

1999-2

**SEMINAR OM
VANDBYGGGERENS HVERDAG**

afholdt i Roskilde

27. august 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

1. Roskilde Havn ved Claus Thorsen (Roskilde Kommune)
2. Roskilde Lystbådehavn. Nye og gamle konstruktioner ved C.P. Olsen
3. Roskilde Museumshavn ved Erik Daugaard (Carl Bro)
4. Vest projektet ved Jørgen Jensen (HSS)
5. Odden - Ebeltoft, Nye krav til projektering af havne til katamaranfærger ved Helge Gravesen (Carl Bro)
6. Havneplanlægning i Murmansk ved Günther Hansen (Rambøll)
7. Ombygning af Rødby Havn ved Jesper Heegaard (Per Aarsleff) og Henrik S. Hansen (Carl Bro)
8. Brasilianske havne og kystprojekter ved Berry Elfrink / Thomas Jensen (DHI)
9. Nyt fra Esbjerg Havn ved Erik Brenneche (SHAE)
10. Vandbygning i Mellemøsten ved Ole Juul Jensen (Cowi)
11. Grenaa, udvidelse af Nordhavnen med 1. Etape af Planethavnen ved Niels Lykkeberg (Carl Bro)
- 12.
- 13.
- 14.
- 15.



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 august 1999

Indledning

Denne publikation indholder hovedindholdet af indlæg til seminar om "Vandbyggerens hverdag", der afholdes 27 august 1999 i Roskilde. I forbindelse med seminaret er der ekskursion til Museumshavnen og Lystbådehavnen. Foredragsholderne takkes for at det var muligt at modtage deres skriftlige indlæg før mødet.

På Dansk Vandbygningsteknisk Selskabs vegne



Helge Gravesen



Roskilde Havns Forvandling

ved

Claus Thorsen (Roskilde kommune)



Roskilde Havns forvandling

Af Souchef, civ.ing. Claus Thorsen, Park- og Vejafdelingen, Roskilde Kommune.

Museumsøen

Den 7. juni 1997 indviede Hendes Majestæt Dronningen og Prins Henrik Museumsøen.

Indvielsen markerede afslutningen på 1. etape af den gamle havns forvandling fra lystbådehavn til en maritim turistattraktion, hvor Vikingeskibshallens nuværende aktiviteter suppleres med et aktivt museum på øen, en ny lystbådehavn, restaurant og vandrerhjem.

Bag denne forvandling ligger mange års planlægning, der tog sin begyndelse med beslutningen om at nedlægge havnens rensningsanlæg og flytte rensningen af den centrale del af byens spildevand til Bjergmarkens Rensningsanlæg. Samtidig havde Gasværket tilbage i treserne stoppet produktionen af gas, Gasværket var blevet fredet, og der var hermed skabt mulighed for at anvende dette store areal tæt ved havnen til glæde og gavn for almenheden.

Museumsøprojektet er udarbejdet af Carl Bro Anlæg som hovedrådgiver med Arkitektfirmaet Hou & Partnere og landskabsarkitekt Jeppe Aagård Andersen som underrådgivere. Arbejdet er udført af Højgaard & Schultz som hovedentreprenør.

Øen blev skabt ved udgravning af en kanal indenfor den gamle kystlinje. Samtidig blev der uddybet ude i fjorden, etableret moler m.m., hvorved havnen blev skabt. Til øen er der stiforbindelse fra øst via en oplukkelig træbro, fra parkeringspladsen mod syd via en stibro og fra vest, fra den gamle havneforplads, er der kørende adgang til øen.

På øen er der placeret 4 store bygninger:

- Skoletjenesten, hvor der er placeret en mindre café, billetsalg, og hvor de mange skolebørn, der hvert år besøger Vikingeskibshallen, kan blive undervist i Vikingetiden.
- Fundmodtagelsen, hvor den første behandling af fund kan ske.
- Det maritime aktivitetscenter, hvor kursister kan blive undervist i Vikingetidens skibsbygning.
- Værftsbygningen, hvor kopier af Vikingeskibene bygges.

Kanalerne og øen ligger på en gammel losseplads. Dette sammen med slam fra det gamle rensningsanlæg har medført store udgifter til håndtering af forurenede jord. En del af det lettere forurenede jord er deponeret under den nye parkeringsplads, resten er kørt på kontrolleret losseplads.

Ydermere har de dårlige bundforhold medført, at alle bygninger og østmolen skulle funderes på op til 20 m lange pæle.



I forbindelse med uddybningen af havnebassinet og udgravningen af kanalerne stødte man på resterne af i alt 9 vikingskibe. De 9 fund, heriblandt datidens største krigsskib, 36 m langt, der delvist lå ind under museumsøen, er et af de største samlede fund her i norden.

Sidste fase af havnens forvandling

Efter afslutningen af museumshavnen er 2. etape af havneprojektet nu i gang med at blive realiseret. Den resterende del af det gamle rensningsanlæg og gasværket vil undergå store forandringer, før hele havneområdet fremstår som en helhed - til glæde både for de daglige brugere af havnen, men også for vores mange turister og byens øvrige borgere.

Bygninger i glas og cedertræ

Denne del af havneprojektet er udarbejdet af Arkitektfirmaet Vilhelm Lauritzen, med Erik K. Jørgensen som underrådgiver. Projektet indeholder et nyt vandrerhjem som erstatning for det gamle vandrerhjem i den vestlige del af Roskilde. Vandrerhjemmet består af en fællesbygning samt 3 værelsesbygninger med plads til 128 gæster, fordelt på 32 2-(3-)sengsværelser og 8 4-sengsværelser.

Derudover bliver der mod nord bygget en restaurant, hvorfra der bliver en storslået udsigt ud over havneområdet og fjorden

Syd for restauranten bygges en administrationsbygning til Vikingskibshallen, så hele Vikingskibshallens administrative personale bliver samlet ét sted.

Alle bygningerne vil fremstå i glas og cedertræ – samme materiale som bygningerne på museumsøen.

Syd for administrationsbygningen er der et byggefelt, som Roskilde Kommune håber at få solgt til en privat investor. En del af bygningen her vil kunne lejes ud til Nationalmuseets Marinarkæologiske forskningscenter.

Kanaler og kilder

Det omliggende terræn ændrer fuldstændig karakter. Mellem vandrerhjemmet og Havnevej kommer der en ny kanal med et vandspejl godt 1 m over vandstanden i havnen. Vanddybden bliver 0,5 m. En tilsvarende kanal bygges på østsiden af den nye administrationsbygning.

Kanalerne får vand fra to af Roskildes kilder, Maglekilde og Sankt Hans Kilde. Vandet fra søen i Byparken ledes videre frem til græsplænen ved parkeringspladsen, hvor langt den største del løber ud i det nye åløb frem til museumshavnen, og en mindre del ledes til de to kanaler og derfra ud i trafikhavnen.



Forurennet område rensat

Gasværksproduktion og affald fra de tidligere garverier og den gamle losseplads på arealet ved Vikingskibshallen har betydet, at store dele af området er forurennet i større eller mindre grad. En del af problemerne er løst i forbindelse med byggeriet af museumshavnen.

Der er nu rensat op i området ved Gasværket. "Hot-spots" er gravet op og kørt væk til kontrolleret losseplads. Det mindre forurenede jord er derimod kun kørt væk, hvis anlægsarbejdet gjorde det nødvendigt. Selve Gasværksbygningen er i øjeblikket ved at blive ombygget, så den i fremtiden kan anvendes til kunstværksteder.

Økonomi

Det samlede havneprojekt uden den nye lystbådehavn, som Havneselskabet har forestået gennemførelsen af, forventes samlet at komme til at koste ca. 165 mio. kr.

Projektet har, udover kommunale midler, fået støtte fra Arbejdsmarkedets Feriefond med ca. 50 mio. kr., Kulturministeriet med 5 mio. kr., Veluxfonden med 10,6 mio. kr. og Roskilde Amt med 6 mio. kr. Derudover mindre tilskud fra Lokale- og Anlægsfonden, Knud Højgårds Fond og tipsmidler.

Anlægsarbejdet er planlagt til at stå færdigt i slutningen af 1999. På det tidspunkt vil hele havneområdet fra Kællingehaven i vest til Vikingskibshallen i øst være omdannet til et attraktivt område, hvor de mange havnefunktioner kommer i et naturligt samspil med aktiviteterne omkring Vikingskibshallen, museumsøen, vandrerhjemmet og restauranten. Til glæde for alle dem, der har deres daglige arbejde på havnen, Roskildes borgere og ikke mindst de mange turister, som vi forventer vil komme i endnu større tal!



