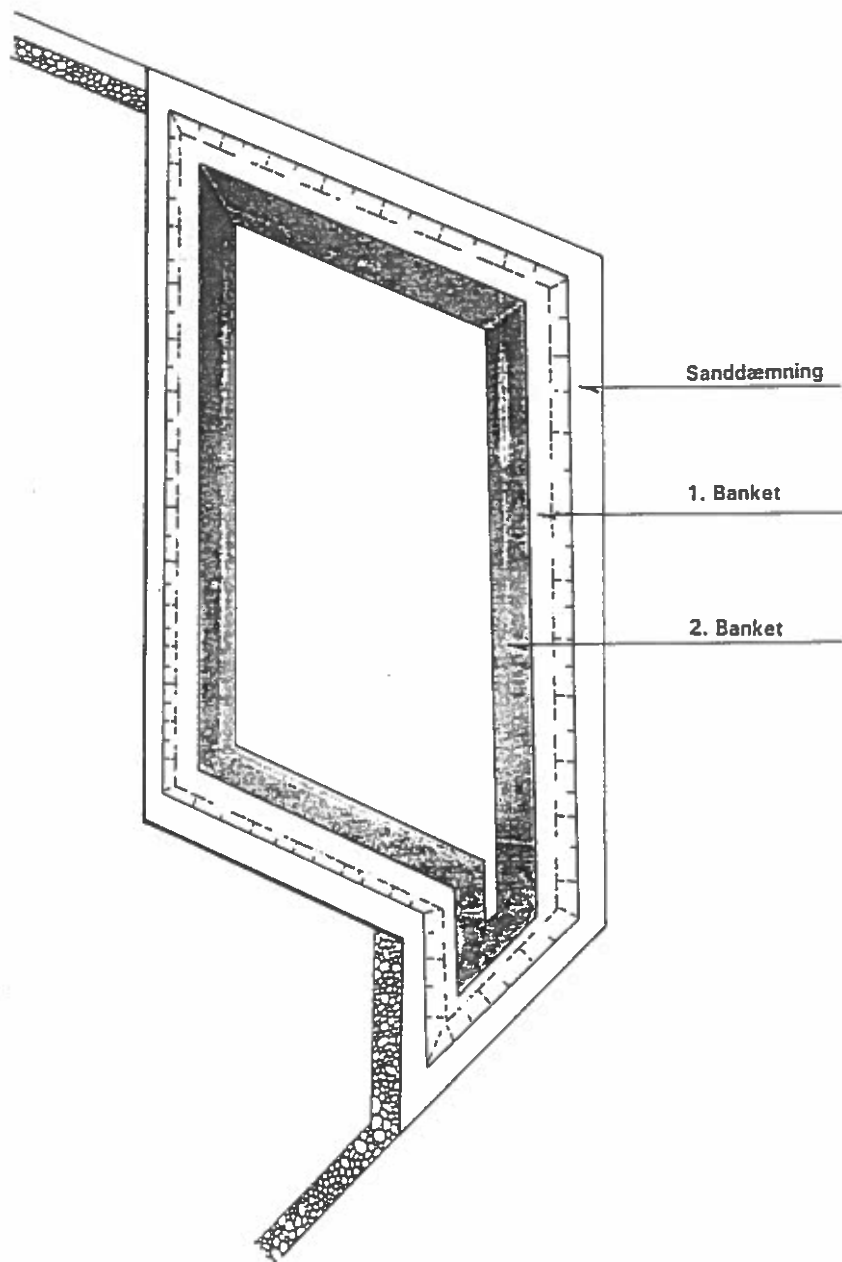


Fig. 7 Faseopdelt tildækning med banketter

3. Analyse af nye deponeringsalternativer

Desværre tillod arealet ved Lystbådehavnen ikke, at der her kunne skaffes plads til andre deponeringer af belastet havneslam end den fra Flådehavnen. Allerede i 1993 blev det aktuelt at finde deponeringsmuligheder i forbindelse med at dele af Korsør havn planlægges uddybet til en vanddybde på 10 á 11 m. Selv om langt den største del af uddybningen består af rene materialer (moræneler og -sand) så findes der i det aktuelle område ca. 15.000 m³ belastet havneslam som skal fjernes og deponeres. Dette afsnit beskriver en række alternative deponeringsmuligheder og anslåede deponeringsomkostninger. De betragtede alternativer fremgår af Fig. 8 og Tabel 3, der giver hovedresultatet af undersøgelsen:

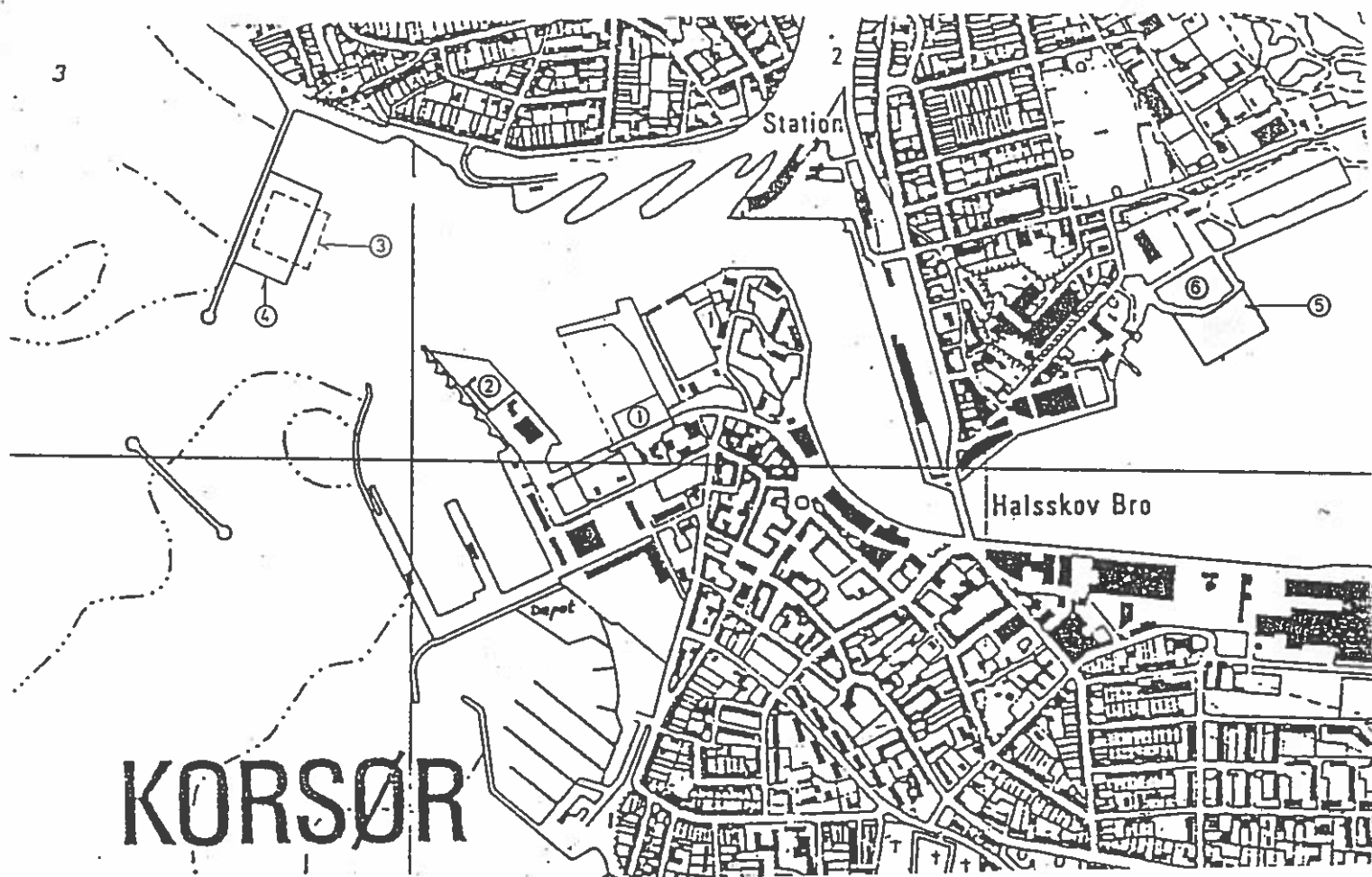


Fig. 8 Korsør. Undersøgte depotmuligheder

	Kapacitet m ³	Pris kr/m ³
Depot i Yderhavnen	30.000	120
Undersøisk depot ved Nordre Mole	14.500	190
Inddæmmet depot ved Nordre Mole	13.500	290
Inddæmmet depot ved Telecom	13.000	460
Kystnært depot ved Lilleø	20.000	240
Landdepot ved Lilleø	19.000	200

Tabel 3 Korsør. Undersøgt depotmuligheder

Som det fremgår af Tabel 3 er der væsentlige prisforskelle på de forskellige muligheder. Nogle af de mest økonomiske muligheder idebærer desværre nogle ulemper. Depot i Yderhavnen (1) kan kun gennemføres i forbindelse med etablering af et nyt kajanlæg (vist stiplet) og depoterne ved Nordre Mole kunne ødelægge rekreative muligheder for Halsskov bydel, bl.a. badning. Inddæmmet depot ved Telecom (2), Fig 9, er meget dyrt at etablere.

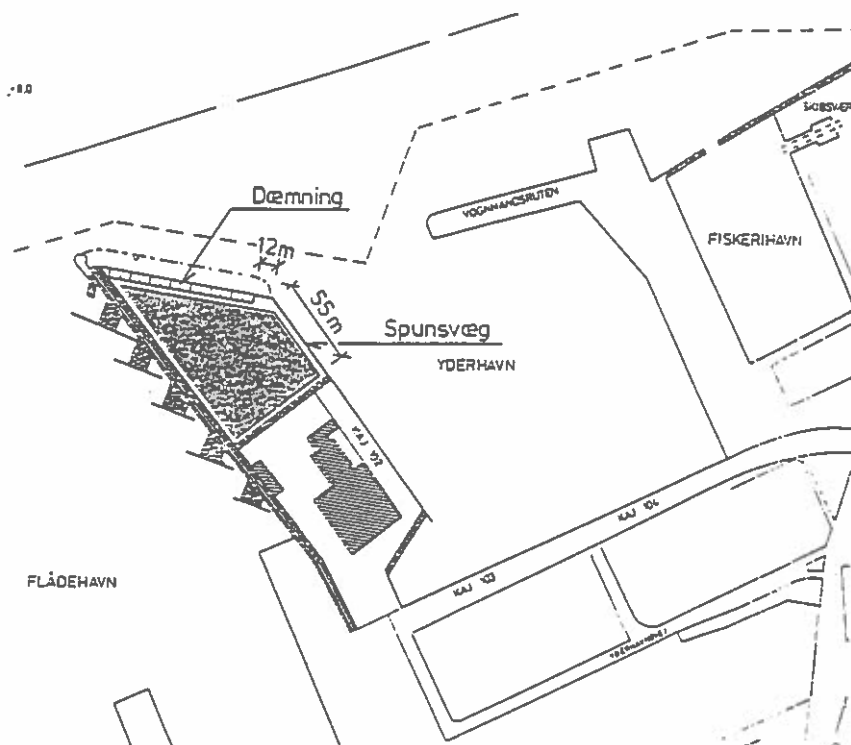


Fig. 9 Inddæmmet depot ved Telecom

Undersøisk depot ved nordre mole (3), Fig. 10 møder modstand fra amtets side på grund af usikkerhed om hvor tæt depotet er.

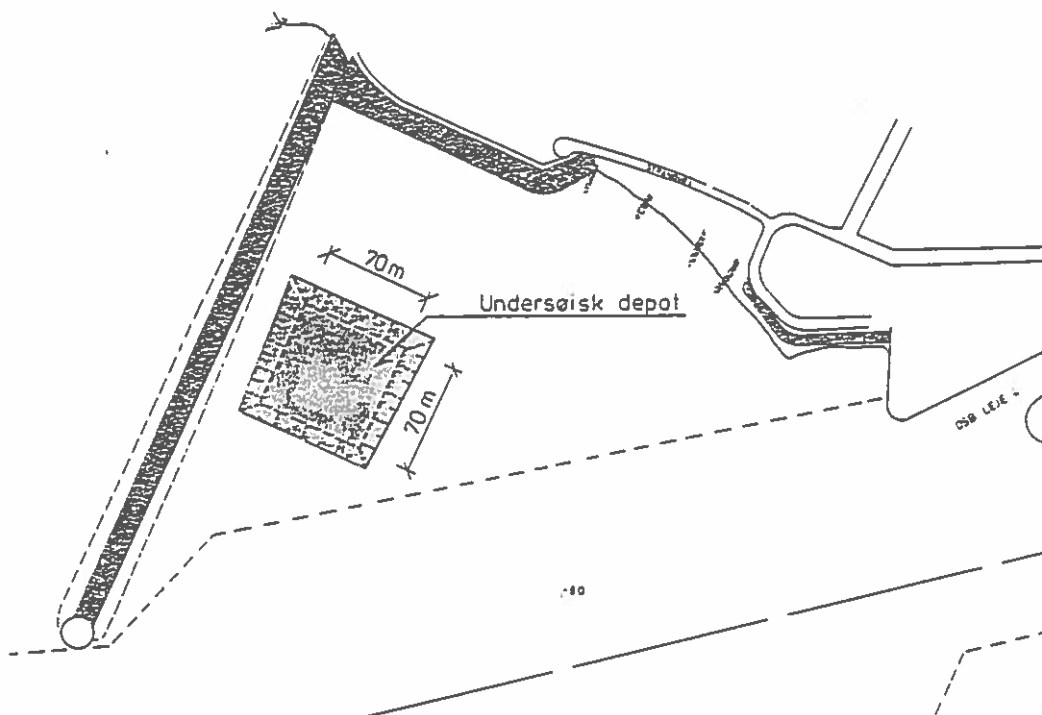


Fig. 10 Undersøisk depot ved Nordre Mole

Inddæmmet depot ved Nordre Mole (4), Fig. 11 møder modstand fra de lokale beboere.

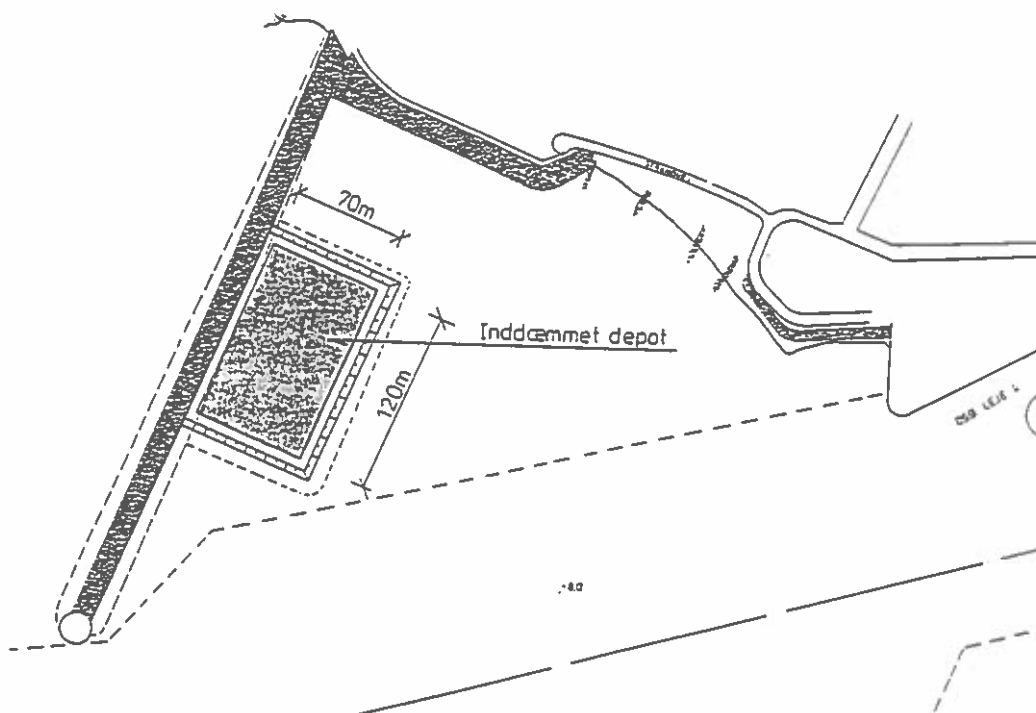


Fig. 11 Inddæmmet depot ved nordre mole

Dette efterlader placeringen ved Lilleø som den mest gunstige specielt ved etablering af et landdepot (6), Fig 12.

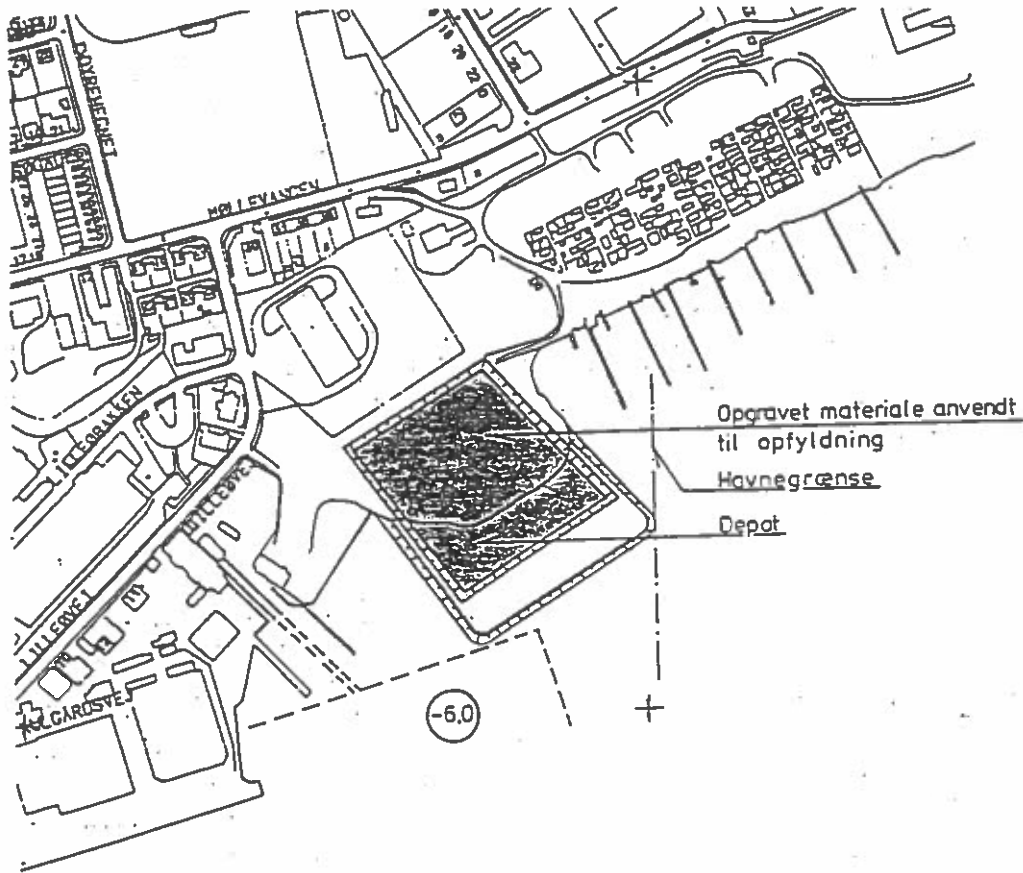


Fig. 12 Depotmuligheder ved Lilleø

Problematiske jordarter ved Marina Minde (Flensborg fjord)
og
landopfyldning Banjul (Gambia)

ved
Erik Hulgaard
(Hostrup Schultz & Sørensen)

22. november 1994
Ref. EH/ag

PROBLEMATISKE JORDARTER VED VANDBYGNING

Kortfattet forklaring til overheads. Bemærk at tegningerne er nedfotograferet således at målestoksforhold er ændret.

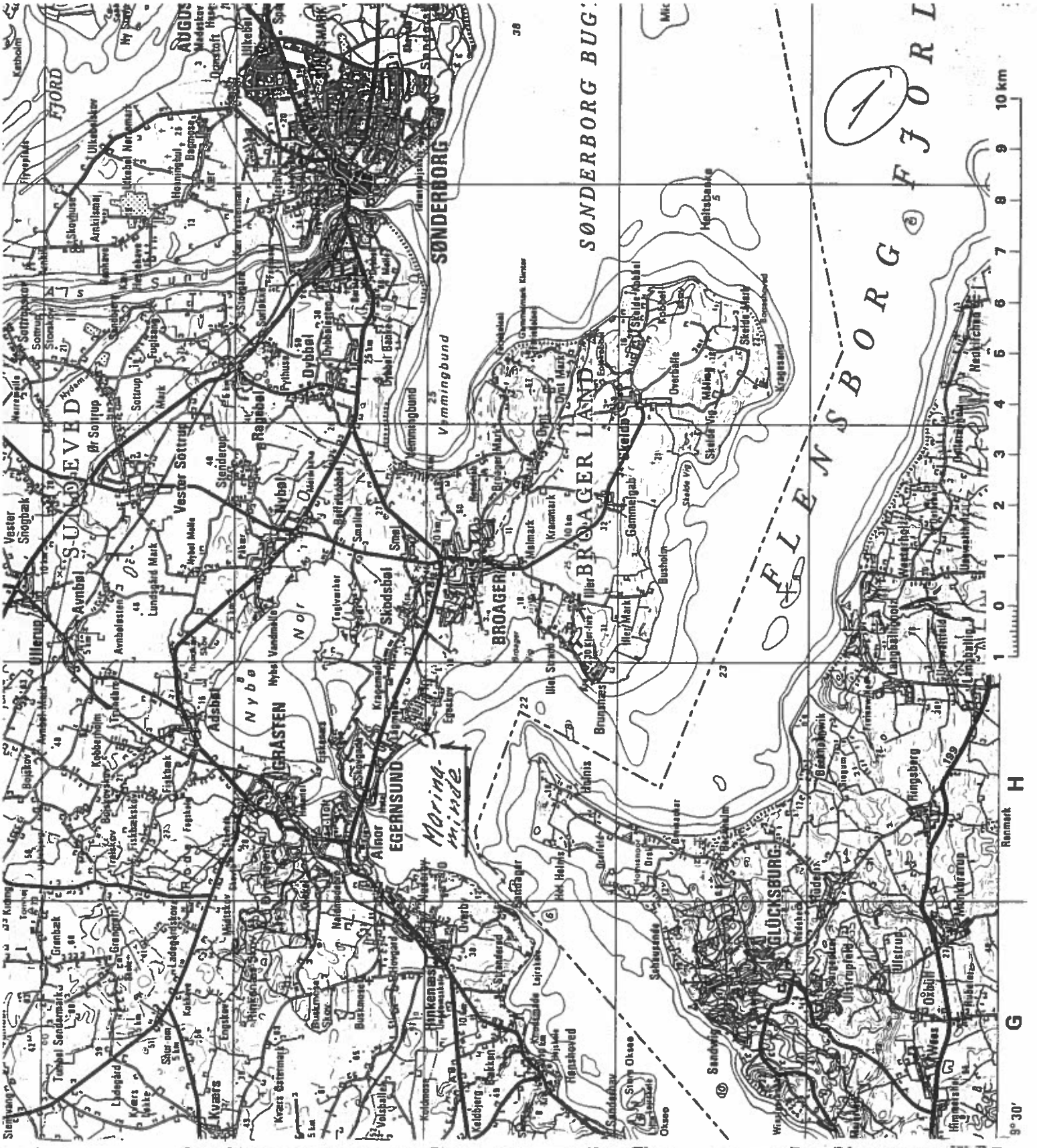
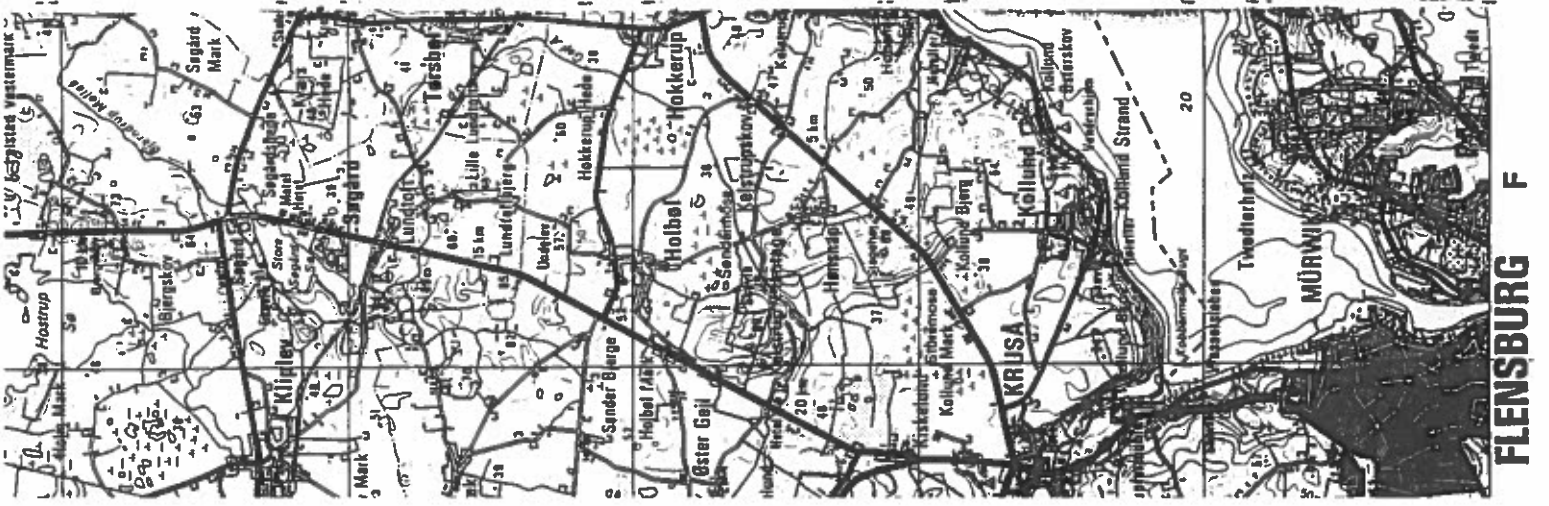
Læmole. Marina Minde. Flensborg Fjord

1. Situationsplan 1:100.000
2. Plan 1:500. Ny læmole 1 ~ 180 m.
3. Boring ved yderende af mole med max. tykkelse af blød bund, ca. 11 m marint dynd. Rumvægt 12-14 kN/m³. $C_v = 0-20$ kN/m². $W = \sim 150\%$.
4. Plan og tværsnit for sandindfyldning som fundament for stenmole. Centerlinien markeret med træpæle.
5. Udførelsesetape pr. maj 1982. Yderste ca. 40 m er endnu ikke udført.
6. Plan af skred 15. juni 1982 i område ca. 80 x 170 m.
7. og
8. Tværsnit incl. pæle før og efter skred.
9. Kontrolberegning af stabilitetsbrud. Brudcirkler i dynd med $r = 77$ m og 97 m.
10. Uddrag af DGI-rapport vedr. analyse af stabilitetsbrud.
11. Løsning i form af kanalelement af jernbeton med dimensionerne $H = 6$ m, $B = 8$ m, $L = 48$ m fran Enstedværket. (Tidligere anvendt som vandindtag men overflødigt ved kajudvidelse). Kanalelementet er

efter placeringen på afrettet rallag vandfyldt og støttet mod bølger med ral på indersiden i 1,5 m's højde.

Konklusion

Som det fremgår at det ovenstående, er der betydelige usikkerheder i forudsætningerne for en analyse af stabilitetsbruddet. Det er dog undertegnedes opfattelse, at skreddet ikke kan forklares fyldestgørende med de sædvanligvis brugte beregningsmetoder. Knud Mortensen, DGI, var dog ikke enig i denne vurdering.



FLensburg

Sønderborg Bugt

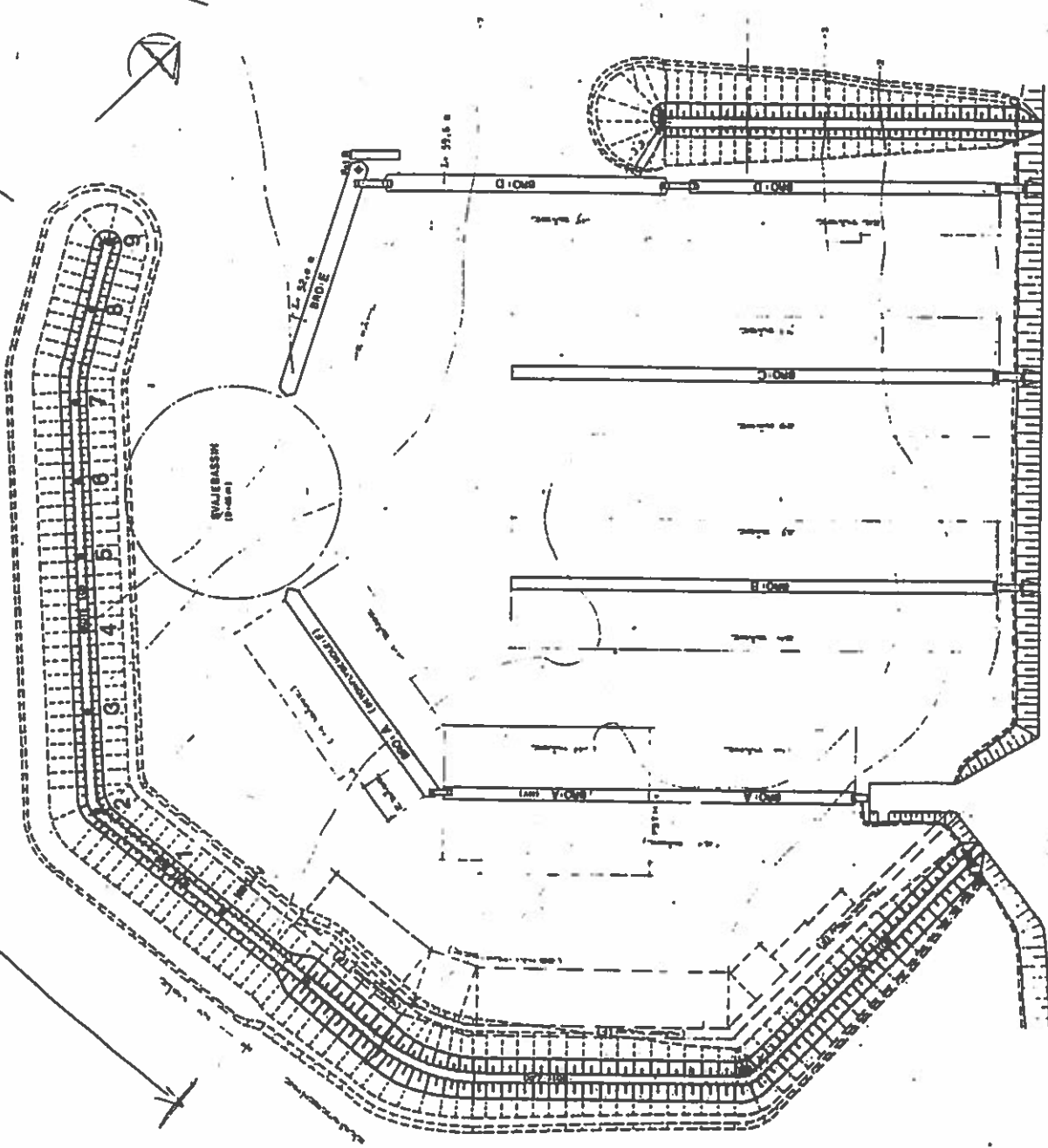
F

G

H

10 km

N'y Lamale

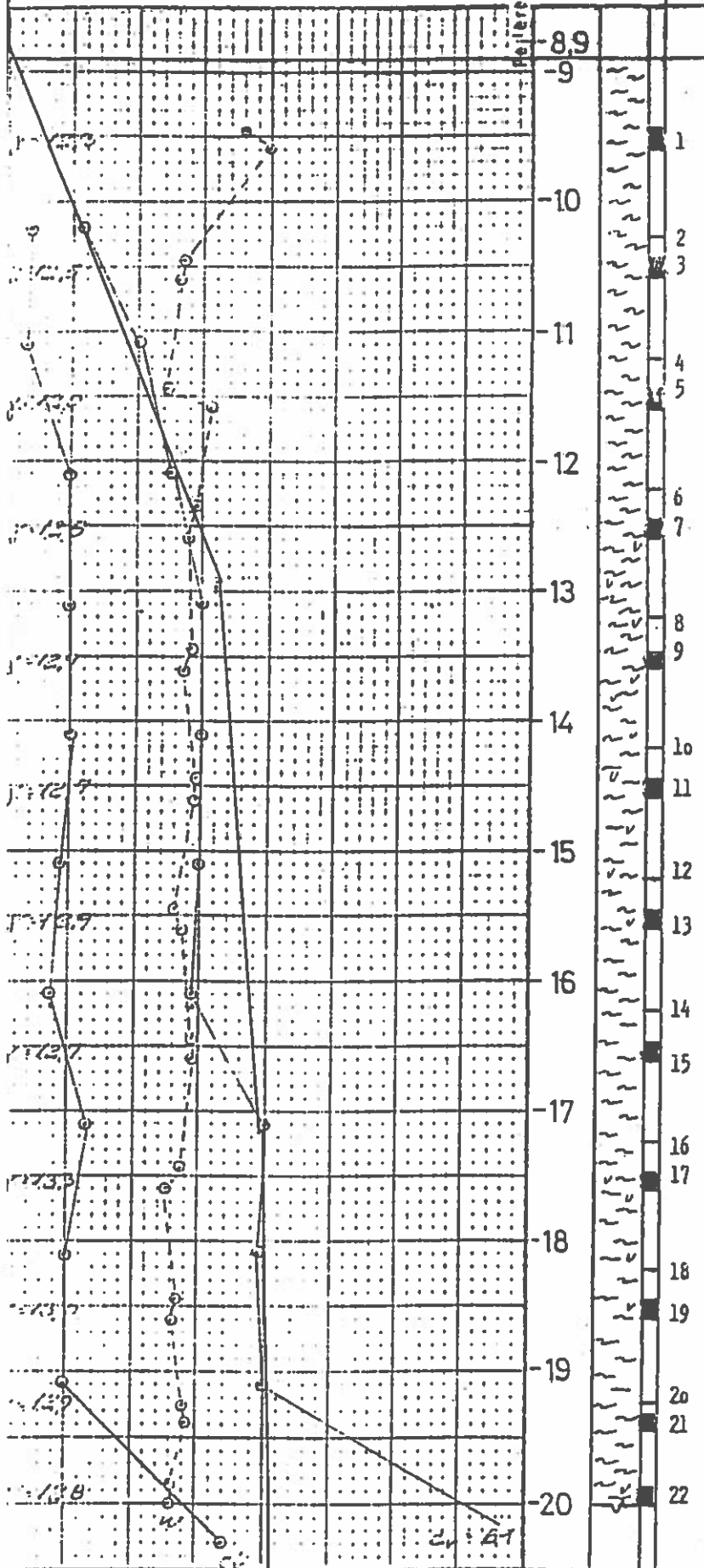


PLAN 1:500.

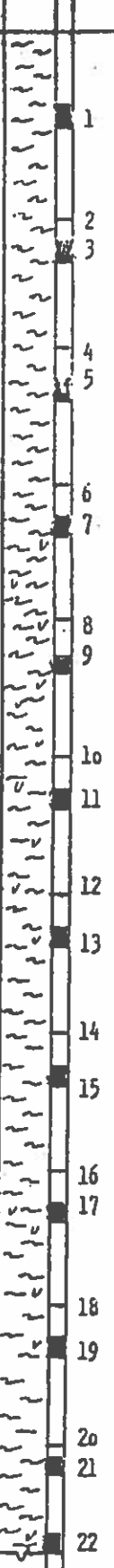
BORING 4 +65

Marint
Kategori

3



8.9
-9
-10
-11
-12
-13
-14
-15
-16
-17
-18
-19
-20



DYND

l. skaller

og tang

Cu ~ 0.8 x Cv

100	200	300	z	w
10	20	30	kN/m ²	c _v , c _v
18	20	22	kN/m ³	γ
0.4	0.6	0.8		e
20	40	60	Sæd. modstand	

Geoteknisk

Bor. udf. APR 81
af FB / EN
Tegn. NJ
Kontr. *GA*

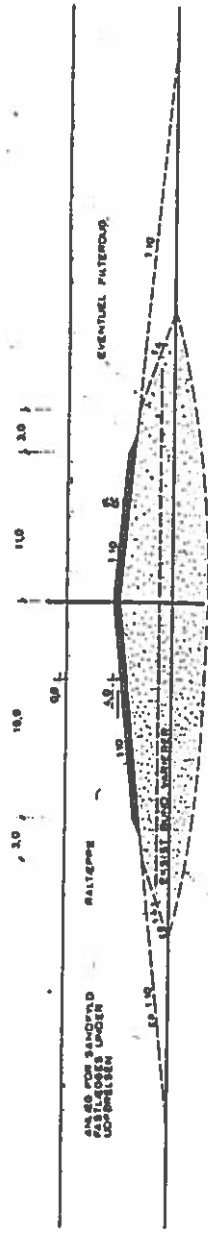
Sag Å 81087
EGERSUND
Boring nr. 4 +65
Bladv. nr. 13

d. 8104.27
d. 8104.51



PRINCIPSNIT 1:200
SANDFYLD TIL NOTE 2.8 m

FORBENDET FORSÅS AT
LØSSE SANDFYLD
ETTER TILBØJNING
LØSSE SANDFYLD
LØSSE SANDFYLD
LØSSE SANDFYLD
LØSSE SANDFYLD
LØSSE SANDFYLD
LØSSE SANDFYLD

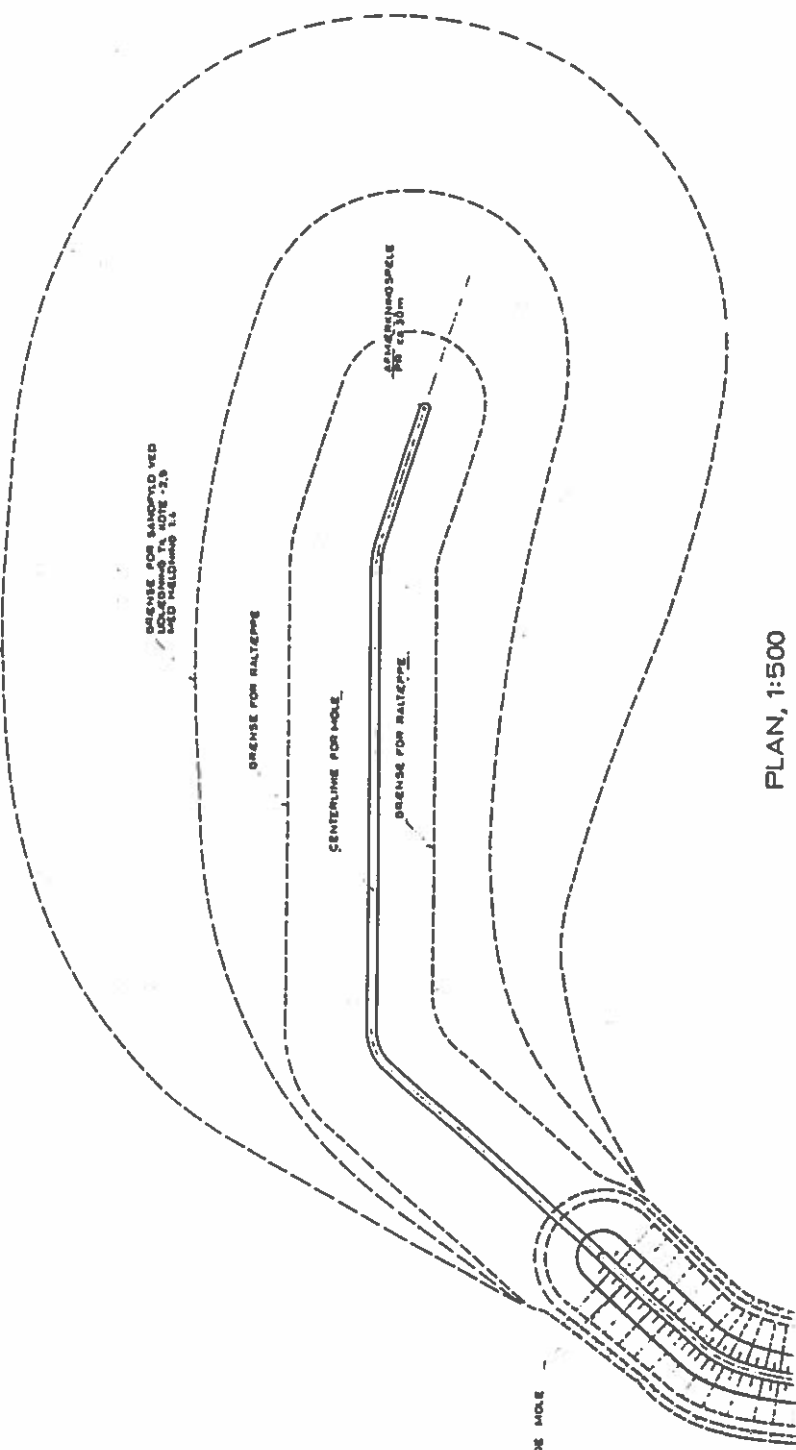


PRINCIPSNIT 1:200
SANDFYLD TIL NOTE 4.0 m

FORBENDET FORSÅS AT
LØSSE SANDFYLD
ETTER TILBØJNING
LØSSE SANDFYLD
LØSSE SANDFYLD
LØSSE SANDFYLD
LØSSE SANDFYLD
LØSSE SANDFYLD

GRANSE FOR SANDFYLD YED
LØSSE SANDFYLD
MED HELDNING 1:1

GRANSE FOR SANDFYLD YED
LØSSE SANDFYLD
MED HELDNING 1:1



GRANSE FOR RALTERPE

CENTERLINE FOR MOLE

GRANSE FOR RALTERPE

GRANSE FOR MOLE
MED HELDNING 1:1

EXISTERENDE MOLE

NOTER:
41E MÅL OG LØS 60:1 m

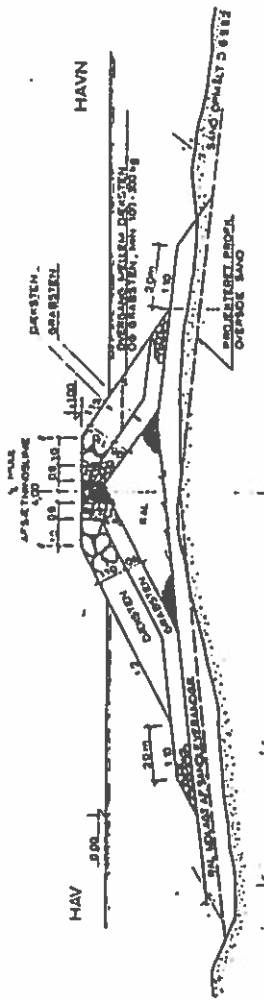
HENVISNINGER:
PLAN OG SNIT FOR MOLE SE TEKN. NR. 10

4

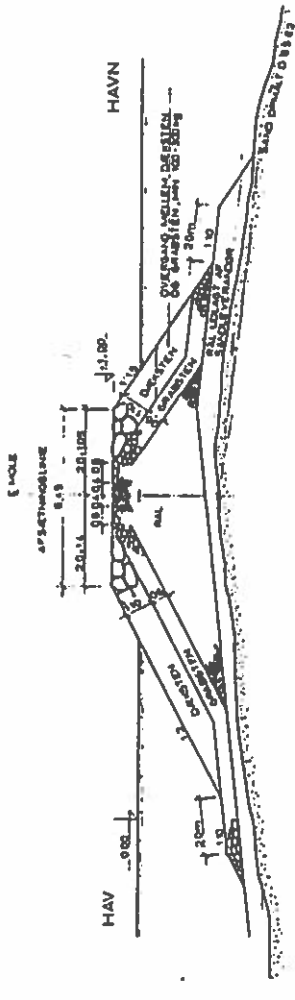
PRJ. NR. 10

MARINA MINDE, EGERNSUND
DÆKVERKSFORBEDRING
SANDFYLDNING
PLAN OG SNIT
Hestrup-Schultz & Sørensen

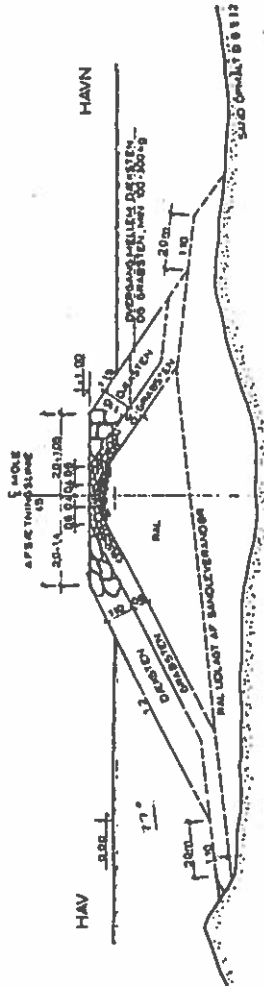
PLAN, 1:500



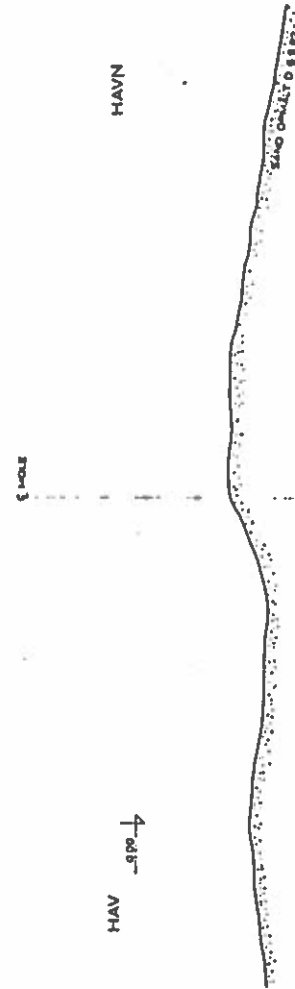
SNIT 4-4, 1:100
(ST. 00 - ST. 014)



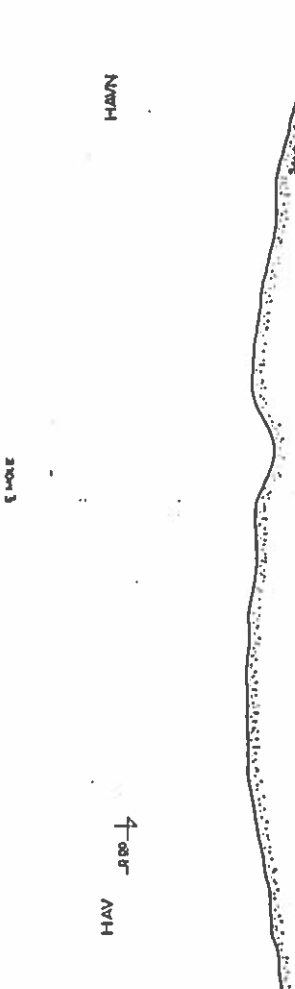
SNIT 5-5, 1:100



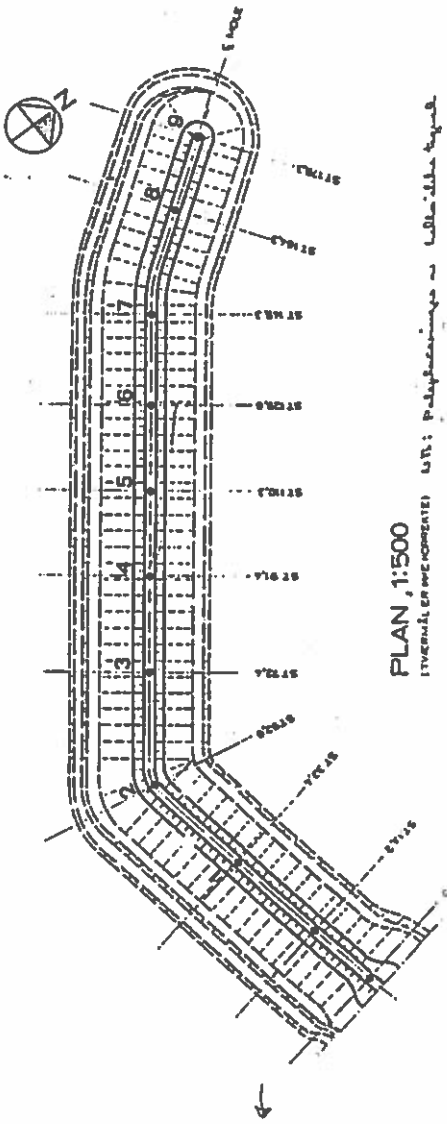
SNIT 7-7, 1:100



SNIT 8-8, 1:100



SNIT 9-9, 1:100



PLAN 1:500

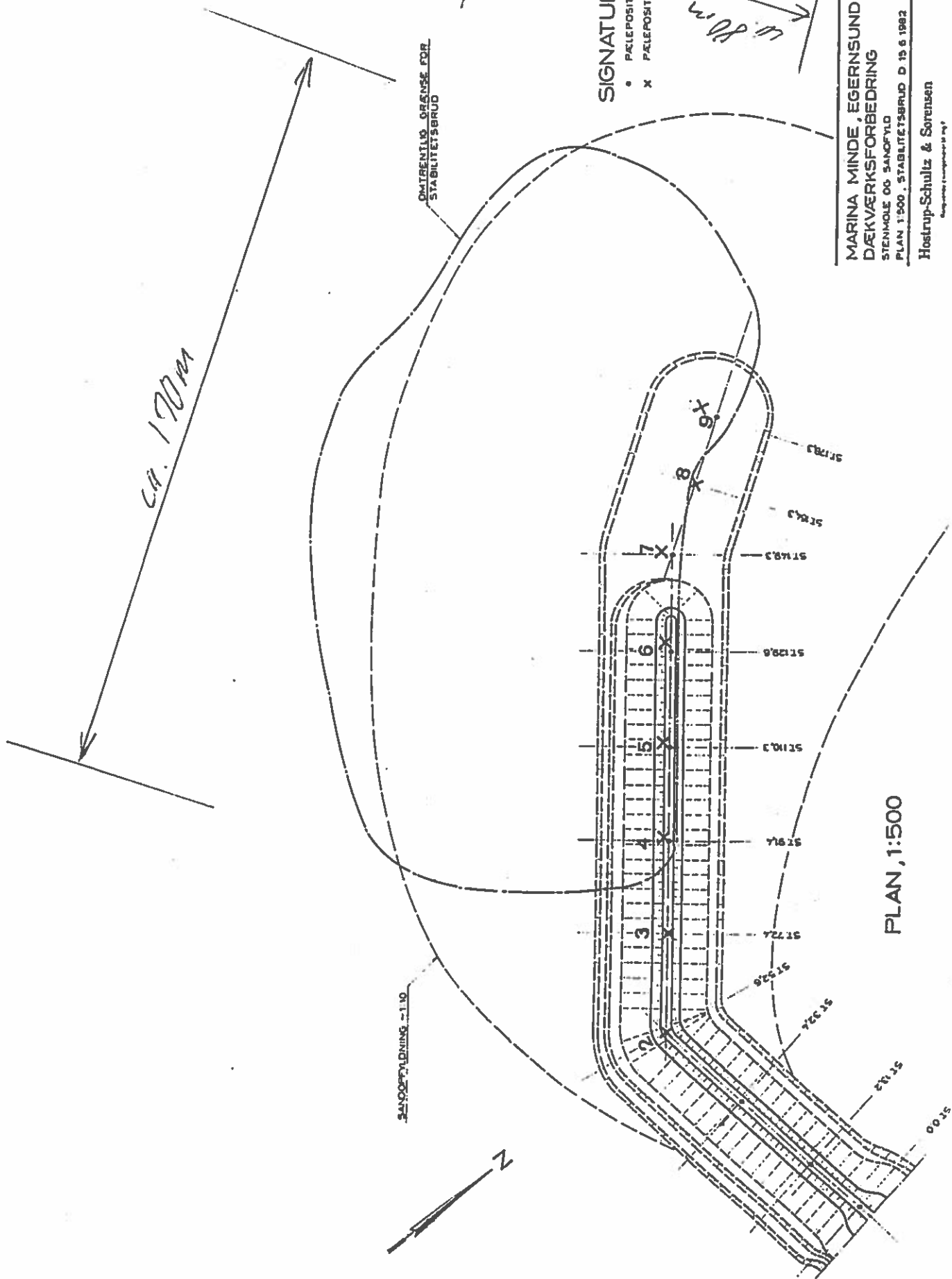
NOTER:
 NOTER ER I M.
 UDBENVEDTE I ALLE M.