Nye og gamle konstruktioner
i Roskilde Havn

ved

C. P. Olsen (Carl Bro)



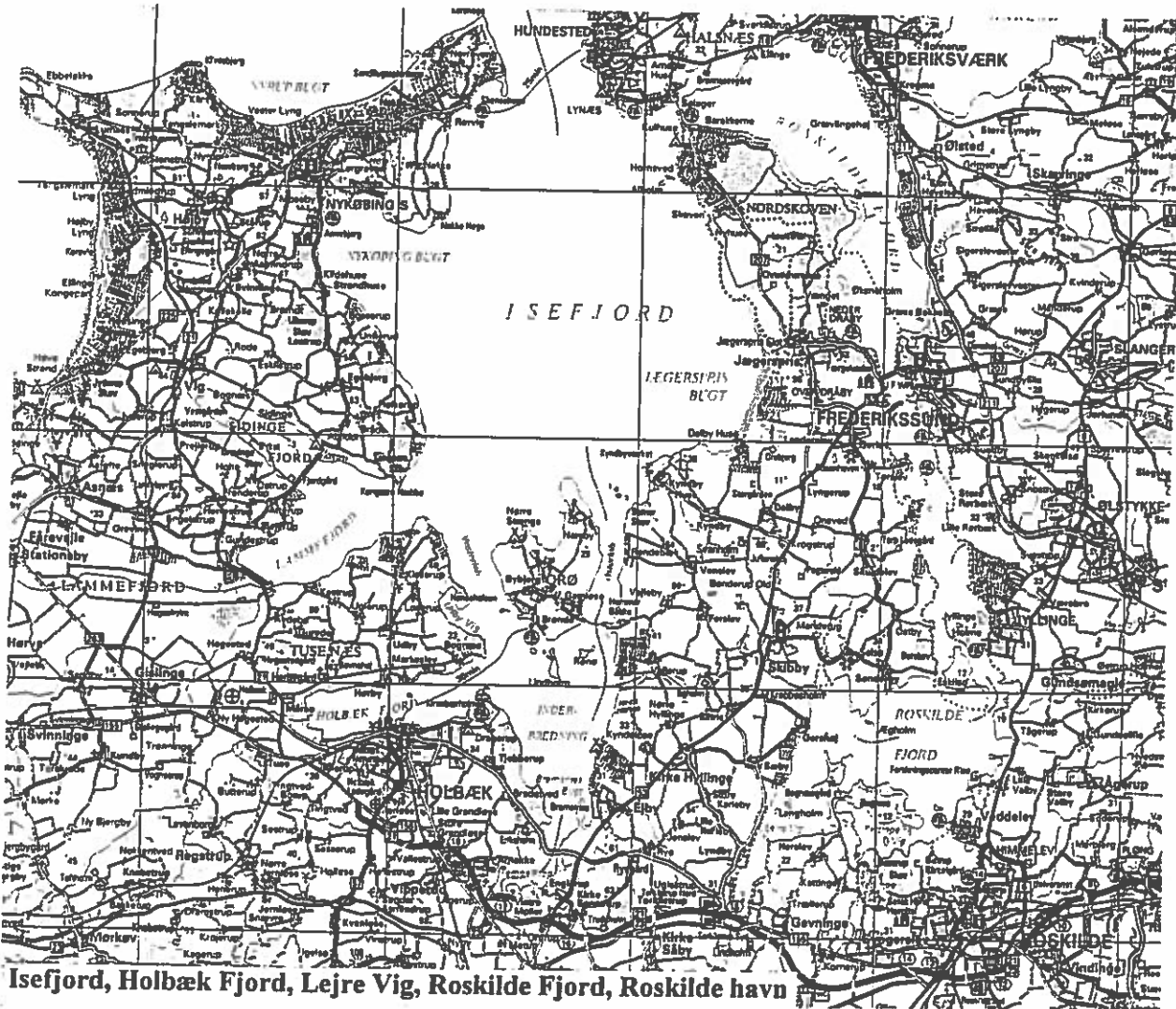
Vandbyggerens hverdag Nye og gl. konstruktioner i Roskilde Havn

Indledning

Min adkomst til at fortælle om konstruktionerne i Roskilde Havn går 37 år tilbage, til 1962, da Dansk Geoteknik blev kaldt til Roskilde på grund af bolværker, der satte sig 1,4 m ned til D.V. i løbet af 10 år og i øvrigt havde rådne pæleværker og tærede ankre.

Teknisk Forvaltning havde forsøgt sig med at ramme 18 m lange pæle for at finde fast bund, men de forsvandt i dyndet for ramslagets vægt uden at opnå modstand overhovedet.

Østmolen for fiskerne, var ligeledes sunket, og ved HV og storm fyldtes både med vand og sank.





Roskildes Havnesituation skal lige resummeres ved at se på Kort- og Matrikelstyrelsens nye oversigtskort for en serie nye søkort for Isefjord og Roskilde Fjord.

Fjordene har været havneadgang fra Kattegat helt ned til det midterste af Sjælland.

Nuværende vanddybder er i Holbæk -6,6 m,
i Nykøbing Rørvig -3,3 m,
i Hundested -5,5 m med Færge/Trafikhavn -7 m,
i Frederiksværk -2,5 m med Valseværkshavn -6,0 m,
i Frederikssund -5,8 m,
Jyllinge Havn -2,0 m,
Veddelev Havn -3,0 m og
Roskilde Havn -3,0 m.

Vikingerne gemte sig helt inde i Lejre Vig, hvor der er fra -4 m op til -30 m vand, hvor dybden dog ikke kunne udnyttes hverken før eller senere.

Sejladsen på Roskilde Inderfjord har altid været begrænset af grundene ved Tørsleff Hage, Kølholm, Skuldelev, Østby og Selsø Hage.

Gravet rende ved Tørsleff hage er -3,0 m og ved Eskildsø -2,5 m.

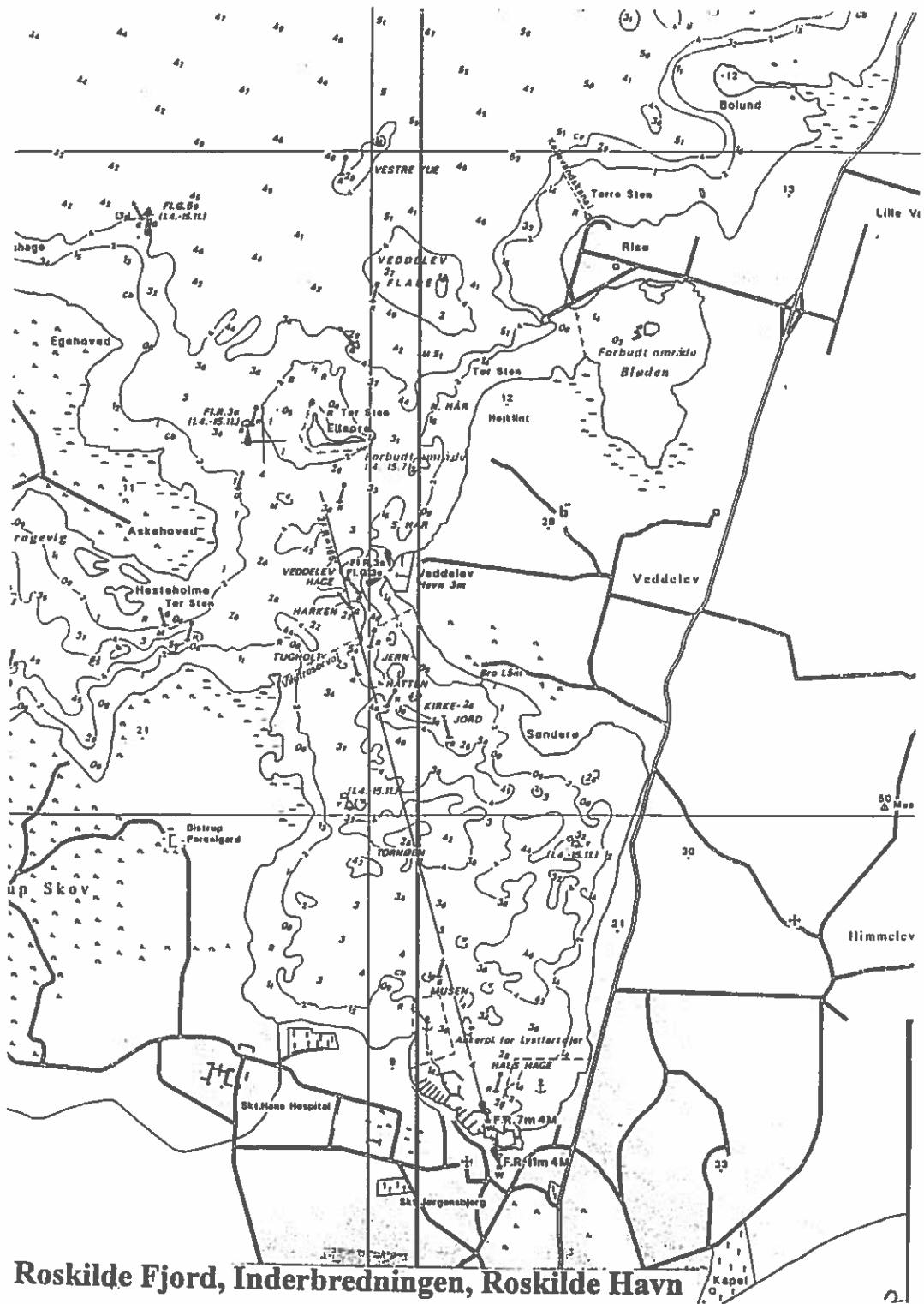
Ikke mindst ved Skuldelev begrænsedes sejladsen ved sænkning af Vikingskibe i ufredstider.

Hele denne historie er fortræffelig godt belyst på Vikingskibs-museet, men her findes der kun lidt om havneforhold, da vikingskibene blev trukket på land, når de ikke kunne ligge for svaj på fjorden.

Det var først senere i Paris, at Vikingerne byggede Bolværker af spredte pæle i rækker. Rent sproghistorisk er Bolværker omtrent det eneste danske låneord i fransk sprog. Pariserne udtalte det "Boulevard" og heraf navnet på de store indfaldsveje med træer i lange rækker.

Når Roskilde og Veddelev Havne har -3,0 m vand, imod rendens dybde ved Eskildsø -2,5 m, er det for at have havnedybde også ved lavvande, eller at skibe med større dybgange må ride på højvandet ned gennem Fjorden.





Overhead 2

Inderbredningen har fra Roskilde Havn en Ledefyrlinie med kurs 165° eller -15° fra N.

Fra yderbredningen indsnævres fjorden mellem Bognæs og Veddelev med øen Elleore i midten, hvor den første danske stumfilm Løvejagten i sin tid blev optaget.

Hele inderbredningen har 3-4 m vand helt ned til Roskilde Havn.



Den Gamle havn var lille ca. 50x70 m, og der har altid været behov for ankerplads for svajliggende lystbåde udenfor, ca. 150 - 200 mindre fartøjer.

Havnelodsen 1951

53° 39',1 N.
12° 04',9 E.
Kort Nr.
116 A.

278. Roskilde. *Sjælland. Roskilde Fjord.*

Indbyggerantal: 23 497, år 1945.

Havnen består af et enkelt bassin.

Dybden i havnen indtil 3 m og i løbet, som N. fra fører fra bredningen N. for Roskilde 3 m.

Bolværkshøjden 1,5 m.

Vandstand. Forskellen på middel-højvande og lavvande er 0,1 m. Vinde mellem W. og NW. giver højvande, E.- og S.-lige vinde lavvande.

Havnelodsen 1958

55° 39',1 N.
12° 04',9 E.
Kort nr.
116 A.

257. Roskilde. *Isefjord. Roskilde Fjord.*

Indbyggerantal: 29 311, år 1957.

Havnen består af et enkelt bassin.

En bro for lystbåde findes W. for havnen. Broen, der er 88 m lang, udgår fra kysten i NE-lig retning og ender i et 10 m langt brohoved.

Dybden i løbet, der N. fra fører fra bredningen N. for Roskilde, 2,8 m og i havnen indtil 3,0 m.

Største skibe, der kan besejle havnen: Længde 40 m, bredde 8 m og dybgang 2,8 m.

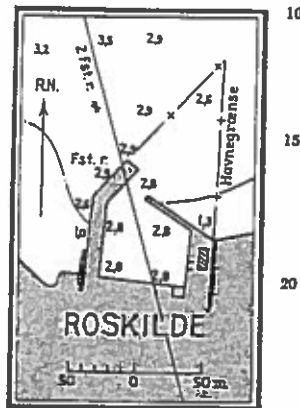
Vandstand. Forskel mellem middel-højvande og middel-lavvande er 0,1 m.

Vind mellem W. og N. kan give indtil 1,2 m højvande og vind mellem E. og S. kan give indtil 0,5 m lavvande.

Lods i Frederikisund.

Afmærkning. Sejlrenden i inderfjorden er på W.-siden afmærket med røde stager med 1 opadvendt kost og på E.-siden med hvide stager med 1 halmvisk.

Båker. To fyrbåker med trekanttopbetegnelse, bagbåken på en gasbeholder og forbåken på en mast på W.-molens hoved, leder holdt overet til havnen.



Overhead 3

Havnelodsen 1951 og 1958

Havnebassinet er meget lille 50 m x 70 m, og der angives max. skibsstørrelser $L = 40$ m, $B = 8$ m med dybgang 3 m.

På vestsiden udenfor havnen angives en 88 m lang bro, "Kongebroen" for lystbåde svarende til ca. 50-60 bådpladser, foruden joller ved småbroer langs kysten.

Vestmolens yderste 40 m var i 1962 sunket fra +1,5 m til ca. D.V.

Vestbolværket var sunket varierende 0,2 m til godt 1 m.

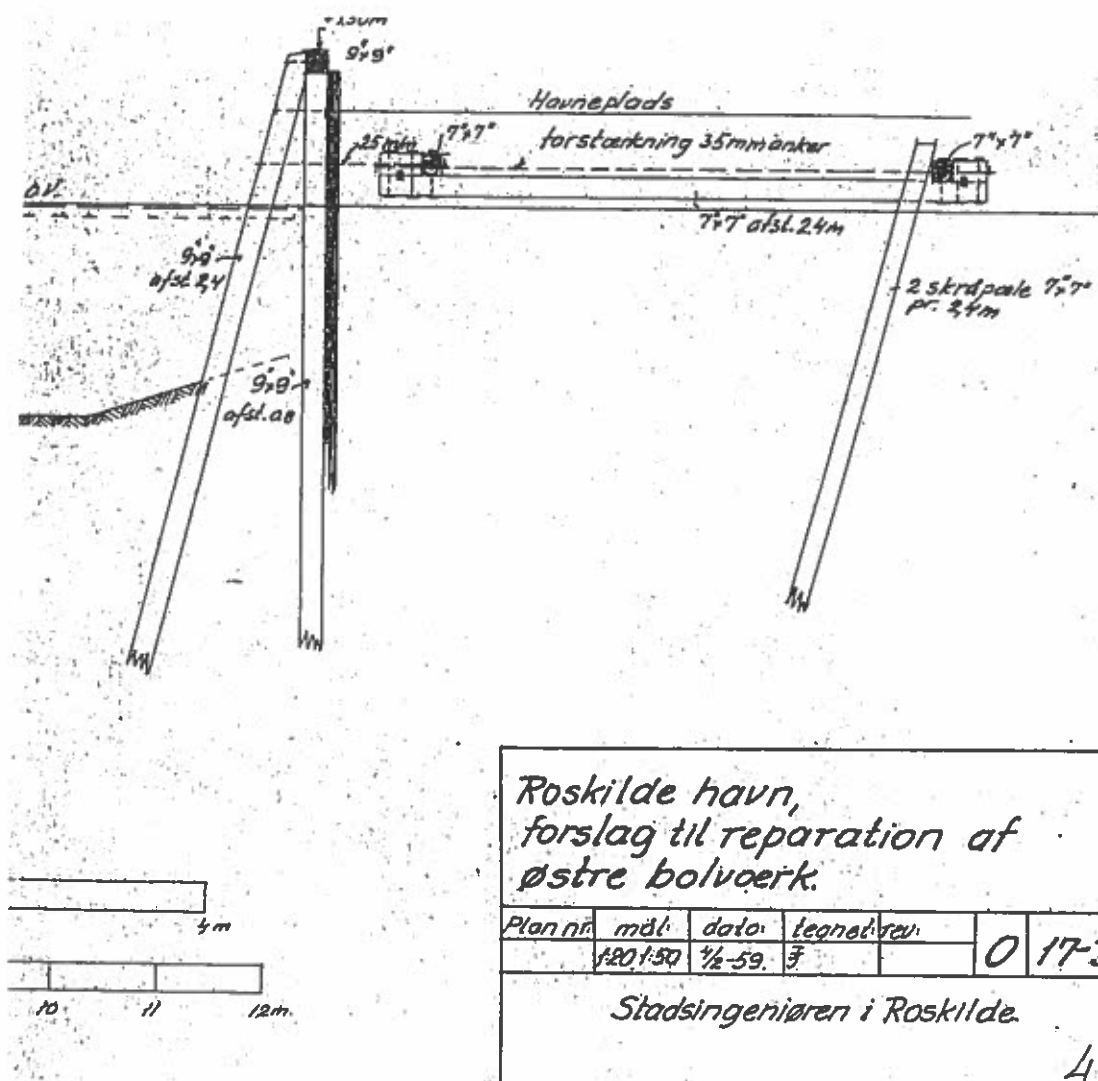
Sydbolværket var sunket ca. 0,2 m.

Østmolen bestod af spredte pæle med stenfyld, som var sunket mellem pælene ca. til D.V.



Alle bolværkspæle over D.V. var kraftigt angrebet af råddenskab, og ankre og hovedbolte var væsentligt rustne.

Bolværkspæle under D.V. havde ingen angreb af pæleorm og krebs.



Overhead 4

Stadsingeniørens Reparationsforslag af 1959

Bolværk fra 1959 viser et typisk gammelt dansk træbolværk, fra århundredeskiftet, som har haft et forreste ankerstræk og et bageste ankerstræk støttet med dobbelte skrå ankerpæle pr. fag.

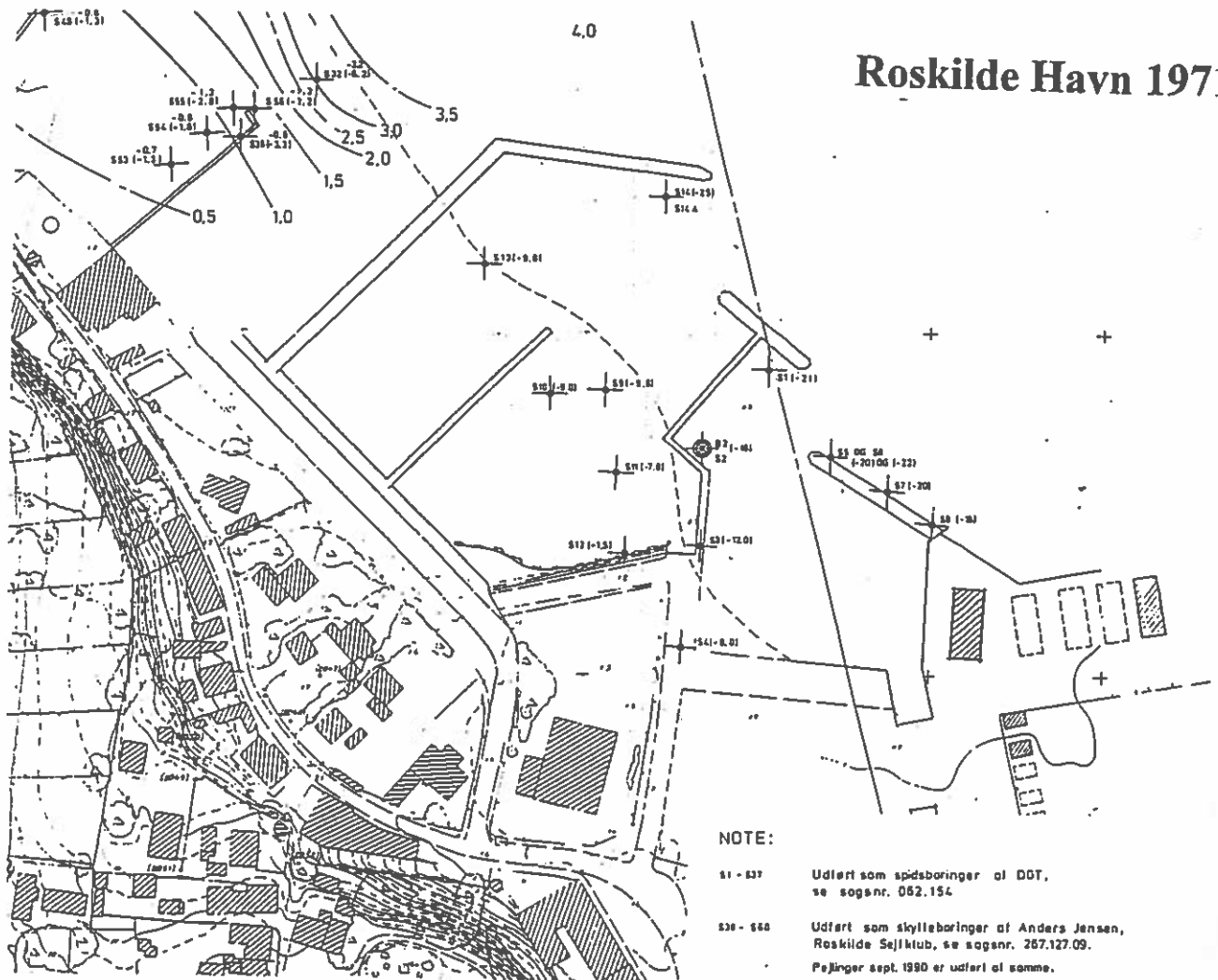
Strækkene har været forbundet med et ankertømmer, som ud i bassinet støttes af 2 skrå stræbepæle.

Ankerstrækkene har været nogenlunde intakte for råd lidt over D.V., medens tømmerankeret foreslås traditionelt erstattet med et rundjernsanker.

Hele frontbolværket med pæle og flager af træ har været angrebet af råd og foreslås erstattet af nye lodpæle med flager suppleret med skrå stræbepæle ud i bassinet for hver tredje lodpæl.



Roskilde Havn 1971



Overhead 5

Dansk Geotekniks boresag fra 1962 viser spidsborssonderinger.

S1 - S4 for gl. vestmole og moleforlængelse viser fast bund varierende -21 m, -16 m, -12 m og -8 m.

S5 - S8 for gl. østmole viser fast bund varierende -16 m, -20 m, -22 m og -20 m.