5

FORBLYNDT
 TÆTTE

UDGIVNING	9. 9. 1960
ARK.	1A
STAVKØLE	1A
PLANSKED	1A
TEGNER	H. SCHULZ
PROJEKTANT	HOSTRUP-SCHULZ & SØRENSEN
PRIS	2500

MARINA MINDE, EGERNSUND
 DÆKVERKSFORBEDRING



SIGNATURER:

- PALEPOSITION FOR BRUD
- X PALEPOSITION EFTER BRUD

6

MARINA MINDE, EGERNSUND
 DÆKVERKSFORBEDRING

STENHOLE OG SANDFYLD
 PLAN 1:500, STABILITETSBRUD D 15.6.1982

Hostrup-Schulz & Sørensen
Byggeteknik & Landskabsarkitektur A/S

DATE	9.7.1982
REV.	
COMPT.	JAN
TECHN.	BY
S.A.S.	5400

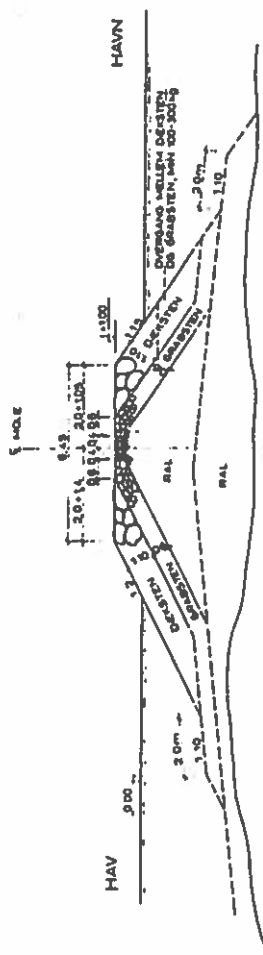
PLAN, 1:500

SANDOPFYLNING -110

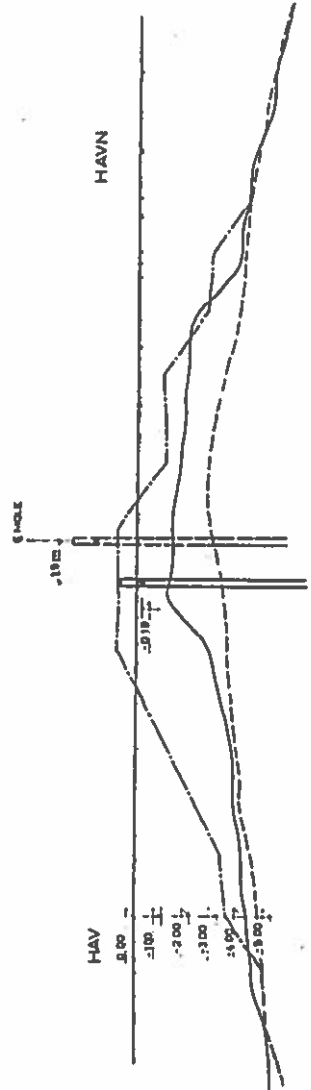
OMTÆRTELIG GRÆNSE FOR STABILITETSBRUD

U. Blom

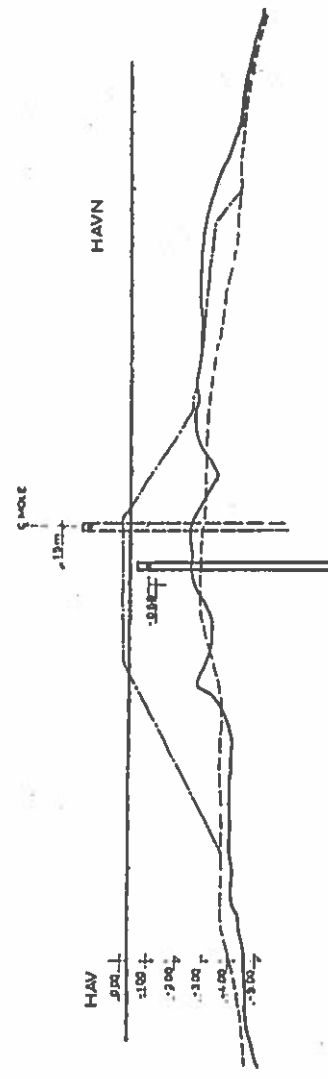




PROJETERET PROFIL, 1:100



SNIT 5-5, 1:100



SNIT 6-6, 1:100

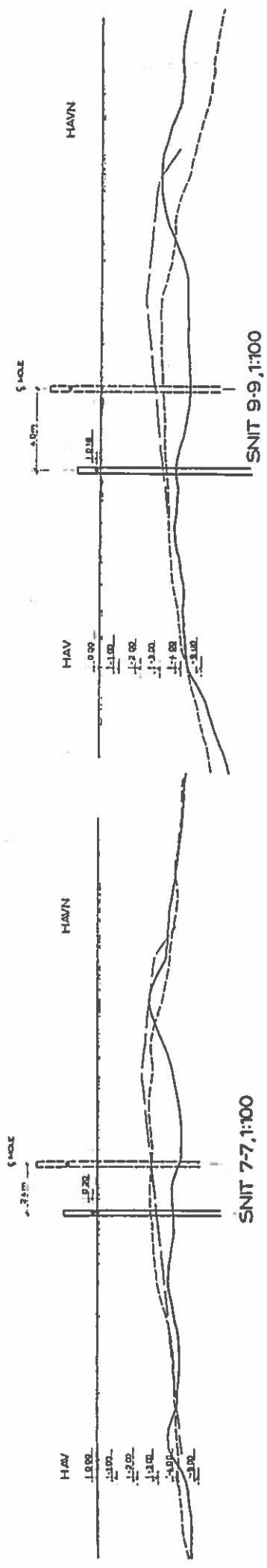
NOTER:
NOTER SE I TM

SIGNATURER:

- PEJLING LØBRET D 25 5 52
- PROFIL SOM LØBRET UMCOELET FOR BALD
- PEJLING LØBRET D 18 5 52 (EFTER BALD)
- 15m MÆRKE

7

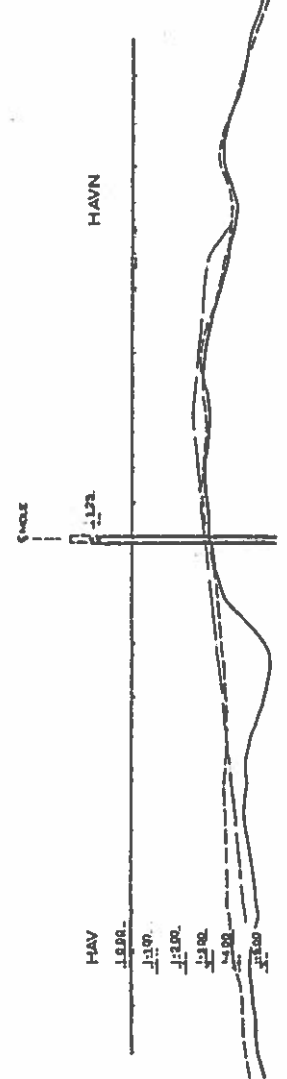
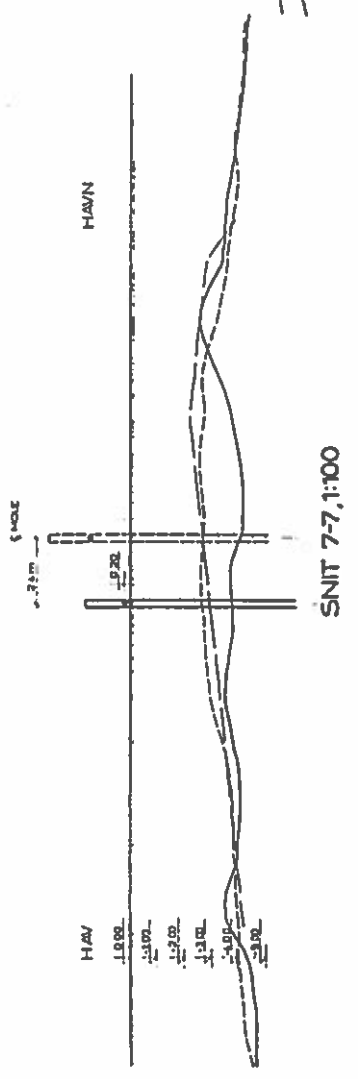
MARINA MINDE EGERNSUND	DATE	9.9.1987
DEKVERKSFORBEDRING	BYG	
STENVÅLE OG SANDPVID	BYGGER	JAS
DELINGST. BRUNNETSUND D 15 5 1987	TEGNER	JY
Hostrup-Schulz & Sørensen	BYG	3.5.00
	BLAET	2



NOTER:
KOTEN ER 1 m

SIGNATURER:

- PEALING UDPORT D 28 8 82
- PROFIL FOR UDPORT UD-COILBUDT EGE BOLD
- PEALING UDPORT D 18 8 82 (EFTER BEF.)
- Ø 15 m HÆKKE



DATE	09 09 82
DES.	
CONSTR.	04
SCALE	1:100
PROJECT	3000
NO.	3
DATE	01 10 82

MARINA MINDE, EGERNSUND
DÆKVERKSFORBEDRING
STENHOLE OG SANDFYLD
DETILBUD, STABILITÆTEND D 18 8 1982
Højtrup-Schultz & Sørensen
Røgevej 10, 2600 Lyngby
A. 10.10.82

161178
9

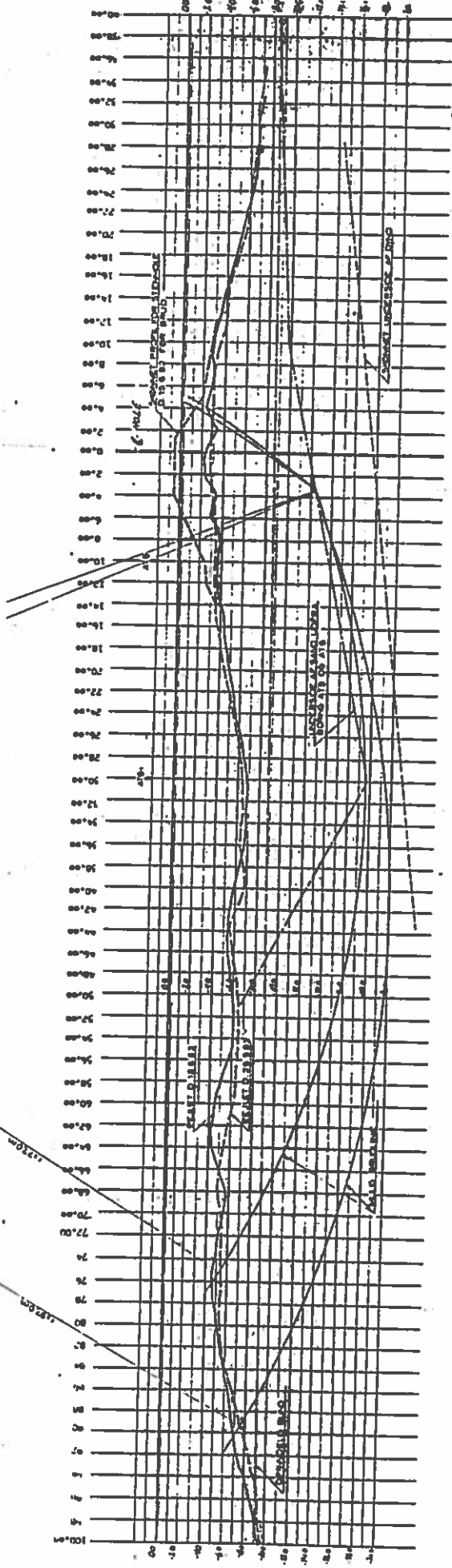
MARINA MINDE, EGERNSUND
 DÆKVERNSFORBEDRING
 STEVNALE OG SANDPÅLID
 MELLEM STATION 128.8 - 37481128128.0 D 15.6.1982

DATE: 8.7.1982
 REV.
 DRAWN: JAB
 SCALE: 1:100
 SHEET: 9
 TOTAL: 10
 Hostrup-Schultz & Sørensen
 Tegning nr. 161178-9

1/1000 7

2m Lb = 1

2m Lb = 1



SNIT 6-6, 1:200

HAV

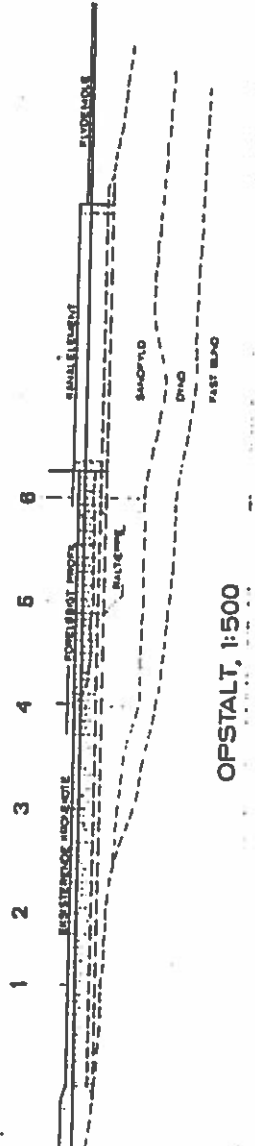
En vurdering af stabilitetsforholdene forud for bruddet i juni er forbundet med relativt stor usikkerhed på grund af det forudgående stabilitetsbrud, der medfører:

- a. Stor usikkerhed på sandfyldens udstrækning
- b. Svækkelse af dyndaflejringerne, dels langs brudfladerne, dels i mere eller mindre deformerede (omrørte) fortrængte partier
- c. Temmelig kaotisk fordeling af det fortrængte dynd med mulighed for indkapslede dyndlommer i sandfylden.
- d. Tilhørende stærkt varierende konsolideringsbetingelser og styrkegevinster i dyndaflejringerne.

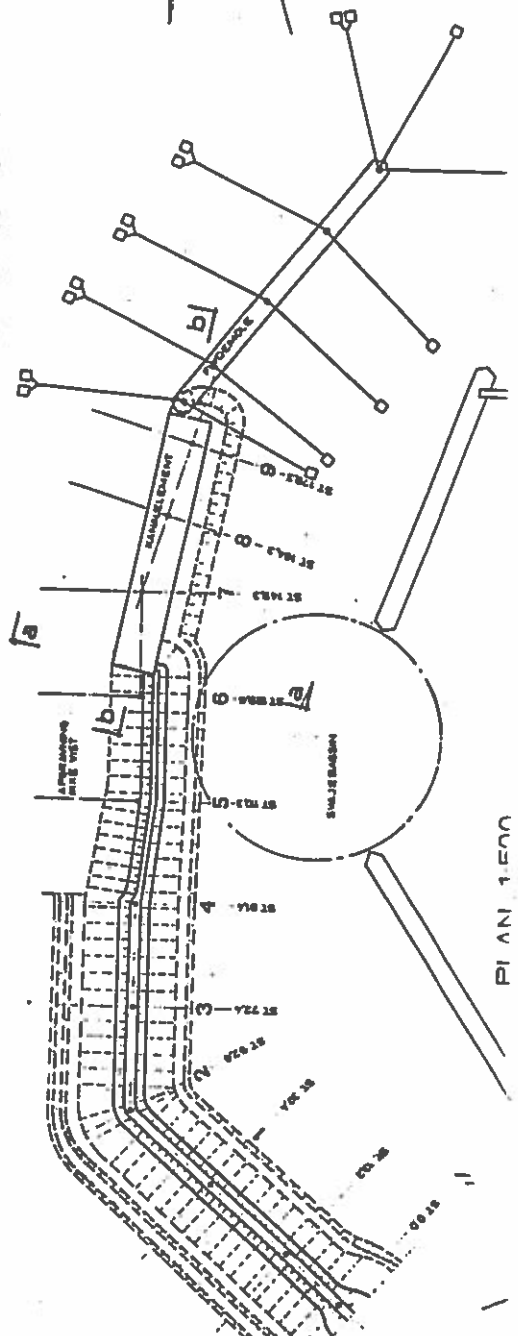
for DGI-
rapport

e. Lange brudlinier d.v.s. evt. forskellig grad af spændingsudvikling

f. $c_u = 0,6 - 0,7 \times c_v$



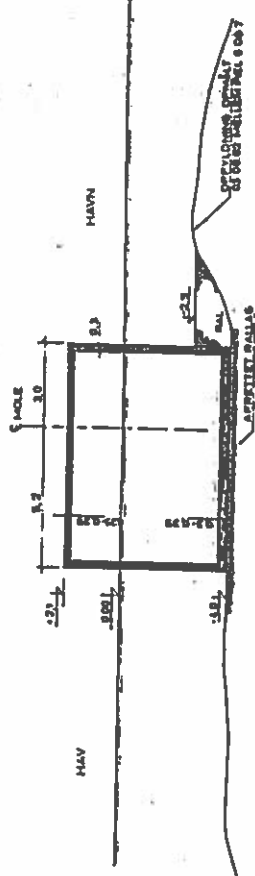
OPSTALT, 1:500



PLAN 1:500



SNIT b-b, 1:100



SNIT a-a, 1:100

MARINA MINDE, BOERNUND
 DÆKVERKSFORBEDRING
 STEMSOLE
 PROJEKT AF KANALLEMENT FORSÅS
 Hestrup-Schultz & Sørensen



ROKKIV
 Dato 17.12.1977
 Ark. 10-1142
 Teg. 10-1142
 Skitse 10-1142
 Teg. 10-1142
 Ark. 10-1142

Geoteknisk Institut

50¹⁸⁴³
1993

 Maglebjergvej 1
 DK - 2800 Lyngby

 • Postboks 119
 • Danmark

 • Telefon 42 88 44 44
 • Telefax 42 88 12 40

TELEFAX

Sendt til: 45	
Dato: 1994 -12- 0 9	
Pr. nr:	HG
Kategori:	
Best. d:	af
: 1994-12-09	

Fax nr : 43 63 65 67

Dato

Til : Vandbygningsteknisk Selskab

Att. : Helge Gravscen

Fra : Knud Mortensen

Deres ref. :

Vor ref./Sag nr : 700 2100 KM/BIS

Denne side plus 0 følgende sider (Hvis nogle sider mangler, eller er ulæselige, ring: 42 88 44 44)

Vedr.: Seminar 941110 Kommentarer til E. Hulgaards foredrag

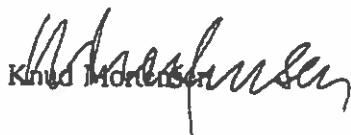
Geoteknisk Institut er blevet opmærksom på, at Hulgaards foredrag om stabilitetsbruddet i Flensborg Fjord kunne misforstås derhen, at skredet var en konsekvens af Geoteknisk Instituts forslag til beregningsforudsætninger.

Forhistorien bag stabilitetsbruddet er, at man ca. 1980 etablerede en lystbådehavn med flydende dækværker, som måtte opgives, bl.a. p.g.a. svigtende forankring i den bløde bund. Projektet ændredes derefter til almindelige stenbølgebrydere. Geoteknisk Institut gennemførte de tilhørende forundersøgelser. I vor rapport - udarbejdet før det omhandlede stabilitetsbrud - konkluderede vi:

".. hvorimod den resterende del af den planlagte mole som nærmere omtalt i afsnit 5 ikke skønnes at kunne udføres uden meget omfattende stabilitetsforbedrende foranstaltninger. Når de p.g.a. bundforholdene nødvendige ændringer af projektet er fastlagt, deltager vi gerne i en nærmere vurdering af forholdene". ... "De i boringerne målte forskydningsstyrker er så lave (c_v - 5 à 25 kN/m² til stor dybde), at det ikke skønnes muligt selv ved opfyldning i relativt stor bredde at skabe den fornødne bæreevne og sikkerhed mod stabilitetsbrud".

Geoteknisk Institut hørte derefter ikke mere til sagen, før efter at den fortsatte opfyldning havde fremkaldt det profeterede stabilitetsbrud. Vi finder det uacceptabelt, at Hulgaard i sit foredrag forbigik denne forhistorie.

 Med venlig hilsen
 Geoteknisk Institut


 Knud Mortensen

c.c. E. Hulgaard

Landopfyldning, Banjul. Gambia

1. Oversigtskort. Banjul placeret ved flodens udmunding i Atlanterhavet.
2. Plan visende pierhoved 123 x 29 m, adgangsbro 120 x 9 m og landopfyldning (reclaimed area).
3. Geoteknisk længdesnit. Fast bund i kote ca. -35 m, herover blødt og meget blødt siltet ler med sandlag.
4. og
5. Boreprofil for boring B34A ved kysten. C_v ca. 10-50 kN/m².
6. Uddrag af beregningsforudsætninger. Forventede sætninger ca. 1,0.
7. Længdesnit i adgangsbro. Jernbetonoverbygning på hule, runde stålpæle.
8. Sætningsobservationer. Unormalt sætningsforløb, specielt for punkt 3 og 2.
9. Beregning til forklaring af unormal sætning = udpresning af bløde lag. Beregning af stabiliserende træk i filtervæv.
10. og
11. Stabilitetsbrud april 1983. Hævning af havbunden og revnedannelse i sandfyld bag dæmning. Dæmningen er forskudt ca. 0,5 m udad ved ren vandret translation.
12. og
13. Analyse af stabilitetsbrud. Dominerende drivende påvirkning er vandovertryk etableret ved vandmætning af sandfyld ved tidevandshøjvande over dæmningskronen.

Buevirkning i sandfyld og træk i filtervæv.

14. og

15. Undersøgelse af stålrørspåle påvirket af stabilitetsbrud.

16. Revurderende jordparametre.

17. Løsningsforslag med ankerbolte af rundjern i begge ender forsynet med ankerplader af jernbeton. Underkendt af byherre efter konsultation af ekstern ekspert.

18. Projekt til stabilisering ved hjælp af opfyldning i floden foran dæmning. Flade skrånninger.

Udformningen viste sig ikke at kunne udføres på grund af mange lokale skred.

19. og

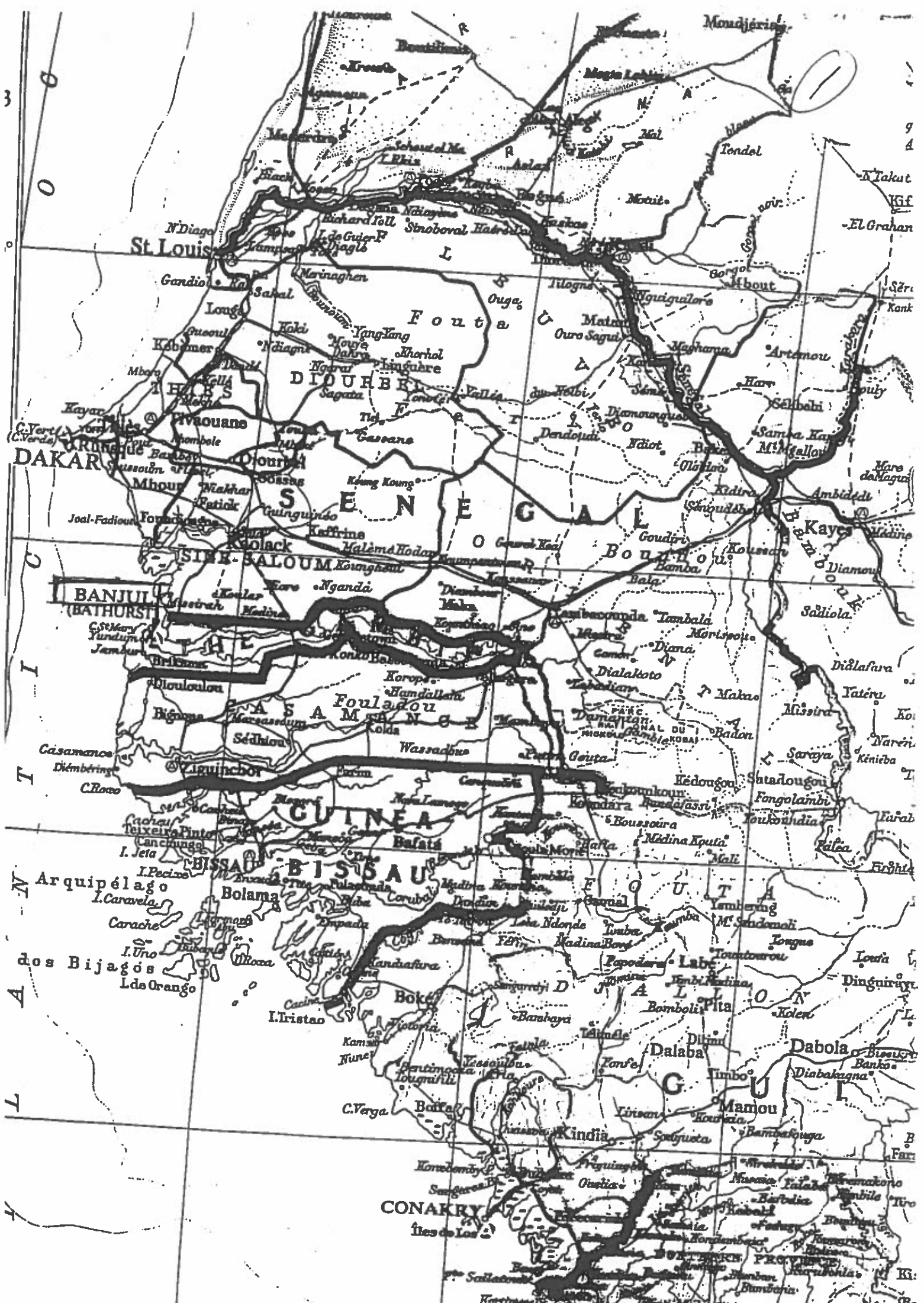
20. Ændret projekt til stabilisering med forankret stålpunsvæg $l = 12$ cm.

21. Plan af forankring.

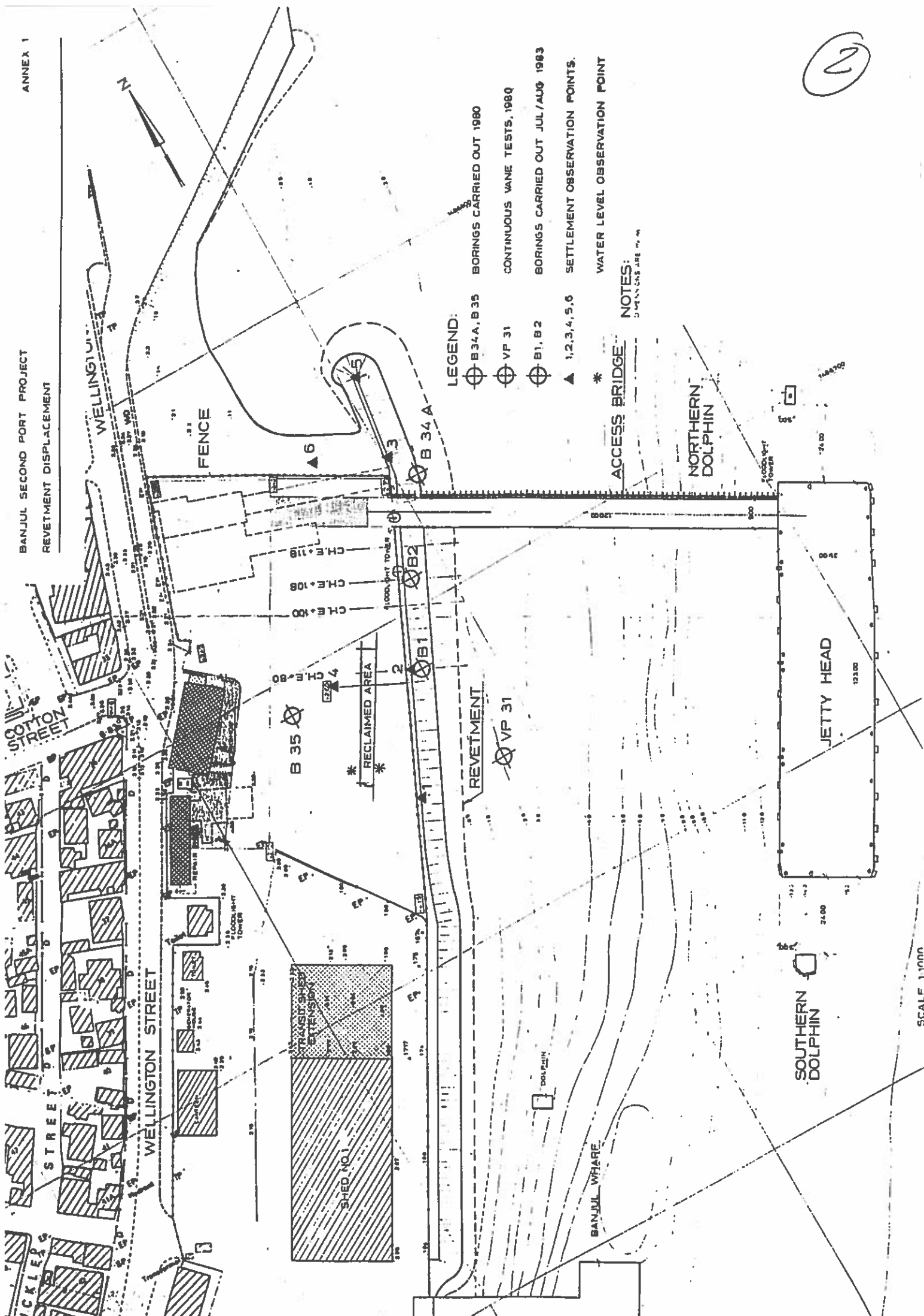
22. Plan af sætningsmålepunkter.

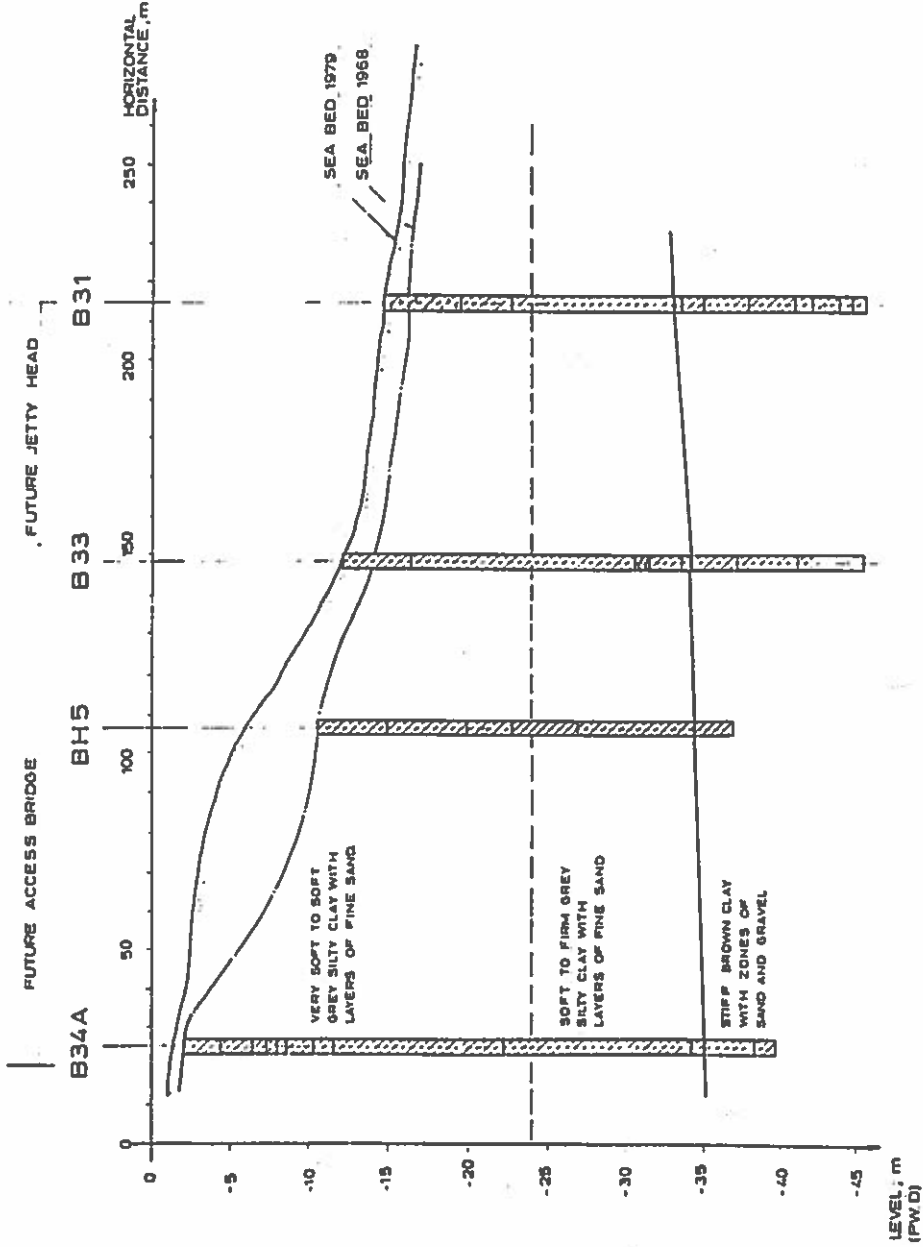
23. Beregnede og målte sætninger. Forøgelse af sætningerne efter 1.7.1986 skyldes forbelastning (surcharge). Totale sætninger ca. 1,1 m.

E. Hulgaard



BANJUL SECOND PORT PROJECT
REVIEMENT DISPLACEMENT





NOTES:

LEVELS ARE IN m RELATIVE TO GAMBIA DATUM (PWD).
GEOLOGICAL BOUNDARIES SHOWN BETWEEN BOREHOLES
ARE CONJECTURAL

REFERENCES:

LOCATION OF SECTION A-A SEE ENCLOSURE NO. 1
BOREHOLE RECORDS FOR B31, B33 AND B34A: SEE ENCLOSURES NOS. 2, 4 & 5

LEGEND:

- DENOTES SEA BED LEVEL 1979, SURVEY BY THE DANISH HYDRAULIC INSTITUTE.
- DENOTES SEA BED LEVEL 1968, SURVEY BY KELVIN HUGHES.
- DENOTES ESTIMATED SURFACE OF SOFT TO FIRM CLAY LAYER
- DENOTES ESTIMATED SURFACE OF STIFF CLAY LAYERS

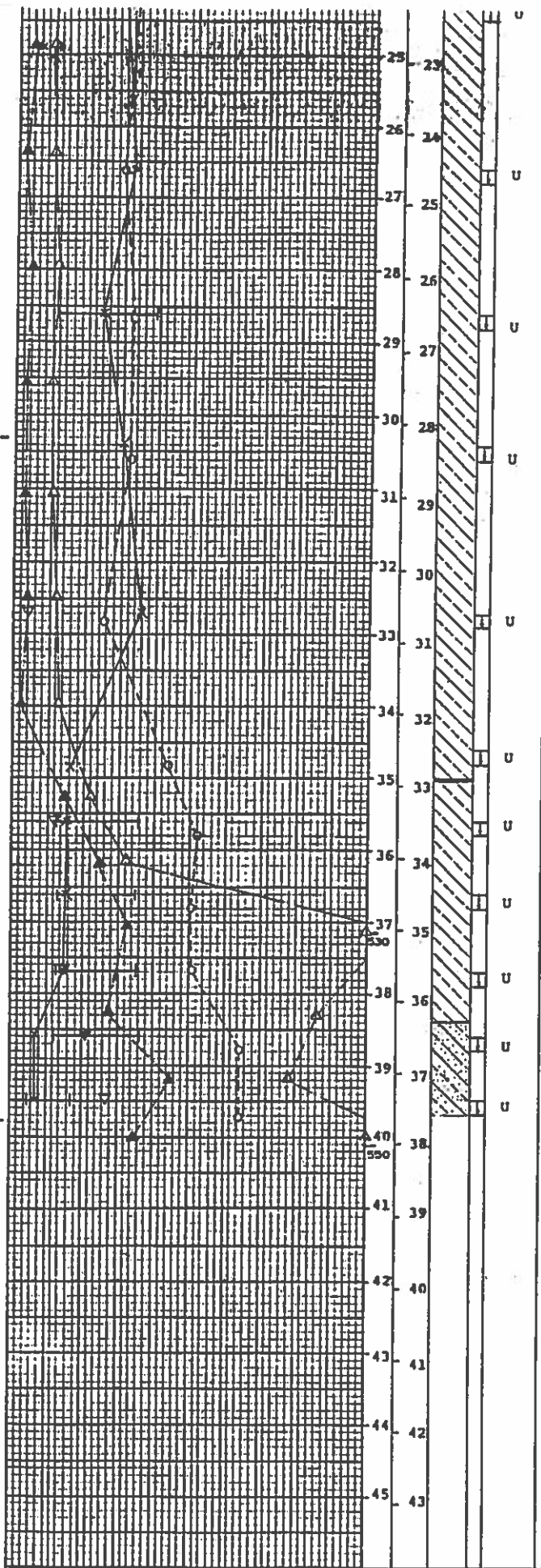
3

SECTION A-A

SCALES:
HORIZONTAL 1:1000
VERTICAL 1:250

GAMBIA PORTS AUTHORITY		DATE	APR. 1981
BANJUL SECOND PORT PROJECT		REV	
SOIL INVESTIGATIONS 1980 INTERPRETATION OF DATA		DESIGN	AP
STRATIFICATION, SECTION		DRAWN	ATM
PORTCONSULT <small>(Consulting Engineers)</small>		JOB NO.	3319
		PAGE NO.	1

4



U Firm grey very slightly silty clay with occasional shell fragments.

U Firm grey silty clay.

U Firm very slightly fissured grey silty clay.

U Firm grey slightly silty clay.

U Soft grey silty clay with shell fragments.

U Firm grey very slightly silty clay with organic trace and occasional fine gravel.

U Firm brown and grey mottles slightly silty clay with organic traces.

U Firm light brown clay with fine silt partings and grey clay layers and organic traces.

U Firm to stiff light grey silty clay with yellow and red silt layers occasionally weakly cemented.

U Stiff light brown slightly sandy silty clay with occasional grey silt pockets.

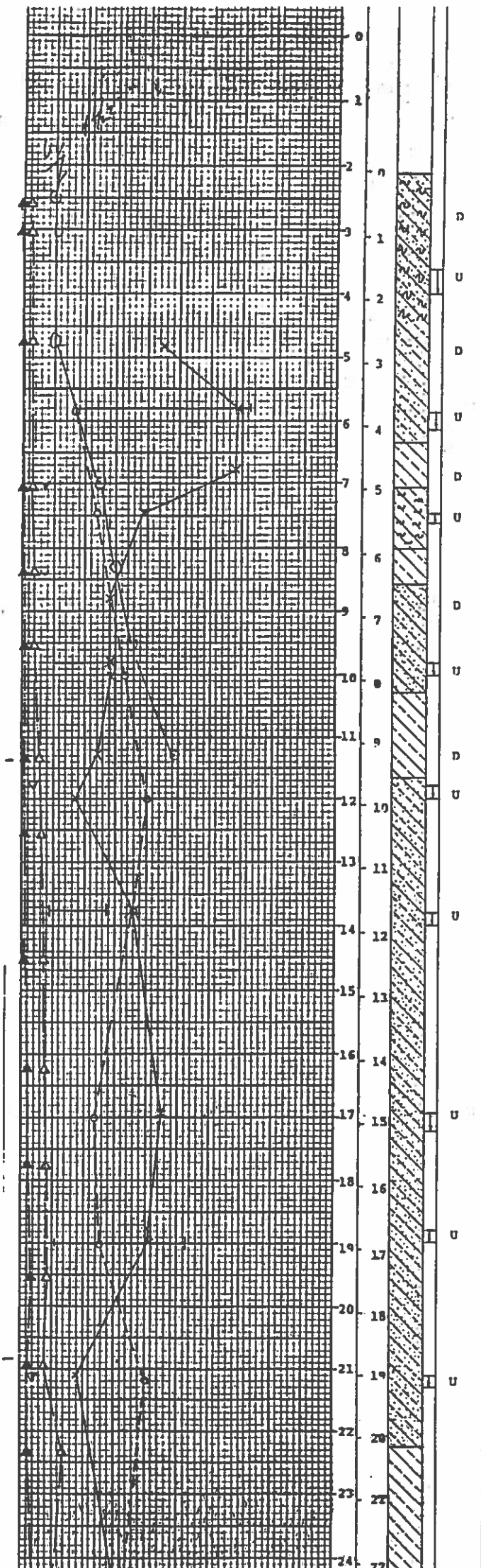
U Stiff light brown fine sandy silty clay.

Test Results				Level	Depth	Profile	Sample no.						
20	40	60	80	100	120	140	160	180	%		PL	W	LL
50	100	150	200	250	300	350	400	450	kg/cm ²	S. F.	S	A	—
50	100	150	200	250	300	350	400	450	kg/cm ²	Sec. Shear	Sec. V	Sec. V	—

GAMBIA NORTH AUTHORITY	Boring no: 34A
BAKHUT.	PORTCONSULT <small>(Consulting Engineers)</small>
SECOND PORT PROJECT	
SOIL INVESTIGATIONS 1940	Job no: 3319
By: George How & Co. Ltd.	Executed by: _____ Date: APR. 1961
INTERPRETATION OF DATA	Drawn checked by: A/P _____
1 : VANE SHEAR STRENGTH	2 : REMOILED VANE SHEAR STRENGTH
3 : SHEAR STRENGTH FROM UNCONFINED COMPRESSION TEST	4 : SHEAR STRENGTH FROM UNDRAINED TRIAXIAL COMP. TEST
	5

B34A

5



- D Soft grey organic sandy silt and clay (sample from R 14).
- U Fine sorted sand and organic clay (sample from B34).
- D Dark grey slightly clayey silt with traces of fine shell fragments and fine sand.
- U Soft grey clay with occasional fine sand and silt pockets.
- D Grey clayey fine silt
- U Very soft dark grey slightly silty clay with organic traces.
- D Dark grey slightly clayey silt with traces of fine shell fragments and fine sand.
- U Very soft dark grey fine sandy silty clay.
- D Greenish silt with traces of fine shell fragments.
- U Very soft dark grey very sandy slightly silty clay with occasional shell fragments and organic traces.
- U Soft dark grey slightly silty clay with brown fine sand layers.
- U Firm grey/blue clay with grey fine sand/silt partings.
- U Firm brown clay with brown finer sand partings and grey clay layers.
- U Very soft grey/green very fine sandy silty clay with shell fragments.

6

5.2 Settlements

Based on the results from boring B 35 the settlement caused by the weight of fill (to level +2.6) and taking into account a permanent live load of 0.5 t/m^2 can be calculated to approximately 1.0 m.