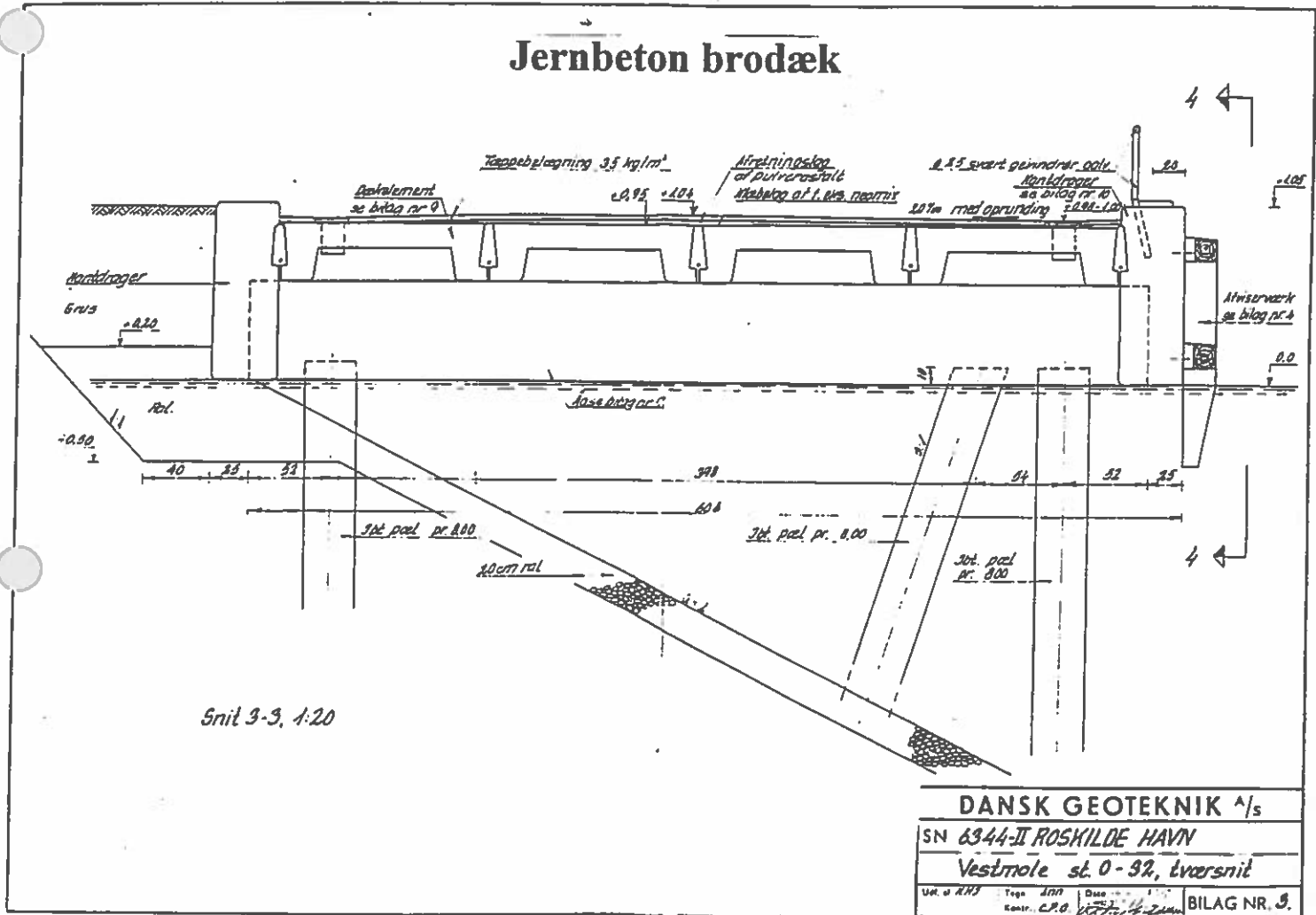
S9 - S13 for ny vestmole viser fast bund varierende -9,8 m, -9,0 m, -7,8 m, -1,5 m og -12,0 m.

S13 - S14 for ny nordmole varierende med fast bund -9,8 m, -25 m.

Som resultat af de helt usædvanlige forhold, var der behov for både geoteknikere og havnebyggere for at løse opgaven.



Jernbeton brodæk



Overhead 6

Ny brokaj langs Gl. Vestmoles yderste 40 m

Gl. vestmoles bolværk var i 1962 sunket ca. 1 m - 1,5 m på grund af bolværkets ca. 5 m mægtige fyldmængder, der havde konsolideret 9 m - 18 m mægtige dyndaflejringer over fast bund mellem kote -12 m og -21 m.

En brokaj var eneste løsning på problemet, og Havnen ønskede kajen udført for belastning 500 kg/m² som trafiklast.

Som pælemateriale for max. 29 m lange pæle valgtes jernbeton, idet imprægnerede træpæle ikke kunne fås i disse længder. Stålpæle fravalgtes pga. risikoen for korrosion i dyndaflejringerne, og korrosion på den lave vanddybde.

Jernbetonkajen projekteredes forsøgsmæssigt som elementbyggeri.

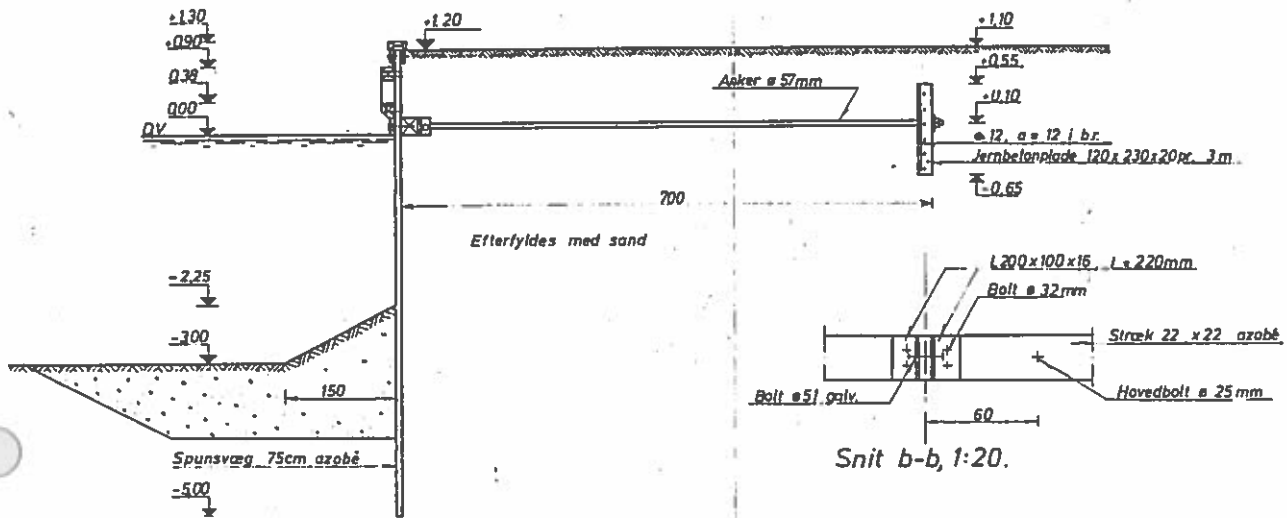
Ved licitationen viste in-situ støbning af jernbeton sig at være billigst og endvidere, at licitationsprisen var væsentligt højere end forventet, ca. 30%.

Vi har ikke siden anvendt elementbyggeri af jernbeton for små arbejder.

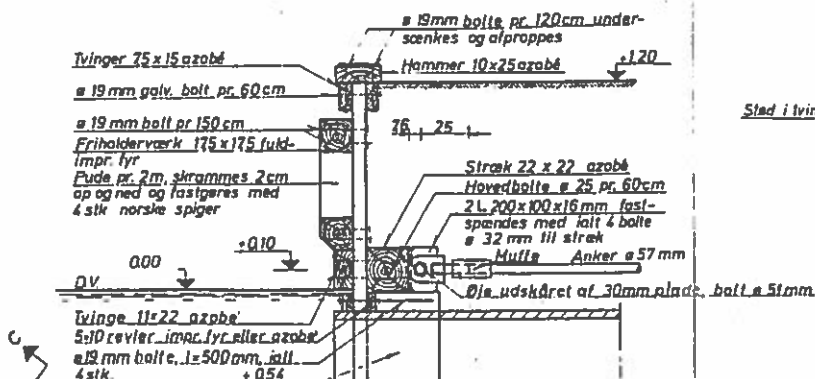


Med Ministeriet for offentlige Arbejders sagsbehandling fulgte et forslag til Roskilde Havneudvalg om, at prisen for en trafikhavn var for stor en investering, da godsmængderne var stagneret pga. jernbane- og vejtrafik. Det burde overvejes at nedlægge Trafikhavnen, og i stedet søge en løsning på Havnens mangel af lystbådepladser.

Snit i bolværk 1:50, strækning C-D-E-F.



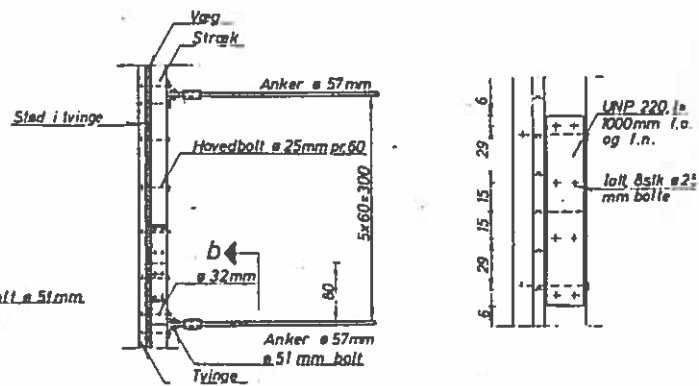
Snit i bolværk 1:20.



Overhead 7

Plan af stræk og anker 1:50.

Stød i stræk 1:20.



DGT's forslag til Azobébolværk inderst v. Vestkajen og Sydkajen

Disse kajer havde været uden væsentlige langtidssætninger fra fylldlaster, men de gamle træbolværker var rådne over D.V. og trængte til omgående fornyelse. Der kunne opføres bolværker med sandfyld, men i stedet for en stålspunsvægsløsning med korrosions- og vedligeholdelsesproblemer, valgtes et bolværk af ny azobéspunsvæg.

Dette var Danmarks første af slagsen.

Azobé er resistent både overfor råddenskab samt for pæleorm og pælekrebs, ifølge mangeårige Hollandske erfaringer om anvendelse i vandbygning.

Efter bortgravning af gl. fyld og lidt blødbundsudskiftning er spunsvæggen rammet direkte op ad et hovedstræk og samlet på ydersiden med tvinger. Spunsplankerne er fjerede og notede og kun 75 mm tykke.



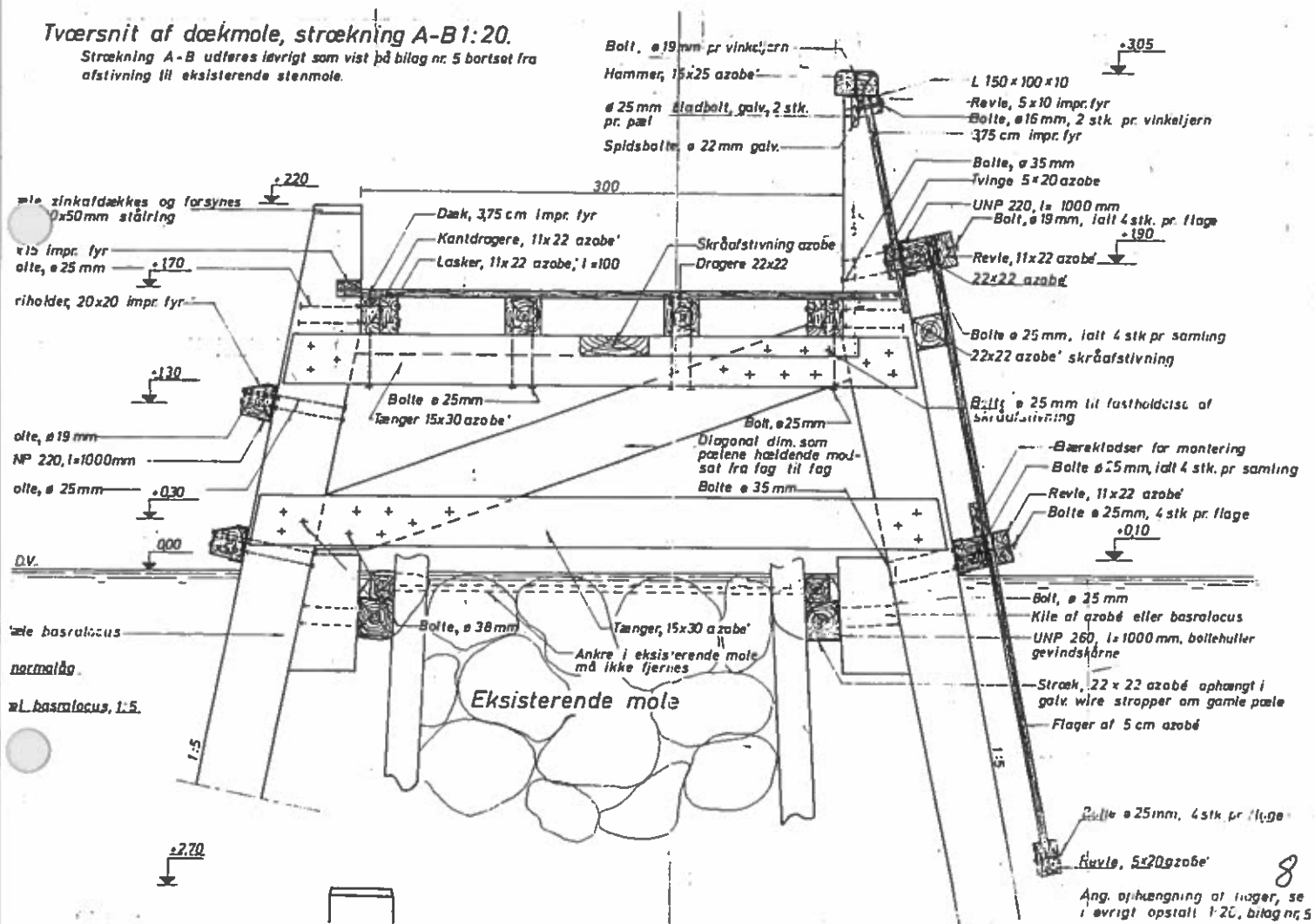
Hovedstrækket er præfabrikeret, med stødsamlinger, boltehuller og ankerbefæstelse af vinkeljern omkring ankeret, således at ankerkraften er udvekslet 4 gange gennem stræk og tvinge, idet hovedboltene er undersænkede. Ankeret er forsynet med øjebolt og muffesamling.

Der findes ingen udragende bolteender på bolværkets frontside, som dog alligevel er inddækket med normalt friholderværk. Principielt har der ikke været udført in situ stål- eller tømmerarbejder i byggegruben, kun samlingsarbejder.

Azobéspunsvæggen er i toppen forsynet med tvinger, og en sædvanlig bolværkshammer. Forankringen sker med stålanker og en bladbolt ved strækket til en sædvanlig jernbetonankerplade anbragt inde i fylden.

Tværsnit af dækmole, strækning A-B 1:20.

Strækning A-B udføres løvrigt som vist på bilag nr. 5 bortset fra afstivning til eksisterende stenmole.



Overhead 8

G1. østmole suppleres med pæleåg, brodæk og bølgeskærm

G1. østmole bestod på begge sider af spredte pæle med stenfyld, og der var gensidig forankret med stræk og stålankre. Fast bund varierer fra inderst -16 m til yderst -22 m.

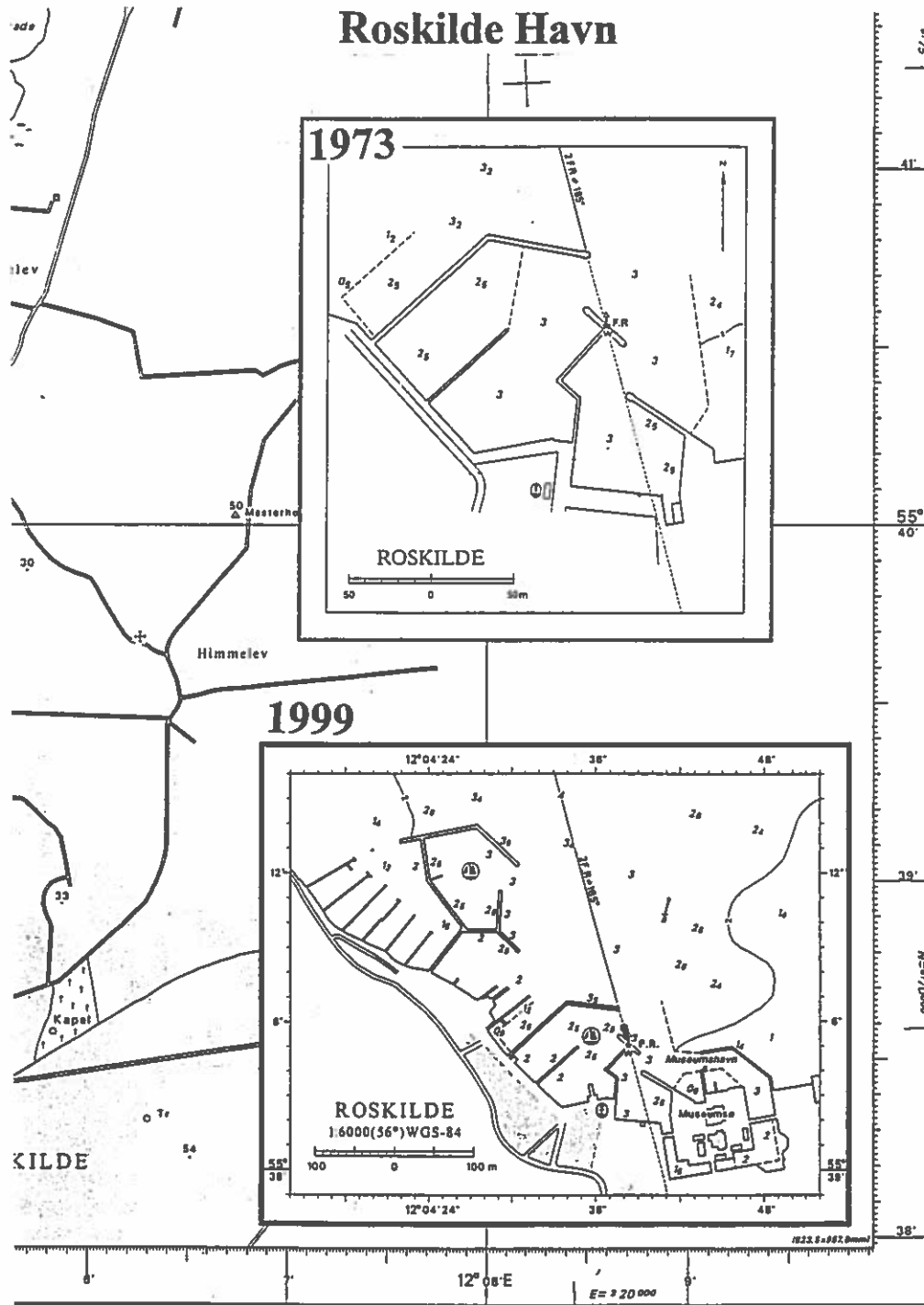
Såvel pælene som stenfylden havde sat sig, stenene næsten til D.V. Pælene over D.V. var hårdt angrebet af råd, og molen øvede ingen dækning længere ved HV. Flere fiskerbåde var i stormvejr blevet vandfyldt og var sunket.



Det nye dækværk måtte ikke gives fyldlast af hensyn til nye sætninger, og der udførtes derfor et pælefunderet brodæk forsynet med bølgeskærm og bølgeflage.

Pæleåget af basralocus rammedes 4 m i fast bund under dyndet. Af hensyn til isløft udførtes skråpæle med hældning 5:1 omkring gl. stenmole, og der byggedes et pæleåg med diagonalgitter. Herved sikres pælens fulde indspænding i bunden og sikring af rammestivheden i hjørnerne oppe ved brodækket.

Brodækket placeredes i max. H.V. kote +1,70 m, og bølgeskærmens højde sattes til +3,05 m svarende til højden af brydende bølger og kravet om minimalt overskyl af fiskerbådene.





Roskilde Havn

Danske Havnelods 1973 og 1999

Havnekortet fra 1973 viser Lystbådehavnen, som blev udført af Roskilde Havn efter Ministeriet for Offentlige Arbejders henstilling om at nedlægge Havnen som Trafikhavn.