The laboratory tests give only uncertain information on the basis of which the time necessary for the consolidation can be estimated.

The best sources of information are the observations which have been made of settlements of fill for the new ferry terminal and the information that at Banjul Wharf the fill near the abutment for the access bridge has settled 0.5 m since construction in 1973. Based on these it can be estimated that primary consolidation may take at least 10 years.

It is important when constructing new fill to establish settlement observation points so that reliable settlement observations can be made and used for assessing when pavements and other structures can be made.

3. . . SOIL STRENGTH PARAMETERS

Because the vane testing is carried out on the soil in situ and not on samples which have been subject to considerable handling the shear strength determined on the basis of vane tests is considered more reliable than results obtained from unconfined compression tests or simple triaxial tests carried out in the laboratory.

For the purpose of design the following parameters may be used:

a) Layers above -32 to -35

$$\text{Vane shear strength } s_v = \begin{cases} 1.7 \times y \text{ kN/m}^2 & \text{from seabed to } -24 \text{ m} \\ 50.0 \text{ kN/m}^2 & \text{below } -24 \text{ m} \end{cases}$$

where y indicates the depth in m below the seabed.

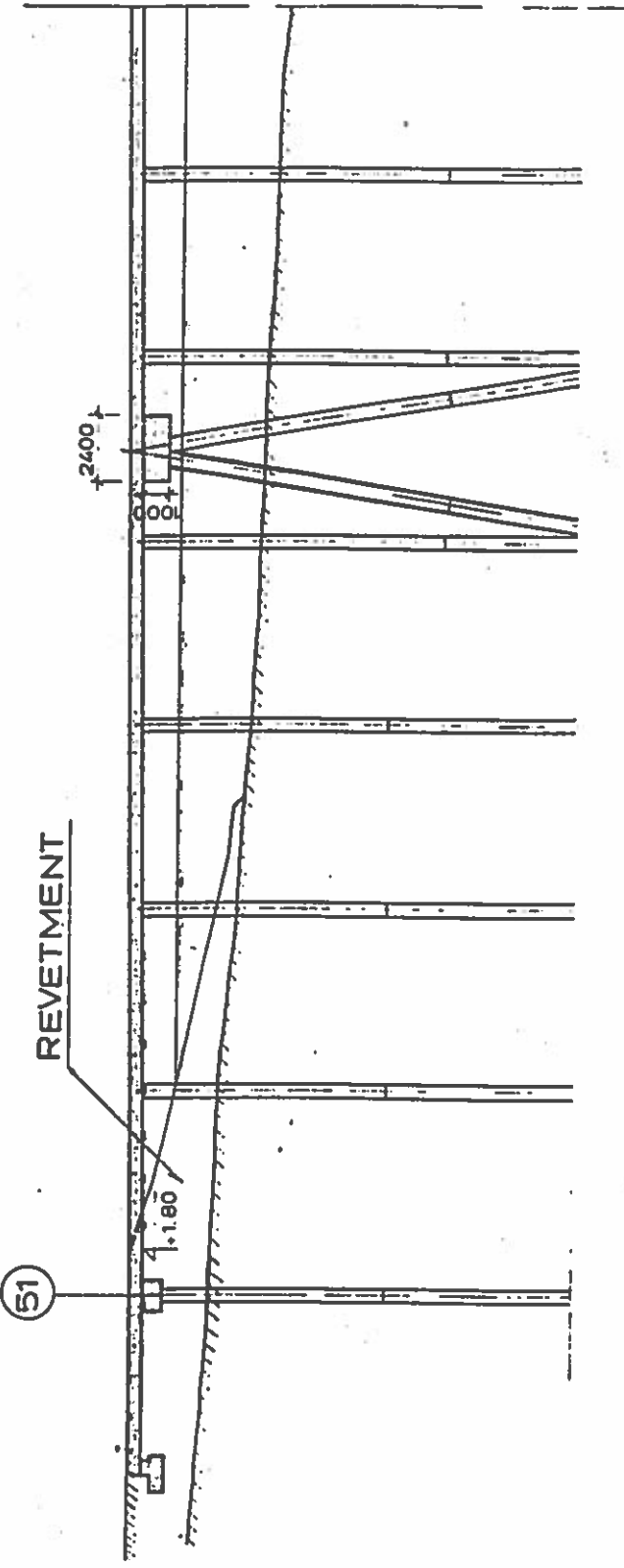
General experience shows that for clays with a high plasticity index the undrained shear strength is only 60 per cent of the vane shear strength, therefore $s_u = 0.6 s_v$.

DS 415:
 $I_p > 10\%$

Other parameters for driven piles are:

Regeneration factor;
 $r = \begin{cases} 1.0 & \text{above } -24 \text{ m} \\ 0.6 & \text{below } -24 \text{ m} \end{cases}$

Factor associated with pile material;
 $m = 0.7$ for steel piles.



SECTION a-a, 1:400

7

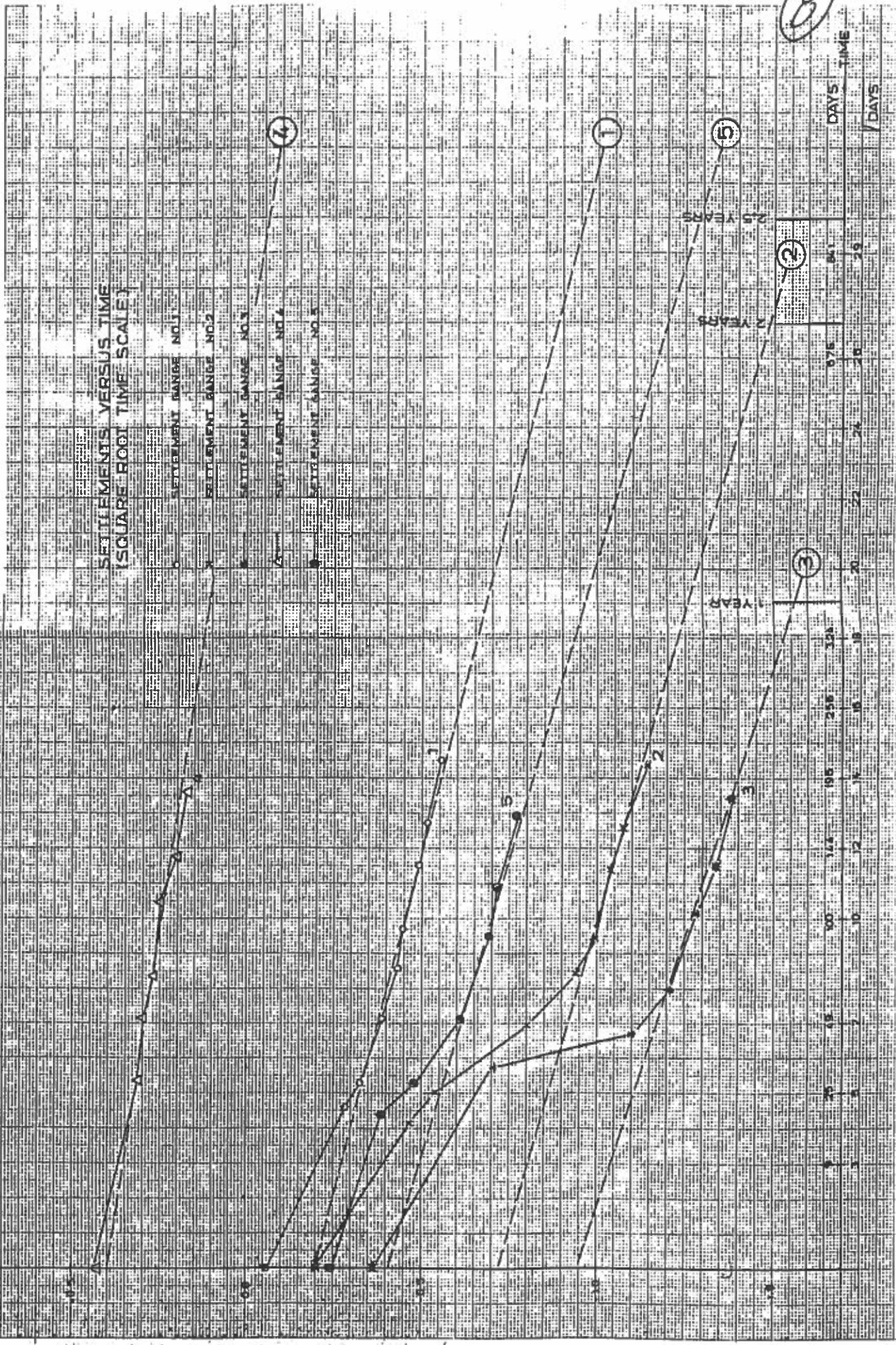
REVETMENT AND ACCESS BRIDGE

BANJUL SECOND PORT PROJECT
REVETMENT DISPLACEMENT

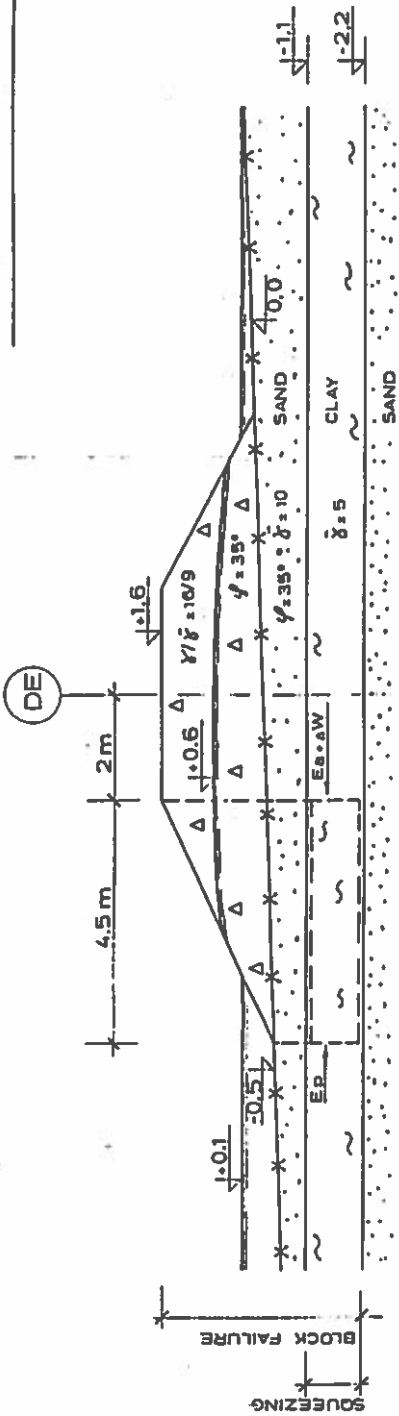
LEVEL IN METRES

SETTLEMENTS VERSUS TIME
(SQUARE ROOT TIME SCALE)

- SETTLEMENT RANGE NO.1
- × SETTLEMENT RANGE NO.2
- △ SETTLEMENT RANGE NO.3
- ▽ SETTLEMENT RANGE NO.4
- SETTLEMENT RANGE NO.5



8



CHAINAGE E + 80, SECTION 1:100, DURING CONSTRUCTION

SHEAR STRENGTH IN CLAY

LEVEL - 1.1 : $C_u = 0.7 \times 10 \times 0.2 = 1.4 \text{ kN/m}^2$
 LEVEL - 2.2 : $C_u = 1.4 \cdot 1.1 \times 5 \times 0.2 = 2.5 \text{ kN/m}^2$

SQUEEZING:

$E_a - E_p = 1.1(1.0 \times 16 + 1.3 \times 9 + 0.2 \times 10 - 2 \times 2.0 \times 2.6) = 21 \text{ kN/m}$
 $\Delta W = 5 \times 1.1 = 6 \text{ kN/m}$

DRIVING 27 kN/m

STABILIZING 20 kN/m

BLOCK FAILURE

SHEAR STRENGTH REDUCED BECAUSE OF SQUEEZING $C_u = 0.6 \times 2.5 = 1.5 \text{ kN/m}^2$ AT LEVEL - 2.2

$E_a = \frac{1}{2} \times 1.0^2 \times 16 \times 0.22 + (16 \cdot 0.45 \times 9) \cdot 0.22 \times 0.9$
 $+ (16 \cdot 0.9 \times 9 + 0.4 \times 10) \cdot 0.22 \times 0.8$
 $+ (16 \cdot 8.1 \cdot 8 + 0.55 \times 5) \cdot 1.2 \times 2.6 \cdot 1.1 = 1.8 \cdot 4.0 \cdot 4.9 \cdot 34.9 = 46 \text{ kN/m}$
 $\Delta W = 5 \left(\frac{1}{2} \times 0.5 \cdot 2.3 \right) = 13 \text{ kN/m}$

DRIVING 59 kN/m

$1 \times C_u = 5 \times 1.5$
 $E_p = \frac{1}{2} \times 0.6^2 \times 10 \times 8.5$
 $+ ((0.5 \times 10 + 0.55 \times 5) \cdot 1.2 \times 2.6) \cdot 1.1 = 15.3 \times 12.0 = 27 \text{ kN/m}$
 FILTER SHEET
 T

STABILIZING T = 35 kN/m

TENSION IN FILTER SHEET: T = 24 kN/m

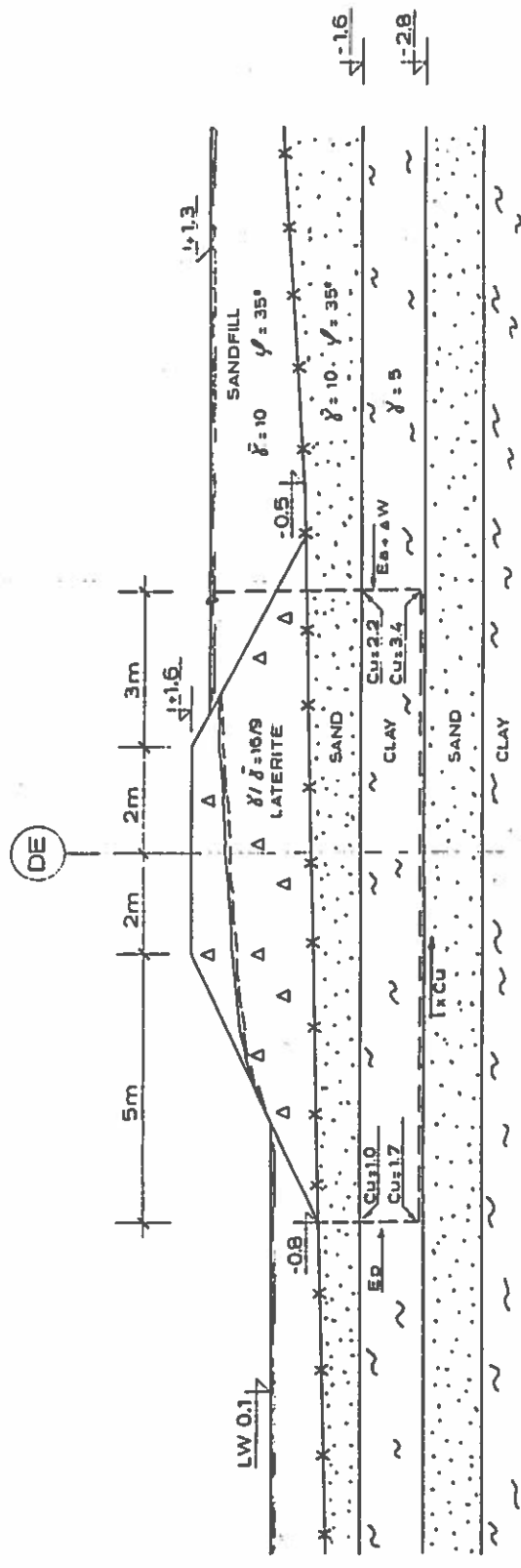


10



11





CHAINAGE E+108, SECTION 1:100, APRIL 26, 1983.

SHEAR STRENGTH COORESPONDING TO $C_u = \sigma_v' \times 0.2$, BUT REDUCED TO 60% IN FRONT OF DE DUE TO SQUEEZING DURING CONSTRUCTION, NO CONSOLIDATION OF CLAY.

BLOCK FAILURE:

$$E_s = \frac{1}{2} \times 2.9^2 \times 10 \times 0.27 \cdot ((2.9 \times 10 \cdot 0.6 \times 5) - 2 \times 2.8) \cdot 1.2 = 11.4 \cdot 31.7$$

$$\Delta W = 12 \left(\frac{1}{2} \times 1.2 \cdot 2.9 \right)$$

$$1 \times C_u = 7 \times 1.7 \cdot 5 \times 3.4 = 29 \text{ kN/m}$$

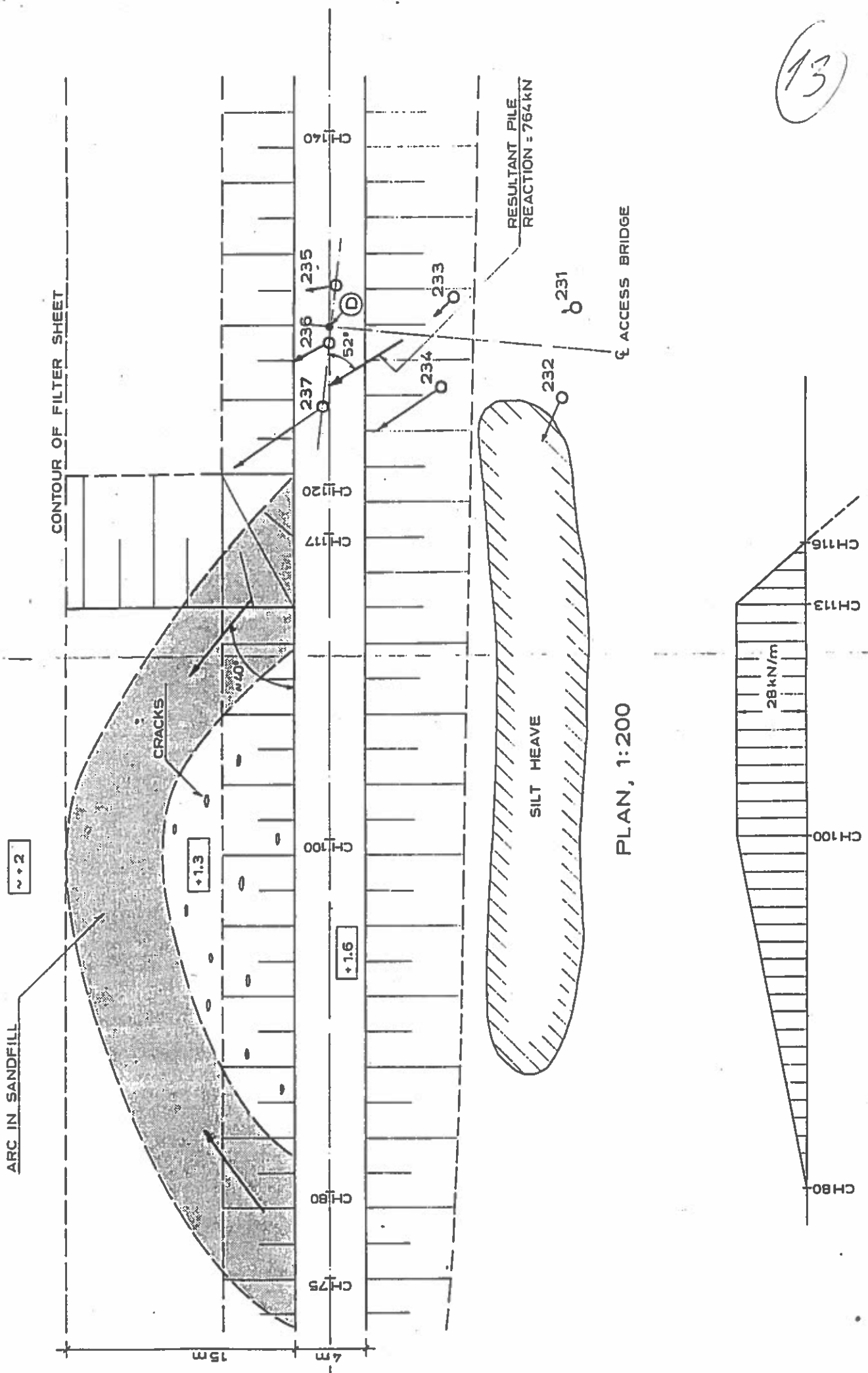
$$E_p = \frac{1}{2} \times 0.8^2 \times 10 \times 3.7 \cdot ((0.8 \times 10 \cdot 0.6 \times 5) - 1.2 \times 1.4) \cdot 1.2 = 26 \text{ kN/m}$$

DRIVING 85 kN/m

STABILIZING 57 kN/m

LACK OF STABILIZING FORCE 85 - 57 = 28 kN/m WHICH WILL MOBILISE FILTERSHEET UNDER SANDFILL





13

LACK OF STABILIZING FORCE
(FILTER SHEET DISREGARDED)

REVEMENT DISPLACEMENT
APRIL 26, 1983.
GENERAL PLAN

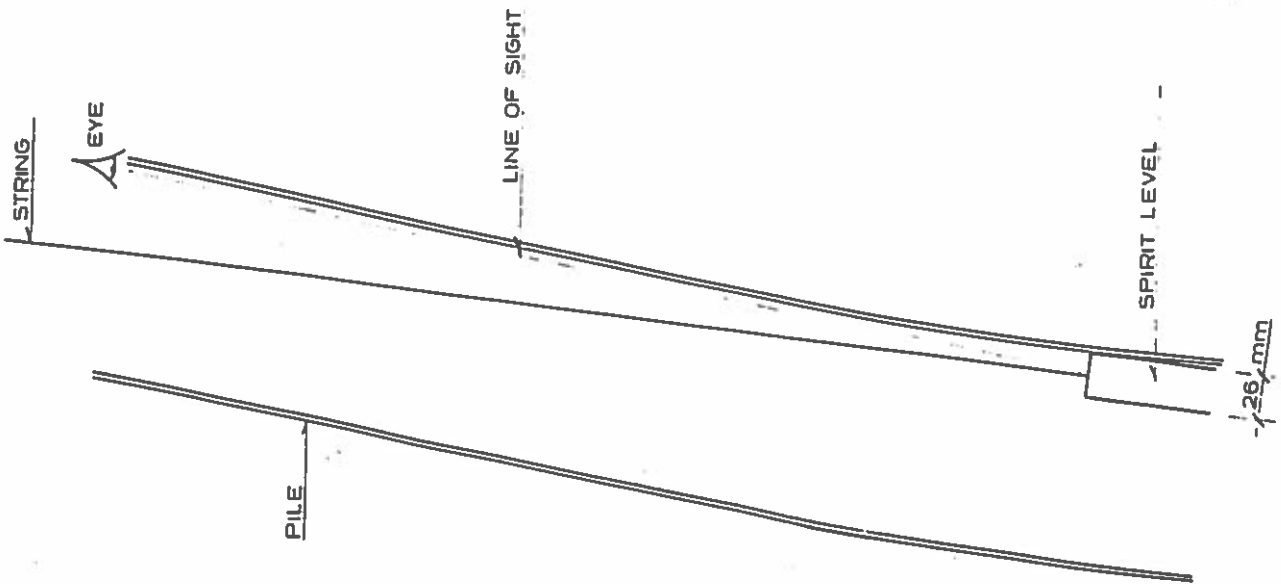
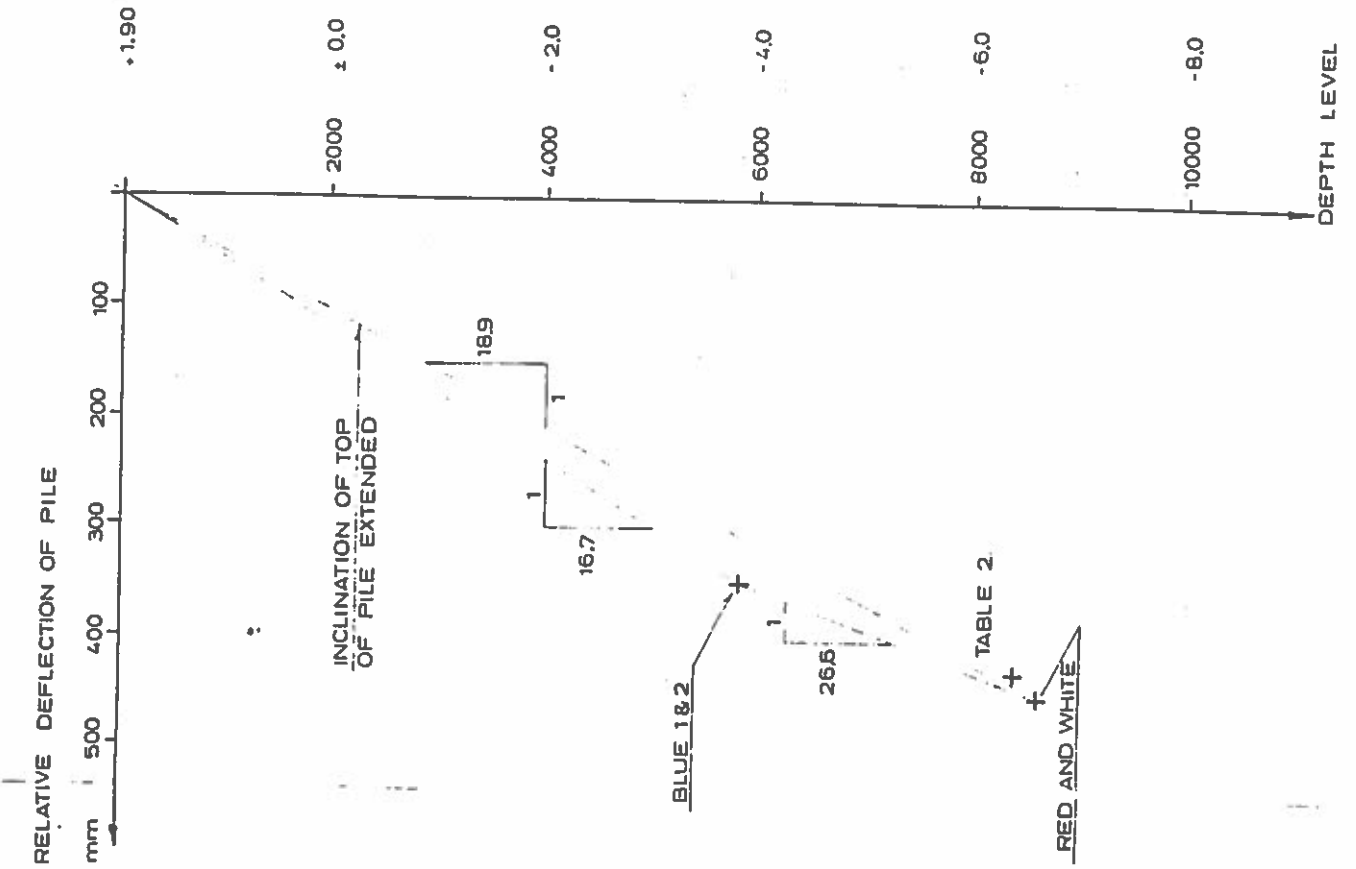


FIGURE 5.

FIGURE 6

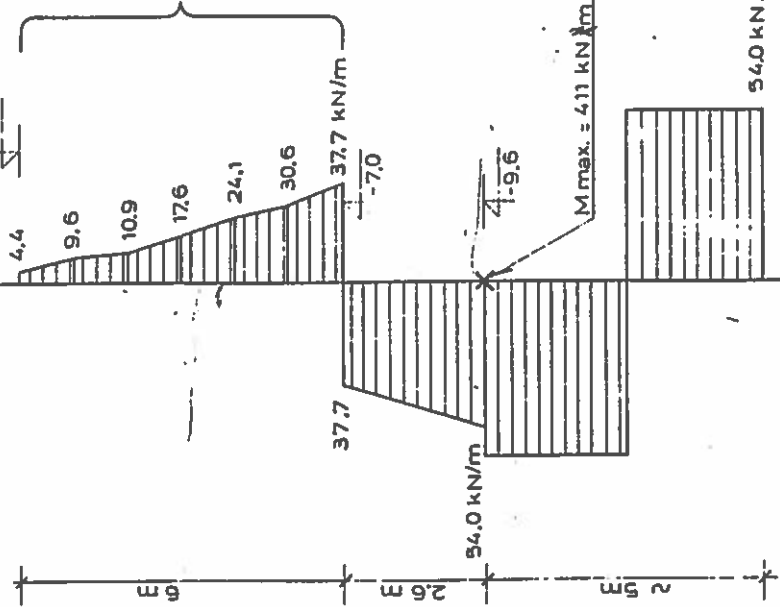
(Handwritten signature)

BANJUL SECOND PORT PROJECT
REVETMENT DISPLACEMENT

0.164 m

±1.19

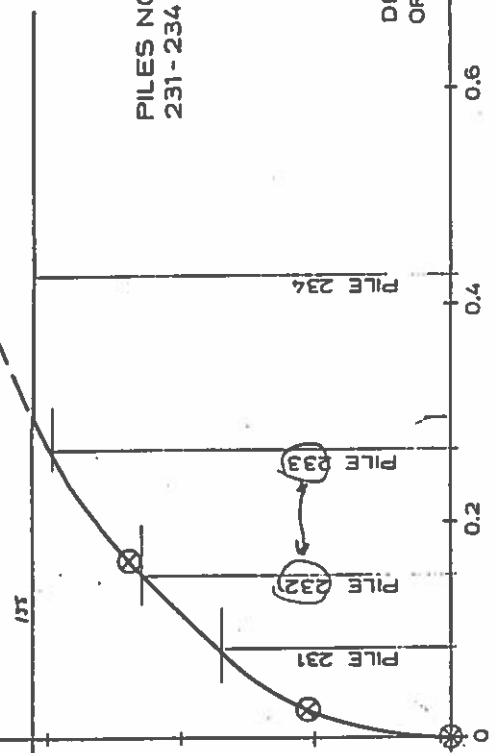
±1.10



EARTH PRESSURE FOR RUPTURE ZONE ABOVE 6m's DEPTH (LEVEL -7) (PILE NOS. 231-234)

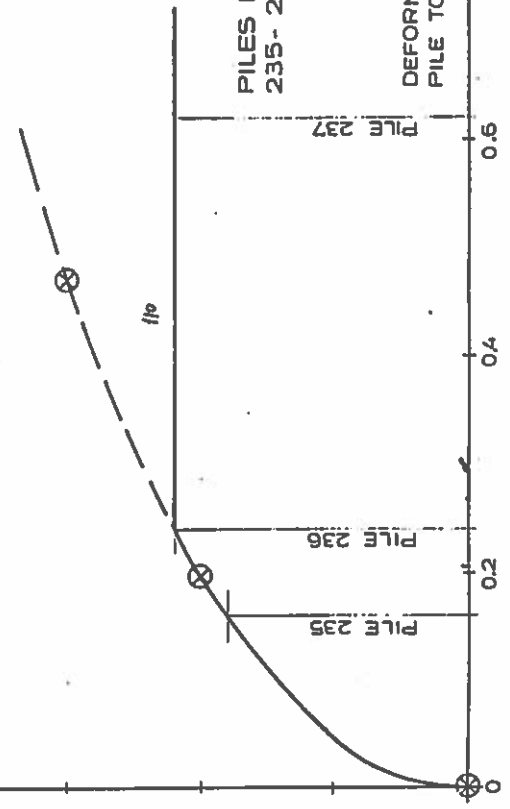
STABILIZING FORCE kN.

200, 150, 100, 50, 0



STABILIZING FORCE kN.

200, 150, 100, 50, 0



DEFORMATION CURVE (PILE NOS. 231-234)

15

Organic clay with $I_p \geq 75\%$ and/or $w > 60\%$:

$$C_v/\bar{\sigma}_v = 0.33$$

$$C_u = 0.6 C_v = 0.2 \times \bar{\sigma}_v,$$

$$C_{k,v} = 0.9 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{sec} \text{ (vertical drainage)}$$

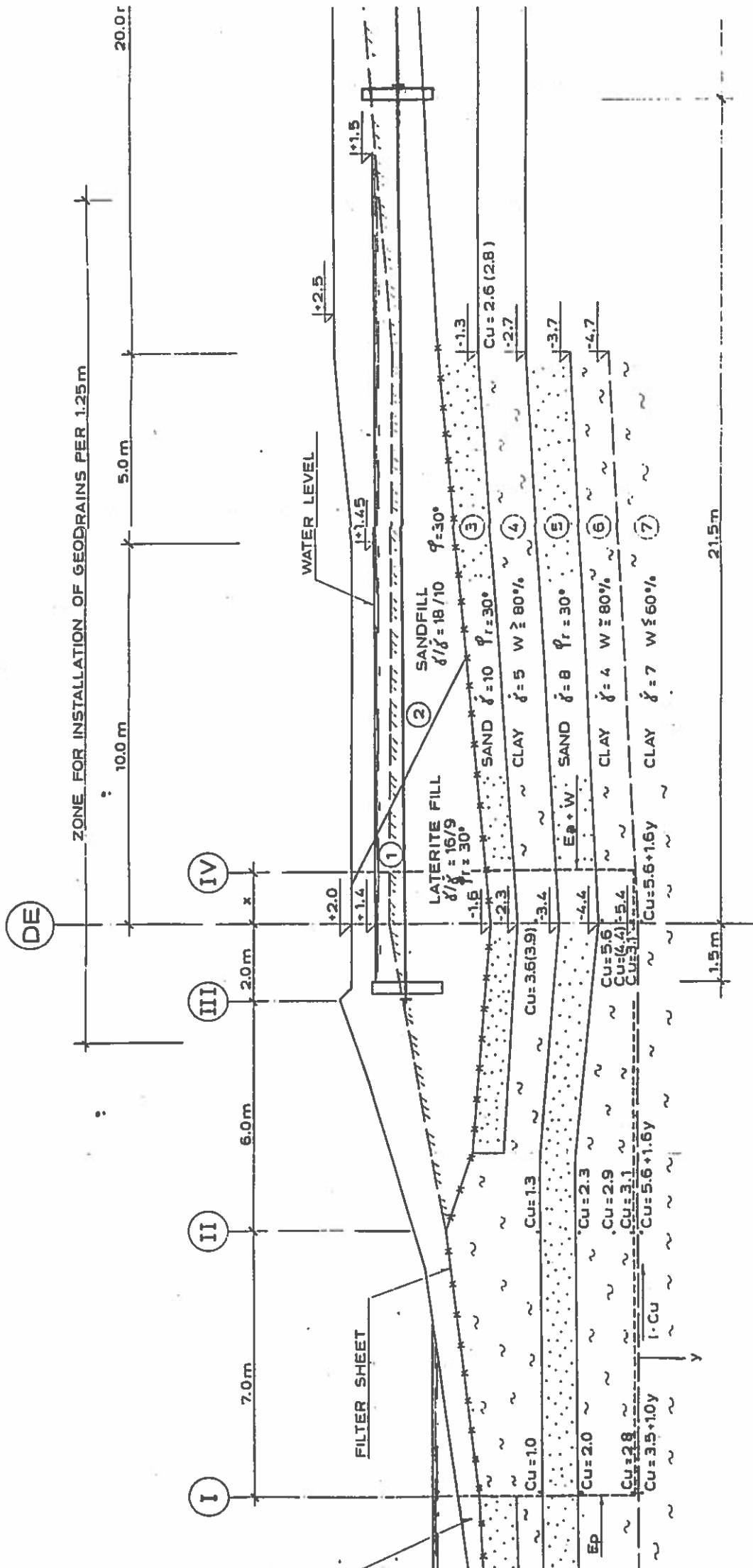
Organic clay with $I_p < 75\%$ and $w < 60\%$:

$$C_v/\bar{\sigma}_v = 0.43$$

$$C_u = 0.8 C_v = 0.34 \times \bar{\sigma}_v,$$

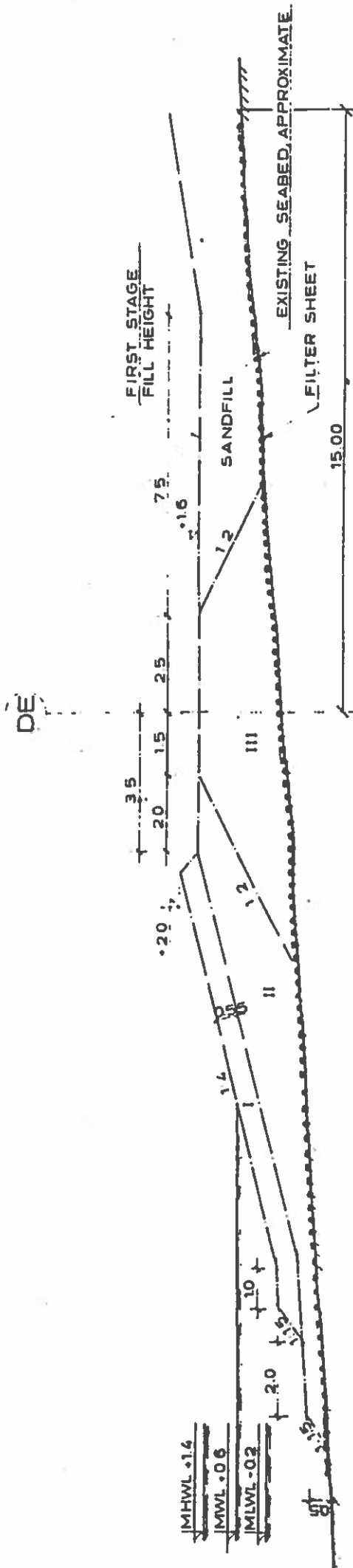
$$C_{k,v} = 2 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{sec} \text{ (vertical drainage)}$$

(10)



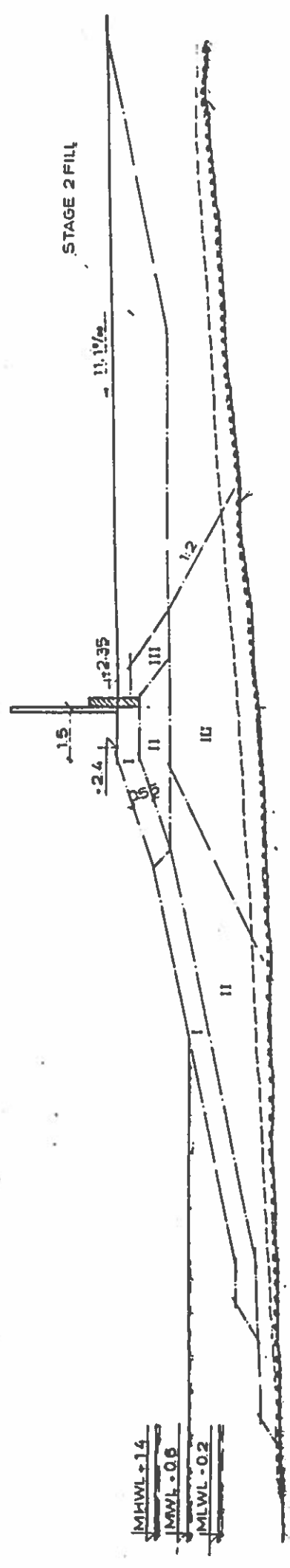
CROSS SECTION, 1:100, STAGE 2 FILL AND GEODRAINS
 INSTALLED 9 MONTHS AFTER STAGE 1 FILL

17



REVTMENT, CHAINAGE E+133m, SECTION 1:200
 FIRST STAGE CONSTRUCTION
 (Access Bridge not shown)

DE



REVTMENT, CHAINAGE E+133m, SECTION 1:200
 SECOND STAGE CONSTRUCTION
 (Access Bridge not shown)

19

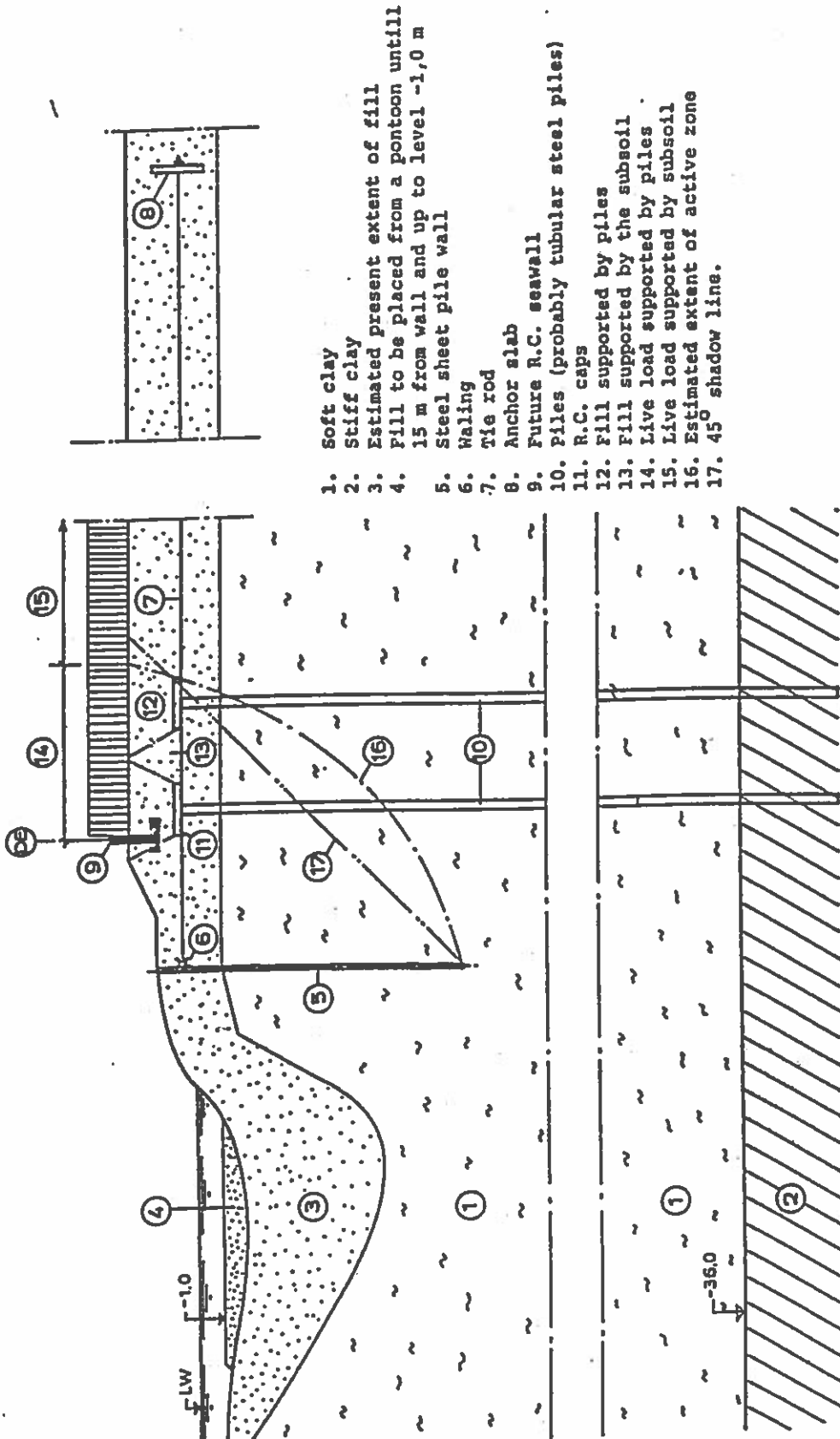
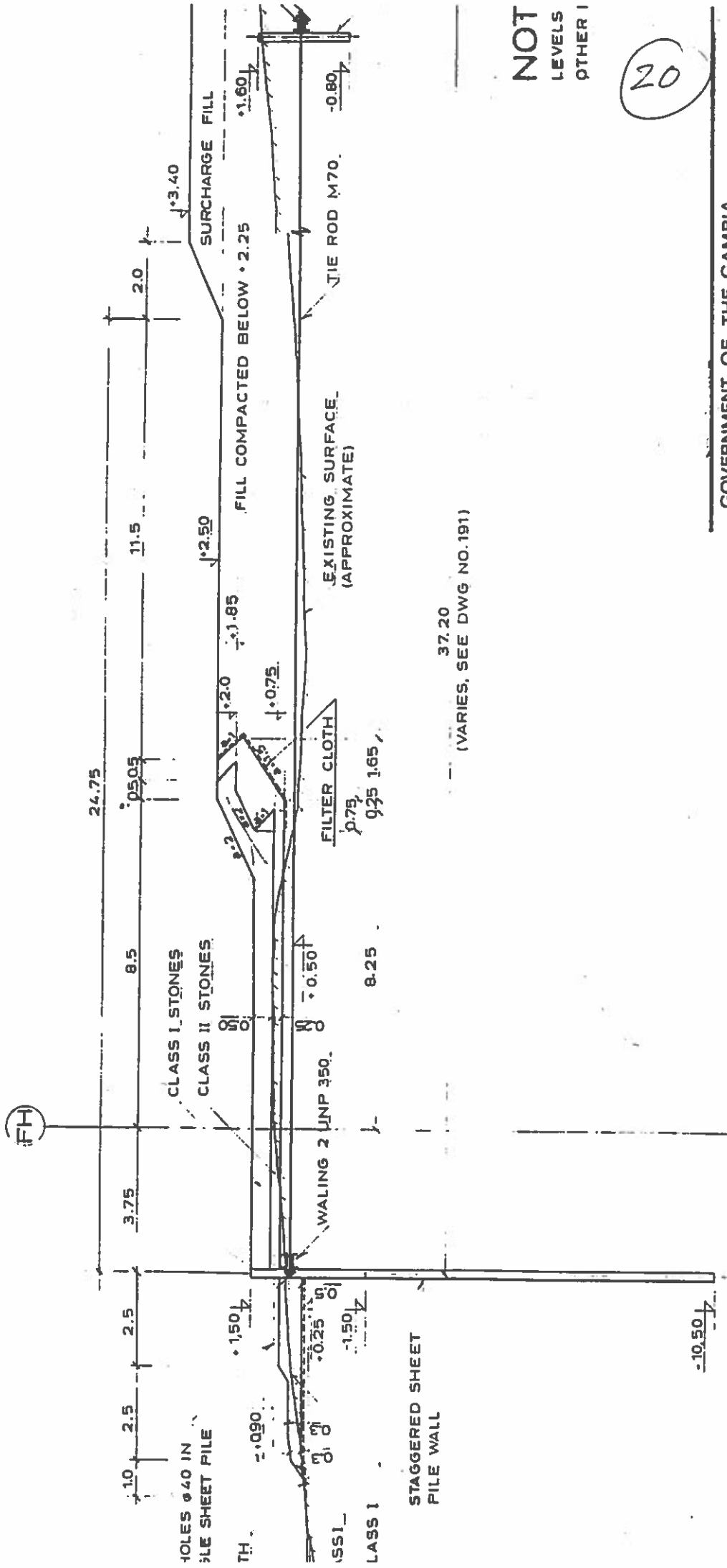


FIGURE 4.2A - Sheet Pile Wall and Relieving Piles. Principle



NOT
LEVELS
OTHER I

20

GOVERNMENT OF THE GAMBIA
GAMBIA PORTS AUTHORITY
BANJUL SECOND PORT PROJECT
REVETMENT WITH SHEET PILE WALL
SECTIONS, 1:100

SECTION C-C

PORTCONSULT
Consulting Engineers

Strandboulevarden 161 DK-2100 Copenhagen, Phone (45) 11 26 31 11 Telex 16609

37.20
(VARIES, SEE DWG NO.191)

STAGGERED SHEET
PILE WALL

HOLES Ø40 IN
PILE SHEET PILE

CLASS I STONES
CLASS II STONES

FILL COMPACTED BELOW 2.25

SURCHARGE FILL

FILTER CLOTH

TIE ROD M70

EXISTING SURFACE
(APPROXIMATE)

WALING 2 UNP 350

CLASS I

8.25

0.75
0.25 1.65

0.75

1.85

2.25

2.0

3.40

1.60

0.80

10.50

1.50

0.25

2.5

3.75

8.5

11.5

24.75

24.75

24.75

24.75

24.75

24.75

24.75

BANJUL SECOND PORT PROJECT
REVETMENT DISPLACEMENT

← ONE WAY TRAFFIC
→ ONE WAY TRAFFIC

WELLINGTON STREET

TOILET

REPAIR SHED

WORKSHOP

GATE

20 x 2.5

6 x 3.75

AREA WITH GEODRAINS
3030 m²

TRANSITION 650 m²

R.C. ANCHOR
SLAB 1.8m x 1.8m

R.C. ANCHOR
SLAB 1.8m x 1.8m

PIPE
CHANNEL

REVETMENT

ACCESS
BRIDGE

Ch. E. +120 m

Ch. E. +100 m

Ch. E. +80.3

Ch. E. +60.3

NOTES:
LEVELS ARE IN m.
DIMENSIONS ARE IN m.