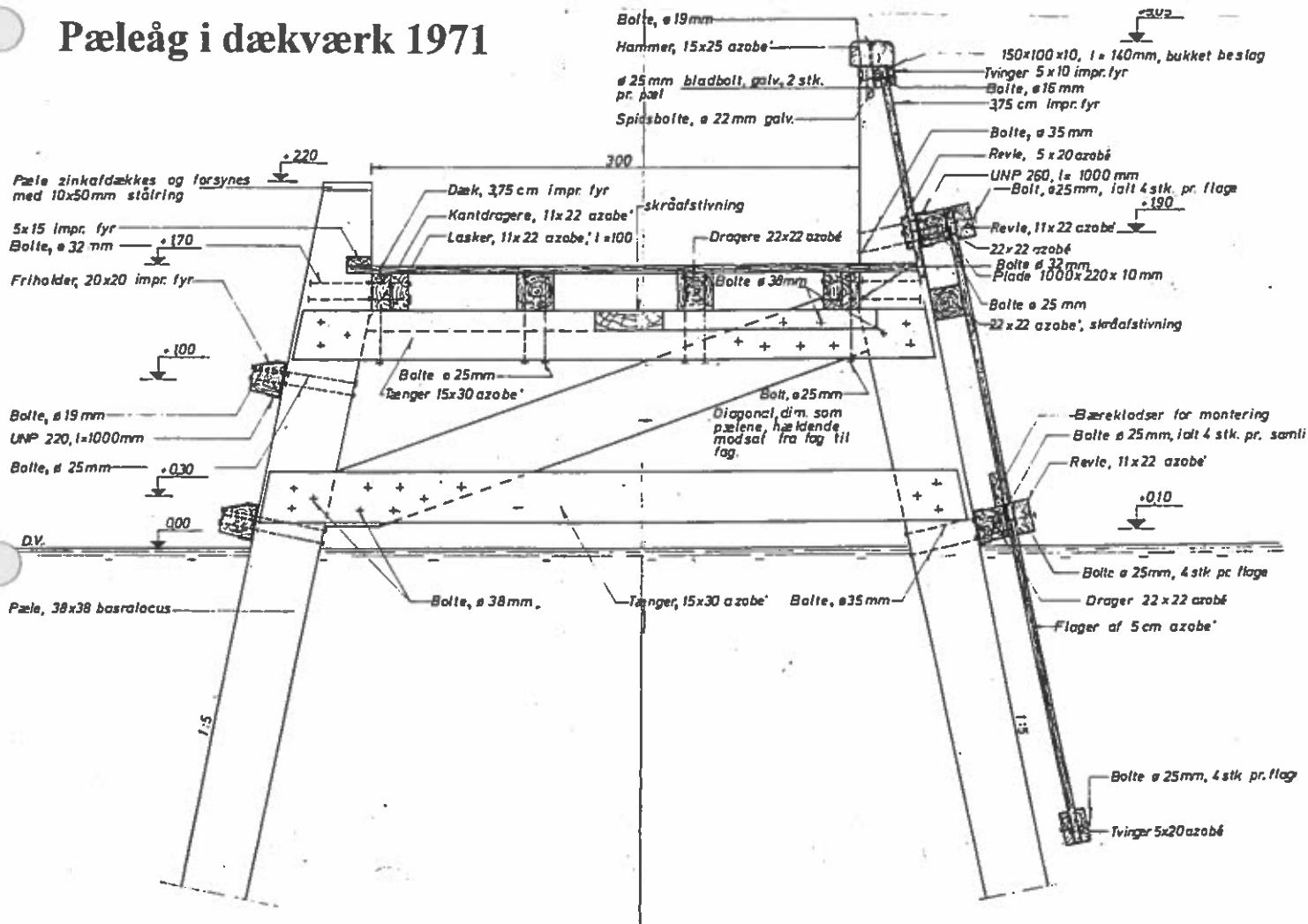
Lystbådehavnen udførtes allerede i 1970 for ca. 1,2 mio. kr., lidt højere pris end ved licitationen i 1966 for Trafikhavnen. Der var 120 nye bådepladser medens varierende 50-100 både stadig har ligget for svaj udenfor havnen.

Nordmolen udførtes på 3 m vand med fast bund varierende -8 m til -25 m.

Mellemmolen udførtes på 3 m vand med fast bund i -21 m.

Østmolen udførtes på 3 m vand med fast bund varierende -22 m til -16 m.

Pæleåg i dækværk 1971



Overhead 10

Dækværkerne er alle udført som Estakadekonstruktioner med bærende brodæk og bølgeskærm/flage på fjordsiden.

Top af bølgeskærmen er +3,05 m. Brodækkote er den samme som højeste højvande +1,70 m. Bølgeflagen afsluttes i kote -2,0 m. Fjordbunden er i kote ca. -3,0 til -3,5 m.



Pæleågene dannes af en dobbelt indspændt ramme af kun 2 pæle, som indspændes i fast fjordbund, og som også indspændes i en gitterkonstruktion over D.V. Herved spares pr. fag en 25 - 30 m lang pæl i dyndet.

Gitteret består af dobbelte tænger omkring pælene i kote +0,30 m og +1,30 m, og med en enkelt skråstang i pælenes plan.

Brodækket er udført for en lodret belastning på 300 kg/m^2 og danner samtidigt afstivningsgitter for vandret tværgående last.

Bølgeskærmen er præfabrikeret og udkraget fra D.V. til -2,0 m. Den opsættes på et langsgående vertikalt afstivningsgitter som er udført oven vande. Gitteret består af fortløbende stræk i kote +1,90 m à +0,10 m. Strækkene er forsynet med langsgående skråafstivninger.

Konstruktionsmaterialerne er alle træ og varmtforzinkede bolte. Friholderne og brodækket er imprægneret fyr.

Konstruktionstømmer, tænger og bølgeskærm er af azobé.

Pælematerialet er firhugget basralocus op til 50 x 50 cm i indtil 18 m længde.

Stålkonstruktioner er således undgået, da de korroderes værst fra D.V. -2,0 m. Endvidere er der usikre korrosionsforhold i dynd-aflejringerne.

Jernbeton er endvidere undgået i pæle, som ellers skulle have længder op til ca. 30 m og være forsynet med momentstød. Sidst og ikke mindst er stive jernbetonpæle uegnede til den elastiske rammekonstruktions bevægelser.

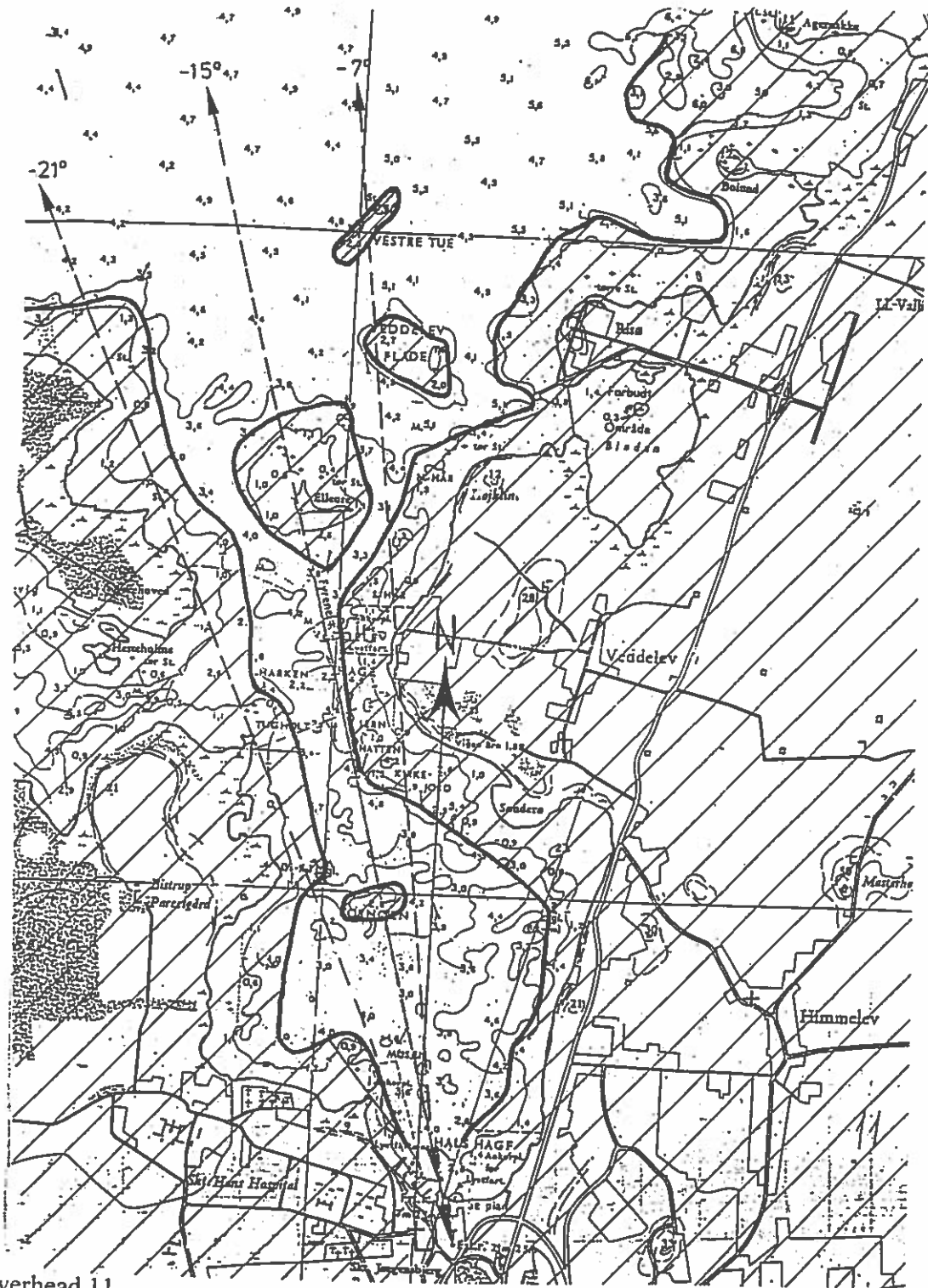
Rammen har en bevægelig knudepunktsfigur og aktiverer tvær-gående reaktioner i dyndet.

I forhold til de aksiale kræfter i en normal pælebuk reduceres pælekræfterne herved til ca. 25%, og i stedet opstår bøjnings-kræfter i pælene.

Pælene rammes med hældning 5:1, idet mindre hældning erfaringsmæssigt ikke kan styres for store pælelængder, her specielt i slapt dynd, som ikke giver nogen støtte under ramningen.



Vind- og bølgekræfter for Nordlige Estakadeværk



Overhead 11

Overhead 11 er en gentagelse af overhead 2, Inderbredningen, men:

Her er 3 m dybdekonturen tegnet op og viser med al tydelighed, hvor selektivt havnen er udsat for bølger fra NNW.

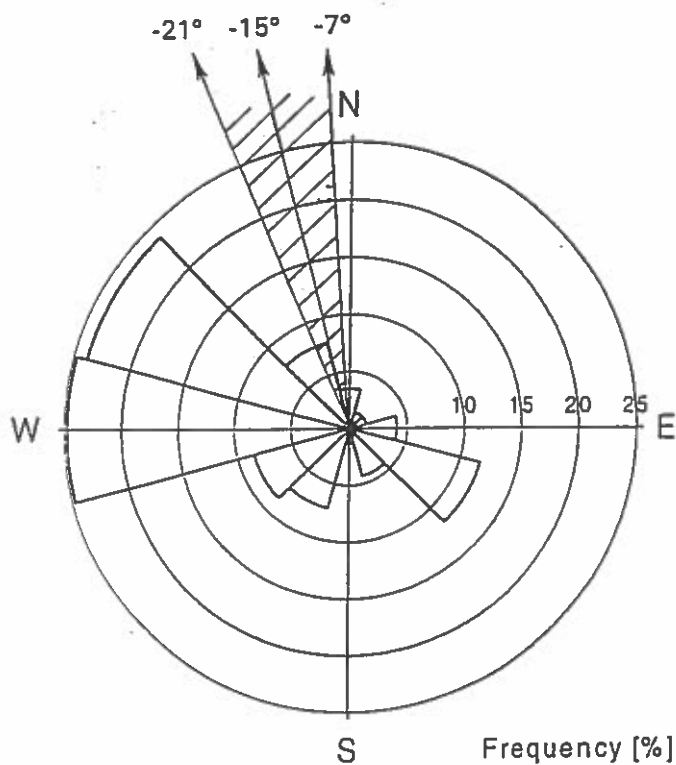
Fyrlinien med kurs -15° ligger midt i det begrænsende vinkel-sum -21° til -7° fra N.



Det ca. 5 km frie stræk begrænses tillige af øerne Elleore og Tornøen, begge med flak på siderne. Der sker en betydelig refraction over fjordens flade landgrunde både på øst og vestsiden af Fyrlinien.

Roskilde Havn Frit stræk sektor

Storme fordelt på vindretning



Fordeling af storme hvor $U_{max} > 19.3 \text{ ms}^{-1}$
(styrke 9, 9-10 tilfælde per år) på 30-graders
sektorer.

Overhead 12, Fordeling af storme på 30° sektorer med $U_{max.} > 19,3 \text{ m/sec}$. Vindstyrke 9. Kilde: Niels Mortensen, Risø Vindlaboratoriet.

Samtidig er der indtegnet vinkelrummet -21° til -7° N. Det ses at frit stræk kun er effektivt for ca. 5% af årets storme.



Projektforudsætninger.

Vind-, bølge- og vandstandsforhold.

Der betragtes udelukkende vindretninger svarende til området for længst frit stræk. Dette område ligger i vinkelrum ca. 339 grader - 353 grader, jf. bilag.

Maksimal hændelse	pr. 50 år	pr. 1 år
Højvande	+ 1,7 m	+ 1,2
Signifikant bølgehøjde	0,9 m	0,63 m
Maksimal bølgehøjde	1,7 m	1,2 m
Bølgelængde	12,2 m	9,8 m
Vindhastighed (NNW)	27 m/s	20 m/s
Svingsningstid	$T_s = 2,8 \text{ sec.}$	

Konklusion:

Stormende kuling eller storm med maksimal vindhastighed over 20 m/s fra vindretninger mellem 337,5 (NNW) og 351 (N) må forventes at forekomme ca. 0,2 gange i løbet af en sejlsæson, svarende til 1 gang hver 5. sejlsæson. For vindretninger mellem 296 og 351 forekommer samme vindhastigheder ca. 3 gange så ofte.

Stormende kuling eller storm med maksimal vindhastighed over 20 m/s fra vindretninger mellem 337,5 (NNW) og 351 (N) må forventes at forekomme ca. 0,5 gange på et år, svarende til 1 gang hvert 2. år. For vindretninger mellem 296 og 351 forekommer samme vindhastigheder ca. 3 gange så ofte.

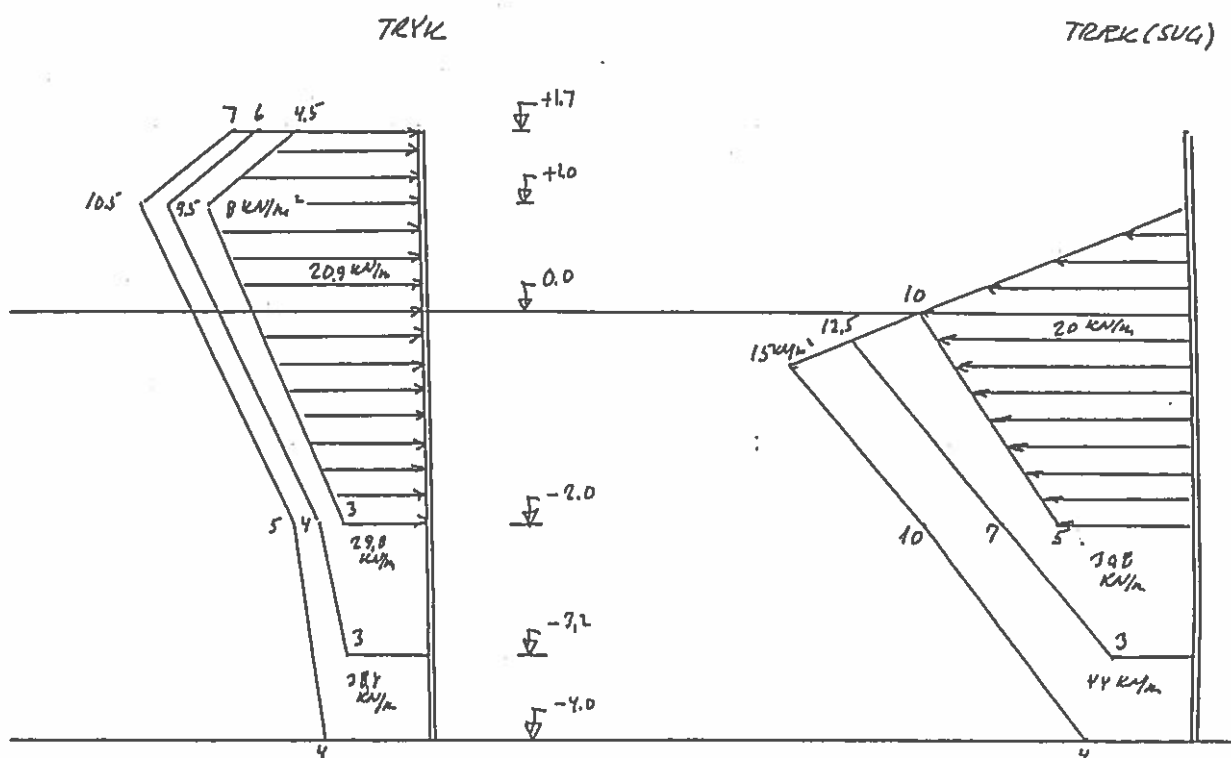
Overhead 13

Projektforudsætninger er udarbejdet af Helge Gravesen i 1998 som en supplerende analyse før beregningerne til Roskilde ny Ø havn og til Vikingskibshavnen. Der er kalkuleret maksimal hændelse pr. 50 år, og for 1 år.

NNW Stormende kuling $V_{\max.} > 20 \text{ m/sec.}$ regnes at forekomme 1 gang hvert andet år, dog kun hvert 5. år i sejlsæsonen.

NNW Storm med $V_{\max.} > 27 \text{ m/sec.}$ er 50 års hændelse.





Belastninger på flagemole

Overhead 14

Belastninger på Flagemole

Helge Gravesen har i 1998 analyseret bølgetryk og bølgesug på flagemoler, hvor skærmen når helt til bund i -4,0 m, til -3,2 m, og til -2,0 m. Skærmen er ikke ført over brodækket.

Flagedybde	Tryk	Sug
-2,0	20,9 kN/m	20,0 kN/m
-3,2	29,0 kN/m	30,8 kN/m
-4,0	38,4 kN/m	44,0 kN/m

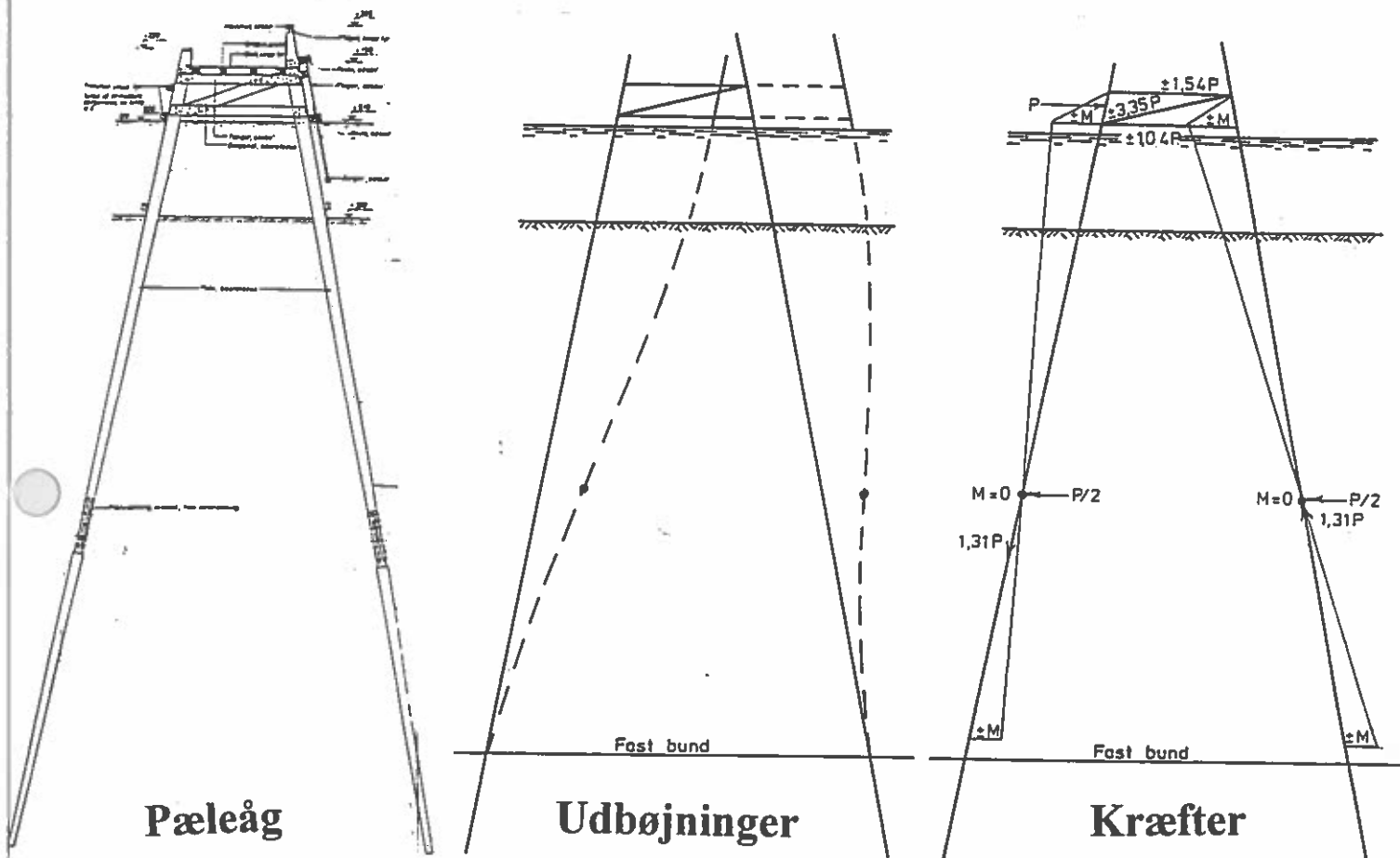
Specielt ses at sug generelt er farligst.