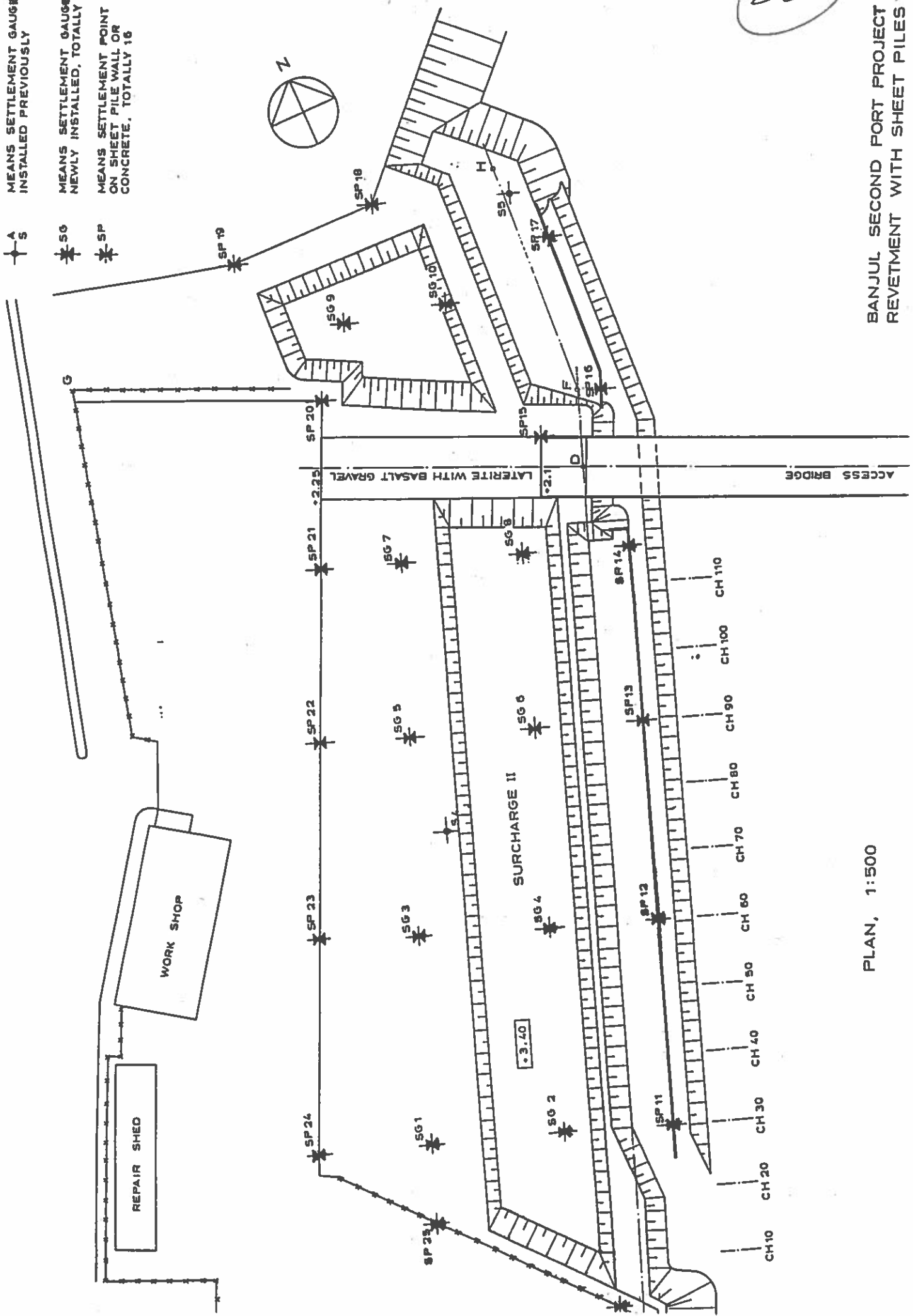
SCALE 1:400

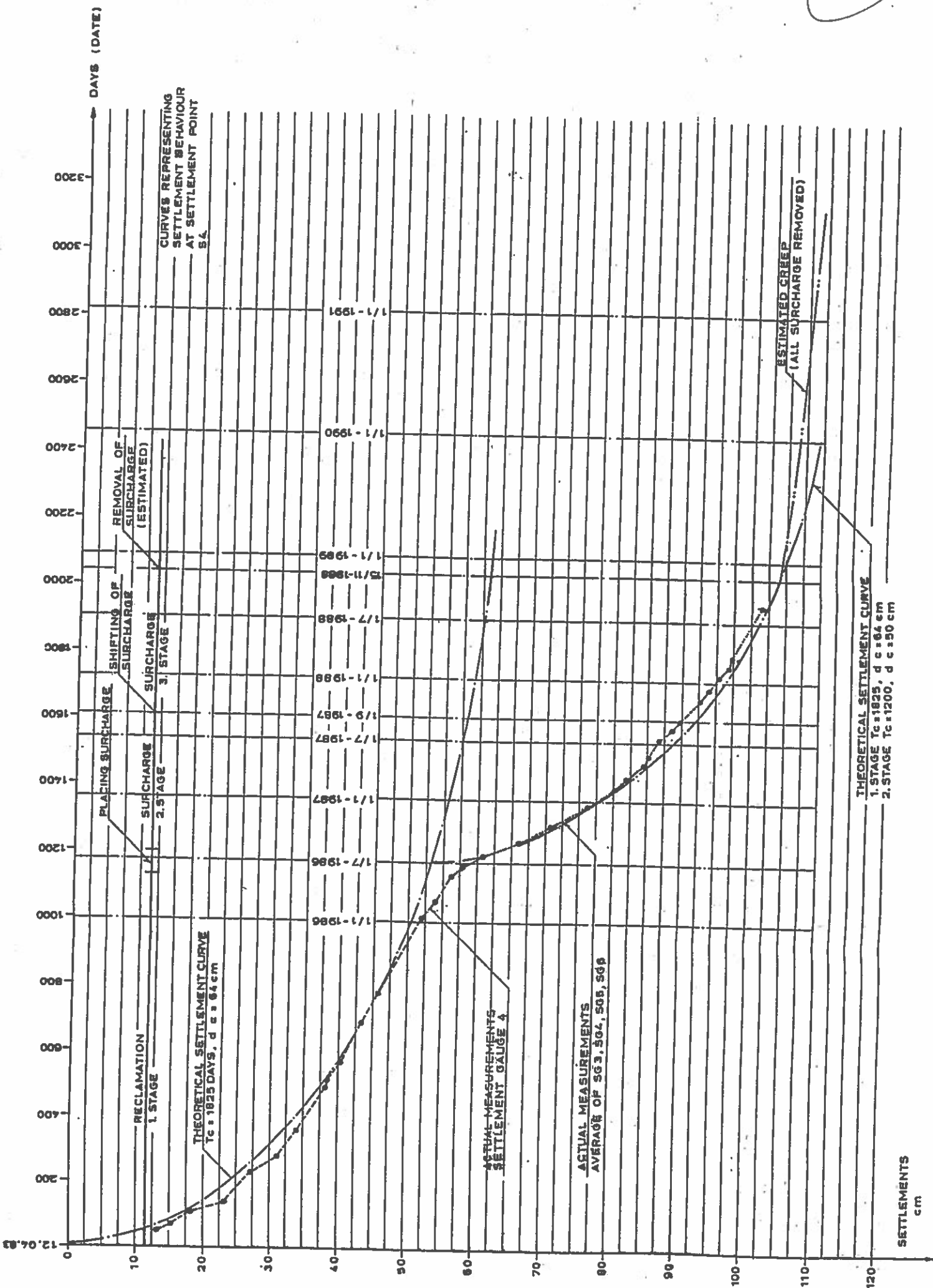


21

LEGEND :

- † A S MEANS SETTLEMENT GAUGE INSTALLED PREVIOUSLY
- † S MEANS SETTLEMENT GAUGE NEWLY INSTALLED, TOTALLY 10
- † SP MEANS SETTLEMENT POINT ON SHEET PILE WALL OR CONCRETE, TOTALLY 16





CURVES REPRESENTING
 SETTLEMENT BEHAVIOUR
 AT SETTLEMENT POINT
 54

SETTLEMENTS
 cm

Gytjelinser ved Helsingør havn

ved

Jørn Thomsen (Cowiconsult)

og

Torben Bjerg Hansen (Carl Bro)

VBS seminar 10. november 1994
**PROBLEMATISKE JORDARTER VED VANDBYGNING
GYTJELINSER VED HELSINGØR HAVN**
Jørn Thomsen, (COWIconsult)
Torben Bjerg Hansen (Carl Bro Anlæg)

1. Projekt

Bygherre: DSB

Rådgiver: CCD-gruppen: COWIconsult, Carl Bro, DSB

I forbindelse med anskaffelsen af to nye færger (HH90) skulle der anlægges en ny færgeterminal syd for den eksisterende havn. Det samlede anlæg bestod af flere entrepriser: ¹Bygninger, ²Banetekniske Anlæg og ³"Land/Vand-anlæg". Den sidstnævnte entreprise bestod af havn, vej og plads, klap/ramper, el- og belysningsanlæg.

Efter tilløb påbegyndtes den endelige projekteringen endeligt i november 1989. Udbud skete i april 1990 på forprojekt, og kontrakt og detailprojekt forelå i juni 1990.

Det efterfølgende beskriver de erfaringer, der blev gjort mht. til horisontale og vertikale deformationer af naturlige, gytjeholdige sandlag.

Hovedelementerne i havnearbejderne:
(Bilag 1 viser plan over udvidelserne)

- Opfyldning ca. 300.000 m³ sand og 60.000 m³ sten på vanddybder op til 28 m.
- 135 m lang pier med færgelejer for HH90 færger på N-side og prinsessefærgerne på S-side (flytning af eks. linkspan).
- Ombygning af leje 1 for SFL-færger, således at al færgetrafik blev samlet ved terminalen.
- Ca. 22.000 m² opmarchareal mv.
- Ca. 700 m "søindfatning" langs opmarcharealet

Entreprenør: Havnekonsortiet, bestående af Monberg & Thorsen A/S og Højgaard & Schultz A/S.

Underentreprenør for spunsarbejder mv: Per Aarsleff A/S

Underentreprenør for opfyldningsarbejder: ACZ Zinckon

Arbejdet i marken påbegyndtes i juli 90, anlægget blev indviet 4. november 1991, og færdig afleveret i december 1991.

Pier-tværsnit:

Stendiger/sandopfyldning (pude til -10 i interimssituation), spunsarbejder incl. bølgefælde, indfyldning, bundsikringsarbejder.

Søindfatning Nord:
(Bilag 2 viser typisk snit i opbygning)

Stendiger/sandopfyldning, spunsarbejder incl. bølgefælde, bagfyldning, bundsikringsarbejder. Søindfatning Syd blev udført som traditionel spunsvæg og blev iøvrigt rammet først.

Det overvejedes at udføre søindfatninger som stenkastning. Dette blev imidlertid forkastet af hensyn til lokalbefolkningens velerhvervede rettigheder mht. fiskeri fra promenaden.

2. Jordbundsforhold

- Undersøgelser i flere omgange, startende med den dengang nye færgehavn 1960-66
- For aktuelle projekt: dybe boringer til kalk for Søindfatning Nord og Pier + en række vibrocoringer
- Bundforhold
 - . Stærkt faldende havbund
 - . Postglaciale marine aflejringer, lagdelte sedimenter, overvejende finmellemkornet sand, med dybden gytjeholdigt til stærkt gytjeholdigt. Regulære gytjelinser blev også truffet, med moderat vandindhold (40 - 45 %) og stærkt siltet.
 - . I sydlige område underlejres de postglaciale lag af sengglacialt smeltevandsler og- sand.
 - . Kalkoverflade rimelig konstant i kote -28 → -30 m

3. Sætningsvurdering

Hovedlagserier som følger for Søindfatning Nord:

- Indbygget sandfyld bag spuns: 8 → 22 m
- Tilsvarende aftagende postglacial serie: 23 → 9 m
- En formodet forsigtig vurdering af max primære konsolideringssætninger blev foretaget med følgende hovedparametre:
 - . Postgl. sand, gytjeh. : ¹⁾ Q = 2% ²⁾ K = 15000 kN/m²
 - . Gytjelag : Q = 10 - 15%
- ¹⁾ og ²⁾ giver for det typiske boreprofil ved lokalitet hvor senere store bevægelser blev registreret (pkt. 150) sætninger helt af samme størrelsesorden, nemlig max. primær konsolideringssætning af størrelsen 300 mm.
- Langt den overvejende del af primær sætninger forventedes inden for anlægsperioden.
- Herefter sekundære deformationer af størrelsen 10 - 20 mm pr. år i starten

Entreprenøren skulle gennemføre måleprogram, og her ud fra fastsætte udførelseskoter. Endvidere skulle han udføre overbygninger så sent som muligt (det sidste var dog vanskeligt i praksis på grund af presset tidsprogram).

4. Målinger

I januar 90, under ramningen af spuns Søindfatning Nord konstateredes foruden sætninger også flytninger. Bygherren besluttede selv at gennemføre måleprogram i tillæg til entreprenørens målinger.

Bilag 3 og 4 viser sætnings- og flytningspilene for Søindfatning Nord pr. januar 1992 (målepunkter er dobbeltjern-nr).

Det ses at # 150 repræsenterer de største sætninger (og flytninger), samt at naturlig havbund her har størst hældning.

Bilag 5 viser en aritmetrisk optegning af # 150's bevægelser.

Diagrammet viser af hensyn til overskueligheden kun månedlige målinger af sætninger og flytninger. Reelt blev der målt 2-3 gange ugentligt de første måneder, derefter 1 gang om ugen indtil afleveringen, herefter 1 gang månedligt indtil dec. 92, og en supplerende måling er udført juli 1994.

Følgende bemærkes:

- De absolutte værdier referer til teoretiske referencelinjer og- koter, da de faktiske ikke kendtes.
- Værdierne er herudover "bruttoværdier" der inkluderer påvirkninger i byggeperioden, såsom tilfyldning bag spuns, opspænding, indfyldning af storsten etc., mulige deformationer pga. interimssituation, herunder fjernelse af støttepæle.
- Pga. arbejdsrækkefølge måtte der skiftes målepunkt, 5 gange ialt.

5. Fortolkning af målinger

Bilag 6 viser en log-afbilding # 150

- Observerede primær sætninger \approx 2-3 x forventede ved # 150, hvor sætninger er størst (andre steder er sætninger mere som forventet).
- Primærsætninger er indtruffet efter ca. 9 mdr. - noget senere end forventet.
- Sekundær sætninger også større end forventet: $\epsilon_s \approx 1\%$ dek, som er en meget høj værdi for den postglaciale serie.
- Forholdene ved Søindfatning Nord sammenlignelige med gamle indfatning etableret 1966-68; måleprogram 1971-1987. Sekundærsætninger her kun det halve ($\epsilon_s \approx 0,5\%$)
- Vandrette bevægelser foregår med samme takt som målt på den gamle indfatning (0,08 m/dek).

- Som ved den gamle indfatning må det antages, at de vandrette bevægelser for en stor del skyldes krybning og sekundære bevægelser af de gytjeholdige sandlag samt forskydningsdeformationer langs potentielle brudlinier under påvirkning af den drivende komponent langs den skrånende havbund.
- Den totale stabilitet var gennemregnet og fundet at være opfyldt.

6. Konklusion

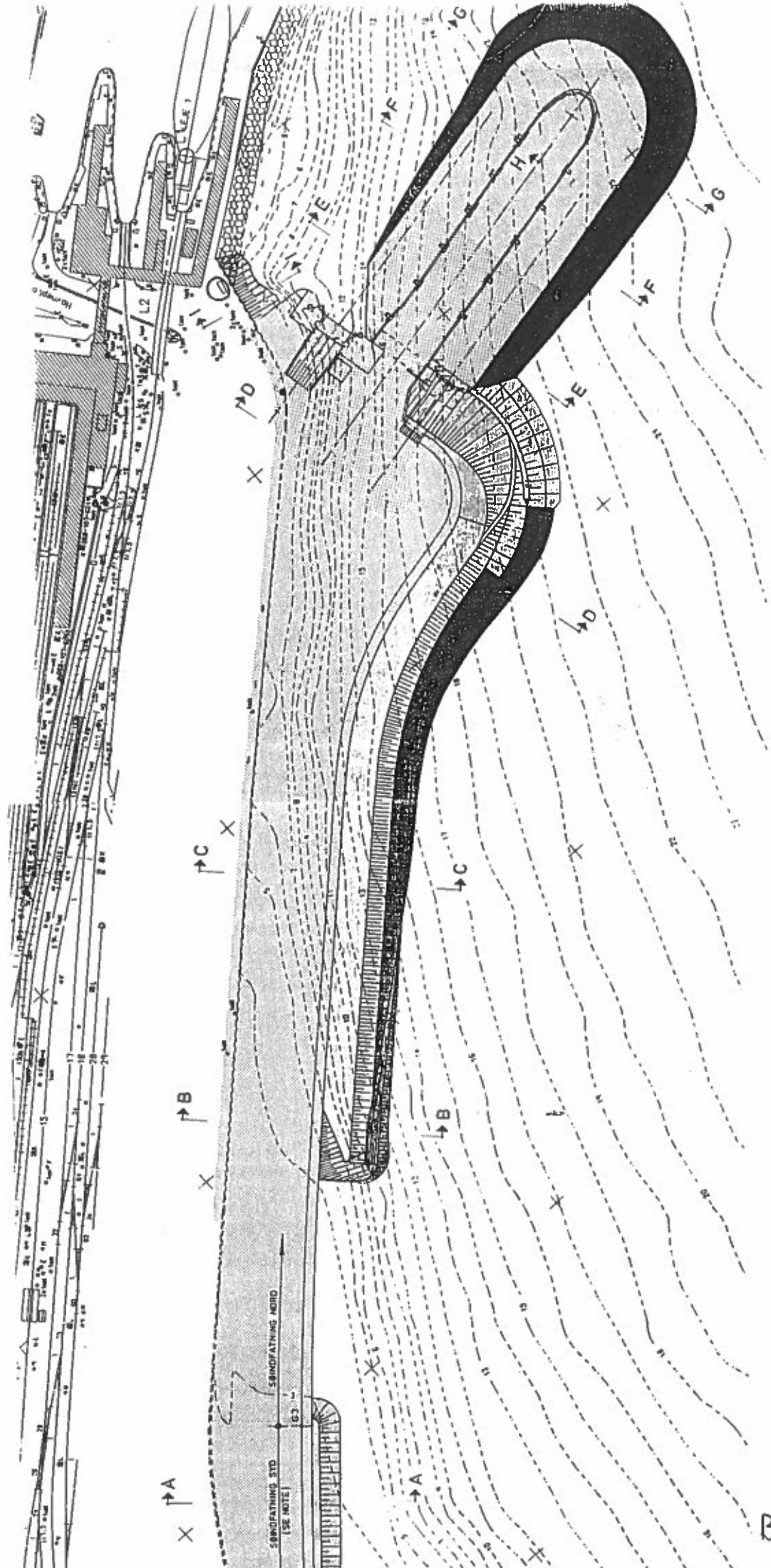
Størrelsesordenen af de vandrette flytninger var overraskende.

Selv ved gytjelinser i ellers rimelige sandlag kan fås store sætninger og flytninger, især ved opfyldninger af stor mægtighed på skrånende bund.

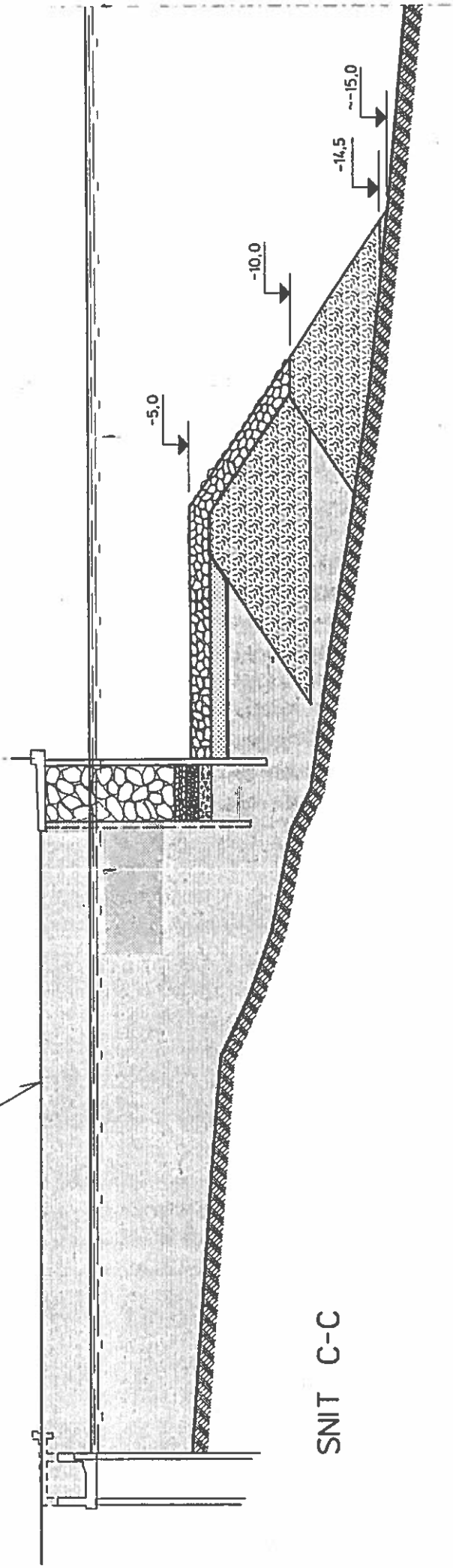
Bagefter er det rimeligt at vurdere om noget burde være gjort anderledes. Under de givne vilkår var mulighederne ret begrænsede. Den bedste forholdsregel er naturligvis at vente længst muligt, hvilket ikke var tilladeligt af hensyn til ibrugtagning af færgerne. De konstruktive muligheder begrænsede sig til at erstatte opfyldningen med en platform på pæle, hvilket ville være økonomisk utilladeligt.

En stenkastningsskråning ville måske have givet mindre flytninger pga. den blødere overgang. Dette blev som nævnt bortvalgt på et tidligt tidspunkt af rekreative hensyn.

Sidst, men ikke mindst, så opfylder konstruktionen sin funktion uden reduceret sikkerhed. De stedfundne sætninger og flytninger kan næppe ses med det blotte øje.










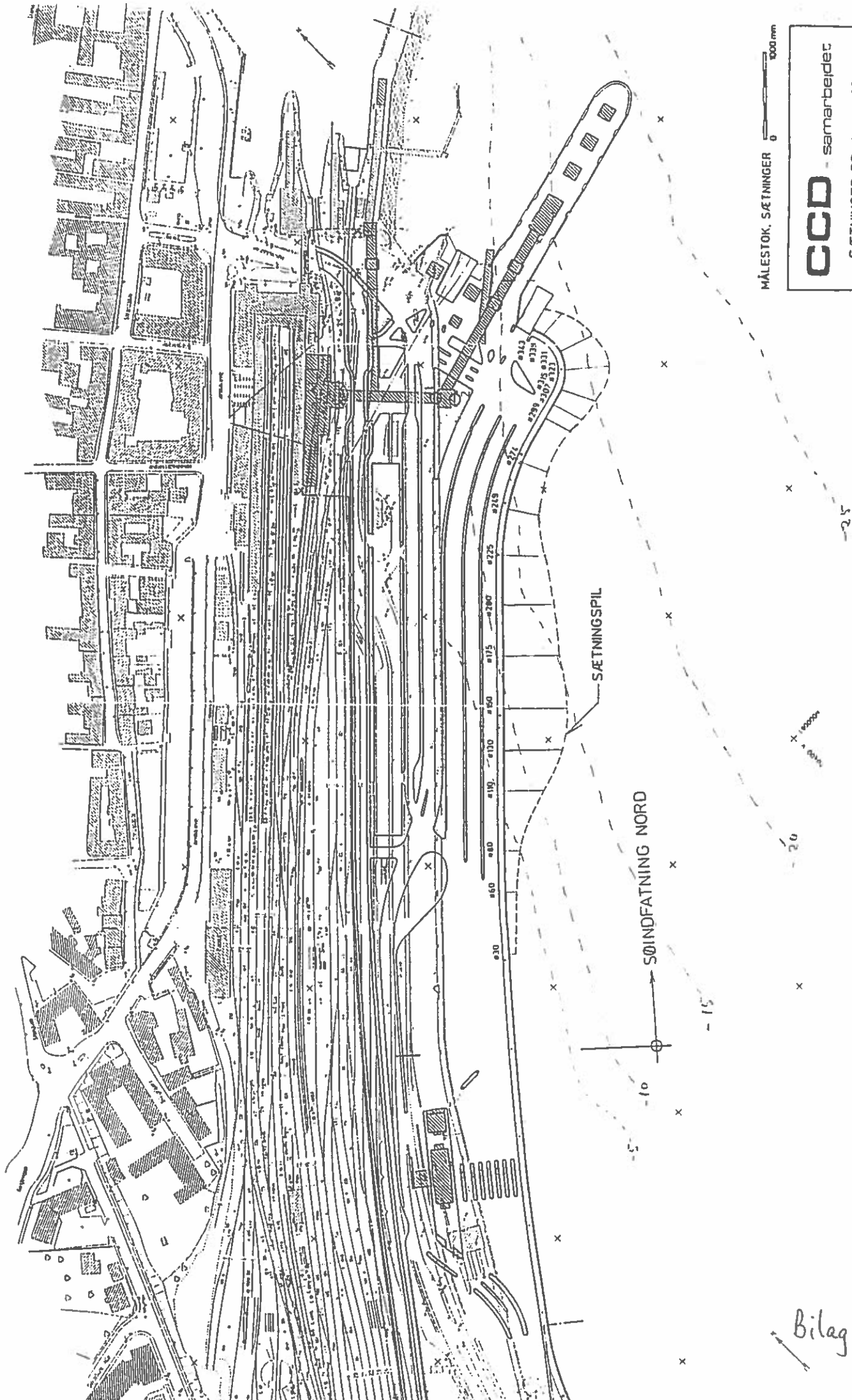
OVERSIDE BEFÆSTELSE



SNIT C-C

SIGNATURER:

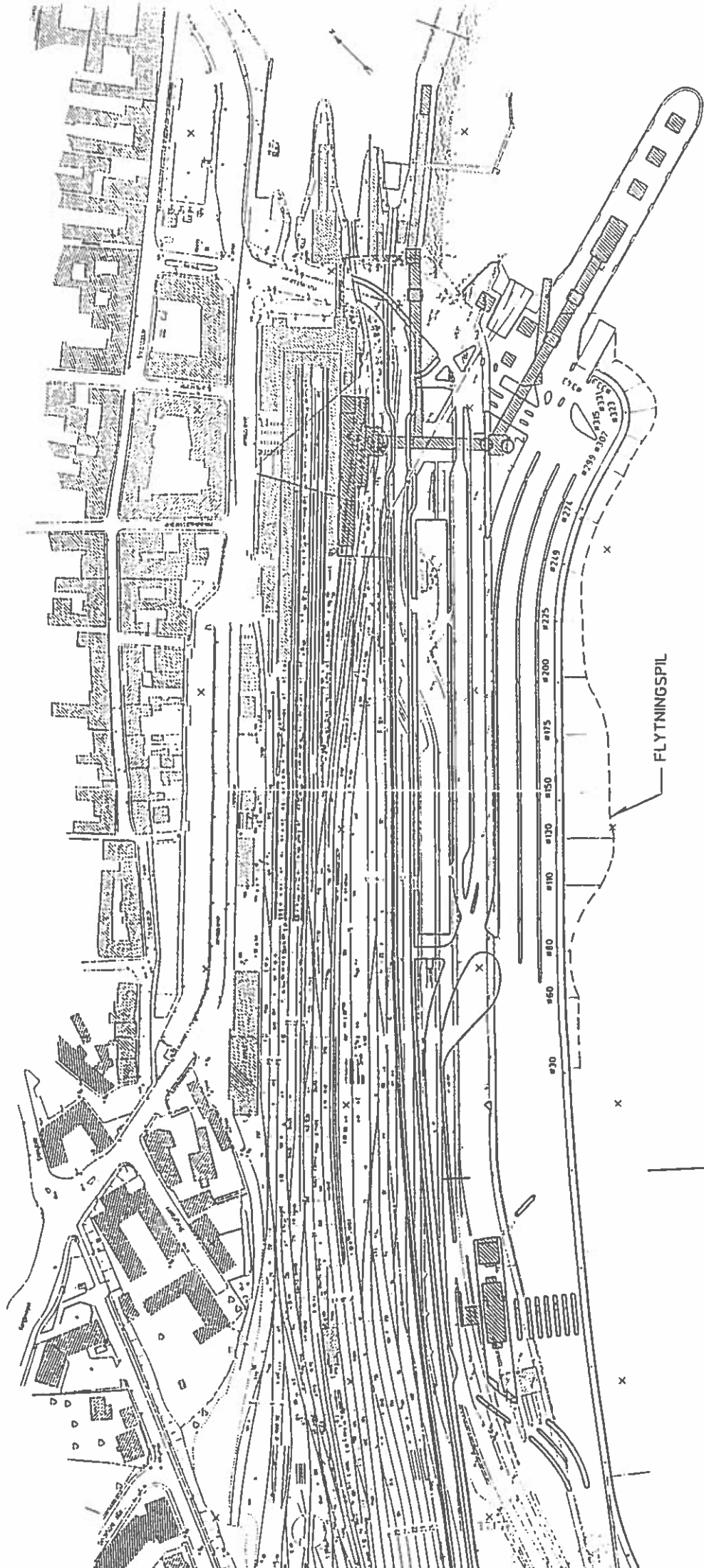
-  Sandfyld
-  Sprængstensfyld
-  Filterlag
-  Fodsikring (sprængsten)
-  Dæklag (sprængsten)
-  Geotekstil
-  Filterlag i bølgefælde



MÅLESTOK. SÆTNINGER 0 1000 mm

CCD - samarbejdet
 SÆTNINGER PR. JAN. 1992
 MÅL CA. 1-2000
 DATO: 10.03.92 JHT

Bilag 3



MÅLESTOK, FLYTNINGER 0 10000 mm

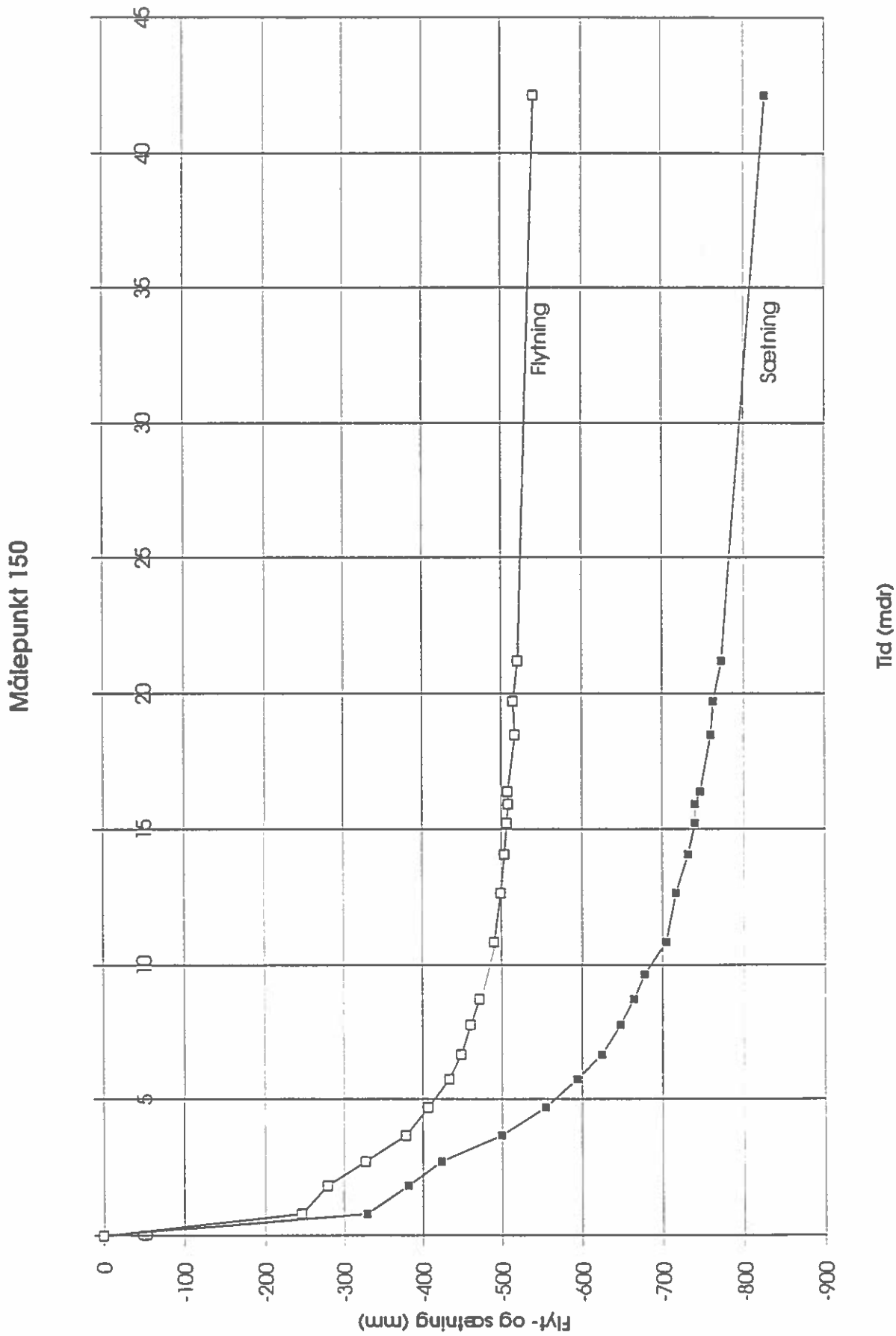
CCD - samarbeidet
 FLYTNINGER PR. JAN. 1992
 MÅL CA. 1:2000
 DATO: 10 03 92 JHT

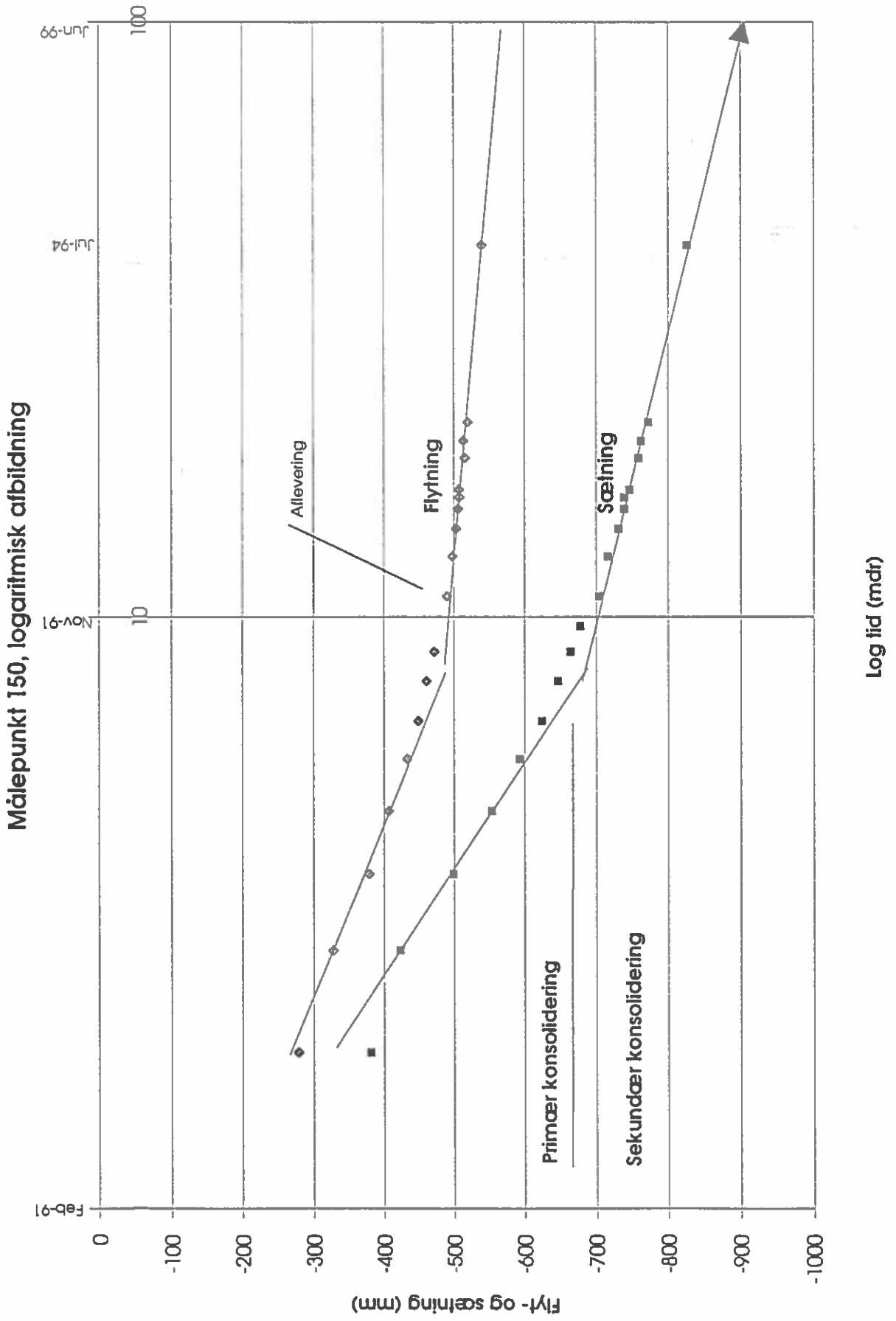
SØINDFATNING NORD

FLYTNINGSPILE

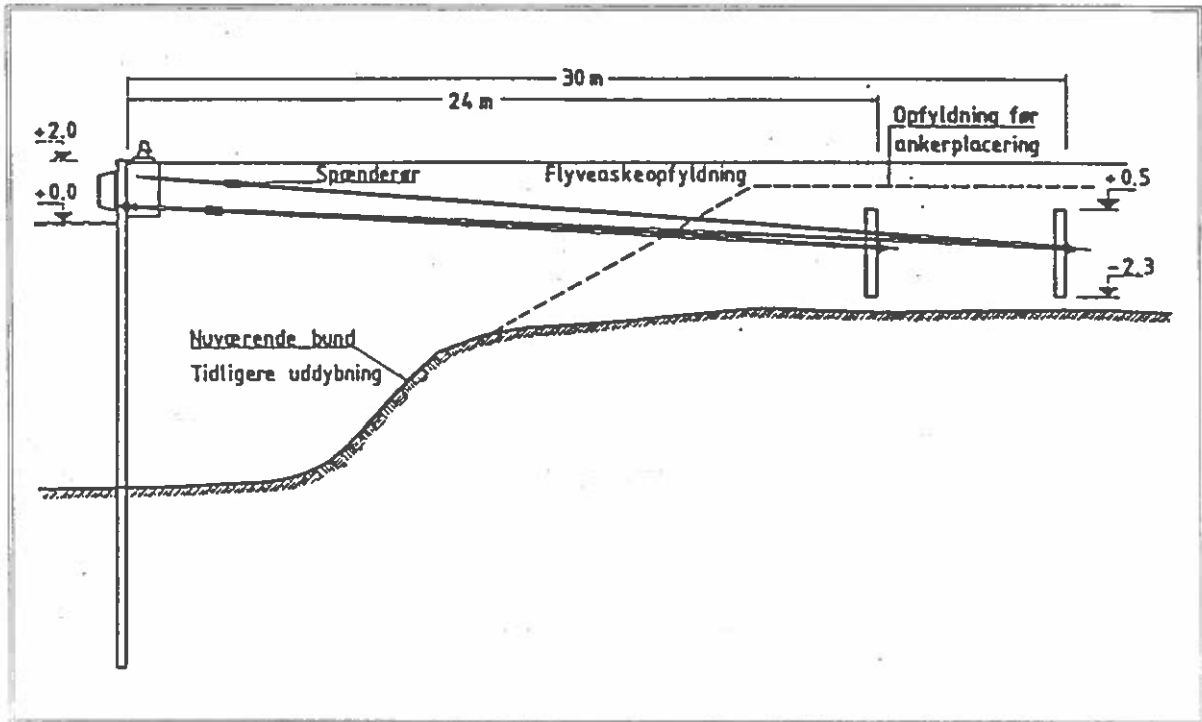
X 1800000
 X 1:2000

Bilag 4





Flyveaske som konstruktionsmateriale



Flyveaskeopfyldning bag spunsvæg

Seminar i Dansk Vandbygningsteknisk Selskab
1994-11-10

Jens Ludvig Sørensen

Geoteknisk Institut

JLS 1994-12-06

Flyveaskeopfyldning på vanddækket område

I notatet redegøres der kortfattet for de erfaringer, der igennem de sidste 15 år er opsamlet på GEOTEKNISK INSTITUT omkring udførelse af flyveaskeopfyldning på vanddækket område.

På baggrund af anbefalinger i RESTPRODUKTUDVALGET's betænkning (1985) er der herhjemme udført mange opfyldningsprojekter ved marin deponering af flyveaske.

Ved opsummering af de udførelsesmæssige erfaringer i forbindelse med flyveaskeopfyldning til vands er det vigtigt at skelne imellem de to asketyper:

- * Afdrænet laguneaske (DEPOTASKE)
- * Befugtet aske (SILOASKE)

Nedenfor redegøres der for de ved en række opfyldningsprojekter indhøstede erfaringer, hvorefter notatet afsluttes med enkelte anbefalinger for kommende opfyldninger.

1. Anvendelse af DEPOTASKE

De vigtigste erfaringer med denne asketype stammer fra Asnæsværket, hvor afdrænet laguneaske er anvendt som fyldmateriale på vanddækket område i bl.a.

- dæmningerne for kultransportanlægget
- opfyldning bag spunsvæg (askekajen)
- indvendige dæmninger i askedepot D.

Før de enkelte opfyldninger er der foretaget en afdræning af laguneasken - ved opgravning og luftning - til et vandindhold på 30-40%. Asken er derpå transporteret i dumpers til opfyldningsstedet, hvor vanddybden typisk har ligget mellem 3 og 9 m. Efter aftipning på stedet er asken dozet ud over opfyldningsfronten, ofte ved anvendelse af en såkaldt swampdozer (en bulldozer med ekstra brede larvebånd).

Geoteknisk Institut

SAG : 160 08648

Flyveaske

Udført : JLS

dato : 1993-07-02

Emne : Flyveaskeopfyldning på vanddækket område

Kontrolleret : *PJ*

dato : 1993-07-02

Godkendt : *JLS*

dato : 1993-07-02

Side 1 / 4

Oversiden af de nævnte opfyldninger er beliggende imellem 1,5 og 3,0 m over det frie vandspejl. Flyveasken er normalt blevet aftippet min. 5 m bag fronten. Dæmningerne for kultransportanlægget er udført med en kronebredde på 10-12 m, mens dæmningerne i askedepot D er udført med en kronebredde på 5-6 m.

Før opfyldningsprojekternes start er der udført laboratorieforsøg til vurdering af flyveaskens egenskaber, og under opfyldningen er der løbende foretaget kontrol af, at vandindholdet ikke er for højt.

De entreprenørmæssige erfaringer fra udførelserne er oplyst at være positive, og resultaterne af de af instituttet udførte geotekniske undersøgelser, laboratorieforsøg og in situ forsøg har vist, at afdrænet laguneaske er et udmærket fyldmateriale ved opfyldning til vands.

Det bør til sidst nævnes, at den kendsgerning, at der indledningsvis efter askens udskylning i lagunen er foregået en kemisk binding (puzzolanisk aktivitet) i asken, bevirker, at den afdrænedede laguneaske efter ny opgravning/opfyldning normalt ikke udviser yderligere styrkeudvikling med tiden, idet de aktive komponenter er forbrugt.

2. Anvendelse af SILOASKE

De vigtigste erfaringer med denne asketype stammer fra Stignæsværket, Enstedværket og Amagerværket, hvor befugtet siloaske er anvendt som fyldmateriale på vanddækket område ved havneopfyldninger bag indfatningsvægge på alle 3 kraftværker.

Ved de nævnte opfyldninger er der anvendt frisk befugtet siloaske (vandindhold 15-20%). Den befugtede aske er transporteret i dumpers til opfyldningsområdet, hvor asken er aftippet på den allerede etablerede opfyldning og derpå dozet ud over opfyldningsfronten ved anvendelse af en bulldozer.

På Stignæsværket var vanddybden 2,5 a 4,0 m, og flyveaskeopfyldningen er afsluttet i kote +1,8. Flyveasken er aftippet min. 5 m bag fronten, der strakte sig over hele det aktuelle bassins bredde (ca. 50 m).

Geoteknisk Institut		SAG : 160 08648	Flyveaske
Udført	: JLS	dato : 1993-07-02	Emne : Flyveaskeopfyldning på vanddækket område
Kontrolleret	: <i>PE</i>	dato : <i>1993-07-02</i>	
Godkendt	: <i>JLS</i>	dato : <i>1993-07-02</i>	Side 2 / 4

På Enstedværket i Aabenraa var vanddybden lokalt 13-15 m efter bortgravning af dynd ved start af flyveaskeopfyldningen (nytår 1981/82). Ved aftipning fra lastvogn fra det værende havneareal lykkedes det ikke at skabe en "tip" ud i vandet, idet den uddozede aske flød ud i bassinet og sedimenterede afslutningsvis med en næsten vandret overflade i kote -6,5. I denne første etape af opfyldningen konstateredes der relativt dårlige egenskaber, hvilket blev tillagt en udvaskning af den reaktive "fri kalk" under sedimentationen. Laboratorieundersøgelser bekræftede dette. Efter ca. ½ år blev opfyldningen fortsat og nu lykkedes det, at opbygge en egentlig tip i kote ca. +2,0. Der foreligger ikke nærmere detaljer vedrørende denne del af opfyldningen ud over at alt forløb helt normalt.

Årsagen til problemerne med opfyldningen fra kote -13 a -15 til kote -6,5 blev tillagt den store vanddybde og fyldmaterialets lave vægtfylde, der igen skyldes det lave vandindhold (15-20%). Den lave temperatur i fjordvandet på opfyldningstidspunktet har antagelig også spillet en rolle for de sedimenterede askelags egenskaber.

Ved den igangværende askkopfyldning på Amagerværket varierer vanddybden imellem 4 og 12 m, og oversiden af flyveaskeopfyldningen afsluttes i kote + 2,0. Flyveasken aftippes fra lastvognene 8-10 m bag opfyldningsfronten i henhold til den foreliggende opfyldningsinstruks. Den aftippede aske dozes derpå udover kanten, idet bulldozeren herved hele tiden har fyldt skovl.

I rapport nr. 1 i forbindelse med instituttets undersøgelser til afklaring af årsagen til dozerulykken i marts måned nævnes det, at den befugtede flyveaske ved uddozningen i vandet opnår en øjeblikkelig løs lejrning, der skyldes askens beskedne vandindhold ($w \leq 20\%$). Den uddozede aske har derfor i starten en lav bæreevne, som først efter opsugning af vand og dermed etablering af kapillære spændinger, forbedres. Denne øgning af bæreevnen forstærkes af den styrkeudvikling, der skyldes kemisk hærkning, som stammer fra indholdet af reaktiv "fri kalk" i den frisk befugtede flyveaske.

De fra udførelsen af de før nævnte opfyldninger indhentede erfaringer og resultaterne af de tilhørende geotekniske undersøgelser viser, at befugtet flyveaske er et udmærket fyldmateriale ved opfyldning til vands.

Geoteknisk Institut		SAG : 160 08648	Flyveaske
Udført	: JLS	dato : 1993-07-02	Emne : Flyveaskeopfyldning på vanddækket område
Kontrolleret	: <i>FB</i>	dato : <i>1993-07-02</i>	
Godkendt	: <i>JLS</i>	dato : <i>1993-07-02</i>	Side 3 / 4

3. Anbefalinger

Med baggrund i ovenstående afsluttes notatet med en række anbefalinger, der vil kunne nyttiggøres ved kommende askeopfyldningsprojekter på vanddækket område:

- Før start af opfyldningen skal der udføres et tilstrækkeligt antal klassifikationsforsøg og kemiske analyser således, at egenskaberne af den specifikke aske er kendt.
- Valg af asketype (depot- eller siloaske) til det enkelte projekt må overvejes, hvis begge muligheder er til stede. Det er således instituttets opfattelse, at afdrænet laguneaske er at foretrække ved opfyldning om vinteren og ved opfyldning på vanddybder større end 6-7 m.
- Ved opfyldning med befugtet siloaske bør der overvejes, om det er muligt at forhøje vandindholdet ved ekstra vanding på tippet inden uddozningen, idet et højere vandindhold jo betyder hurtigere nedsynkning i vandet og større rumvægt i askeopfyldningen.
- Ved opfyldning med normalt befugtet siloaske til et niveau, der ligger ca. 2 m over vandspejlet må der påregnes at gå en kortere periode (≤ 2 à 3 uger) før asken i opfyldningens front har opnået en så tilstrækkelig styrke, at uddozningen over fronten kan fortsætte. Dette vil naturligvis give problemer for udførelsen af opfyldninger med beskeden bredde, f.eks. tværdæmninger i en større opfyldning. Ved et sådant projekt vil afdrænet laguneaske ligeledes være at foretrække.
- Ved større opfyldninger med normalt befugtet flyveaske må det derfor anbefales, at opfyldningen finder sted over så bred en front som muligt.
- Ved flyveaskeopfyldninger (depot- eller siloaske) i vand skal der udvises den største agtpågivenhed af entreprenørernes folk. Erfaringsmæssigt forekommer aftipning 10 m bag fronten og uddozningen med fyldt skovl - således, at indholdet i skovlen aflægges ved fronten og derpå uddozes næste gang - at være forsvarligt.

Geoteknisk Institut

SAG : 160 08648

Flyveaske

Udført : JLS

dato : 1993-07-02

Emne : Flyveaskeopfyldning på vanddækket område

Kontrolleret : *RS*

dato : 1993-07-02

Godkendt : *JLS*

dato : 1993-07-02

Side 4 / 4

STYRKEPARAMETRE FOR FLYVEASKE

Ved dimensionering af spunsvægge og ankerplader vil følgende karakteristiske parametre kunne anvendes

$$\varphi' = 32^\circ, c' = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma' = 14 \text{ (6) kN/m}^3 \text{ henholdsvis over (under) VS}$$

Ved direkte fundering i komprimeret flyveaske anvendes normalt en regningsmæssig bæreevne på 200 kN/m^2 .

Jens Ludvig Sørensen

Geoteknisk Institut

DEFORMATIONSEGENSKABER

Ved orienterende sætningsvurderinger for konstruktioner funderet direkte i en flyveaskeopfyldning regnes normalt med følgende konsolideringsmoduler:

$K \sim 10.000 \text{ kN/m}^2$ for komprimeret flyveaske
over vandspejlet

og

$K \sim 5.000 \text{ kN/m}^2$ for ukomprimeret flyveaske
under vandspejlet

KONTROLUNDERSØGELSER

I flyveaskeopfyldninger **over** vandspejlet kan askens egenskaber fastlægges ved

- Poretalsbestemmelser in situ
- Intakte prøver til laboratorieforsøg
- Pladebelastningsforsøg

I flyveaskeopfyldninger **under** vandspejlet kan askens egenskaber fastlægges ved

- CPT-forsøg
- Pressiometerforsøg

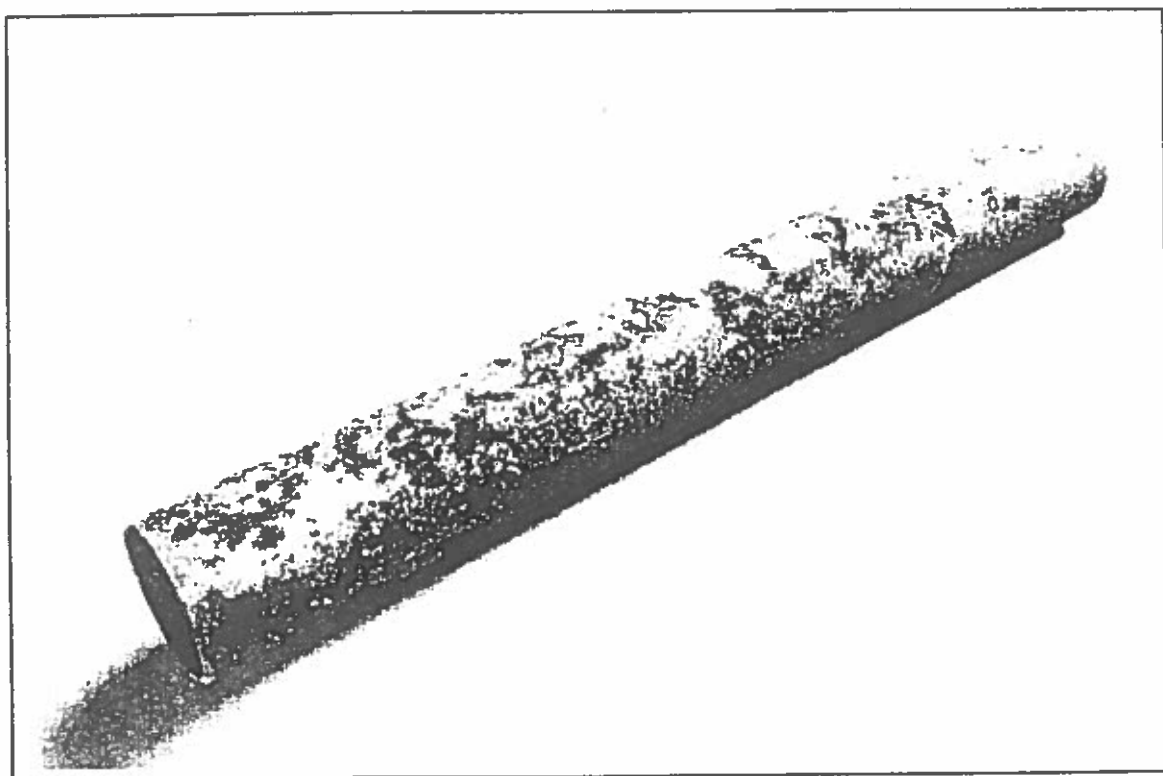


Miljø og restprodukter

KORROSIVITET HOS RESTPRODUKTER

ENS journal nr. 1323/89-04

Jens Ludvig Sørensen og Jørgen Møller



Geoteknisk Institut 



DTI Plastteknologi

AALBORG PORTLAND 

April 1994

Korrosivitet hos restprodukter

Følgende restprodukter er inddraget i projektet:

- Gammel flyveaske
- Frisk flyveaske
- Gips og flyveaske
- TASP og flyveaske

Følgende byggematerialer er inddraget i projektet:

- Stål
- Varmforzinket stål
- Rustfrit stål
- Støbejern
- Kobber
- Aluminium

- Geomembran
- Geotekstil
- Vandrør
- Kabelkapper
- Fjernvarmekapper

- Beton

Efter 2 års eksponering i restprodukterne kan følgende hovedkonklusion udtrages:

- Beton, plastik, kobber, rustfrit stål er upåvirket i alle 4 restprodukter,
- Stål og støbejern påvirkes i TASP, gips, gammel aske og frisk aske i den nævnte rækkefølge,
- Aluminium påvirkes kun beskedent i frisk aske.

Jens Ludvig Sørensen

Geoteknisk Institut

Høje morænelersdæmninger
i Kalundborg

ved
Knud Winther (Pihl)

HØJE MORÆNELERSDÆMNINGER I KALUNDBORG

af

Knud Winther Hansen

E. Pihl & Søn A/S

Indledning

Konsortiet GBC, Great Belt Contractors, som består af Hochtief, Hollandische Beton en Waterbouw, Ways & Freytag, KKS og Pihl fik kontrakt på at udføre underbygningen for Østbroen over Storebælt i oktober 1991. Kalundborg havn var valgt som byggeplads for sænkekasserne og forberedelserne var allerede startet i løbet af sommeren med jordbundsundersøgelser. Et omfattende program af boringer, prøvepumpning og prøvegravning.

Fig. 1

Kalundborg havn

Fig. 2

Byggepladsen

Østersøkonventionen

Der var planlagt 2 tørdokke til kote -13 og -10 meter. Ialt 1 million³ jord at udgrave.

Den udgravede jordmængde skulle klappes i Storebælt. Men den gik ikke. Østersøkonventionen tillader ikke klappning fra land til sø, kun fra sø til sø.

Andre muligheder blev undersøgt, f. eks en kælkebakke, som jorddepot, men det var ikke attraktivt i det bakkede Kalundborg terræn. Forhandlinger med bygherren pågik for transport og dumpning af 600 000 m³ moræneler til de to kunstige øer ved ankerblokkene, men det strandede også.

Det ønskede hul

Ved at uddybe et hul inden for havneområdets søareal og klappe jorden i Storebælt opfyldte vi sø til sø reglen. Desuden er det tilladt *inden for* et havneområde at dumpe fra land til sø. Så det var jo oplagt, at dét, vi manglede var et stort hul lige ved tørdokken som vi kunne fylde jorden i. Som sagt så gjort. Det hul vi ikke havde, måtte vi selv udføre. Da vi var kommet os over denne simple logik, faldt det naturligt, at hullet skulle være i sydhavnens vestlige forlængelse i et område som nu

Depot A

blev kaldt depot A. Der var gytje fra kote -6m til -14m overliggende morænen. Her kunne gytjen, 400 000 m³, passende blive fjernet og den udgravede jord fra tørdokkene derefter opfyldes. En slags blødbundsudskiftning med det formål at skaffe et stort depot, der dog ender med at blive et landområde med fast bund for Kalundborg havn.

Uddybning
Fig. 3
Uddybningsplan

Uddybningen af gytjen startede i marts 1992 med en russisk spandkædemaskine, Ivan Bakhvalov, og 4 klappramme. Det hele forløb som planlagt med en kapacitet på 50 000 m³/uge og klapning SV af Asnæs. Af den samlede opgravningsmængde på 1 million m³ var 700 000 m³ til depot A. 200 000 m³ blev ført til depot B og andre 100 000 m³ sand blev anvendt til diverse fyld.

Depot A skulle også indeholde 40 000 m³ kontamineret havneslam, der skulle holdes adskilt fra søområdet. Derfor skulle depot A begrænses af dæmninger på vest- og sydside. Anseelige høje eller dybe dæmninger fra kote -13/-16 m til +1 á 2 m. Ret betænkeligt at udføre med kohæsionsjord i vand.

Holbæk
Fig. 4
Kornkurve

En tilsvarende opgave var dog udført i Holbæk. Et slamdepot omkranset af lerdæmninger på ned til 10 meters vanddybde. Tilsyneladende med tilsvarende moræneler d_{50} 0,06 mm og i Kalundborg d_{50} 0,04 mm.

I Holbæk var det lykkedes at opbygge dæmningerne af moræneler fra uddybning af indsejlingen til havnen.

Gytje
Fig. 5
Vestskråning

Den vestlige del af sydhavnsområdet i Kalundborg er bygget på et underliggende gytjelag. Omgivelserne mod nord og øst af depot A er således særdeles følsomme stabilitetsmæssigt.

"Strongpoints"

Tilfyldningerne skulle foregå i nøje forudbestemt delområde og retning: I princippet fra bunden i -14 meters dybde arbejdende opad mod eksisterende land. Altså ikke noget med bare at tippe ud over kanten - desværre.

Klapning
Fig. 6.
Pejleprofiler

Tilfyldningen startede april 1992 med klapning af 100 000 m³ moræne. Pihls 1 000t splitbarge, Gunvor, var forinden sejlet ned fra Grønland og tilbragte nu et par måneder med at udføre såkaldte strongpoints designet af Dansk Geoteknik. Det gik dog ikke som vi havde håbet. Morænen ville ikke som vi ville. Den ville ikke bygge sig op, og kunne ikke blive stejlere end 1:8.

I molekonstruktioner kan vi bruge splitbarge til færdig opbygning af de enkelte lagdelte stentyper med, hvad vi kalder, præcisionsdumpning. Dette indebærer at stentype, læsstørrelse, vind og strøm, position (+/- 0,5m) og kompasretning bidrager med 50% og skippers dygtighed bidrager med andre 50% for at opnå et 100% tilsigtet resultat. Men her i Kalundborg gik denne metode ikke. Det så tilsyneladende fornuftigt ud under dumpningen. En stor klump ler, ca. 4 x 4 x 30m, falder pludseligt og sammenhængende ud gennem bunden af splitbargen og forsvinder ned i vandet efterfulgt af tilbagestrømmende vandmasser. Måske var

faldet for voldsomt. Vi kunne pejle en *fordybning* i havbunden lige under prammen efter dumpning på det sted, hvor der retteligt burde have været en *forhøjning*. Selv der, hvor vi sejlede helt ind på skråningen for at dumpe, skete der ikke den ønskede opbygning. Dumpningen af strongpoints blev dog alligevel udført forsvarligt og vi satte derefter vores lid til at tipningen direkte fra land ville blive stejlere.

Fyldning fra land

Tipningen fra land startede med dumpers af type Volvo Moxy med nominelt 12 m³ jord i hvert læs, det svarer til 3 skovfulde fra en CAT 245.

Fig. 7

Plan af dæmninger

Produktionskurven for dette arbejde blev meget stejl, men som det senere viste sig, - det blev stejlegheden af selve skråningen ikke. Jorden blev bare væltet ud over skråningen og forsvandt under vandet. 10 000 - 15 000m³ om dagen. Den ideelle dumpningsplads. Jordentreprenørens ønsketænkning blev til virkelighed. Det omvendte af Danaidernes Kar. Kun langsomt avancerede dæmningen ud i det brune vand. Over vandet stod den opfyldte jord lodret op. Jordarbejdet buldrede løs på fuldt tryk. Enden på arbejdet var nu i sigte. Optimismen havde sejret. Kun pessimisterne undrede sig over hvor jorden egentlig blev af.

Pejling og dykker

Fig. 8

Pejleplan

Det kom dog for dagen en sen aften. Pejlinger og dykkerundersøgelse viste at jorden flød ud fra tippen med et fladt anlæg 1:20. Der blev fundet flydende morære 150m væk fra tippen. Enkelte sten var båret med som i en gletcher. Dykkeren kunne uden besvær stikke et 2m langt 50^ømm plastrør ned i suppedasen plus en armlængde. Det var det rene silt som tredie dags gule ærter i farve og konsistens !!!

Karret var fyldt op til randen og løbet over i kote kote -10m langs sejlrenden til havnen. Sejlrenden, der var og skulle være kote -12m, var fyldt op på det højeste til kote -8m. Det var noget af en overraske. Vi gik omgående til bekende hos havnemyndighederne. Et stort kornskib, var netop sejlet ind i havnen i ballast med 7m dybdegang for lastning og afsejling med 11,0m dybdegang om en uge. For god ordens skyld oplyste havnefogeden os om, at charterraten var 4 500 US\$ om dagen, plus bunkerolie. Det sidste var dog beskedent så længe skibet lå i havn, sagde han.

1ste oprensning

af sejlrenden

Vi forstod beskeden udmærket og gik omgående igang. Efter 5 dage var en kanal gravet igennem til 12 meters dybde ved hjælp af spandkædemaskinen. 30 000m³ opgravet materiale blev sejlet ind i depot A området og klappet. Kanalen holdt dog kun 10 meters dybde. Materialet flød til igen, men var dog så flydende, at der kunne

sejles i det. Kornskibet kom fint ud, og der var ikke andre kendte ankomster før efter høsten. Vi fik den aftale med havnen, at vi skulle rense op med 14 dages varsel, hvis et skib meldte sin ankomst og ellers kunne vi vente til efteråret med at rense op.

Der skete ikke videre, ingen store skibe meldte ankomst. Ask og Urd kan klare sig med 7 meters vanddybde, når de altså sejler. Hele miseren forblev en hemmelighed; ingen store avisartikler, selv om det var agurketid.

Vi stod nu, så at sige på gyngende grund; hele tidsplanen ville skride hvis jordarbejdet stoppede, broens endelige færdiggøresdato var direkte afhængig af jordarbejdet i tørdokkerne. Endnu manglede 1/3 af dæmningerne i at være lukket. Det sidste stykke dæmning at færdiggøre lå nærmest ved sejlrunden til havnen. Turde vi fortsætte med risiko for at det hele igen løb ud og blokerede sejlrunden?

Vi turde, for vi havde ikke noget andet valg inden for de økonomiske rammer.

Fig. 9
6 pejlinger

2 boringer blev udført i dæmningen for at belyse tilstanden. Vi fortsatte og dæmningen blev hurtigt lukket, bunden var jo lagt. Jordarbejdet var færdigt og næste kritiske aktivitet, nemlig forberedelse til støbning af bundpladen i ankerblokkene kunne starte.

2den oprensning

Efter at dæmningen var lukket blev næste oprensning udført i september 1992 ved at uddybe 60 000m³ til en 12m dyb, smal midlertidig sejlrunde. Det uddybede materiale blev pumpet ind bag ved dæmningen og hele depot A fungerede som sedimentationsbassin.

3die oprensning

Sidste og endelige oprensning og udvidelse af sejlrunden blev udført i maj 1993 ved uddybning af 80 000m³. Nu var der ingen problemer med skråningerne. Men nu var der også gået 1 år siden tilfyldningen.

Hvorfor ?

Hvorfor lykkedes det ikke at opbygge lerdæmningerne ? Det var jo lykkedes i Holbæk. Og i Guldborgsundtunnellen blev Lollandsrampen tørholdt i byggeperioden bag midlertidige lerdæmninger. Ganske vist ikke tilnærmesvis så store, men smalle, billige og effektive lerdæmninger.

Kornkurven i ler og silt fraktionen er tilnærmedesvis ens for jordprøverne fra moræneleren i Kalundborg og Holbæk. Kan kornkurven af fyldmaterialet afgøre egnetheden, eller er det indbygningsmetode, konsolidering, dræning og poretryk der er afgørende for stabiliteten ? Poretrykkets udligninger er et spørgsmål om tid.

Ærtesuppen i Kalundborg stivnede og er nu stabil med pæne skråninger.

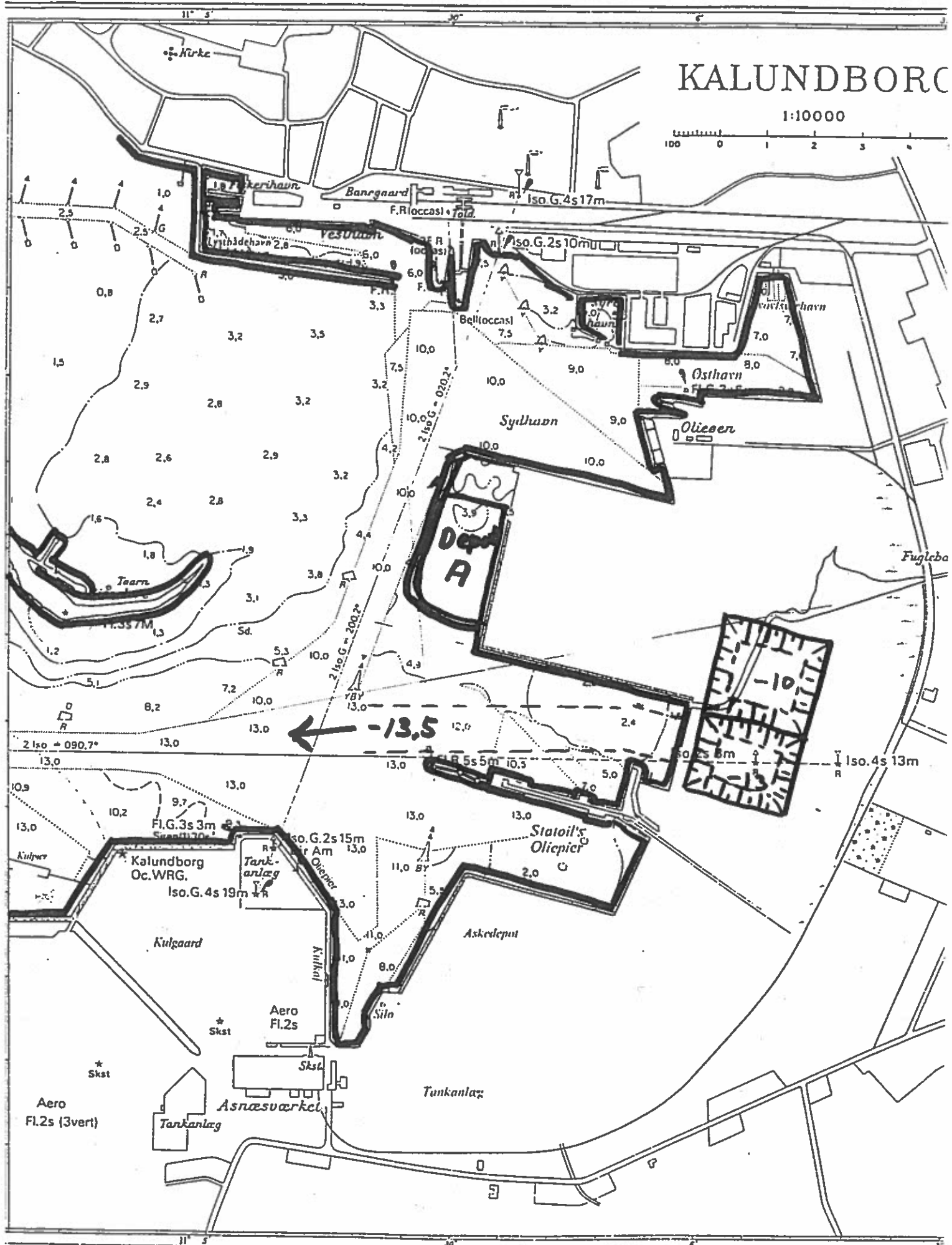
Er svaret ganske enkelt, at vi har alt for meget hastværk ?

Den 10 000-årige gamle moræne har krævet sin egen tid til at genvinde sin fordums stolte stejthed som vi kan se det på Røsnæs. Alt er nu i balance igen efter vort indgreb.

Øresund

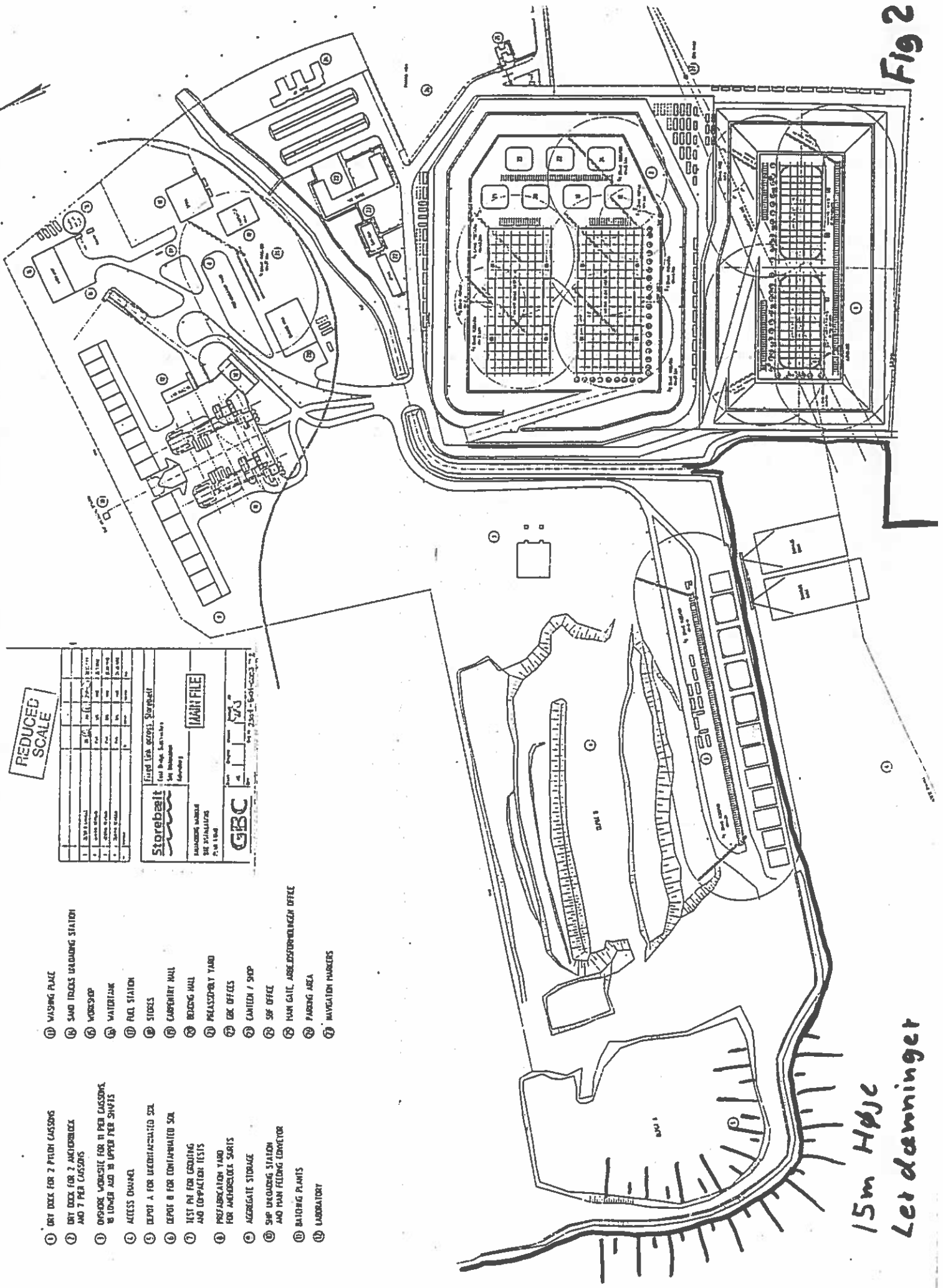
Vi er nu igang med at planlægge tilbud på Øresundsforbindelsen kyst til kyst. Her går den ikke som vi gjorde på Storebælt:

Sedimentspild max. 5% påbudt ved uddybning og tilfyldning og kun 2% spild ved oprensning af tunnelrenden.



KALUNDBORG

Fig 1



REDUCED SCALE

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
---	---	---	---	---	---	---	---	---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	-----

Storebælt
 Udviklingscenter
 10000 København Ø
 Tlf. 33 12 12 12
 Fax 33 12 12 12

MAINT FILE

GBC
 GBC A/S
 2501 - 601-0000

- ① DRY DOCK FOR 2 FRESH CLASSONS
- ② DRY DOCK FOR 2 AMBIBLOCK AND 7 FRESH CLASSONS
- ③ OUTSIDE WORKSHOP FOR 11 FRESH CLASSONS, 8 LOWER AND 3 UPPER PER SHIP
- ④ ACCESS CHAMBER
- ⑤ DEPOT A FOR DECONTAMINATED SOIL
- ⑥ DEPOT B FOR CONTAMINATED SOIL
- ⑦ TEST PIT FOR COAGULING AND COMPACTATION TESTS
- ⑧ PREPARATION YARD FOR AMBIBLOCK SHIPS
- ⑨ AGGREGATE STORAGE
- ⑩ SHIP UNLOADING STATION AND PUMP FEEDING CONVEYOR
- ⑪ BATHING PLANTS
- ⑫ LABORATORY
- ⑬ WASHING PLACE
- ⑭ SAND TRUCKS UNLOADING STATION
- ⑮ WORKSHOP
- ⑯ WATERPUMP
- ⑰ FUEL STATION
- ⑱ STORES
- ⑲ CARPENTRY HALL
- ⑳ BENDING HALL
- ㉑ PRELASSPORT YARD
- ㉒ OIL OFFICES
- ㉓ CANTINE / SHOP
- ㉔ SHIP OFFICE
- ㉕ MAIN GATE, ABC-RESISTOR/INCH OFFICE
- ㉖ PARKING AREA
- ㉗ NAVIGATION MARKERS

15m Højde
 Let dæmning

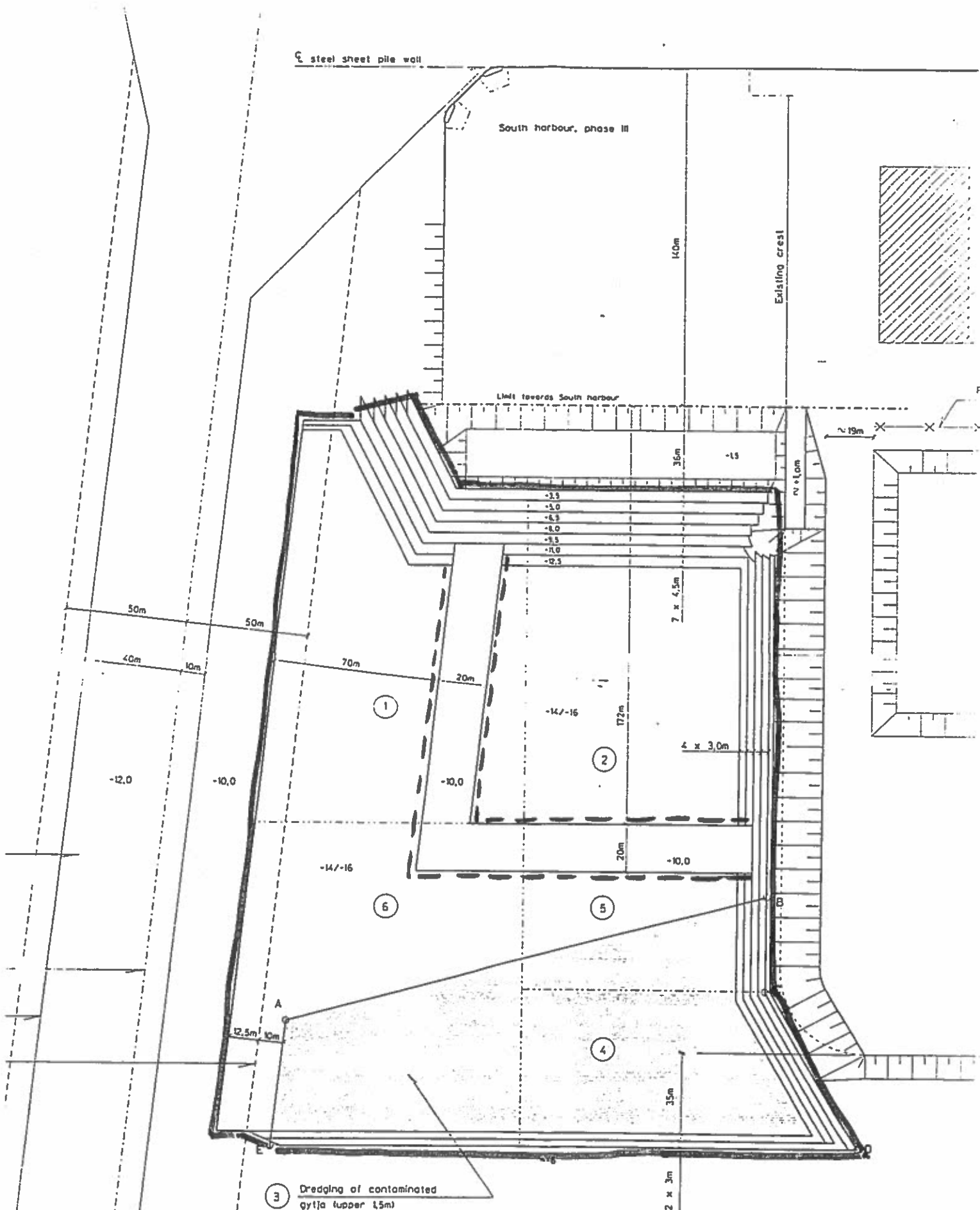
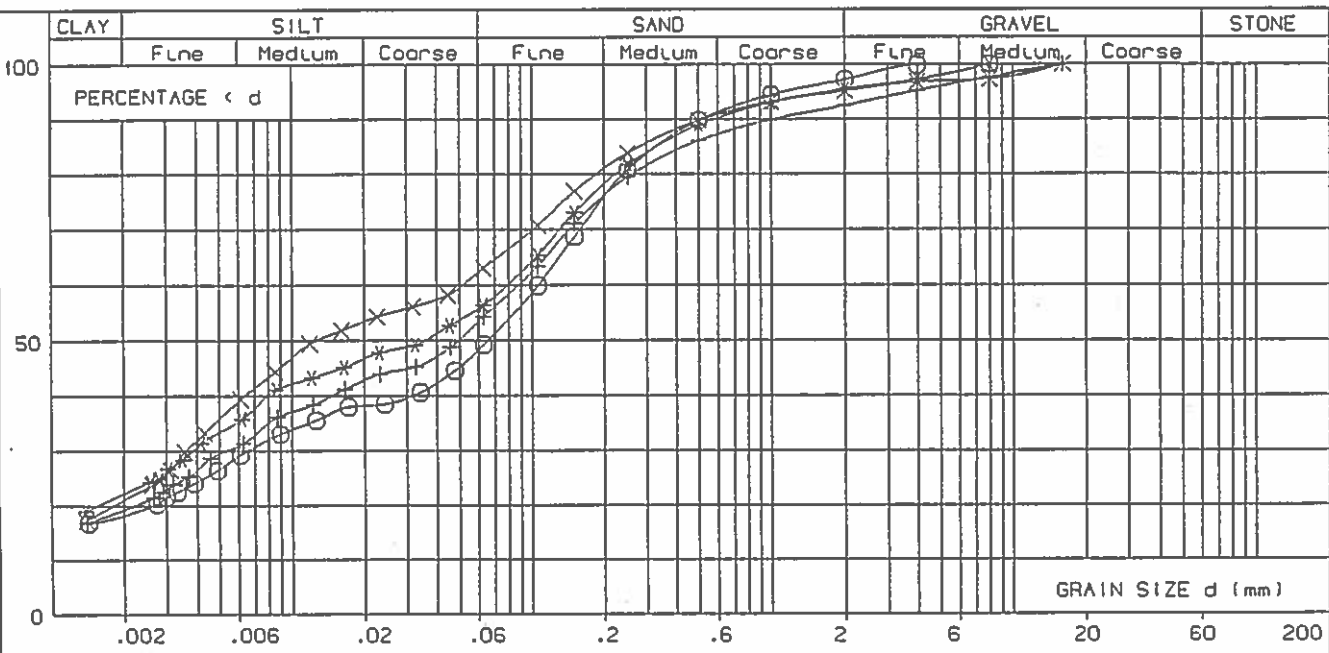
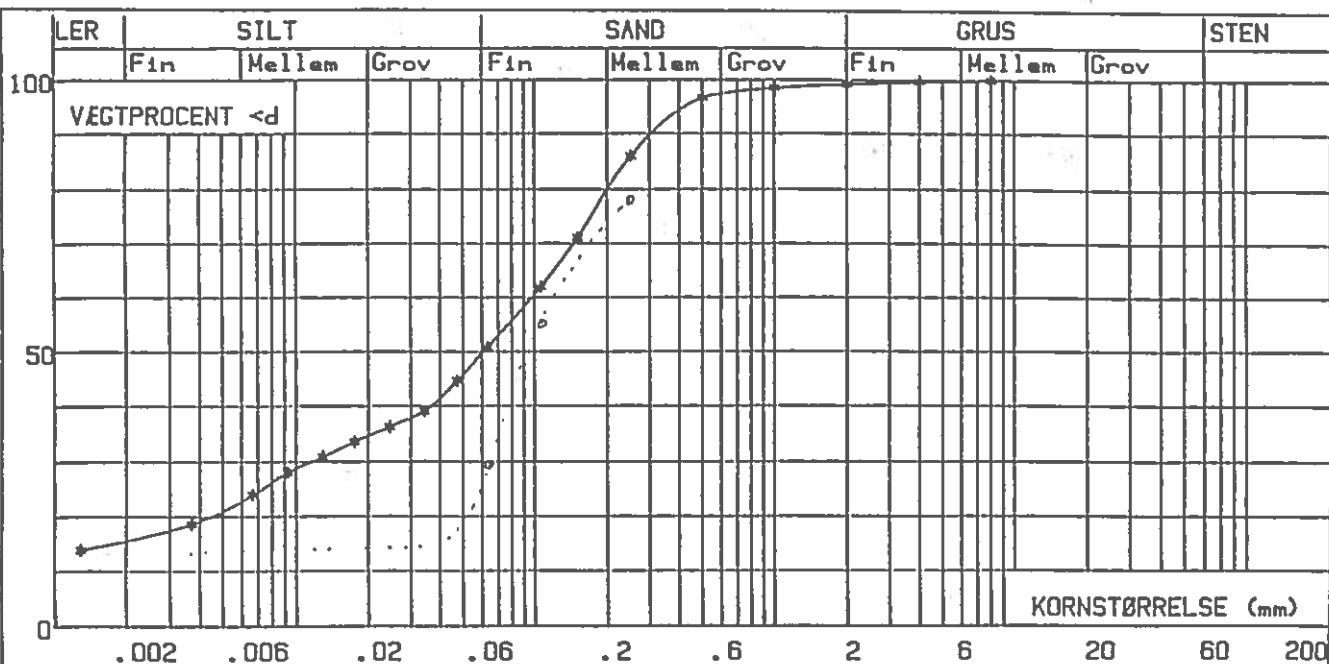


Fig 3



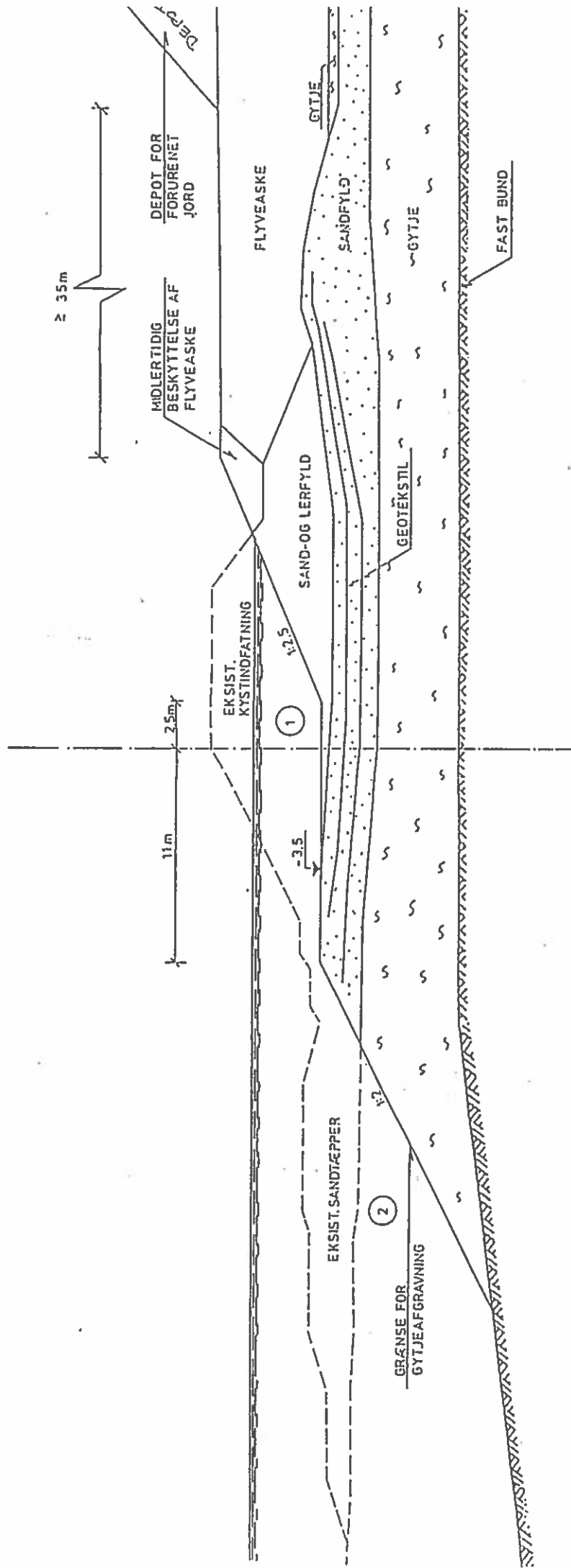
Lab. No.	20	79	369	412
Sign	* — * — *	+ — + — +	⊙ — ⊙ — ⊙	× — × — ×
Bore no.	46	47	45	42

Danish Geotechnical Institute Job: 190 06867 KALUNDBORG
 EXECUTED: EMB DATE: 9/09/91
 CHECKED: *MB* DATE: 9/09/91
 APPROVED: *[Signature]* DATE: 9/09/91
 SUBJECT: CLASSIFICATION OF ENCL. NO. 15 PAGES 1
 PAGE NO. 1 REPORT NO.



Lab. nr.	SL 2	Indsejlingen	
Kurve signatur	* — * — *	medin "grøn og rød svingbøje"	
$U = d_{60} / d_{10}$	0.097/ND		
d_{50} (mm)	0.061		
d_0 2,553	Med 493 Ca. samme sted.	

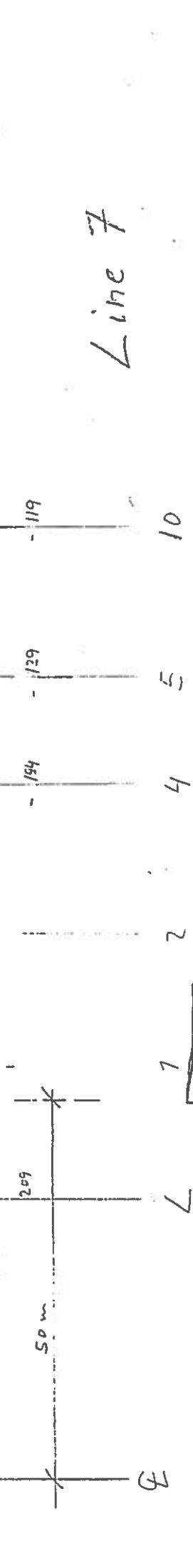
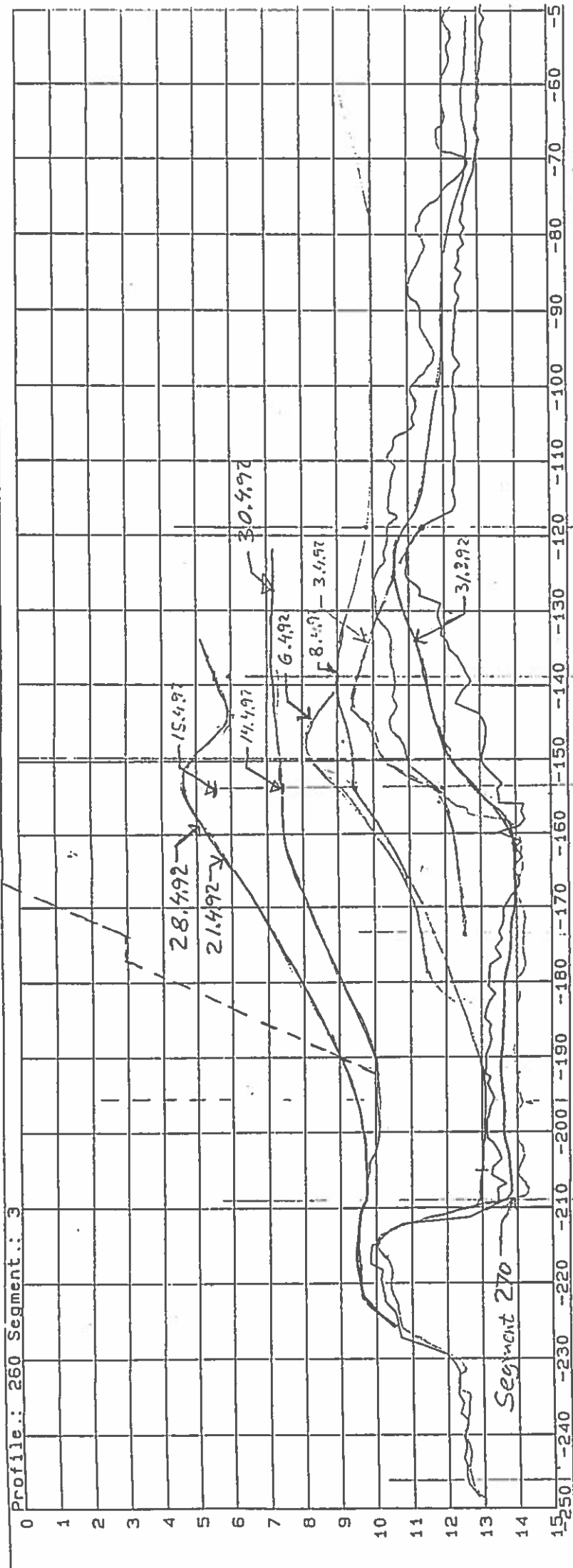
Geoteknisk Institut Sog: 250 00191 HOLBAEK HAVN
 Uident: SON Date: 861013
 Kontrol: *MB* Date: 861014
 Godkendt: *MB* Date: 1976-10-14
 Emne: SLEMINING
 Sider nr. 1 Bilag nr. 2
 Rapport nr. 1



SKITSE C
 TVÆRSNIT I VESTSKRÅNING 1:200
 Feb. 92

DANSK GEOTEKNIK A/S

+2



Line 7

Line 7

Vertical Section Line 7
KWH

Fig 6

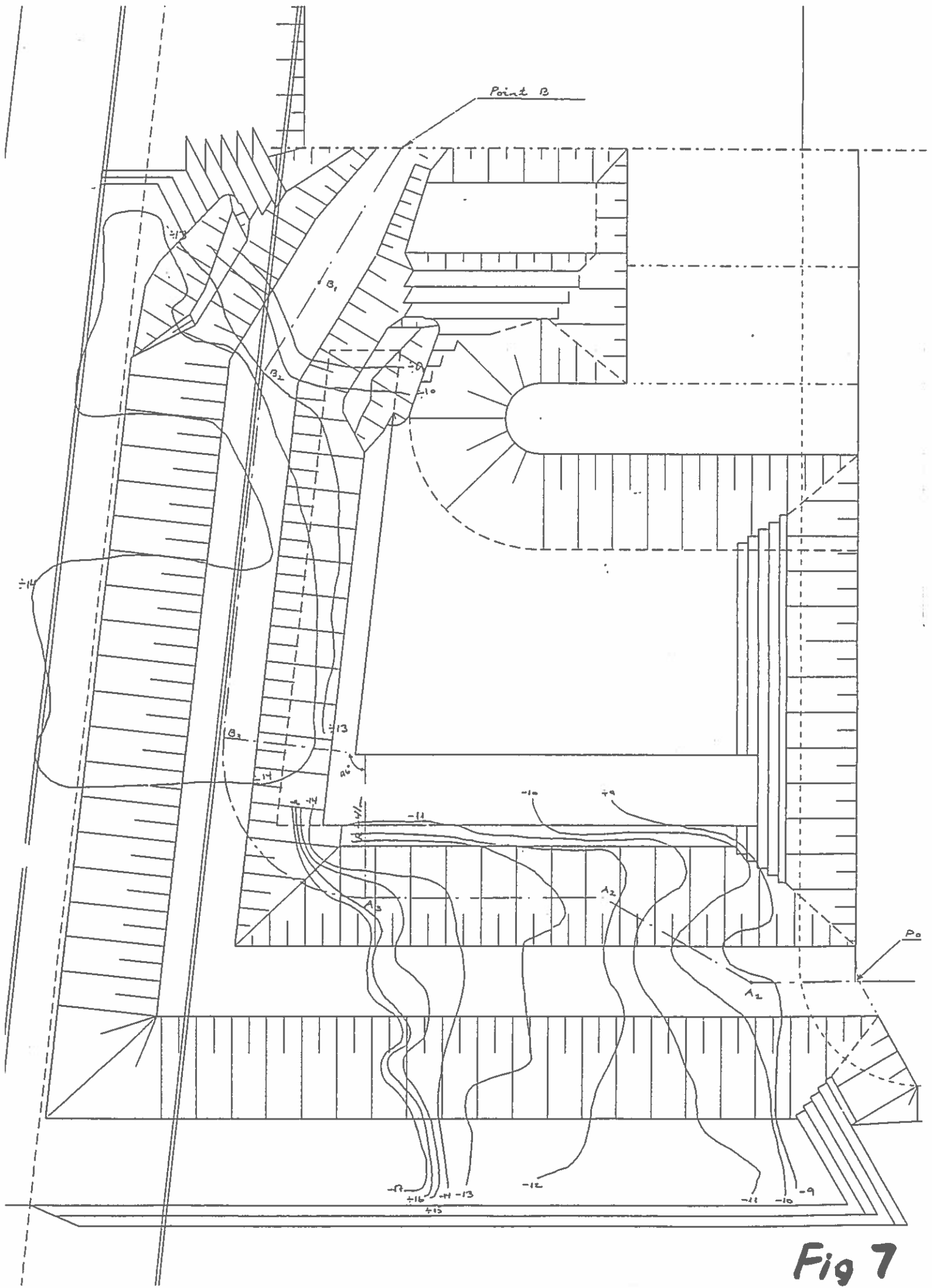
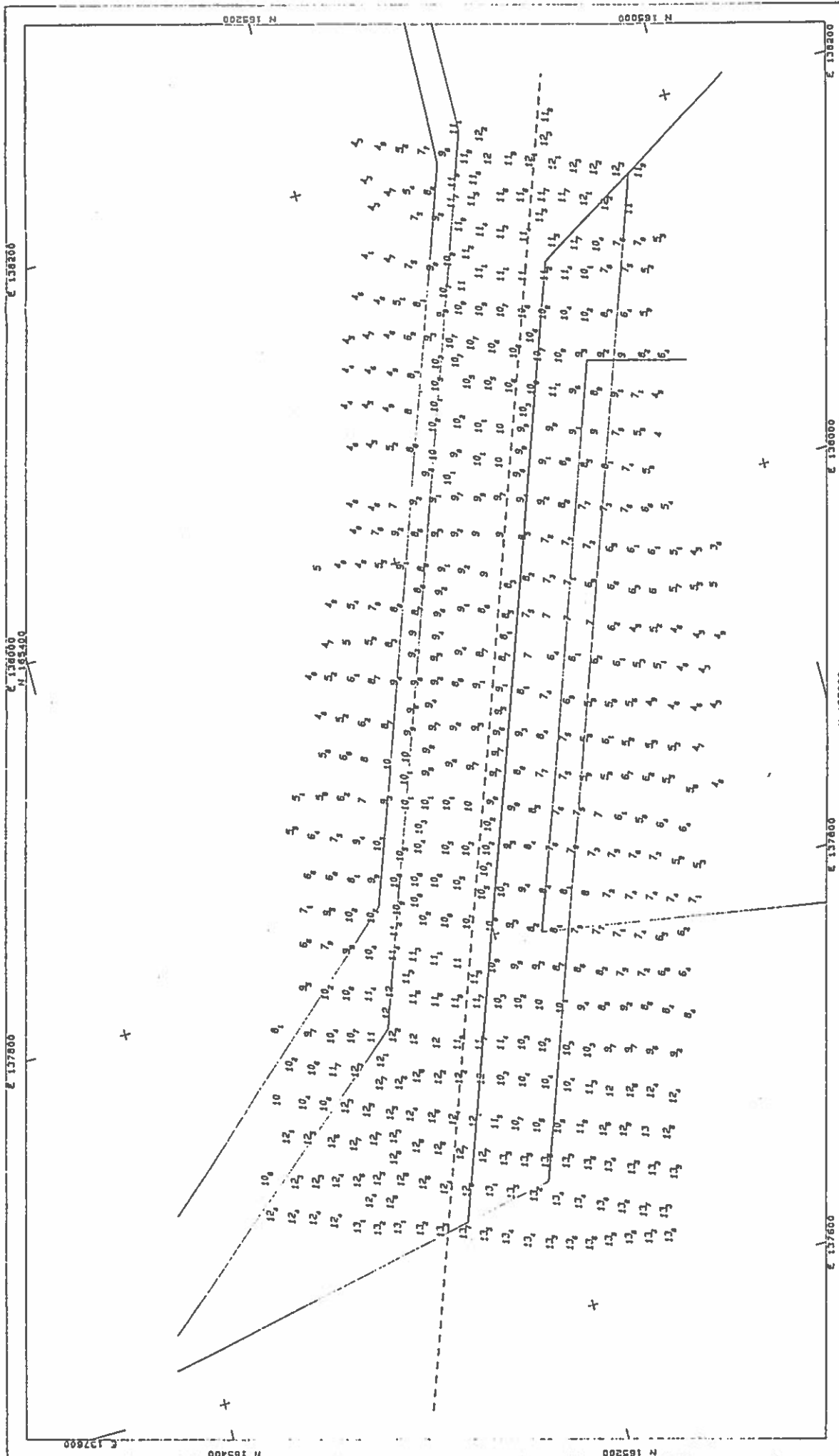


Fig 7




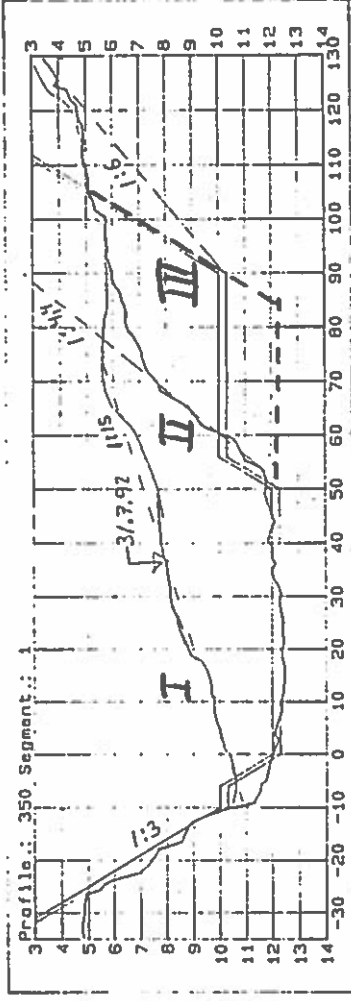
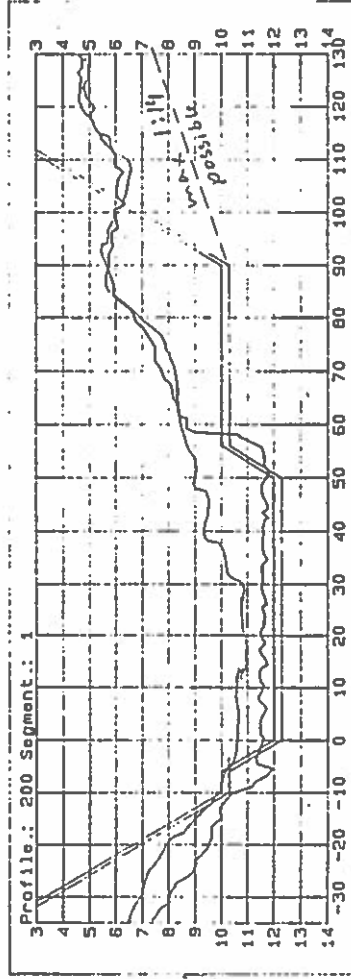
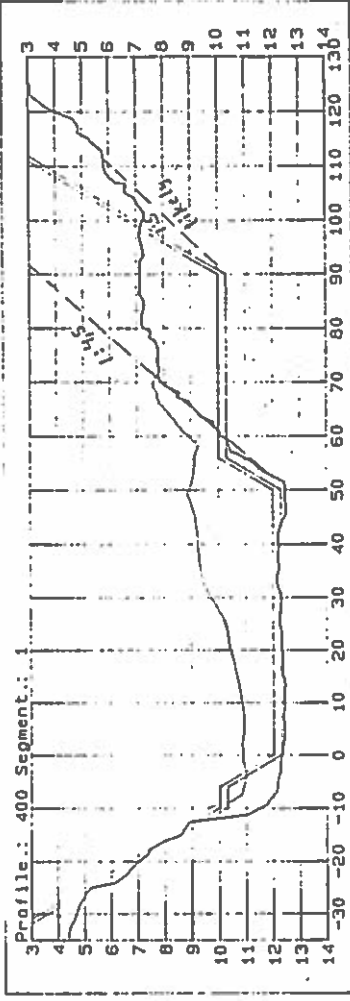
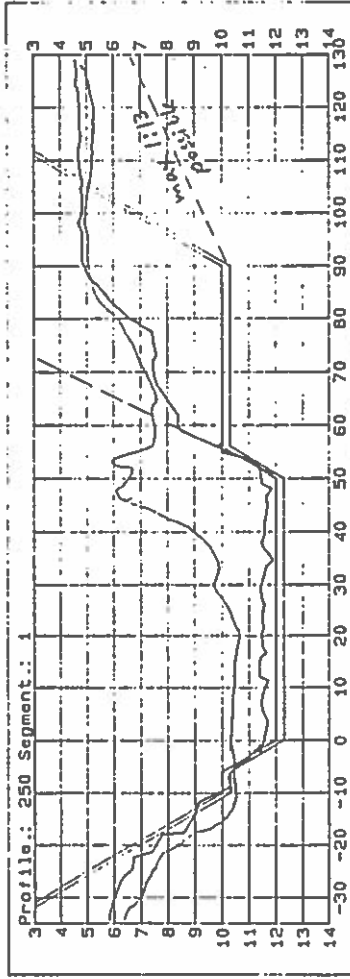
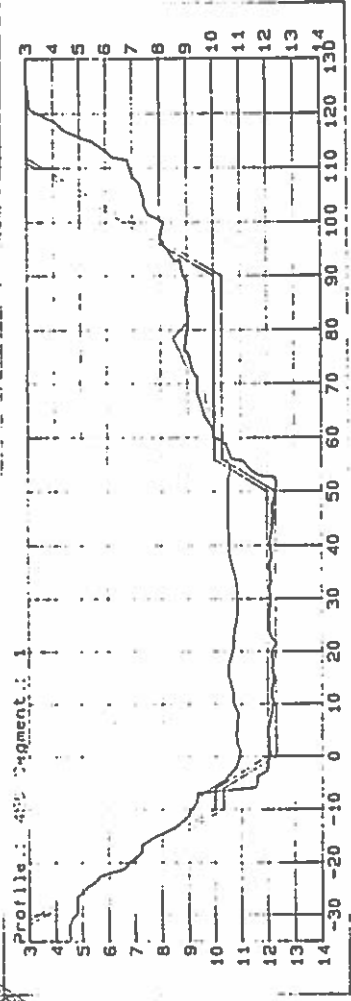
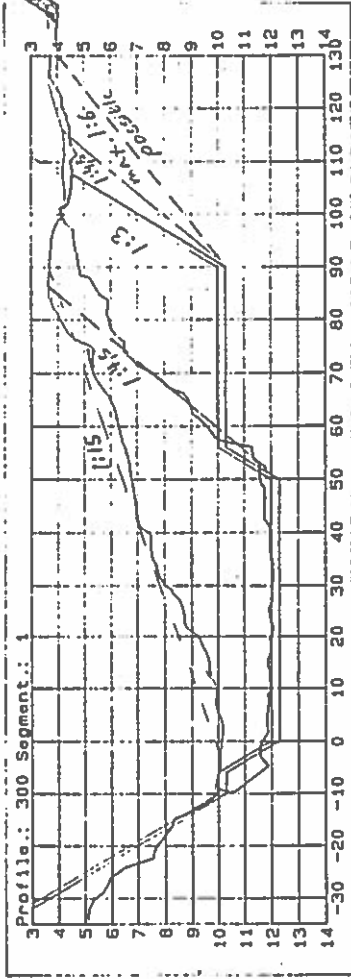
Client: GBC		Title: Kalundborg sejlrunde		 Depth plot Reduced after DNR	
Scale: 1:2000		Drawing no.: 1			
Date: 02-07-1992		Revision: A			
Drawn by: b)		Approved by:			
Survey date: 01-07-1992		Surveyed by: b)			

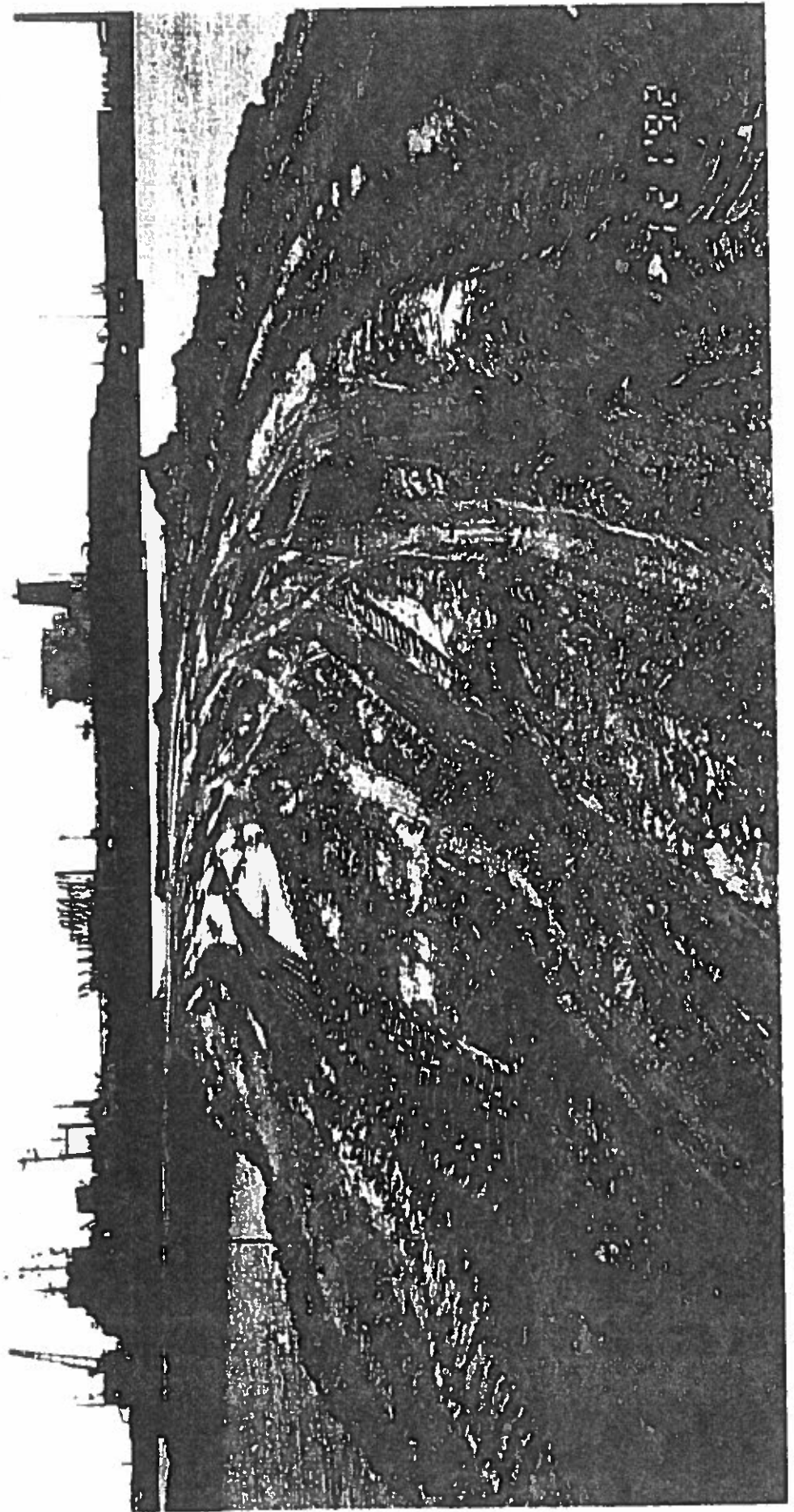
Fig 8

Stone protection



Client: GBC	Title: Kalundborg sejrende		Profile plot after dredging
	Horizontal scale 1: 1000 Vertical scale 1: 200		
Date: 09-09-1992		Drawing no.: 2	
Drawn by: BJ		Revision: 8	
Survey date: 03-09-1992		Approved by:	
		Surveyed by: BJ	

Fig 9



Nyt om moræneler på Sprogø
samt i indfatninger
for den kunstige halvø
på Amager

ved
Arne Hansen
(Hostrup Schultz & Sørensen)

Nyt om moræner på Sprogø samt i indfatninger for den kunstige halvø på Amager.

v/Arne Hansen, Hostrup-Schultz & Sørensen A/S

1. INDLEDNING

Nærværende indlæg behandler anvendelsen af moræner som fyldmateriale, belyst ved praktiske eksempler fra Storebæltsforbindelsen (Sprogø) og Øresundsforbindelsen (Kastrup Halvø).

Opgaverne er udført for A/S Storebæltsforbindelsen og A/S Øresundsforbindelsen af HLD Joint Venture, bestående af firmaerne:

Hostrup-Schultz & Sørensen A/S
LICengineering A/S
Dansk Hydraulisk Institut.

2. SPROGØ

2.1 Generel orientering

De omfattende jordarbejder i forbindelse med Sprogøs omdannelse til knudepunkt for den faste forbindelse over Storebælt med tilhørende kompensationsuddybninger på vand af hensyn til en uændret vandgennemstrømning blev planlagt og udført som et selvstændigt delprojekt i perioden 1988-91.

Jordarbejdernes udstrækning er vist på bilag 2.1 og 2.2.

Opfyldningerne omfattede primært tilslutningsramper for Vest- og Østbroerne.

Den nordlige del af "Ny Sprogø" incl. tunnelrampen blev etableret under Tunnelentreprisen.

Indledende jordarbejder for Østbroen blev senere inddraget under Sprogø-arbejderne, herunder opfyldninger i ankerblok-øer, uddybning for opretning af T-ruten m.v.

De involverede fyldmængder udgjorde i alt ca. 7 mio m³.

2.2 Designkriterier

De grundlæggende kriterier for projekteringen af jordarbejderne blev bl.a. fastlagt ud fra myndighedskrav til projektet og byherrens ønsker.

0-løsning: Krav om uhindret gennemstrømning i Storebælt ved gennemførelse af kompensationsuddybning for uundgåelige blokeringer fra bropiller, ramper m.v.

Begrænset_sedimentspild

- uddybningsmaterialer med mere end 5% org. indhold til sedimentbassiner med max. 3% udledning.
- rene uddybningsmaterialer, max. 5% udledning til Storebælt.

Maksimal_genanvendelse_af_uddybningmaterialer

- byherren ønskede at undgå bortskaffelse af uddybningsmaterialer ved klapning i søen.

2.3 Bundforhold

Den naturlige bund ved Sprogø Østrev, hvor størstedelen af kompensationsuddybningerne er lokaliseret, kan beskrives som glacial moræneler med overlejringer i indtil 6 m tykkelse af usystematiske sen- og postglaciale lag (sten, grus, sand silt, ler, gytje og tørv).

Moræneler klassificeres i typerne 0 og 1 efter den karakteristiske udrænedede forskydningsstyrke.

En detaljeret beskrivelse af moræner, type 1, fremgik af udbudsmaterialet, jf. bilag 2.3.

2.4 Krav til fyldmaterialer

I udbudsdokumentet stilledes krav om, at post-/senglaciale friktionsmaterialer fra uddybningsområdet skulle indvindes og indbygges fortrinsvis i opfyldninger på vand under kote +1,0 m.

I praksis rakte disse forekomster dog kun til opfyldning i basis for Vestbro-rampen og i mindre dele af Østbro-rampen.

Den overvejende del af opfyldningen måtte således gennemføres med de disponible glacielle materialer.

Specifikationen af dette fyldmateriale, betegnet som "engineered fill", var i udbudet givet på følgende form:

- uddybningsmateriale, overvejende glacielt,
- kohæsivt eller ikke kohæsivt,
- egnet til indbygning over kote +1,0 m.
- entreprenøren skal forelægge metodebeskrivelse m.v.

Efter indbygning:

- $W < 14\%$
 $W_{nat} + 2\%$
- velgraderet
- $\leq 0.074 \text{ mm} : < 15\%$
- $d_{60}/d_{10} \geq 2.0$
- Clay balls*)

- *) Clay balls: Klumper af moræner, som efter uddybnings- og indbygningsoperationer er intakte, betragtes normalt som enkeltkorn ved kornkurvebestemmelsen.

2.5 Licitation og kontrakt

Ved licitationen i januar 1989 blev de indkomne tilbud ikke umiddelbart vurderet som attraktive for bygherren, specielt for så vidt angår de foreslåede metoder og priser for håndtering af moræner.

I forbindelse med kontraktforhandlingerne reduceredes kontraktens omfang til håndteringen af 3,7 mio m³ overvejende post-/senglaciale materialer med option for yderligere arbejder i moræner (fase 2).

2.6 Udførelsesfase

Erfaringen fra de indledende dele af uddybnings-/opfyldningsentreprisen levede ikke op til entreprenørens planlægning og forventede fremdrift. Dette skyldtes, dels at forekomsterne af sand-/grusmaterialer viste sig at være mindre end forudsat, dels at stenindholdet reducerede effektiviteten af det indsatte materiel, primært slæbesugere.

Efter prøvegravninger i uddybningsområdet og fornyet forhandling opnåedes enighed om at inddrage fase 2 uddybningen i entreprisen (ca. 2.0 mio m³), således at der blev grundlag for indsættelse af materiel med tilstrækkelig kapacitet til løsning af opgaven.

Med mobiliseringen af cutter-suction uddybningsfartøjet "Leonardo da Vinci" (bilag 2.4) blev de oprindelige fremdriftsproblemer hurtigt afhjulpet (kapacitet ca. 30.000 m³/døgn).

Det viste sig således muligt at etablere Østbrorampen op til kote ca. +20 m og med skråningsanlæg 1:2 ved direkte indpumpning via rørledning fra uddybningsstedet.

Ved skære- og pumpeprocesserne neddeles moræneleren i clay-balls, grus, sand, silt- og lerfraktioner.

På grundlag af et begrænset antal indledende forsøg med hældningen af afløbsskråningen fra spidsen af rampen i retning mod Gl. Sprogø fastlagdes den hældning, som gav den optimale aflejring og fordeling af de separerede delmaterialer i rampen.

Af fotos i bilag 2.5 fremgår, hvorledes afstrømningsfladen vedligeholdes ved opdozning af spulediger, samt endvidere overfladens karakter umiddelbart efter afstrømningen af pumpevandet.

Ler- og siltfraktionerne blev delvis bortledt fra det primære indbygningsområde for bundfældning i tilstødende sedimentationsbassiner med tilstrækkeligt volumen til overholdelse af krav om min. 24 timers gennemstrømnings-tid af hensyn til klaringen af pumpevandet.

Ved den beskrevne metode opnåedes ca. 80% udnyttelse af materialet i de primære konstruktioner og samtidigt overholdelse af myndighedskrav til max. finstofindhold ved udledning af vand fra sedimentationsbassinerne til Storebælt.

Vestbrorampen over vand blev under hensyn til pumpeafstande m.v. opbygget ved traditionel tør jordindbygning dels fra midlertidige depoter på Gl. Sprogø dels fra kvalitetsmæssigt acceptable delaflejringer i sedimentationsbassinerne.

I forbindelse med myndighedernes tilsyn og kontrol med jordarbejderne udvikledes en praksis, således at der forud for igangsættelsen af væsentlige gravearbejder på vand blev udarbejdet en detaljeret beskrivelse og instruks for arbejdet, en såkaldt graveinstruks, for myndighedernes accept.

Et eksempel på indholdsfortegnelse for en graveinstruks er vist på bilag 2.6.

2.7 Ankerblokøer

Overskydende fyldmængder fra den krævede kompensationsuddybning blev udnyttet til etablering af kunstige øer for anlæg og senere beskyttelse af Østbroens ankerblokke mod påsejlinger.

Samtidigt viste modelberegninger, at ankerblokøernes blokerende virkning for vandgennemstrømningen i Storebælt kunne nedsættes markant ved anlæg af passende formgivne øer. Ankerblokøernes udformning er orienterende vist på bilag 2.7.

Indledende forsøg med prøveøer, opbygget henholdsvis af indpumpede materialer som beskrevet ovenfor henholdsvis af materiale opgravet og indbygget med hydraulisk grave-maskine, udviste markant bedre stabilitet for påvirkninger fra bølger og strøm ved førstnævnte metode.

En naturlig vanddybde på ca. 20 m ved ankerblokkene gjorde imidlertid etablering af sedimentationsbassiner umulig.

Det gav anledning til, at det ved pumpeprocessen forårsagede sedimentindhold i pumpevandet ved afstrømning direkte til Storebælt i praksis kunne stige til ca. 20%.

Sedimentspild i denne størrelsesorden kunne accepteres af myndighederne, bl.a. under hensyn til ankerblokøernes positive effekt med hensyn til reduktion af den nødvendige kompensationsuddybning.

2.8 Morænefyldens egenskaber

Efter etableringen af opfyldningerne er der udført geotekniske undersøgelsesboringer i både ramper og ankerblokøer.

Karakteren af det indpumpede materiale er illustreret ved kornkurver på prøver fra spidsen af Østbrorampen i bilag 2.8.

Der er endvidere løbende foretaget sætningsmålinger ved spidsen af Østbrorampen, jf. bilag 2.9.

Den nederste kurveskare, som refererer til målepunkter i toppen af opfyldningen, viser, at de totale sætninger tilsyneladende klinger ud omkring 40 mm.

De øverste kurver viser det tilsvarende sætningsforløb ved den naturlige havbund henholdsvis ved overgangen fra moræner til kalk i kote -30 m. Kurverne udviser tegn på aflastning som følge af afdræning af porevand i opfyldningen.

3. KASTRUP HALVØ

3.1 Generel orientering

Arbejderne som beskrevet i nærværende redegørelse omfatter etableringen af en ydre indfatning om opfyldningsbassinerne 1 og 2 i den nordlige del af Kastrup Halvø. Halvøen indgår i Øresundsforbindelsens kyst-kyst anlæg.

De nordlige opfyldningsbassiner blev påbegyndt allerede i slutningen af 1994 af hensyn til modtagelsen af afgravningsfyld fra land.

Bassinernes udstrækning er vist på bilag 3.1, og indfatningens opbygning på bilag 3.2.

Indfatningen opbygges med et relativt bredt tætningsdige af morænefyld fra land bag en stenbeskyttelse. Denne udformning tillader, at bassinet bag indfatningen vil kunne lænses, og den egentlige bassinopfyldning udføres tørt.

Vanddybderne i anlægsområdet varierer mellem 1 og 3 m.

3.2 Myndighedskrav

Projektet er underlagt de for kyst-kyst forbindelsen opstillede myndighedskrav, herunder:

- max. tilladt sedimentspild til Øresund fra jordarbejder: 5% af de involverede mængder.
- indbygning af jordfyld tillades kun i lukkede bassiner bag dæmninger af stenmaterialer.
- løbende spildmonitoring og opgørelse af spildmængder under udførelsen.

3.3 Materialer

Stenmaterialer, ral og sten, leveres fra grusgrave på Østsjælland.

Som jordfyld anvendes glacialt moræneler fra afgravninger i tracéområder på den østlige del af Amager.

Materialet er i udbudsbeskrivelsen karakteriseret som overvejende sandet, gruset med relativt stort kalkindhold.

Der er stillet krav om, at materialer til opfyldning i tætningsdiget skal overholde følgende krav:

- vandindhold < flydegrænse.
- organisk indhold < 5%
- materialet skal kunne bære gående trafik i primært leje.

3.3 Udførelse

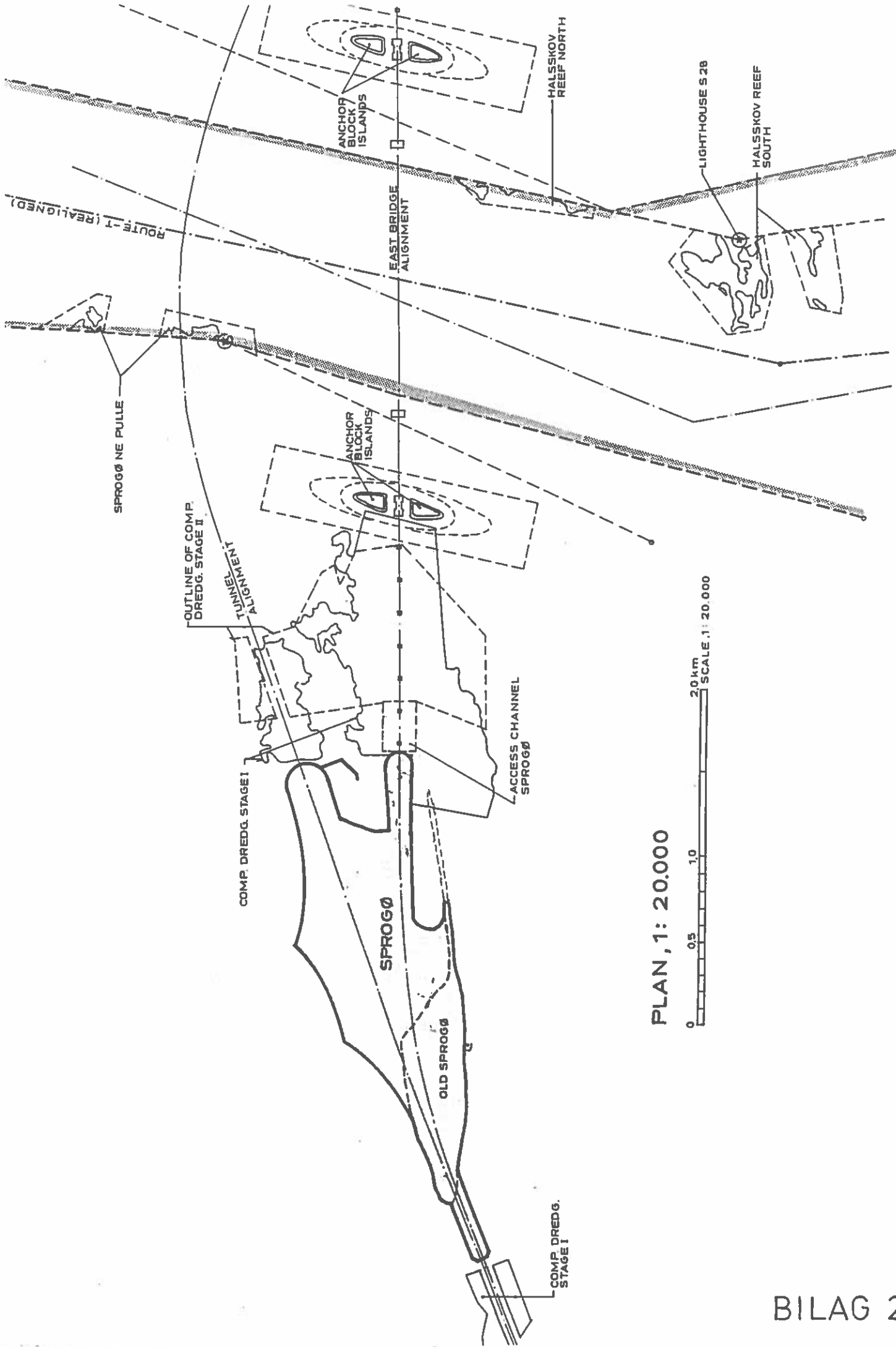
De foreliggende erfaringer fra udførelsen af diget viser, at den disponible morænefyld i stort omfang har kunnet anvendes til det konkrete formål.

Med undtagelse af den for jordindbygning mest kritiske vinterperiode og ved afvisning af stærkt opblødte materialer har det vist sig muligt at gennemføre digeopbygningen ved frembygning over digekronen med dumpers.

Ved lænsningen af bassin 1 har vandtilstrømningen gennem diget vist sig af yderst begrænset omfang.

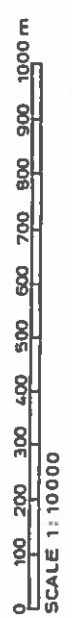
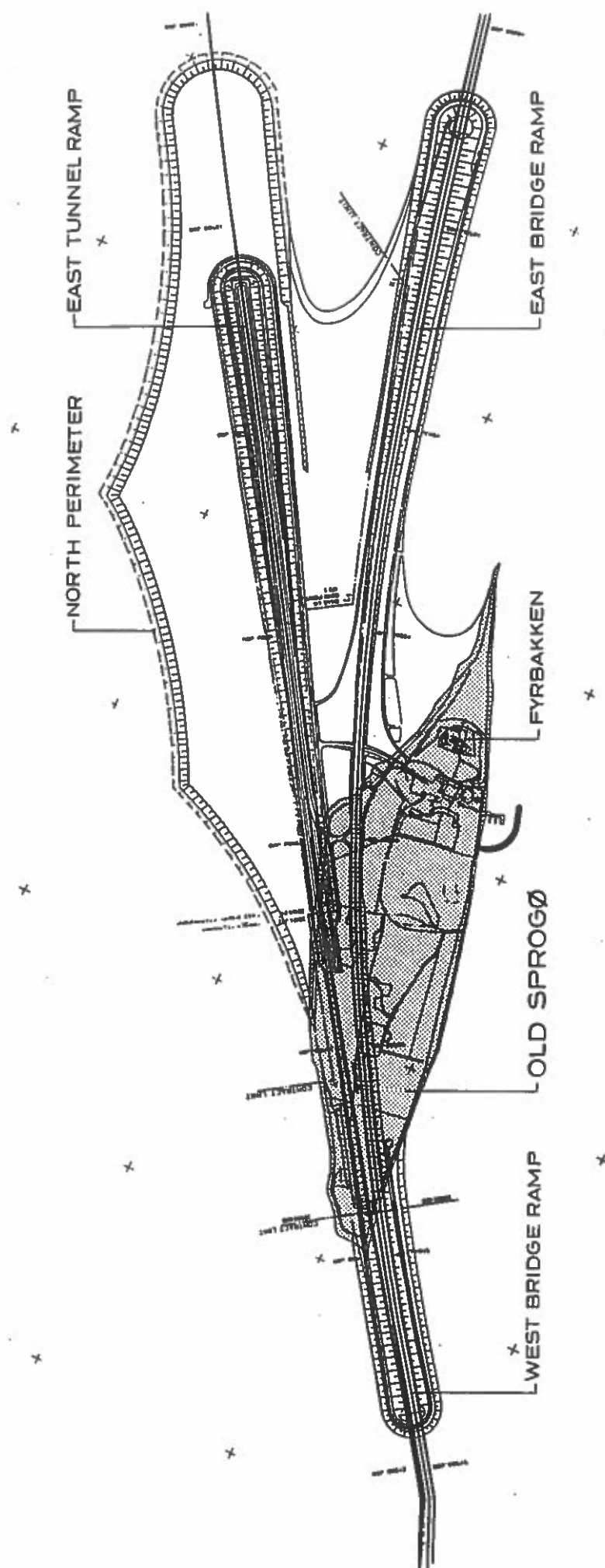
Der er gennemført omfattende monitorering af sedimentspildet i faserne stenindbygning, fyldindbygning i diger og bassinlænsning.

Det samlede sedimentspild er foreløbigt anslået til at være klart mindre end 1%, hvoraf størstedelen kan henføres til finstofindhold ("stenmel") i stenleverancen.



PLAN, 1: 20.000





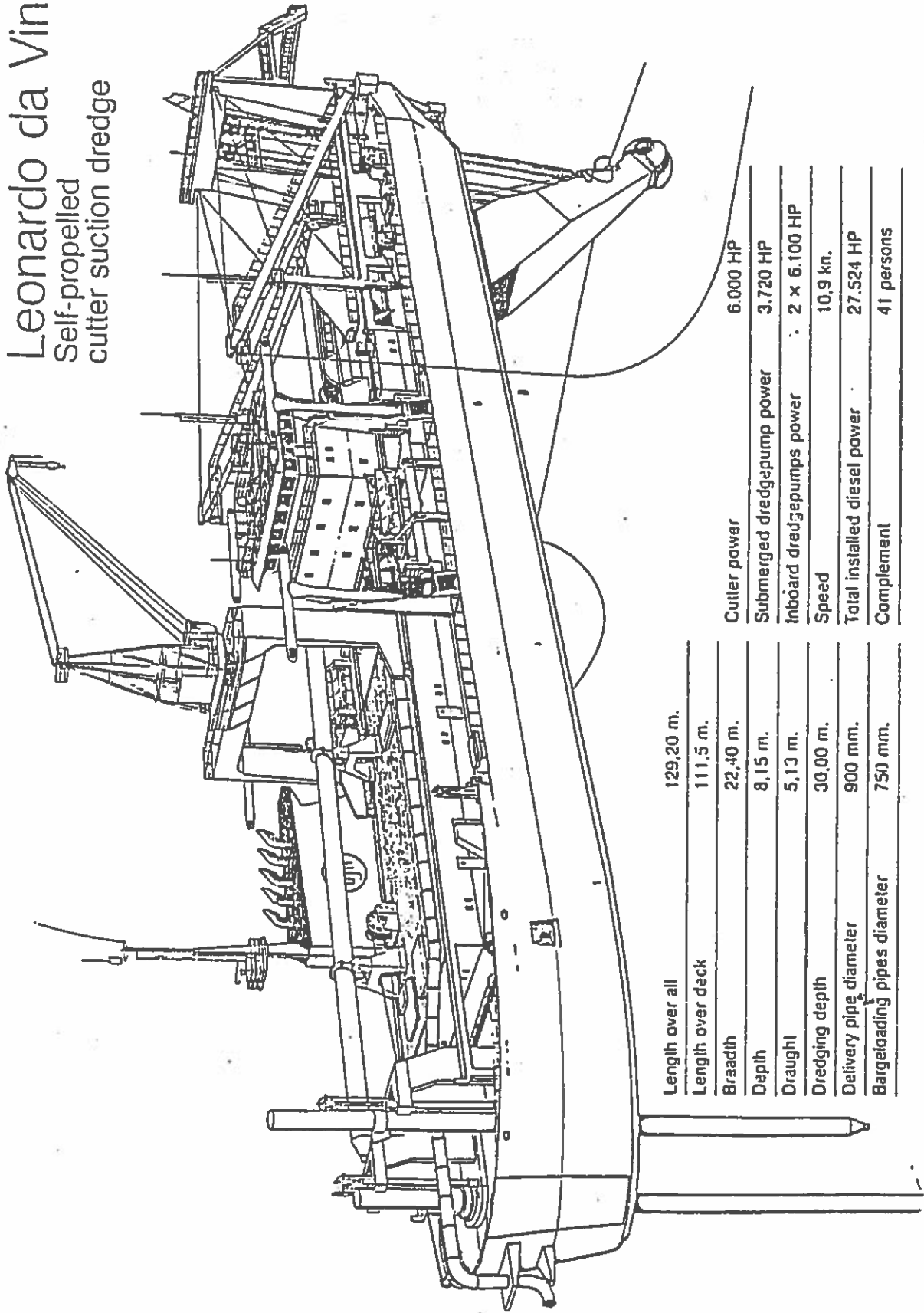
SPROGØ RECLAMATION WORKS
 PLAN, 1:10 000

GEOTECHNICAL PARAMETERS OF TILL 1

PROPERTY	SYMBOL	TYPICAL RANGE	AVERAGE	DESIGN VALUE	REMARKS
NATURAL MOISTURE CONTENT	W_{nat}	10 % - 13 %	11.5 %	11.5 %	REF. DGI ENCL. G10 AND G310
LIQUID LIMIT	W_L		~ 16 %	16 %	-----
PLASTICITY INDEX	I_p	5 % - 7 %		6 %	-----
CONSISTENCY INDEX	I_C		0.70	0.70	$I_C = (W_L - W_{nat}) : I_p$
CLAY CONTENT	L		~ 15 %	15 %	REF. DGI ENCL. G10 AND G310
ACTIVITY INDEX	I_A	0.35 - 0.80		0.40	$I_A = I_p : L$ -----
GRAIN UNIT WEIGHT	γ_s		26.8 kN/m ³	26.8 kN/m ³	REF. DGI ENCL. G10 AND G310
BULK DENSITY	γ		22.9 kN/m ³	22.9 kN/m ³	-----
VOID RATIO	e		0.31	0.31	-----
MEAN GRAIN SIZE	d_{50}	0.05 - 0.10 mm	0.073 mm	0.07 mm	AVERAGE 20 TESTS FROM 1986 SAMPLES
UNDRAINED SHEAR STRENGTH VANE TESTS	C_v	100 - > 700 kPa		200 kPa 800 kPa	TO BE ASSUMED FOR DESIGN TO BE ASSUMED FOR EXCAVATION NOTE : ROUTINE UNCONFINED TESTS WITH ROUGH PLATENS MAY GIVE $C_v = 50 \% = C_v$
EFFECTIVE STRENGTH PARAMETERS (INTACT TILL 1)	c' ϕ'	10 - 50 kPa 30° - 30°		(10 kPa, 34°) OR (30 kPa, 32°)	REF. 24 TRIAXIAL TESTS IN 1977, 1986 AND 1987
SLAKE DURABILITY INDEX	I_{d2}	60 % - 75 %	63 %	60 %	ISRM METHOD, SECOND CYCLE REF. DGI ENCL. G910 - 919
MODULUS OF ELASTICITY	E	20 - 30 MPa		20 MPa	SECANT MODULUS
PRESSUREMETER MODULUS	P_r	3.5 - 10 MPa	6.3 MPa		REF. 6 TESTS IN 1977 2 " " " 1987
MODULUS OF CONSOLIDATION	K_t	(15 - 40) MPa + (1500 - 3000) · σ'_{red}		20 MPa + 2500 σ'_{red}	INITIAL TANGENTIAL MODULUS σ'_{red} = MINIMUM VERTICAL EFFECTIVE STRESS IN THE SOIL LAYER OBTAINED AFTER UN- LOADING FROM THE GLACIAL PRECONSOLIDATION
SWELL	ϵ_{sw}	0 - 0.4 %	0.2 %	0.2 %	2 SWELL TESTS 1987
POISSON'S RATIO	ν	0.25 - 0.35	0.30	0.3	
EARTH PRESSURE AT REST	K_0 K_0^0	0.40 - 0.50 $0.46 \left(\frac{\sigma'_{1cons}}{\sigma'_{red}} \right) 0.5$		0.46	DURING RELOADING { DURING UNLOADING $\sigma'_{1cons} = 900$ kPa σ'_{red} DEFINED AS FOR K_t
COEFFICIENT OF PERMEABILITY	k	$10^{-7} - 10^{-5}$ m/s		10^{-5} m/s	CORRESPONDING TO SHORT-TERM CONDITIONS

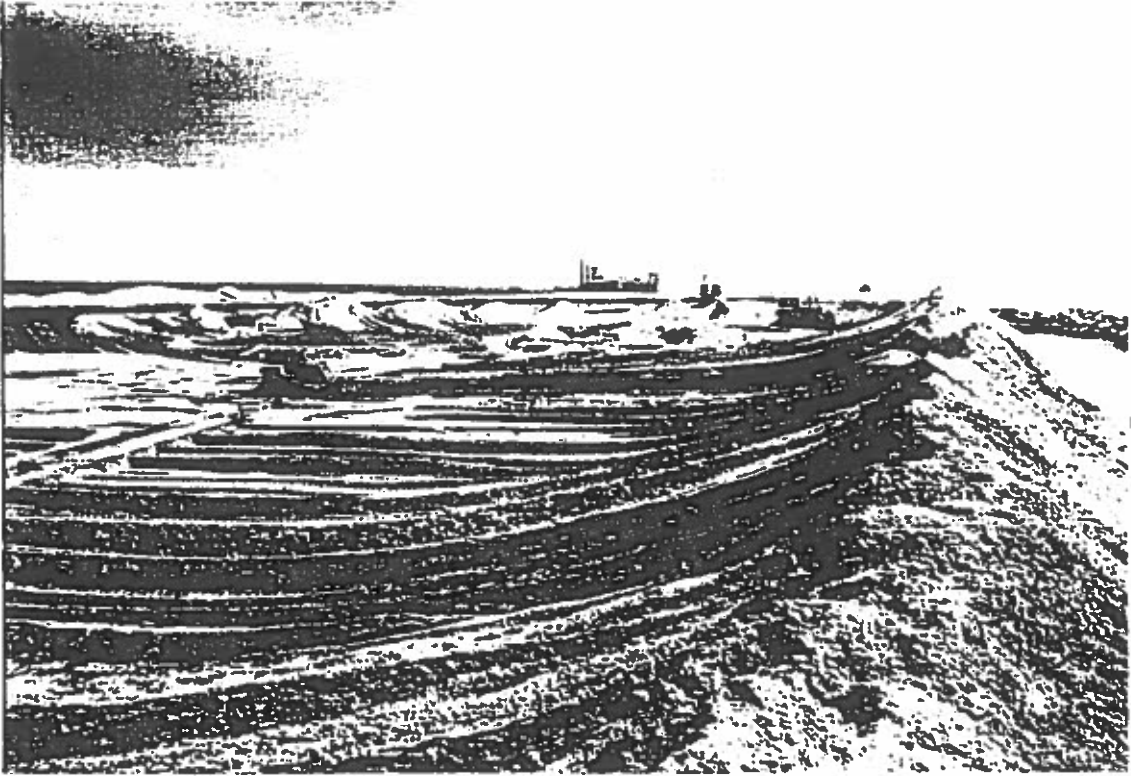
Leonardo da Vinci

Self-propelled
cutter suction dredge



Length over all	129,20 m.
Length over deck	111,5 m.
Breadth	22,40 m.
Depth	8,15 m.
Draught	5,13 m.
Dredging depth	30,00 m.
Delivery pipe diameter	900 mm.
Barge-loading pipe diameter	750 mm.

Cutter power	6.000 HP
Submerged dredgepump power	3.720 HP
Inboard dredgepumps power	2 x 6.100 HP
Speed	10,9 kn.
Total installed diesel power	27.524 HP
Complement	41 persons



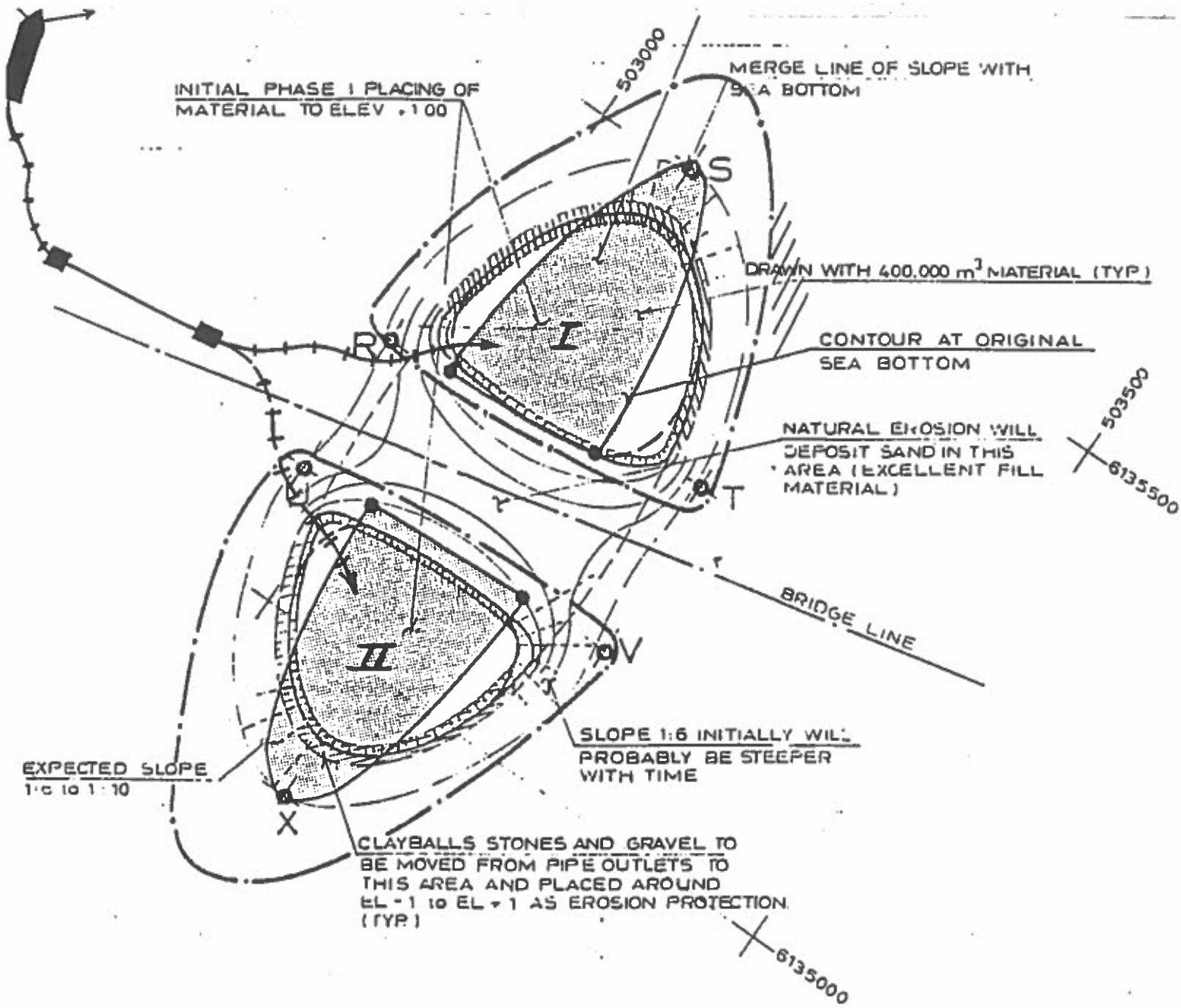
East Ramp. Hydraulic In-filling.
(photo: Storebælt Supervision).



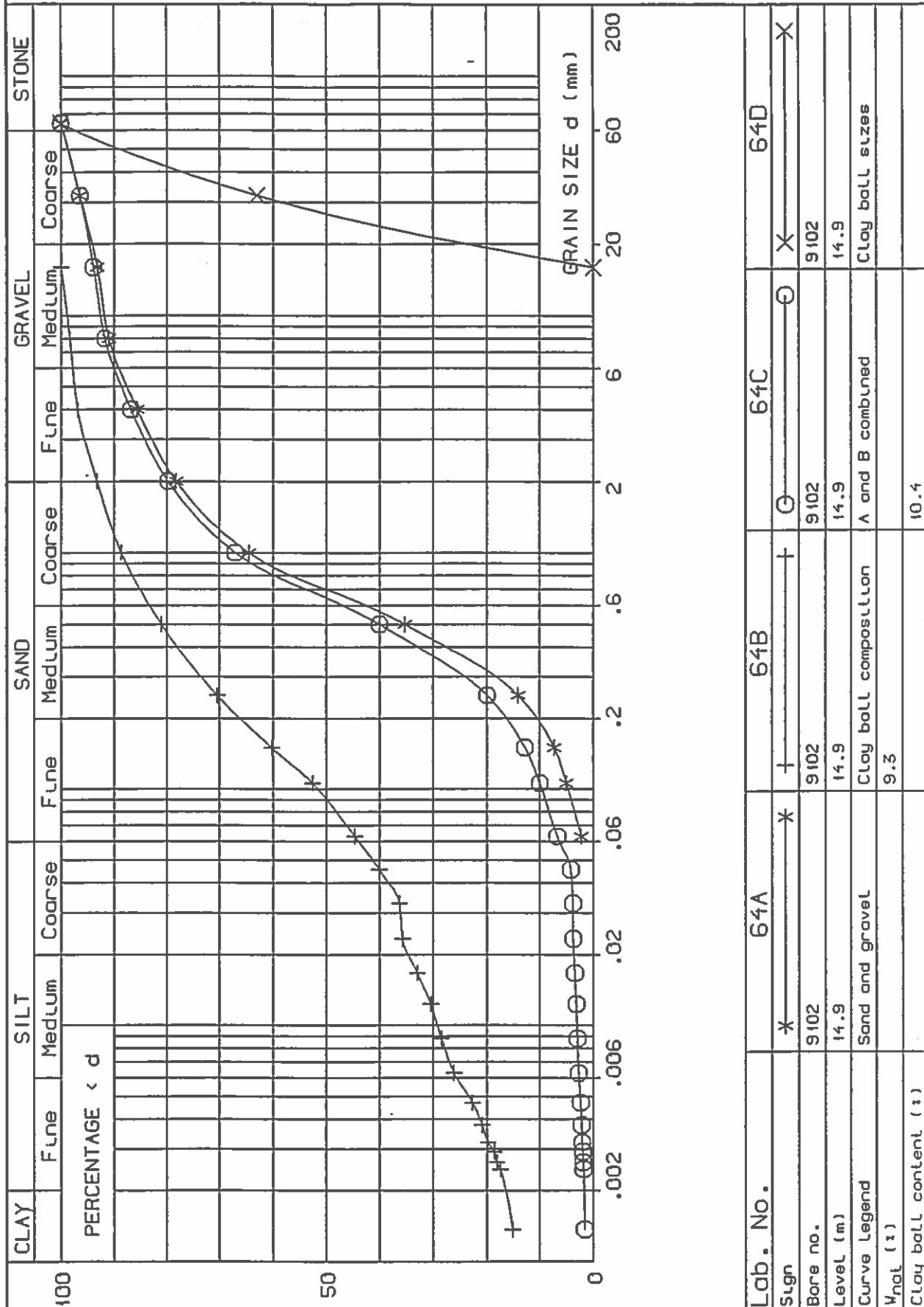
Reuse of Dredged Materials 'Engineered Fill' in Reclamations.
(photo: Storebælt Supervision).

Indholdsfortegnelse:

1. INDLEDNING
2. BESKRIVELSE AF OMRÅDET
3. AFGRAVNINGERNES OMFANG
4. BESTEMMELSER VEDR. AFGRAVNINGEN
 - 4.1 Definition af graveområdet
 - 4.2 Dybder og grænser
 - 4.3 Blødbund
 - 4.4 Indvindingsmateriel
 - 4.5 Sedimentationsbassin
 - 4.6 Kvalitetssikring
 - 4.7 Entreprenørens kontrol
5. STOREBÆLT'S TILSYN OG KONTROL
 - 5.1 Organisation
 - 5.2 Projekttilsyn
 - 5.3 Miljøovervågning
 - 5.3.1 Fysisk-kemiske parametre
 - 5.3.2 Biologiske parametre
 - 5.4 Koordinering internt i Storebælt
 - 5.5 Koordinering med myndighederne
6. MILJØBEREDSKAB
7. REFERENCELISTE



PLAN AT ANCHOR BLOCK



Danish Geotechnical Institute

Job: 180 05876 STOREBÆLT


EXECUTED: EMB
 CHECKED: JML
 APPROVED: TB

DATE: 910517
 DATE: 910524
 DATE: 910524

SUBJECT: CLASSIFICATION
 PAGE NO. 1 OF 1 PAGES
 DGI Memo 2 ENCL. NO. 6

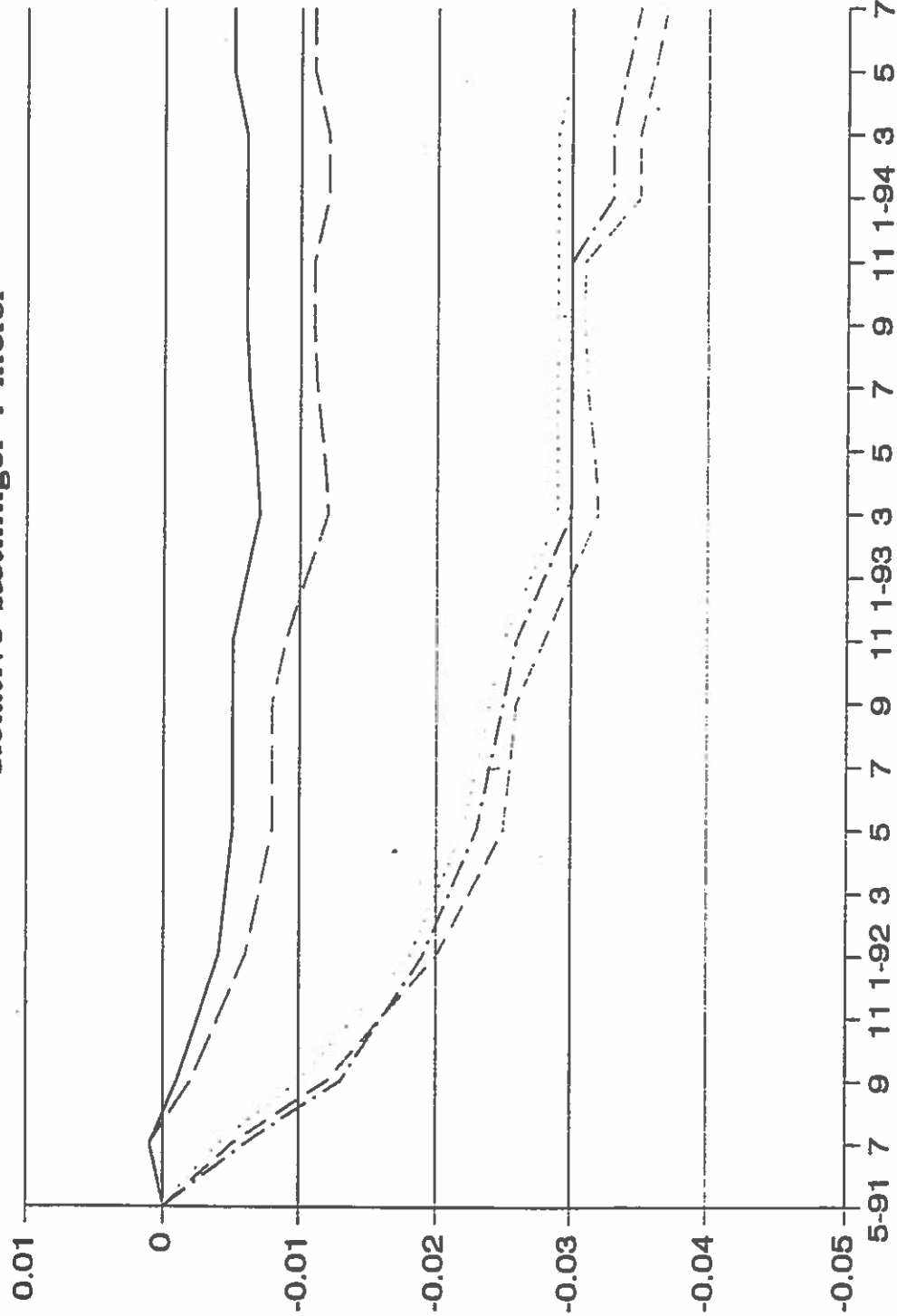
Lab. No.	64A	64B	64C	64D
Sign	*	+	⊙	×
Bore no.	9102	9102	9102	9102
Level (m)	14.9	14.9	14.9	14.9
Curve Legend	Sand and gravel	Clay ball composition	A and B combined	Clay ball sizes
W _{nat} (%)	9.3			
Clay ball content (%)		10.4		

BILAG 1

	KS-EKSEMPLAR	
Udarb.: 21-8-94	Date: 21-8-94	Inll.: STB
Kontrol.: Pen		
Granskt.:		

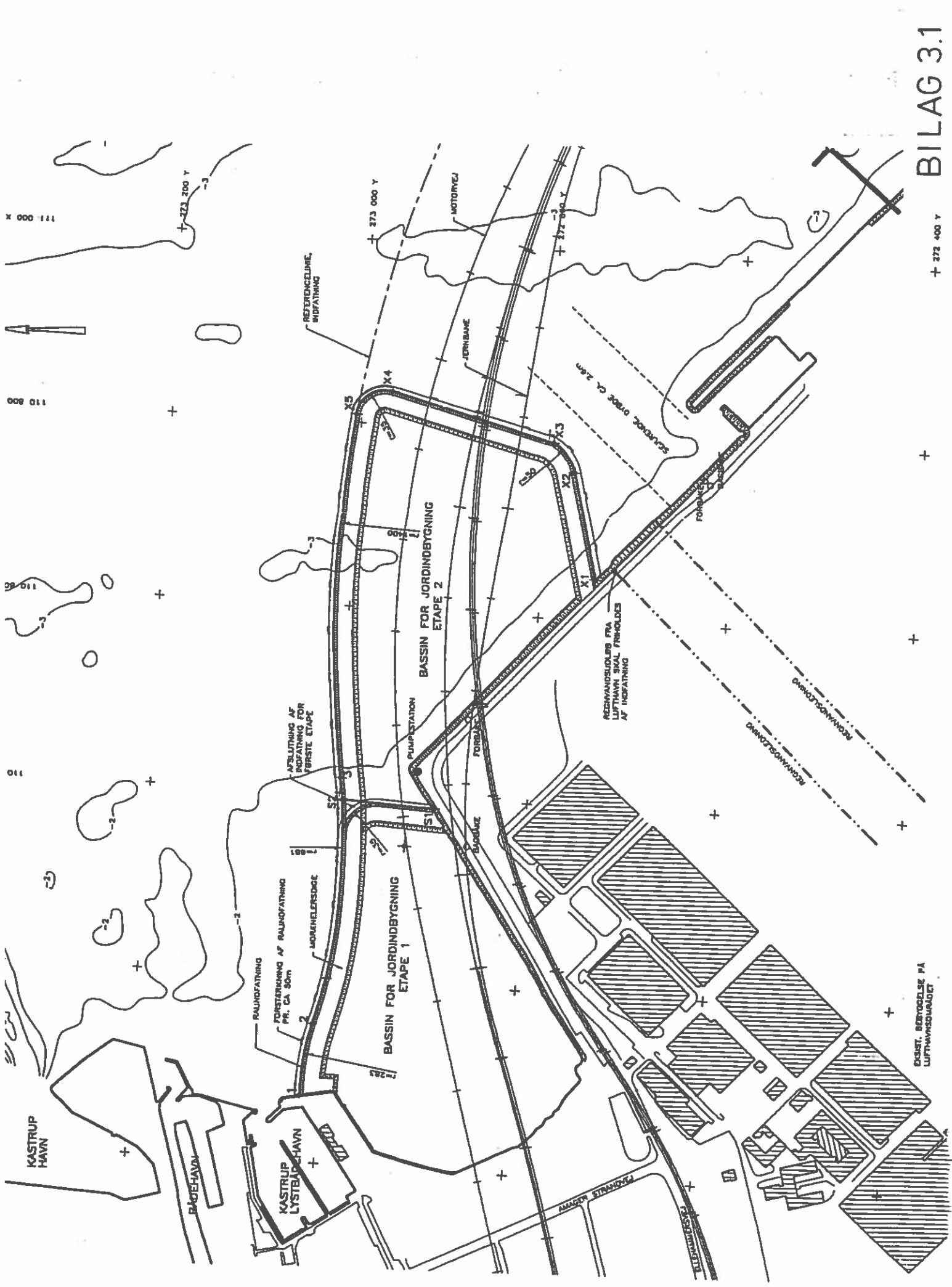
SÆTNINGSMÅLINGER PÅ ØSTBROENS VESTRÅNDE

Relative sætninger i meter



Moniteringskote:

- 9101
- - 9102
- ... 9104
- · - HLD 0
- - - 9103



DISKRET. BESTYRELSE PÅ
LUFTHAVNSOMRÅDET

1:10 000 X

1:10 000

1:10

KASTRUP
HAVN

BÅDEHAVN

KASTRUP
LYSTBÅDHAVN

RAKINGFATNING

FORBEREDELSE AF RAKINGFATNING
PÅ. CA. 50m

MORÆHELELSERIGE

BASSIN FOR JORDINDBYGNING
ETAPE 1

PUMPESTATION

FORBEREDELSE

BASSIN FOR JORDINDBYGNING
ETAPE 2

JERNBAKE

MOTORVEJ

REFERENCELINIE,
INDFATNING

SKATTEGÅRDEN

REKONSTRUKTION PÅ
LUFTHAVNSOMRÅDET
AF INDFATNING

REKONSTRUKTION

REKONSTRUKTION

REKONSTRUKTION

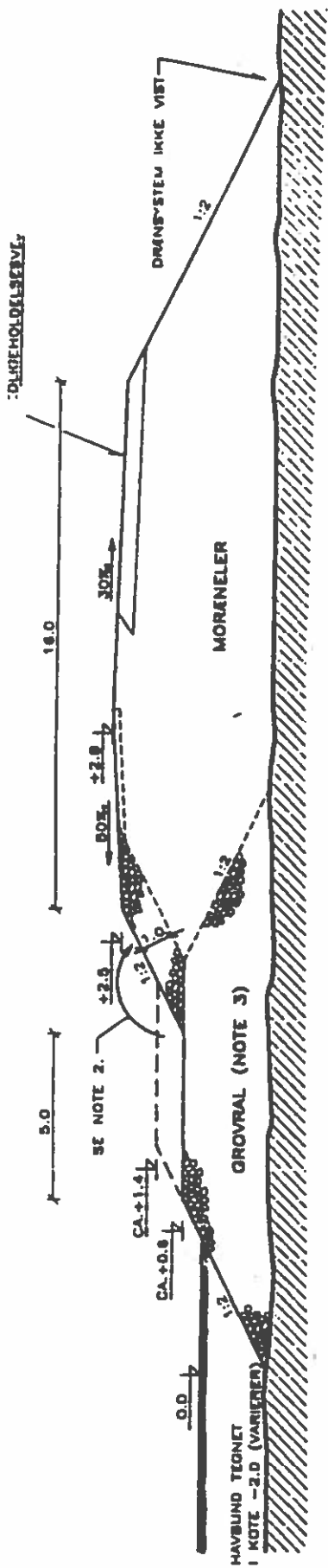
AMALIE STRANDEVEJ

TELLEHOLMSVEJ

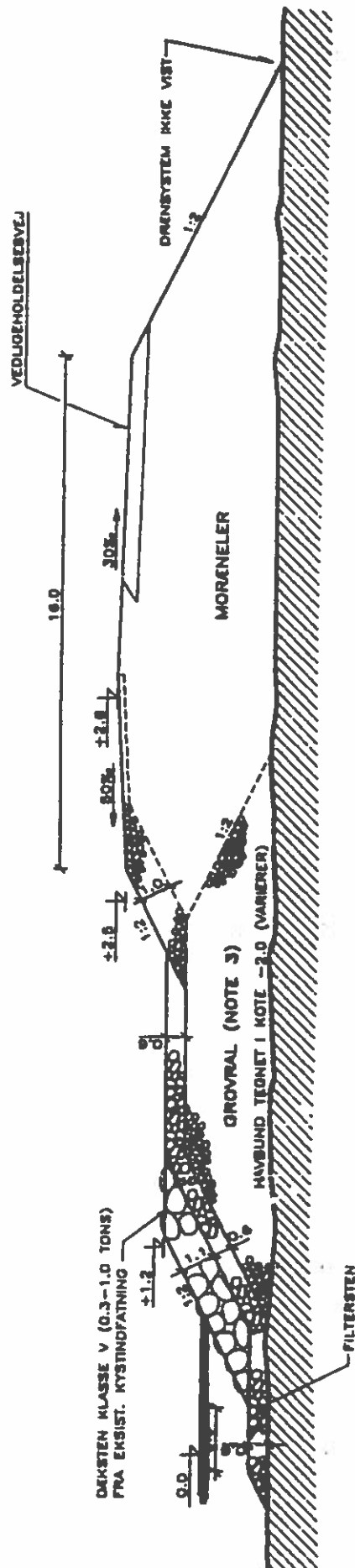
+ 273 200 Y

+ 273 000 Y

+ 272 800 Y



TVÆRSNIT A--A



TVÆRSNIT B--B

NOTER:

1. ALLE MÅL ER I METER, MED MINDRE ANDET ER ÅNGVET
KOTER REFERERER TIL DNN
2. RALDGE BYGGES INDLEDNINGSVIST TIL KOTE CA.+1.4, SÅLEDES AT DER KAN KØRES PÅ KRONEN. NÅR MORENERSDIGET ER ETABLERET, REDUCERES KRONEN TIL KOTE +0.6, OG ÅFORAVET RAL BENYTTES SOM BESKYTTELSE AF MORENERSDIGET.
3. GROVVAL FOR INDBYGNING UNDER KOTE -0.5 KAN SUBSTITUERES MED RAL
4. ENTREPRENØREN SKAL VEDLIGEHOLDE STENINDFATNINGEN OG MORENERSDIGET I HELE ENTREPREISEPERIODEN, (JF. SÅB)

HENVISNINGER

DRENSYSTEM VIST PÅ TEGNINGER:
4721-1301 & 4721-1302

Dilatational behaviour
of crushed stone

af
ved
Jørgen Stenfeldt
og Niels Foged
(Geoteknisk Institut)

Dilational behaviour of crushed stone

Offprint of the paper:

Steenfelt, J.S. and Foged, N. (1994). Dilational behaviour of crushed stone. Proc. 7th Congress of the Int. Ass. of Eng. Geology, Lisbon, Portugal.

ABSTRACT

In a large scale triaxial set-up accommodating circular, cylindrical specimens of 500 by 500 mm size, the behaviour of a hyperitic crushed stone was investigated at the Danish Geotechnical Institute (DGI). The uses of crushed stone material imply large grain sizes. However, due to the inherent particulate nature crushed stone is most often considered to conform to the behaviour of other particulate materials such as sand. Despite very high strength in terms of angle of internal friction the crushed stone, however, showed very limited dilational potential. The implications for design of foundations subjected to high impact forces or dynamic loading where crushed stone is an integral part of the load transfer system are discussed in light of the test results and literature findings. The experience gained may prove valuable in analyses of scree deposits and rock fill properties in general by engineering geologists and geotechnical engineers.

Dilational behaviour of crushed stone

Jørgen.S. Steinfeldt

Danish Geotechnical Institute, Lyngby, Denmark

Niels Foged

Danish Geotechnical Institute, Lyngby, Denmark

ABSTRACT: In a large scale triaxial set-up accommodating circular, cylindrical specimens of 500 by 500 mm size, the behaviour of a hyperitic crushed stone was investigated at the Danish Geotechnical Institute (DGI). The uses of crushed stone material imply large grain sizes. However, due to the inherent particulate nature crushed stone is most often considered to conform to the behaviour of other particulate materials such as sand. Despite very high strength in terms of angle of internal friction the crushed stone, however, showed very limited dilational potential. The implications for design of foundations subjected to high impact forces or dynamic loading where crushed stone is an integral part of the load transfer system are discussed in light of the test results and literature findings. The experience gained may prove valuable in analyses of scree deposits and rock fill properties in general by engineering geologists and geotechnical engineers.

RESUMÉ: Dans une mise en place triaxiale faite pour des échantillons de 500x500 mm de taille, les réactions d'une roche hyperitique broyée ont été examinées à l'Institut Danois de Géotechnique. L'utilisation de matériels de roches broyées est plus souvent considérée être conforme à la réaction d'autres matériels particuliers comme le sable. Malgré une force très haute en termes d'angle de frottement interne, la roche broyée a montré un potentiel de dilatation très limité. L'implication du design des fondations mis à l'épreuve de hautes forces d'impact ou des charges dynamiques où la roche broyée est une part intégrale du système de distributions des charges, est discuté à la lumière des résultats de tests et par les apports trouvés dans la littérature. L'expérience obtenue peut se montrer de grande valeur dans les analyses de dépôts d'éboulis de roches et des propriétés de remblais de roches en général fait par des ingénieurs-géologue et des géotechniciens.

1. INTRODUCTION

Crushed stone material is widely used for construction work, notably in dams, land reclamation and as bases for foundation constructions in shallow water.

The engineering properties of the crushed stone depend on the properties of the parent rock, the quarrying method and the resulting grain shape and size. For most of the applications rather large grain sizes are preferred from a cost benefit point of view. The largest grain sizes are encountered for dams and breakwater constructions, but even for foundation subbases mean grain sizes of $d_{50} = 10\text{--}50$ mm are common.

The mere size of the particles excludes the use of standard laboratory testing methods for acceptance and verification testing of the material. However, as the crushed stone material is a particulate media, the

idea to test down scaled material suggests itself. This is akin to suggesting that the properties of the crushed stone may be compared to the properties of other particulate media as sand, ie as a frictional material.

Based on a comprehensive literature study of the properties of rockfill, it was, however, concluded that inference of crushed stone properties directly from scaled down testing might lead to erroneous conclusions.

The overall strength properties may be correct, but the implications are that the dilation potential for very coarse grained materials may be strongly reduced.

In order to furnish a design tool for verification and acceptance testing of crushed stone material for a particular foundation project, it was therefore decided to design a large scale triaxial test set-up at the Danish Geotechnical Institute (DGI). Basically, the set-up is an upscaled, more rugged version of the Danish triax-

ial apparatus (cf Jacobsen, 1970) with cylindrical specimens with a height/diameter ratio of 1 and smooth end platens. The new triaxial cell accommodates cylindrical specimens with 500 mm diameter.

In the paper the test set-up is briefly described and the test results for a quarried hyperite are presented and discussed in the light of available findings in the literature.

2. CRUSHED STONE MATERIAL

The crushed stone in question is a hyperite quarried at Kragerø in Norway. Hyperite is a type of gabbro with elongated, plagioclas mineral grains in a matrix of pyroxen with minor constituents of horblende, olivine, quartz and biotite.

The hyperite is greyish black with a high grain density (3.12 Mg/m^3) and a high compression strength, $\sigma_c = 150\text{--}200 \text{ MPa}$, with a mean value of 170 MPa .

2.1 Grain size

Judged from the grain size curves for compacted and "virgin" material (Figure 1), compaction reduces the grain size. Thus, the material used in triaxial testing was sampled from a trial field compaction site in order to represent as closely as possible the properties of the in situ placed crushed stone.

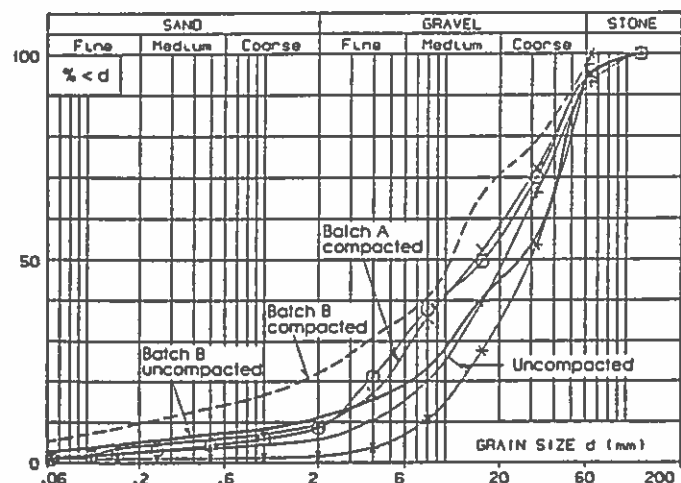


Fig. 1 Grain size distribution for crushed stone

At the field site, and subsequently in the laboratory, a tendency for segregation in the material was noticed. At the surface of a tipped heap, the larger particles segregated and formed a berm around the heap. Furthermore, when the material was worked with

hand tools, the finest particles had a clear tendency to filter through the underlying material.

The triaxial tests were carried out on the two different batches with grain size curves marked, Batch A and Batch B, respectively.

2.2 Grain density

The segregation tendency was also clear from grain density measurements as shown in Table 1.

Table 1 Grain density for crushed hyperite

Fraction size d [mm]	Grain density ρ_s [Mg/m ³]	Fraction part by weight [%]
> 8	3.15	64
2-8	3.09	27
< 2	3.02	9
0-64	3.12	100

2.3 Grain shape

A grain shape analysis of 100 grains in each of the fractions $d < 16 \text{ mm}$, $16\text{--}32 \text{ mm}$, $32\text{--}64 \text{ mm}$ and 12 grains $> 64 \text{ mm}$ showed no clear distinction between fractions. The grains may be characterised as equant to disc shaped as shown in Fig. 2.

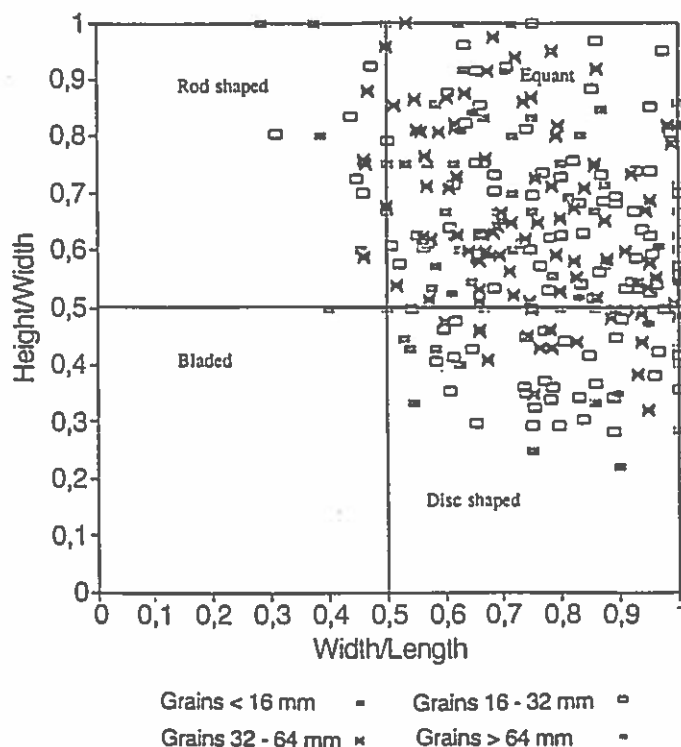


Fig. 2 Grain shape of 312 individual grains

2.4 Maximum and minimum void ratio

In order to characterise the obtainable densities the maximum and minimum densities, and the corresponding void ratios e_{min} and e_{max} , were determined in the laboratory. A 500 mm high, 480 mm diameter rigid steel cylinder was used for the density determinations (served as an oedometer as well). Loose tipping, drop hammer and vibratory hammer compaction were applied.

The values of maximum dry density depends very much on the method of compaction, and hence a high energy vibratory compaction was included to mimic the field compaction. However, the ASTM standard gives rise to lower densities as seen in Table 2.

Table 2 Laboratory determination of maximum and minimum densities and void ratios

Compaction or placement method	Dry density ρ_d [Mg/m ³]	Void ratio e
no compaction, loose tipping for e_{max}	1.82	0.72
low energy drop hammer under water	2.07	0.51
low energy drop hammer	2.14	0.46
medium energy vibrator hammer	2.24	0.40
high energy vibrator hammer	2.33	0.34
ASTM method* e_{max}	(1.83)	(0.71)
ASTM method* e_{min}	(2.15)	(0.45)

*Determined from another batch of Hyperite with a slightly larger mean grain size

2.5 Angle of repose

The angle of repose of loosely tipped, dry crushed stone material was determined to provide a rough estimate of the critical state angle ϕ_{crit} . Due to separation, where the larger particles tend to "run off", the angle cannot be measured with high accuracy. A best estimate from four measurements is $\phi_{repose} = 40^\circ$.

At the field site, however, angles up to 90° were observed for the compacted material. The slope angle deteriorated to $40-45^\circ$ when a single larger particle was removed.

3. TRIAXIAL TEST SET-UP

Based on the specifications for the particular batch of crushed Hyperite to be tested and general handling and cost considerations a specimen size of 500 mm diameter was chosen for the triaxial cell.

According to the literature recommendations a specimen diameter some 6 to 10 times the size of the largest grain ensures that there is negligible influence on the test results from the specimen size. This criterion was met, as the test specifications required particles > 64 mm to be removed (maximum grain size 90 mm, with less than 5% by weight > 64 mm).

Figure 3 shows a schematic cross section of the triaxial test set-up. The test chamber is a rigid steel cylinder with a diameter of 800 mm allowing cell pressures up to 0.5 MPa and vertical stress up to 1 MPa (In 1994 an improved, more versatile Mark II version is completed allowing cyclic loading at 1 MPa cell pressure and axial stresses up to 5 MPa). The vertical stress is afforded by a hydraulic jack acting on a force transducer inside the cell on top of the upper end platen. Both the vertical load and the cell pressure are computer controlled through GDS pressure actuators.

The weight of the expelled pore water is measured by a force transducer allowing the volumetric strain to be calculated. The vertical displacement of the top platen is measured directly by an LVDT.

The overall control of the test, including pre-programming of test phases, automatic data acquisition, display and printing, is facilitated by an HP 332 computer. The control software is a slightly modified version of the general-purpose laboratory test software CUBIC, developed by DGI.

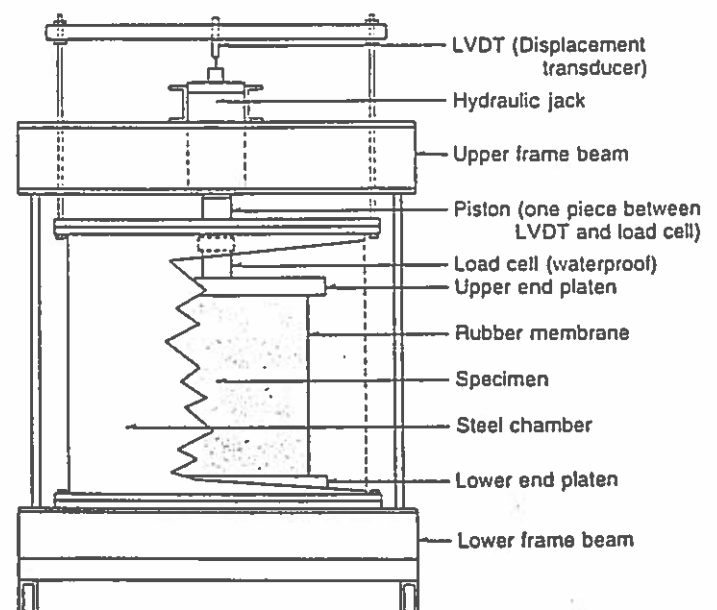


Fig. 3 Large-scale triaxial test set-up (schematic)

3.1 Specimen preparation

The specimen is enclosed in a cast rubber membrane, which widens from the 500 mm specimen diameter to a 600 mm collar at both top and bottom. The 3 mm thick membrane is manufactured in one piece at DGI using a special membrane casting form and a three component Ureol-Polyurethane resin.

This allows the specimen to dilate without loss of full support along the smooth end platens (stainless steel with silicone grease and a sheet of rubber membrane). On the inside the membrane is coated with thin teflon sheeting on silicone grease in order to protect the membrane from the very sharp corners of the crushed stone and to prevent friction between the membrane and the crushed stone.

The crushed stone specimen may be placed (with a pre-determined void ratio) by various methods:

- placed by hand
- compacted in 100 mm layers using a 15 kg drop hammer
- compacted/vibrated in layers using an electric high energy hammer.

In order to facilitate the high energy compaction the specimen is prepared within the cell using a purpose-built compaction mould as seen in Figure 4. The mould splits into six individual parts allowing disassembly after compaction where the specimen is supported by suction between the end platens and the membrane as shown in Figure 5.

The extremely sharp edges of the crushed stone caused minor leaks in the membrane despite the measures taken with the Teflon sheeting. However, in all cases sufficient suction could be applied to allow removal of the mould and subsequent sealing of the leaks.

3.2 Loading procedure

The triaxial tests were executed at constant cell pressure with constant strain axial loading to failure or to a maximum vertical stress of $\sigma_1 = 1000$ kPa. Unloading reloading cycles with a deviator stress difference $\Delta q = \Delta(\sigma_1 - \sigma_3) \approx 200$ kPa were included to evaluate the deformation properties and to compensate for the limited volume capacity of the pressure actuator.

3.3 Evaluation of test data

The deviator stress is continuously corrected for the changes in cross-sectional area assuming a cylindrical

specimen. Measurements after the tests showed near-cylindrical specimens even after 10–15% vertical strain.

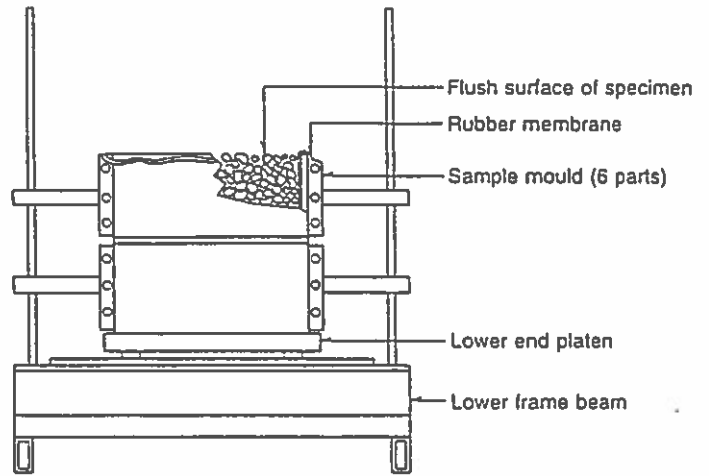


Fig. 4 Preparation of specimen in special mould

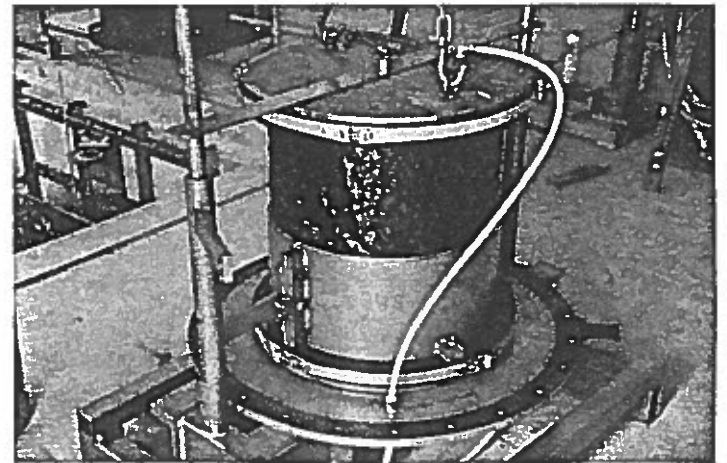


Fig. 5 Disassembly of compaction mould

Influence from membrane compliance was disregarded, as the tests were conducted at constant cell pressure, and as visual inspection indicated little change in membrane indentation from start to end of testing.

4. LABORATORY TEST RESULTS

4.1 Consolidation tests

For the purpose of evaluating the one-dimensional stiffness properties of the crushed stone (relevant for working stress conditions under the centre of a foundation) two consolidation tests were carried out in the steel cylinder used for the density determinations.

The loading system of the triaxial set-up was used.

To reduce friction the inside of the cylinder was coated by thin Teflon sheeting over silicone grease. Furthermore, specimen heights of 470 and 200 mm were chosen to elucidate the influence from possible arching or friction. There was, however, no detectable difference in the stress-strain relations in-between the two tests. Hence, the friction reduction was considered adequate.

The consolidation curve for the 200 mm specimen is shown in Figure 6.

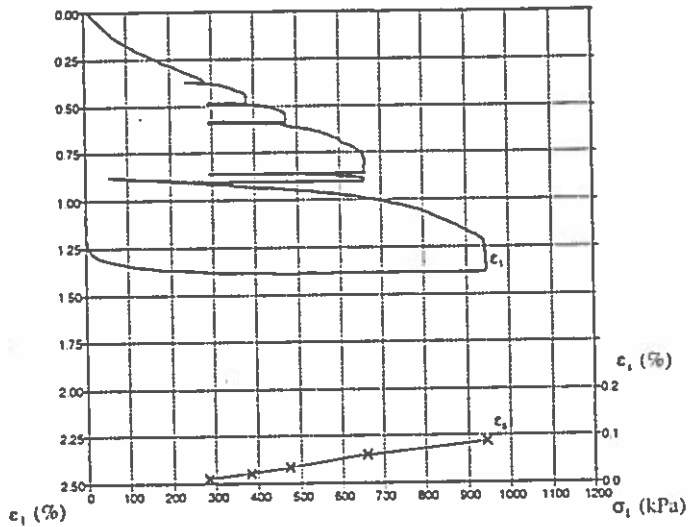


Fig. 6 Consolidation test data. The stress-strain curve includes unloading reloading cycles and creep phases

The stiffness properties were evaluated by primary loading to increasingly higher vertical stress levels, followed by a period of sustained loading (creep). At each stress level unloading/reloading cycles were carried out (normally two cycles at each stress level).

The secant stiffness for vertical loading up to $\sigma_1 = 500$ kPa was of the order $E_s = 110-120$ MPa, dropping to some 70-80 MPa for $500 < \sigma_1 < 1000$ kPa.

The unloading reloading moduli were in excess of 1000 MPa. For vertical stresses up to $\sigma_1 = 1$ MPa the creep under sustained loading is proportional to the stress level with $\epsilon_s = 0.1\%$ per log cycle of time at $\sigma_1 = 1$ MPa.

4.2 TRIAXIAL TESTS

The triaxial specimens were prepared as described for the consolidation tests. However, to avoid membrane damage, the high energy compaction was not applied. Hence, the minimum void ratio obtained was $e = 0.4$. All specimens were fully saturated.

The tests were carried out as drained triaxial tests using a constant strain rate of 4% per hour, with a few unloading-reloading cycles. Failure, corresponding to maximum stress ratio, σ_1/σ_3 , (equivalent to maximum deviator stress, q), was reached after 8-18% vertical strain.

The test results are summarised in Table 3 for both failure and characteristic states.

Table 3 Summary of test results at failure for drained triaxial tests on Kragerø hyperite

Test No.	Void ratio e	Failure state					Characteristic state, $D = 0$					
		Cell pressure σ'_3 [kPa]	Axial stress σ'_1 [kPa]	Axial strain $\epsilon_{1,f}$ [kPa]	Volume strain $\epsilon_{v,f}$	Dilation rate $D = -\frac{\partial \epsilon_v}{\partial \epsilon_1}$	Angle of friction ϕ'_{max} [°]	Cell pressure σ'_3 [kPa]	Axial stress σ'_1 [kPa]	Axial strain ϵ_1	Volume strain ϵ_v	Character- istic angle ϕ'_{char} [°]
1	0.42	80	881	13.7	-0.8	0.24	56.5	80	605	3	0.8	50.0
2*	0.41	120	979	10.0	1.3	0	51.4	120	905	6	1.4	49.9
3	0.45	941	561	13.9	-2.3	0.31	59.7	38	238	1	0.2	46.3
4	0.40	41	685	9.2	-2.7	0.49	62.6	41	291	1	0.1	49.0
5	0.52	79	787	18.3	0.7	0.17	54.8	80	600	6.5	1.8	49.9
6	0.54	80	752	14.8	2.2	0.05	53.8	80	670	10	2.3	51.8
D0*	0.57	160	1072	10.7	2.9	-0.06	47.8	160	1052	11	2.9	47.4
D1	0.54	80	660	15.2	3.7	0	51.6	80	630	15	3.7	50.8
D2	0.44	80	706	18.3	0.6	0.11	52.8	79	600	8	1.3	50.0

Tests 1, 2, 3, 4, 5, 6 and D0, D1, D2 are carried out on two different batches of Hyperite with grain size curves marked Batch A and Batch B, respectively on Figure 1.

*vertical stress limit reached before fully developed failure

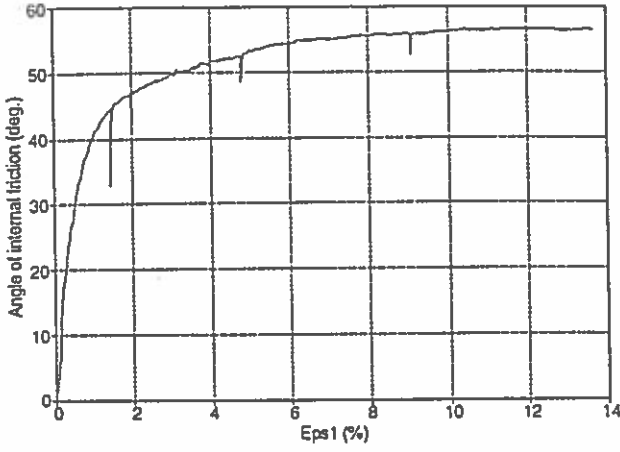


Fig. 7 Typical example of load-displacement curve, showing mobilised secant angle of friction $\varphi_{s,mob}$ versus axial strain ε_1

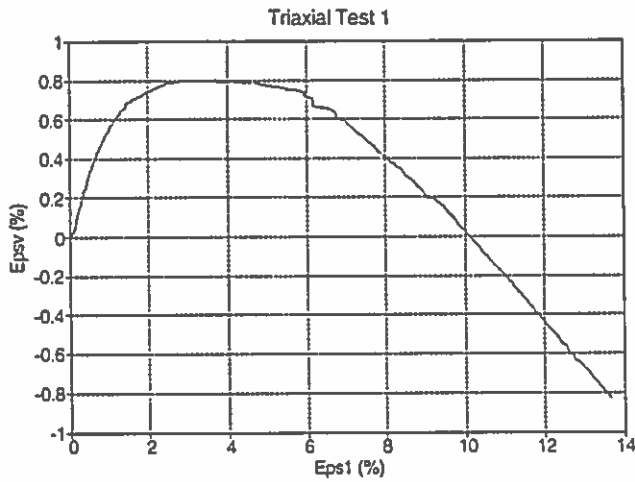


Fig. 8 Volume strain ε_v versus axial strain ε_1 for the test in Figure 7.

Irrespective of the dilatancy rate, $D = -\partial\varepsilon_v / \partial\varepsilon_1$, the strength mobilisation in the tests was as shown in Figure 7. There was no distinct peak and no reduction in strength towards a residual value or a critical state.

This is typical of tests with homogeneous strain conditions, which may be achieved in tests with smooth pressure heads and $H/D = 1$. No localization took place in the specimens, which remained cylindrical even at large vertical strain.

Hence, data for the characteristic state, marking the transition from compaction to dilation where the dilatancy rate is zero ($D = 0$), are included to evaluate the critical state behaviour. A large number of Danish triaxial tests indicate that the value of φ_{crit} to be entered in (1) is equal to φ_{char} , the mobilised angle of friction at the characteristic state.

Due to the coarse grained nature of the crushed stone, values of stresses are slightly fluctuating. Failure values are based on average values, typically corresponding to a standard variation of 0.1° of resulting secant angles of friction.

For all tests the rate of dilatancy, D , was constant during the failure phase as shown in Figure 8, even for tests subjected to 18% vertical strain.

The (initial) tangent stiffness E_t was of the order 13–50 MPa. The values compare well with the stiffness inferred from the oedometer tests, when the inevitable effect of initial bedding and the effects from Poisson's ratio, ν are considered. The unloading/reloading stiffnesses are of the order 120–200 MPa, ie significantly smaller than found in the oedometer.

5. LITERATURE REVIEW

Prior to the execution of the test programme an extensive literature review was carried out to gain insight into the dilational behaviour of frictional materials and in particular crushed stone (Steenfelt, 1992).

The assumptions concerning the relative magnitudes of internal angle of friction φ and the angle of dilation ψ in the crushed stone significantly affect the load carrying capacity and the extent of the strain fields (and failure zones) developed.

A large number of triaxial tests on sand, the bulk carried out with smooth pressure heads and height diameter ratios of 1, and rockfill were re-analysed. It was concluded that the empirical correlation proposed by Bolton (1986) based on simple classification parameters and representative mean stress level, p' (in kPa), provided an excellent fit for the secant angle of friction, φ'_{max}

$$\begin{aligned} \varphi'_{max} - \varphi'_{crit} &= 0.8\psi_{max} \\ &= 3I_R^\circ = 3^\circ [I_D(10 - \ln p') - 1] \end{aligned} \quad (1)$$

The fit of the angle of dilatancy ψ is more difficult as the angle only has a direct physical manifestation for sliding under plane strain conditions. Bolton's approximation in terms of the rate of dilatancy $D = -\partial\varepsilon_v / \partial\varepsilon_1$:

$$\begin{aligned} \left(-\frac{\partial\varepsilon_v}{\partial\varepsilon_1} \right)_{max} &= 0.3^\circ I_R \Rightarrow \\ \psi_{max} &= 12.5^\circ \left(-\frac{\partial\varepsilon_v}{\partial\varepsilon_1} \right)_{max} = 12.5^\circ D \end{aligned} \quad (2)$$

was found to underestimate ψ_{max} and hence φ'_{max} in equation (1).

Conversely, the general expression (3) valid for both plane strain and conditions of axial symmetry, usually applied for the calculation of the angle of dilatancy overestimated ψ_{max} and hence φ'_{max} in (1).

$$\sin \psi = \frac{\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial \varepsilon_1}}{\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial \varepsilon_1} - 2} = \frac{D}{D + 2} \quad (3)$$

With good approximation the expression for ψ_{max} in (3) may, for the range $0 < \psi < 20^\circ$, be written as:

$$\psi_{max} = 22.5^\circ \left(-\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial \varepsilon_1} \right)_{max} = 22.5^\circ D \quad (4)$$

In the review it was recommended that the value of ψ derived from (1) be used in numerical calculations.

6. DISCUSSION OF TEST RESULTS

It appears from Table 3 that very high secant angles of friction were obtained with the Kragerø Hyperite. The empirical formula (1), with the critical angle $\varphi_{crit} = 40^\circ$ corresponding to the angle of repose (see Sec 2.5), significantly underestimates the angle of friction.

However, if a value of $\varphi_{crit} = \varphi_{char} = 50^\circ$ (cf Table 3) is adopted a prediction within $\pm 2^\circ$ is achieved.

This still corresponds to very low values of the angle of dilatancy considering the high friction angles and the dense specimens. Moreover, as may be seen from Table 3, the transition from compression to dilatancy (the characteristic state) requires considerable axial strain. At the characteristic state it was found that $\varepsilon_v = 0.25 \varepsilon_1$ for all nine tests.

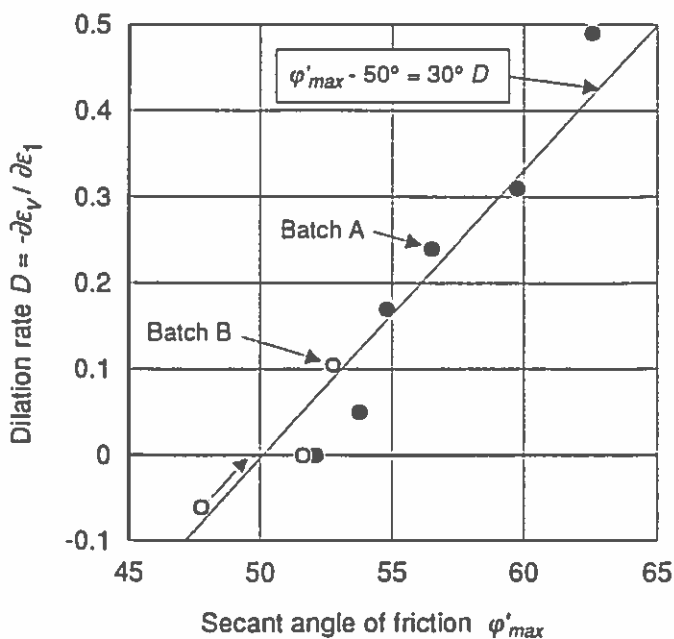


Fig. 9 Rate of dilatancy, D , at failure versus measured secant angle of friction, φ'_{max}

Only at high degrees of strength mobilisation a constant rate of dilatancy is achieved (cf Figure 8).

As shown in Figure 9 the measured secant angles of friction may be expressed by the approximation:

$$\varphi'_{max} - 50^\circ = 30^\circ \left(-\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial \varepsilon_1} \right)_{max} = 30^\circ D \quad (5)$$

The recorded values of D are thus about 1/3 of the values anticipated using the expressions (1)–(2) and 3/4 of the values derived from (3). This is believed to reflect the properties of the crushed stone

Thus, it is concluded that the dilation potential of the crushed stone is significantly less than found for similar materials with smaller grain sizes. Furthermore, it requires high strain levels to mobilise both characteristic states and failure states.

6.1 Validation of findings

To validate the findings from the triaxial tests a series of tests was carried out on a standard test sand (Lund 1 with $d_{50} = 0.52$ mm) in the large scale set-up.

The test results were compared with existing triaxial test data with 70 and 200 mm diameter specimens (smooth pressure heads and height /diameter ratio 1 as in the present tests) reported by Steenfelt (1992). The angles of friction as well as the rates of dilation were as previously determined by the small scale triaxial tests on the same sand. Thus, it was concluded that the high friction angles and low dilation ratios were attributable to the material and not to the test set-up.

From tests on sands with the same grain shape and mineralogy Steenfelt (1992) concluded that increasing mean grain size led to an increase in the critical angle of friction, φ_{crit} . Furthermore, it was found that the angle increased with increasing angularity. This tied in with a high value of φ_{crit} for the rockfill re-analyzed, and seems thus, to be confirmed with the findings for the present rockfill.

7. IMPLICATIONS IN DESIGN

By comparison with other available data on rockfill (f. inst Leps, 1970; Charles and Watts, 1980 and Indaratna et al 1993) the strength recorded for the Kragerø hyperite is in the upper range, but comparable to high strength basalt rockfill data.

However, most of the data are from specimens with a diameter < 0.3 m and with a height/diameter

ratio of 2. This may explain the differences in observed dilational behaviour, where the reported values of the rate of dilation are higher than in the present investigation.

More importantly, the present investigation indicates that a significant vertical strain is required to initiate dilation.

This may have important implications in design. Over a large range of strength mobilisation, particularly for poorly compacted crushed stone, the material contracts. Thus, impact and cyclic loading may lead to significant pore pressures and hence reduction in effective stresses and reduced safety or even failure.

8. GEOLOGICAL IMPLICATIONS

In nature, the transport and deposition of the largest particles are controlled by friction along the boundary between the transporting agent, ice, water or air and the ground surface.

Deposits of scree or talus in mountaneous areas are potentially very labile, sedimentary deposits often placed at high slope angles.

The triggering mechanisms for surface sliding or deep-seated failures may be erosion at the foot of the talus, impact forces, falling debris, rising water level or seismic actions (Anderson and Richards, 1987).

The literature shows a large number of slides in scree and talus. In combination with development of high pore pressures in shear and intermixing with soil fines, such slides may develop to catastrophic avalanches or "Sturzstrom" (Hsü, 1978).

Man-made constructions, which interfere with such labile deposits, as in reservoirs or open cut mining, have also caused very extensive slides (Pariseau and Voight, 1979).

As most stability problems are principally concerned with the strength of the crushed rock material at low stress levels, it is important that this strength be measured together with the dilatancy potential.

Without proper quantification of the strength as a function of stress level it may be impossible to decide whether a high slope angle signals a competent material or an imminent slide.

9. CONCLUSIONS

There is a natural need for interplay between engineering geologists and geotechnical engineers in assessment of natural and man-made hazards.

The present paper illustrates one of the tools of the engineer in the interplay.

The large scale triaxial tests furnished valuable, qualitative and quantitative data for the evaluation of the strength and dilational behaviour of the crushed stone material.

With the data the design implications for various applications of the crushed stone may be assessed. This reduces the risks and allows economic optimisation for man-made structures on crushed stone in particular and rockfill in general.

For engineering geological evaluation of the stability of natural slopes the large scale triaxial experience provides valuable information for quantification of the internal angle of friction and dilatancy potential.

10. ACKNOWLEDGEMENTS

The authors gratefully acknowledge financial support from the Danish Geotechnical Institute to perform the investigation and permission to publish the paper.

11. REFERENCES

- Anderson, M.G., Richards, K.S. editors (1987). *Slope stability. Geotechnical Engineering and Geomorphology*. Chichester: John Wiley & Sons
- Charles, J.A., Watts, K.S. (1980). The influence of confining pressure on the shear strength of compacted rockfill. *Géotechnique* 30, No. 4, 353-367.
- Hsü, K. J. (1978). Albert Heim: Observations on Landslides and Relevance to Modern Interpretations. *Developments in Geotechnical Engineering 14A*. 71-93. Amsterdam: Elsevier.
- Indraratna, B., Wijewardena, L.S.S., Balusubramaniam, A.S. (1993). Large-scale triaxial testing of greywacke rockfill. *Géotechnique* 43, No. 1, 37-51.
- Leps, T.M. (1970). Review of shearing strength of rockfill. *J. Soil Mech. Fdn Engng Div. Am. Soc. Civ. Engrs* 96, SM4, 1159-1170.
- Pariseau, W.G, Voight, B. (1979). Rockslides and Avalanches: Basic Principles and Perspectives in the Realm of Civil and Mining Operations. *Development in Geotechnical Engineering 14B*, 1-92. Amsterdam: Elsevier.
- Steenfelt, J.S. (1992). Strength and dilatancy revisited. *Miscellaneous Papers in Civil Engineering. 35th Anniversary of the Danish Engineering Academy*, 155-186. Lyngby: Polyteknisk Forlag.

Optimised use
of dredged materials
for reclamation

ved

Steen Bendtsen (Per Aarsleff),
Lærke Rismer Stormholt,
Ole Alenkær Madsen
og Peter Stockmarr (Carl Bro)

OPTIMISED USE OF DREDGED MATERIALS FOR RECLAMATION

Steen Bendtsen graduated as Civil Engineer in 1985. Worked for Pihl & Son on the Dandar Third Fishery Project in Yemen and for MT Group on the Storebælt Bored Railway Tunnels. Joined Per Aarsleff A/S in '96 as Commercial Manager and later Works Manager for the Civil Works on the D&R Contract of the Fixed Øresund Link



Steen Bendtsen

*Per Aarsleff A/S, Lokesvej 15, DK8230, , Denmark,
Tel: +45 87 44 22 22, Fax: +45 87 44 22 49,
E-mail: .sbe@paa.dk*

Lærke Ritsmer Stormholt received a M.Sc. degree in Civil Engineering in 1994 from the Technical University of Copenhagen. She has worked for Carl Bro a/s, Department of Ports and Marine Engineering, since 1994 as geotechnical design engineer and has since 1996 been Carl Bro co-ordinator of compliance with design for the D&R project of the Fixed Øresund Link,.



Lærke Ritsmer Stormholt

*Carl Bro a/s, Granskoven 8, 2600 Glostrup, Denmark,
Tel: +45 43 48 61 55, Fax: +45 43 63 65 67,
E-mail: lrr@carlbro.dk*

Ole Alenkær Madsen graduated from the Technical University of Copenhagen in 1967 with a MSc degree in Civil Engineering. He has worked for Danish and International Contractors and Consultants. Since 1987 with Carl Bro a/s, Department of Ports and Marine Engineering. Since 1995 as Carl Bro lead engineer for the design of the D&R project of the Fixed Øresund Link.



Ole Alenkær Madsen

*Carl Bro a/s, Granskoven 8, 2600 Glostrup, Denmark,
Tel: +45 43 48 64 96, Fax: +45 43 63 65 67,
E-mail: oam@carlbro.dk*

Peter Stockmarr graduated in 1994 from University of Copenhagen with a MSc degree in geology. He has worked for Carl Bro a/s as engineering geologist since 1994. He has been soils and materials engineer on several road rehabilitation projects abroad. Since 1996 he has participated in the design of the D&R project of the Fixed Øresund Link.



Peter Stockmarr

*Carl Bro a/s, Vesterballevej 4-6, 7000 Fredericia, Denmark,
Tel: +45 75 94 54 55 ,Fax: +45 75 94 54 10*



ABSTRACT

As part of the Øresund Link, considerable dredging and reclamation activities have been required in order to achieve a technical, economical, environmentally friendly and an aesthetically acceptable fixed link between Denmark and Sweden.

The Contract for the Dredging and Reclamation Work was signed with Øresund Marine Joint Venture (ØMJV) consisting of Ballast Nedam Dredging, Great Lakes Dredge and Dock Company and Per Aarsleff A/S. Carl Bro als has been the designer for the Contractor

To achieve this, several strict requirements were laid out in the Contract based on the demands of the Authorities in both countries.

A requirement related to the "environmental friendliness" was that all dredged materials should be reused in the reclamation. Further, requirements for the reclamation were defined by the Owner mainly via definition of the maximum allowable settlements. Such allowable settlements would vary from 45 mm in areas under concrete structures to 500 mm in landscaped areas.

The materials used for reclamation have been:

- Mechanically excavated limestone and clay till from realigned navigation routes and compensation dredging.
- Cutter suction dredged limestone from the tunnel trench.

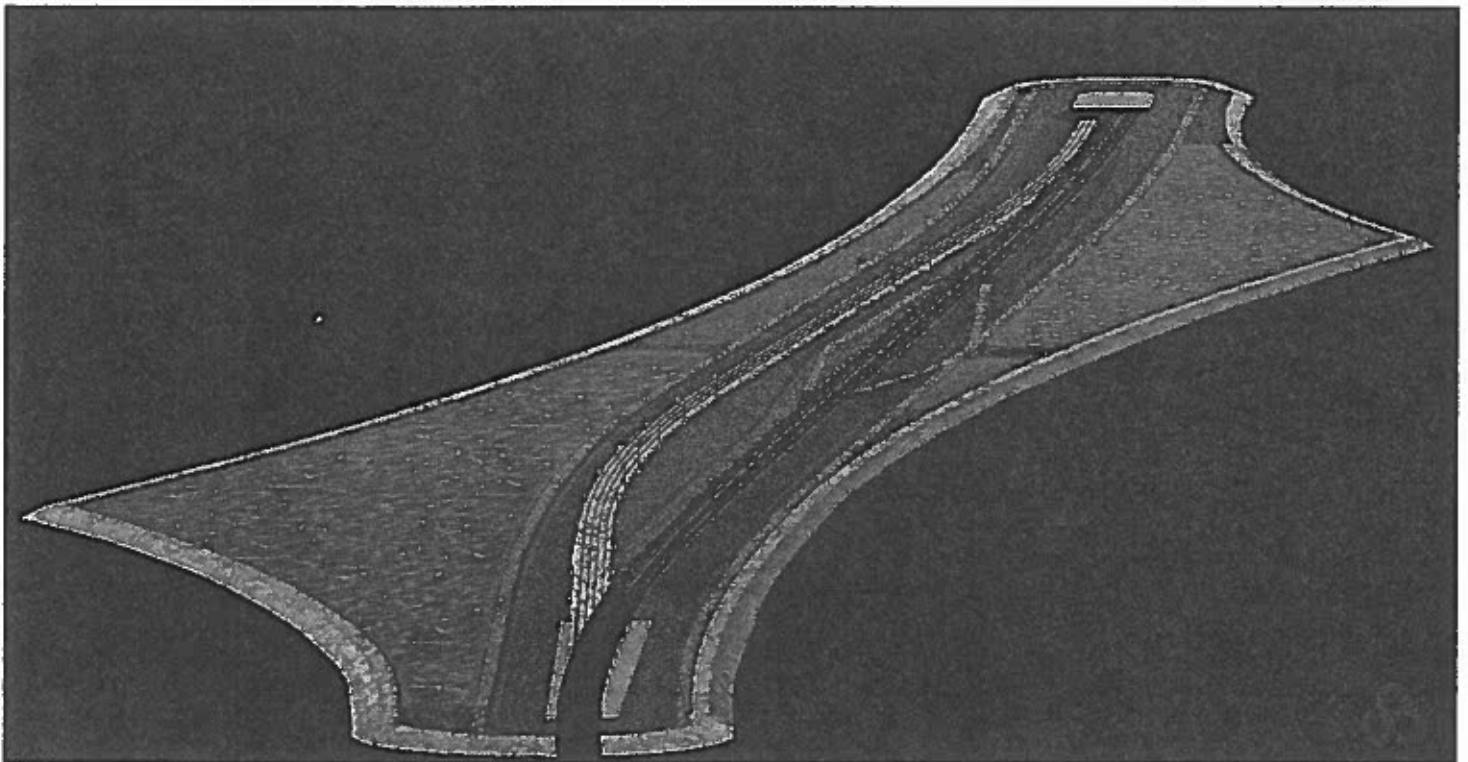
- Cutter section dredged clay till from the upper part of the tunnel trench and compensation dredging.
- Sand dredged at Kriegers Flak.
- "Land fill" from excavations for the Amager Motorway

During the execution of the works the design has been verified continuously using settlement trials and actual settlement measurements. Thus the designer has been able to quickly respond to changed conditions, methods of construction and timetables, verifying that the Owner's settlement requirements have been met.

Improvements of the parameters of the soil have been made using the following methods:

- Vibrowing compaction for densification of sand.
- Selective use of fast draining and thereby fast settling Cutter Suction dredged materials.
- Temporary Preload to expedite settlements and consequently limit differential settlements.
- Horizontal drainlayers of sand and cutter suction dredged materials placed between layers of mechanically dredged limestone or clay till fill in the construction of the Motorway embankment from waterlevel to the level + 12m.

KEYWORDS: Settlement supervision, Improvement of reclamation materials, Sandwich construction, Drainage of reclaimed materials .



1. INTRODUCTION

Once the Øresund Link has been completed, people crossing the link will see the reclamation project as the surface of the peninsula at Kastrup and the artificial island, Peberholm just south of Saltholm.

All the efforts of providing a sound foundation of wet dredged materials will be hidden and most travelers will not know that the dredging and reclamation for the Øresund Link was one of the most challenging parts of the work requiring advanced engineering and execution.

The 4 km long Peberholm reclamation is protected from wave attack by a stone revetment, see Blak-Nielsen et al (1999). This artificial island comprises the tunnel ramp, Motorway, Railway, Service Roads, Utilities and Landscaped Areas containing deposits of surplus excavated materials.

Most of the fill materials used for the reclamation of the Peninsula and the Island were dredged at sea in order to allow the placing of the immersed tunnel between Kastrup and Peberholm and as compensation dredging to allow an unchanged water flow through the Øresund.

For the reclamation of the Peninsula (90 ha) and Peberholm (130 ha) the design has included:

- Tender Design
- Basic and Detailed Design
- Technical support, review of construction method statements and evaluation of measurements.
- Suggestions and redesign based upon additional geotechnical investigations, settlement monitoring, availability of materials of varying quality and of construction progress.

The approximate main quantities in the Dredging and Reclamation Contract are:

Stoneworks	1.3 mio. m ³
Mechanically excavated limestone or clay till fill	4 mio. m ³
Cutter suction fill	3 mio. m ³
Dredged sand	1 mio. m ³
"Land fill"	0.5 mio. m ³
Subbase and Road base for road and railway construction	0.1 mio m ³

2. REQUIREMENTS

2.1 Design Requirements

The Contract stipulate the following design requirements for the reclamation:

The future structure shall have a design lifetime of 100 years.

Strength and stability shall be according to the Contractors design when respecting the geometry in the Owners Definition Drawings and using partial coefficients $\gamma_{\phi} = 1.3$ and $\gamma_c = 1.8$.

The settlement requirements in the Contract are:

Settlements:

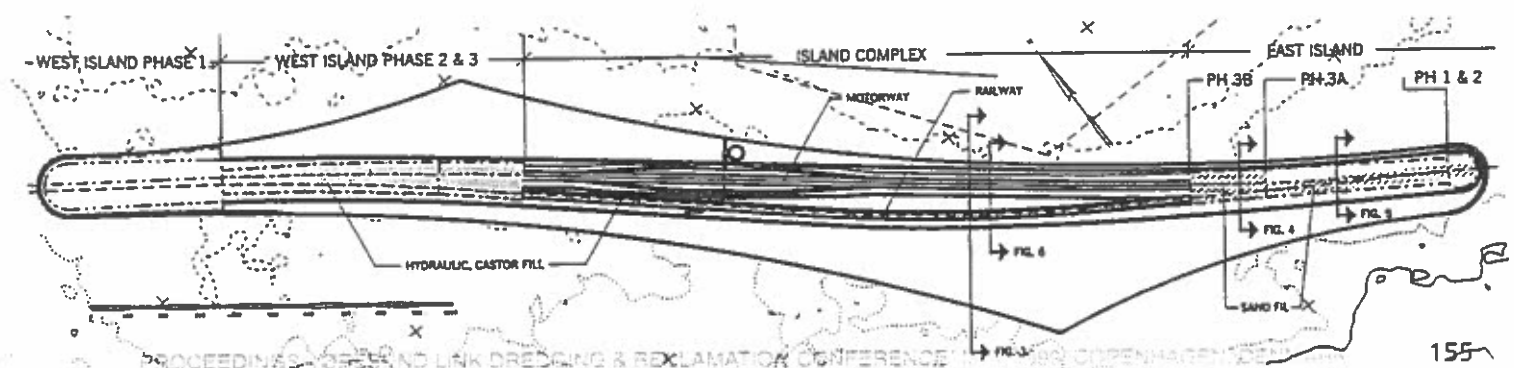
Area	Allowable settlements after hand over	Allowable settlements at horizontal interfaces to other contracts
Railway	70 mm	45-50 mm
Retaining walls		45 mm
Motorway	200 mm	120-150 mm
Service Roads	200 mm	
Compounds	250 mm	
Landscape	500 mm	

plus additional requirements after 12 months where more than 75% of calculated settlements and less than 90% of long time settlements shall have taken place.

Differential Settlements:

Area	Allowable differential settlements after hand over	Allowable differential settlements 6 month after hand over, 5 mm over 20 m, or
Railway	0.10 %	0.025%
Motorway	0.06 %	0.025%

Fig. 2, Plan of Peberholm



2.2 Construction Requirements

Construction requirements incorporate:

- Milestones for completion/handling over of parts of the project
- Requirements for materials specified by the Owner, such as to grain size distribution for various classes of materials and allowable water content at the time of placement.
- Requirements specified by the designer in order to comply with the overall requirements; i.e.:
Dynamic E-modulus to be $\geq 20 \text{ MN/m}^2$ of the formation level, 1.06 m and 1.2 m below the final motorway surface and top of rail respectively.
Compaction to 100% standard proctor, mean, sand replacement for fill less than 2.0 m below final road/railway surface and to 96% more than 2.0 m below.

Minimum φ_{pl} of materials used in the outer parts of the embankments to be $\geq 33^\circ$.

3. DESIGN

The construction planning and the design of the reclamation has been conducted with the aim of using the right materials and construction methods at the right time and place. Thereby the construction and progress always fulfil the contractual requirements such as strength, stability settlements and not least to compliance with Milestones for handing over parts of the project and allowing access to other contractors.

The design has continuously been revised to suit the site and ensure optimisation based on feed back in the form of geotechnical field and laboratory investigations, compaction and settlement recordings, and information on available materials.

The Contractor, and therefore also his designers had to consider different materials for the reclamation based on requirements to dredging location(s), dredging equipment available, quality and workability, including settlement times, of the fill. Also, permission from the authorities, cost of dredging, transportation, handling and construction had to be considered.

4. CONSTRUCTION

4.1 Milestones

Major milestones influencing the initial phase of the reclamation design have been:

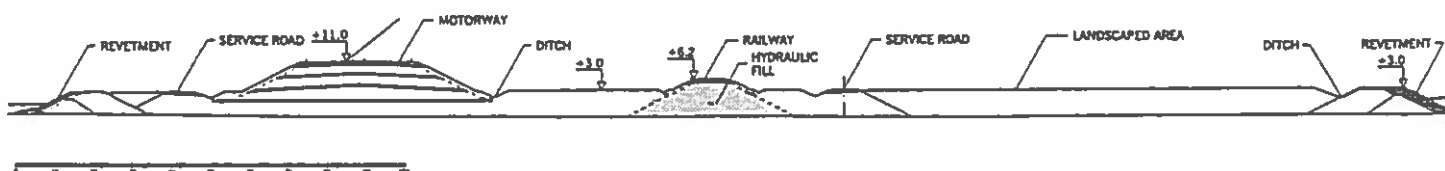
- Peninsula, access to the ramp and compound for the Tunnel Contractor.
- West Island, access to the ramp and compound for the Tunnel Contractor.
- East Island, access to the abutment construction site and compound for the Bridge Contractor.
- The start of cutter suction dredging of the tunnel trench after the construction of permanent and temporary dikes enclosing areas to be filled with dredged material.

4.2 Reclamation materials and construction methods

The available materials and their placement are listed below:

- Mechanically excavated clay till from realigned navigation routes and compensation dredging was used in the "(water) tight" layers behind the revetments, in compounds, mass fillings, as foundations under service roads and with special precautions in the motorway foundation.
- Mechanically excavated limestone (till) fill was used at the same locations as the clay till fill with the exception of revetment backfill and frost secure layers on the motorway and railway embankments.

Fig.3, Complete cross-section



- Cutter suction dredged limestone from the tunnel trench and clay till from the upper part of the tunnel trench, compensation dredging. These materials were used as fill under the Railway, under part of the Motorway and at other locations with strict settlement requirements.
- Sand dredged at Kriegers Flak was used in the beginning of the project at locations with high loads and strict settlement requirements.

At critical locations the sand below level +1 m was vibro-wing compacted. In addition, sand as well as granular cutter suction fill has been used as drain layers. Sand fill was also used in the Island compounds where the mechanical fill could not settle and gain the necessary strength in time.

When the work harbours and compounds are demobilised the sand will be reused as drains and foundation in road construction.

- "Land fill" from excavations for the Amager Motorway and other locations was used as backfill behind the revetment in the initial phases where the mechanical fill from the seabed was soft and there was no time for the clay from the seabed to gain strength.

5. SUPERVISION AND VERIFICATION

During the reclamation period, compliance with the contract design requirements had to be documented by investigation and proof calculations. The design were then be verified and possibly revised due to updated information from the site or instructions from the Owner.

The investigations have included:

- Geotechnical borings in fill and subsoil with vane tests and sampling for standard laboratory tests including a considerable number of consolidation tests.
- CPT-soundings in the fill for recording of relative density.
- Plate load tests.
- Troxler tests for compaction supervision.
- Full-scale settlement tests in representative "trial areas".

The settlement trials were made in order to verify the calculations with parameters from the Owners site investigations, literature and Storebælt experience.

Trials were placed both in the hydraulical fill and in the mechanical fill areas. Typical results from load tests are shown in fig 7 and 8.

It has been important to make the full scale trials because laboratory (oedometer) tests on the fill are considered too conservative with respect to the settlement rate. This is because lab tests can not inform about "macro" drainage fill due to sand bands and other inhomogenities.

Assessment of settlement parameters from the full scale tests have been based on the same assumptions (one dimensional consolidation theory, assuming vertical draining between layers above and below) as used in the calculations.

The trials have generally confirmed that the fill had settlement parameters as originally assumed in the design or better.

As part of the verification, the slope stability has been verified at locations where reclamation was assumed critical.

6. EXAMPLES, CASE STORIES

The following examples illustrate construction of different elements in the Peberholm reclamation. (see also fig. 2)

6.1 West Island Phase 1

This included the construction pit for the tunnel portal building, the tunnel ramp, the compounds and work harbours for the tunnel and reclamation contractor.

As soon as the stone revetment was placed, 7 to 15 m of mechanically excavated clay till fill was placed behind it to allow for the tunnel contractor to start the dewatering of the ramp, excavate the seabed and start construction.

The compound area for the work harbours was first filled with mechanical fill to around level 0.0 m. Above, the area was filled with dredged sand in order to comply with the Milestone and allow access for construction equipment, which could not wait for the clay to settle and gain strength.

According to the contract and definition drawings, the backfill behind the revetment was placed at a slope of one in two, but the wet handled and re-handled material was sometimes floating further away. However, after some time when dewatering had started, the vertical stress increased, the fill gained strength and the slopes became stable.

6.2 West Island Phase 2 and 3

This incorporate the motorway and railway foundations plus stockpiles of class III material for the tunnel contractor over a length of 835 m. At the time when West Island Phase 2 and 3 were reclaimed, the cutter suction dredger, Castor, was dredging the tunnel trench, where the dredged materials consisted of hard limestone and flint. The dredged material was strong, fast draining and fast settling. It was hydraulically placed without problems or deviations compared with the design. However, hydraulic reclamation will cause separation of the material in coarse, fine and very fine materials (silt). The finest materials tend to settle on the seabed further away from the outlet pipe. This could represent potential liquefaction problems if the silt layers develop less than 3.0 m below the completed railway. Minor quantities were therefore excavated and replaced by coarser, compacted material in connection with the ØMJV construction of the railway ramp between seabed and +/- 0 m.

6.3 East Island Phase 1

East Island Phase 1 included back filling with clay till fill behind the revetment protecting the bridge abutment and filling of the work harbours and compounds for the bridge contractor and the dredging and reclamation contractor.

Construction and construction problems were similar to West Island Phase 1, but with less time constraint. Therefore the wet clay till fill had more time to gain strength before being loaded. However, in order to prevent the wet clay till fill behind the revetment from floating into the settlement sensitive parts of East Island Phase 2 and 3, underwater separating dikes of coarse pebbles were placed at certain locations.

6.4 East Island Phase 2

East Island Phase 2 covered the first 50 m approximately under the bridge abutment and just behind the bridge abutment. The (settlement) requirements under the abutment are modest (200 mm) because the abutment is constructed on piles whereas the requirements to the first 27 m behind the abutment are rather strict; (45 mm after completion of piling and reclamation to formation level by the bridge contractor). At that time "Castor fill" was not available at the eastern end of Peberholm and mechanically placed fill would not have been able to

comply with the contractual requirements. Therefore the areas were reclaimed with sand fill and the most sensitive areas vibro-wing compacted.

According to DS 415, the modulus of compressibility is

$K > 30 \text{ MN/m}^2$ for compacted sand and

$K > 15 \text{ MN/m}^2$ for hydraulically placed sand fill.

The K-values were considered to have been met if the standard proctor values were 100% SP and 96% SP respectively (sand replacement, mean) as per Danish Road Directorate standard requirements.

The degree of compaction was investigated using cone penetration tests. The results were evaluated according to "Lunne et al", (NGI Bull.156) which give the relative density, D_r of the sand fill.

Therefore a relationship between K and D_r had to be established.

Conservative evaluation of the apparent $D_{r,CPT}$ resulted in, the following relative density requirements to the sand of

$D_{r,CPT} \geq 0.7$ for compacted sand and

$D_{r,CPT} \geq 0.5$ for hydraulically placed sand.

The estimate was based on lab tests of the actual sand with the following parameters:

$d_{50} \sim 0.3$ to 0.4 mm and $U \sim 1.5$ to 2.7

$e_{max} \sim 0.76$ to 0.8 and $e_{min} \sim 0.48$ to 0.49 .

To the D_r -values calculated based on 100% SP and 96% SP respectively, 5% has been added for medium sand instead of fine-medium and 6% corresponding to deviations in the (3) lab tests.

The results of the CPT's generally showed $D_r > 0.8$ (or $\gg 0.8$) for the vibro-wing compacted areas and $D_r > 0.5$ to 0.6 before compaction and in the areas which were not compacted.

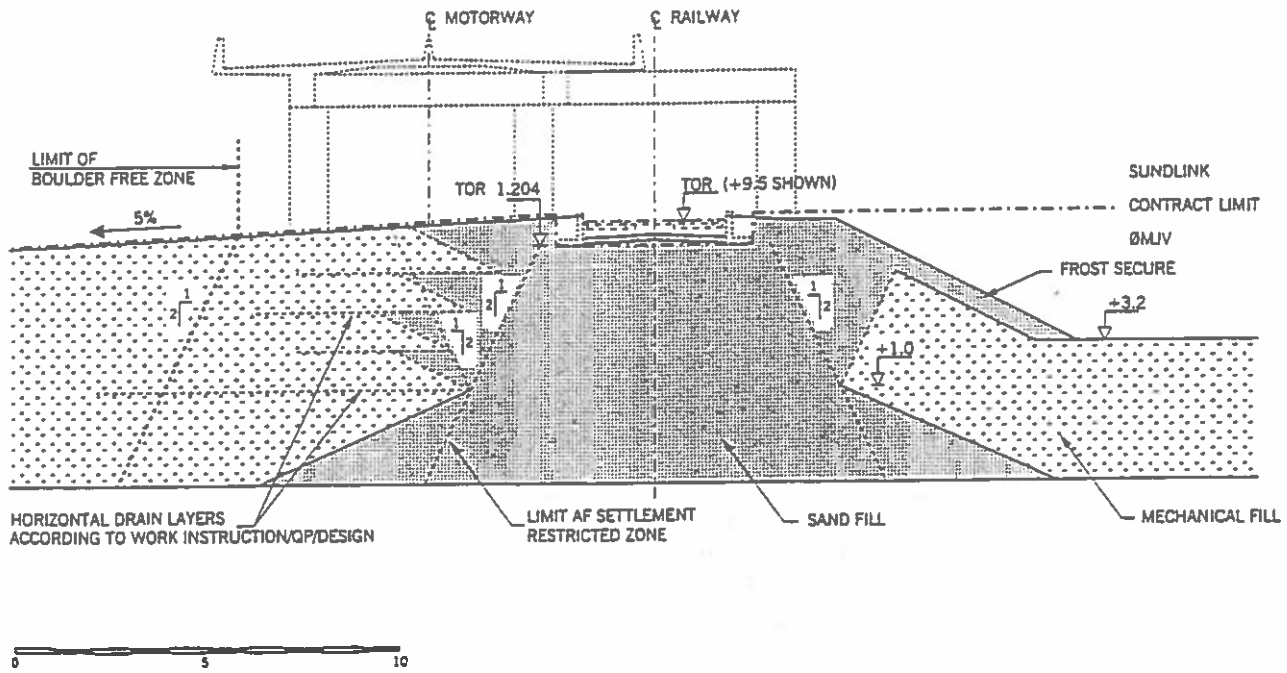
A simple levelling before and after compaction showed settlements of the reclamation surface at +1 m to be around 30 cm which for the approximately 5 m thick sand layer corresponds to an increase in relative density, D_r of 30%.

6.5 East Island Phase 3 A and 3B

East Island Phase 3 A consists of a 500 m long railway embankment with a motorway flyover transferring the motorway over the railway before entering the 2 storey bridge.

The reclamation for the railway foundation has strict (45 mm) settlement requirements, whereas the remaining reclamation covered by the flyover is a landscaped area virtually without settlement limitations.

Fig. 4, East Island, Phase 3A



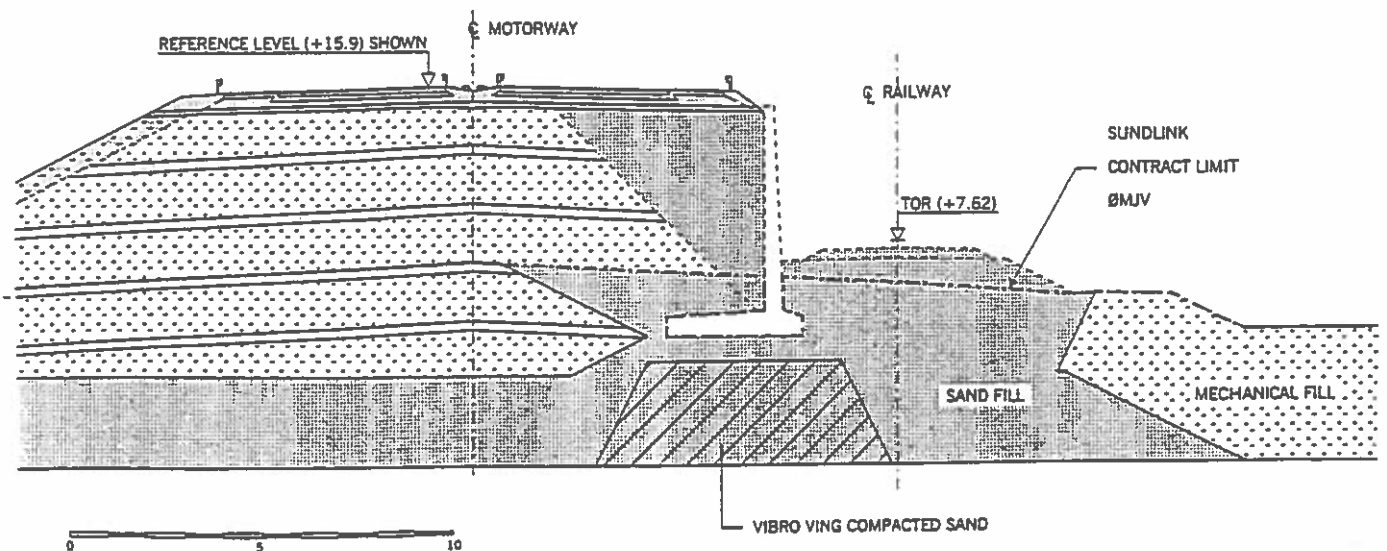
Therefore the embankment, see fig. 4 has been constructed as dikes of mechanically placed fill. The railway foundation was reclaimed with hydraulically placed sand in between the dikes. This resulted in a cost efficient reclamation with a minimum use of expensive materials (sand).

East Island Phase 3B consists of a 210 m long transition zone, where the railway gets closer to the motorway. Here the motorway embankment is separated from the railway by a concrete retaining wall.

The area was reclaimed with hydraulically placed sand to a level +1 m / +3 m and the zone under the retaining wall was vibro-wing compacted; see typical cross-section in fig. 5.

In the original design, the fill above the sand should have been hydraulically placed Castor fill, but this was not available, and in the meantime, see motorway embankment below, we had found an acceptable reclamation method, when using the mechanically excavated materials.

Fig. 5, East Island Phase 3B



6.6 Island Complex, Railway Embankment

This covers the 1670 m long part of the railway running at a level +6.2 m on an embankment of hydraulically placed "Castor" fill.

Only limited mechanical compaction was required in order to document 100% standard proctor. Plate load tests have shown K well above 40 MN/m^2

In the tender design and at the beginning of the construction it was assumed that the traffic corridor on the island consisting of motorway, railway and service roads should all be reclaimed by hydraulically placed cutter suction material.

However, due to modifications in the project such as revised dredging depths, it was not economical to dredge the necessary quantities by cutter. - Nor was it possible with the allowed spill percentage. Therefore it was decided to use the hydraulic fill at the locations with the strictest requirements.

The reclamation of the motorway embankment with hydraulic fill was thus stopped and the whole railway embankment was made of hydraulic fill.

Completion of the motorway embankment and service roads then had to be made according to a revised design using mechanical fill.

6.7 Motorway Embankment

The 1670 m long part of the Motorway Embankment in the central part of the island (between West and East Island) was constructed using mechanical fill. Compared with the hydraulically placed cutter suction fill, this has lower initial strength and slow

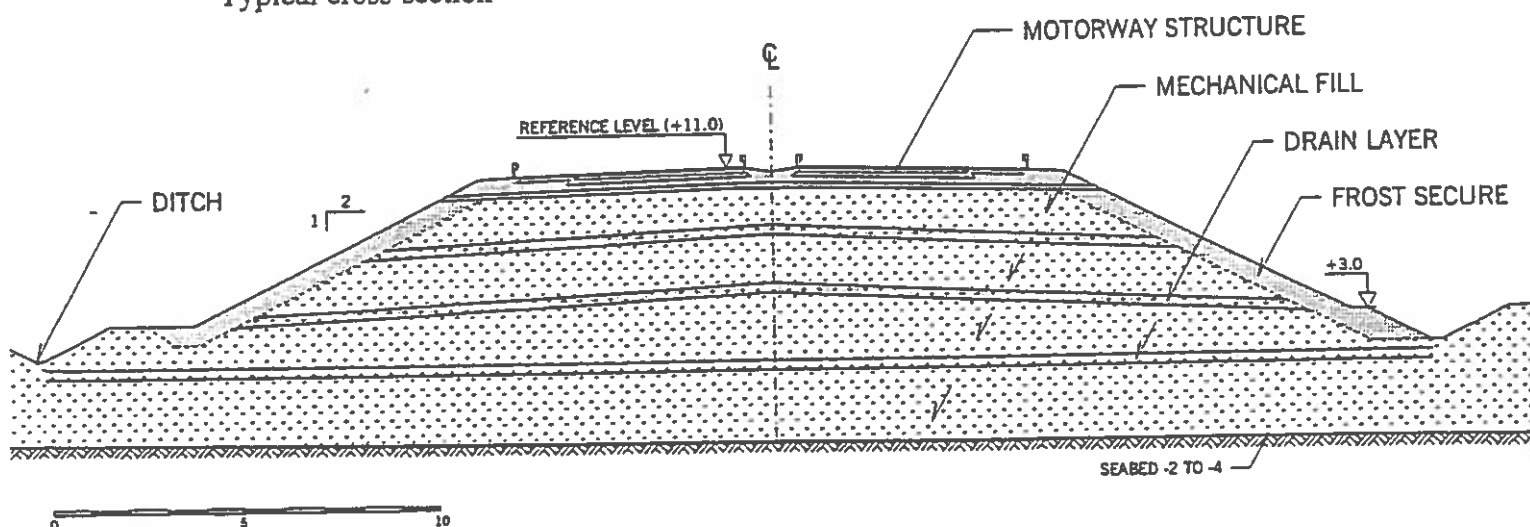
draining properties. Therefore precautions were taken during the construction, ("the building in process").

The mechanical fill was placed in layers with a thickness of a maximum 3 m between 0.5 m thick layers of sand. This was done in order to improve the draining of the material and thereby accelerate the settlement. The sand layers were also used as temporary working roads during the construction of the embankment. Thus it was possible for different construction equipment to place the next layer of mechanical fill. Before placing the sand layers, the surface of the mechanical fill was shaped with a transverse slope of minimum 5 % away from the centreline of the motorway in order to avoid pockets with water (soft spots), which could later cause problems (differential settlements). See fig.6. To ensure the stability of the embankment slopes during construction and of the final slope, the outer 2 m of the slope was compacted to 98% SP.

Furthermore it was required that the fill above a level of +8 m to formation level was compacted to 100/96% SP and a preload of 2 m fill was placed at formation level. This was done in order to improve the strength of the mechanical fill and to accelerate the settlement.

In the motorway embankment two full scale settlement trials were made so that the settlement could be measured during construction. This was done in order to identify the need for a possible redesign and so that decision(s) on corrective actions could be taken at an early state.

Fig. 6, Motorway Embankment
Typical cross-section



CONCLUSION:

Working on a "Design and Build" Contract involving reclamation and fill activities, it is our experience that close contact and understanding of the common goal is vital for the Contractor and his designer. On one hand, it is a requirement that the designer follows the guidelines laid out by the Contractor in respect to the development of a design, based on a proper balance between cost optimisation and risk assessments. On the other hand it is important that the Contractor does not force the designer into using "tailor-made" unsafe assumptions, aimed at the result the Contractor wants. In other words the Contractor must "back off" and leave the detailed design calculation and verification to the experts.

If this mutual understanding is present, then the experience is that the goal will be achieved.

Methods of construction are developed by the Contractor and reviewed by the designer. The designer on his part proves by detailed calculation that the requirements are met and the design reports are reviewed and approved by the Contractor. This provides the parties with a detailed knowledge that enables them to plan and perform almost to perfection, but most importantly enables them to improvise and make corrective actions in time, should part of the basis for the methods of construction and design fail.

The methods of construction used in the different areas of the reclamation as described above all form part of a design optimised in cost and risk exposure. Some methods did fail in the construction, but due to the close co-operation none of these failures developed into disasters. All problems were overcome by combining the knowledge and experience into innovative thinking.

REFERENCES:

- Blak-Nielsen, J., Gravesen, H. and Lykkeberg, N. (1999): Design of revetments for the artificial island. 26th Int. Conf. Coastal Engng. (ICCE), ASCE, Copenhagen Denmark
- Koch-Hansen, K. and Parmann, I.S. (1998): Construction work on Peberholm, the island which will link Denmark and Sweden (in danish). *Geologisk Nyt*, 98,4.

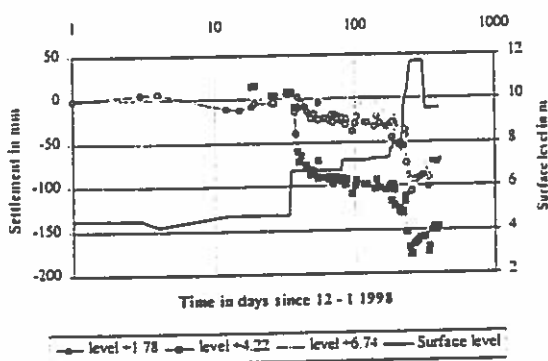


Figure 7: Typical settlement monitoring result for 3 poles.

Trial 5 Centerline plates

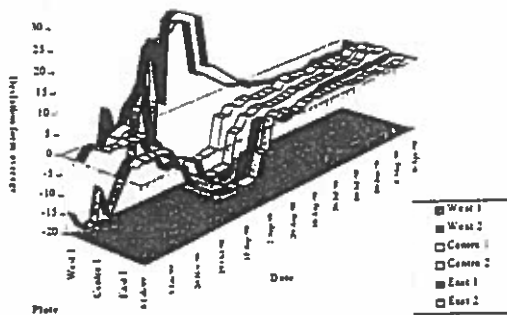


Figure 8: Differential settlements for 6 plates all positioned around level +7.5 m. The data have been "normalised" to the average of the measurement of the day for these plates. The preload in the western part of the trial area was removed 2 months later than in the rest of the trial area.