For Ny Ø havn og for Vikingskibshavnen er valgt flagedybde -2,0 m, den samme som i 1970.

DGT kalkulerede i 1970 med 20 kN/m som et kvalificeret skøn, dog med skærmhøjde +3,05 m. Estakaden har stået uden skader i 29 år.

Så det var meget godt ramt af HG 28 år senere.





Overhead 15

Pæleåg, Udbøjninger og Kræfter

Pæleågene er udført af ca. 18 m lange 45 cm 45 cm firhuggede basralocuspæle. Disse stødes med ca. 12 m lange uimprægnerede fyrrepæle, som i rodenden er firskåret og prøvesamlet med basralocuspælens spidsende.

Stødet udføres på værksted og prøvesamles med dobbelte U jern og pasbolte.

Efter adskillelse rammes fyrrepælen med beskyttelseshoved, og når samlingen når til vandspejlet eftermonteres basralocus pælen for færdigramning. Det bemærkes at uimprægneret nåletræ ikke angribes af råddenskab i de iltfrie dyndlag.

Justeringer

Opsætning af pæleflugter med varpankre og justering af pæleafstande med stag er et væsentligt arbejde før tænger og gitterdiagonaler kan monteres med de nøjagtigheder som boltesamlingerne kræver.

Tværgående vandret gitter er sammenbygget med brodækket



Lodret langsgående gitter opsættes på 2 stræk, som monteres oven vande.

Bølgeskærmen ophænges på det lodret langsgående gitter.

Dykkerarbejde er undgået ved udkrugning under vandet af den præfabrikerede bølgeskærm.

Udbøjninger

Den dobbelt indspændte ramme har en bevægelig knudepunktsfigur og vil svinge ind og ud med bølgepåvirkningerne. Dette aktiverer tværkræfter fra dyndet ganske som for normale fortøjningspæle.

Empiriske erfaringer i Roskilde viser, at dyndets egenskaber ikke vibreres til ødelæggelse, men at indspænding kan opnås for en svingende kraft.

Der er ikke påregnet, at aksiale pælekræfter fra bølger eller isløft kan optages i dyndet, idet kræfterne er regnet optaget i fast bund.

Erfaringer fra Roskilde Sejlklubs tidligere 80 m lange bro havde vist, at broens skråpæle 5:1 i ågene aldrig løftedes af isen, medens lodrette fortøjningspæle ikke kunne holde til løftet.

Uden at være taget i regning er dækværkerne udført med skråpæle, og der er således medtaget en empirisk sikkerhed mod isløft.

Udbøjninger af den dobbelt indspændte ramme begrænses til vandrette deformationer, og pælenes udbøjning opnår en vendetangent på midten, hvor momentet er 0. Elastisk udbøjning under stormbølger er af 3-5 cm størrelse frem og tilbage. Dette er ikke helt ufarligt, når brodækket ligger i Højvandskoten, hvis nogen i den situation skulle finde på at promenerere med både grønt vand og røgvand ind over dækket.

Kræfter

Den dobbelt indspændte rammekonstruktion har momentnulpunkt ved vendetangenten på midten, medens basalocuspælene ved indspænding i top og bund får maksimalmomenter med vekslende fortegn.

Basalocusmaterialet udnyttes her til en bøjning, som er det tropiske træs store fordel.

Et normalt pæleværk udnytter aksial pælekraft i jord/dynd. Det er hermed ikke pælematerialet, men jordbundsforholdene der bestemmer styrken.

En normal pælebuk med skråpæl 5:1 vil have aksial kraft ca. $5 P$, hvor P er den vandrette kraft.

En dobbelt skrå pælebuk ville have aksialkraft $2,5 P$, hvis samlinger ellers kunne udføres under brodækshøjden.

Rammekonstruktionen har kun ca. $1,3 P$ aksialkraft, altså ca. 25% af en enkelt pælebuk.

Gitterkræfterne i tængerne er henholdsvis $\pm 1,5 P$ og $\pm P$, medens den skrå diagonal har ca. $\pm 3,4 P$ stangkraft altså ikke mere end i et normalt pæleværk.

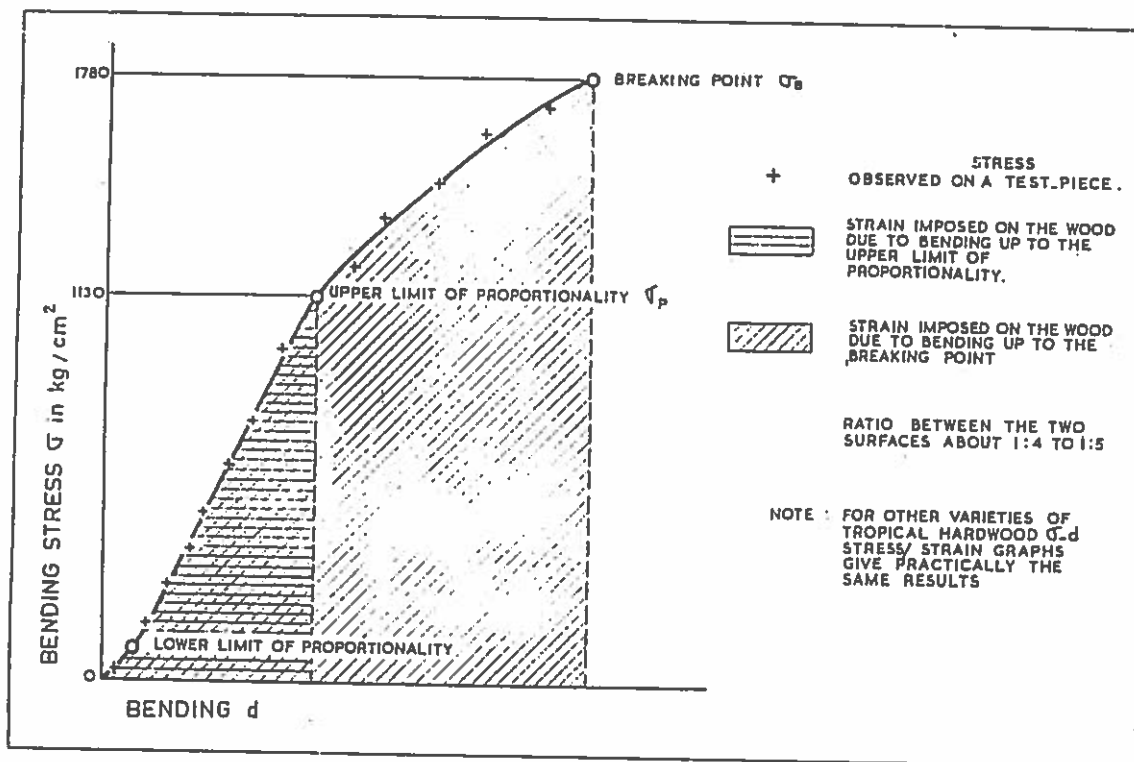


Alle kræfter er således væsentlig mindre i rammekonstruktionen, men på bekostning af stivheden.

Økonomisk sammenligning af estakader af tropisk træ contra stenmoler.

Roskilde ny ø havn kalkulerer med ca. kr. 40.000 pr. bådplads for 260 pladser med byggeri af tropiske pæle i dynd.

Veddelev havn kalkulerer med ca. kr. 60.000 pr. bådplads for 120 pladser med byggeri af stenmoler på fast moræner.



3) Graph of relationship between stress and strain for air-seasoned Demerara Greenheart (pages 19 and 27)

Overhead 16

Med Tropiske træsorters indførelse i Dansk Vandbygning i 1960, ved Havneby på Rømø, overtog vi i vid udstrækning erfaringsgrundlaget fra Hollands Vandbygningsvæsen, Reichswaterstadt.

Ingeniør C. van der Burgt har resumeret disse regler i hæftet Fejnhout 1962.

Overhead 16 angiver arbejdskurven for lagret Greenheart, som bøjes indtil brud.

For langvarige hvilende belastninger må proportionalitets-grænsen ikke overskrides, og der arbejdes med sikkerhedsfaktor 2. Permanent safe load = $\sigma_{prop}/2$.

For dynamiske stødlaster i fændrende konstruktion tillades proportionalitetsgrænsen nået med sikkerhedsfaktor 1

Dynamic Safe Load = σ_{prop} .



Ud fra arbejdskurven argumenteres med arealerne under kurven, idet disse udgør det indre deformationsarbejde.

Det ses, at efter elasticitetsgrænsen er nået, vil der indtil brudgrænsen være ca. 5 gange så stort deformationsarbejde tilbage inden bruddet.

De seje træmaterialer har altså 5 gange større fenderenergi tilbage inden det egentlige brud indtræffer (dog ikke uden ødelæggelse).

Forudsætningerne for Dækværkernes dimensionering har været

- 1) Bølgetryk karakteristisk 25 kN/m²
- 2) Total sikkerhed 1.5
- 3) Styrkeparametre i tropisk træ max. spænding = σ_{pog}
- 4) Boltestål Fe510

Erfaringer 1971 - 1997

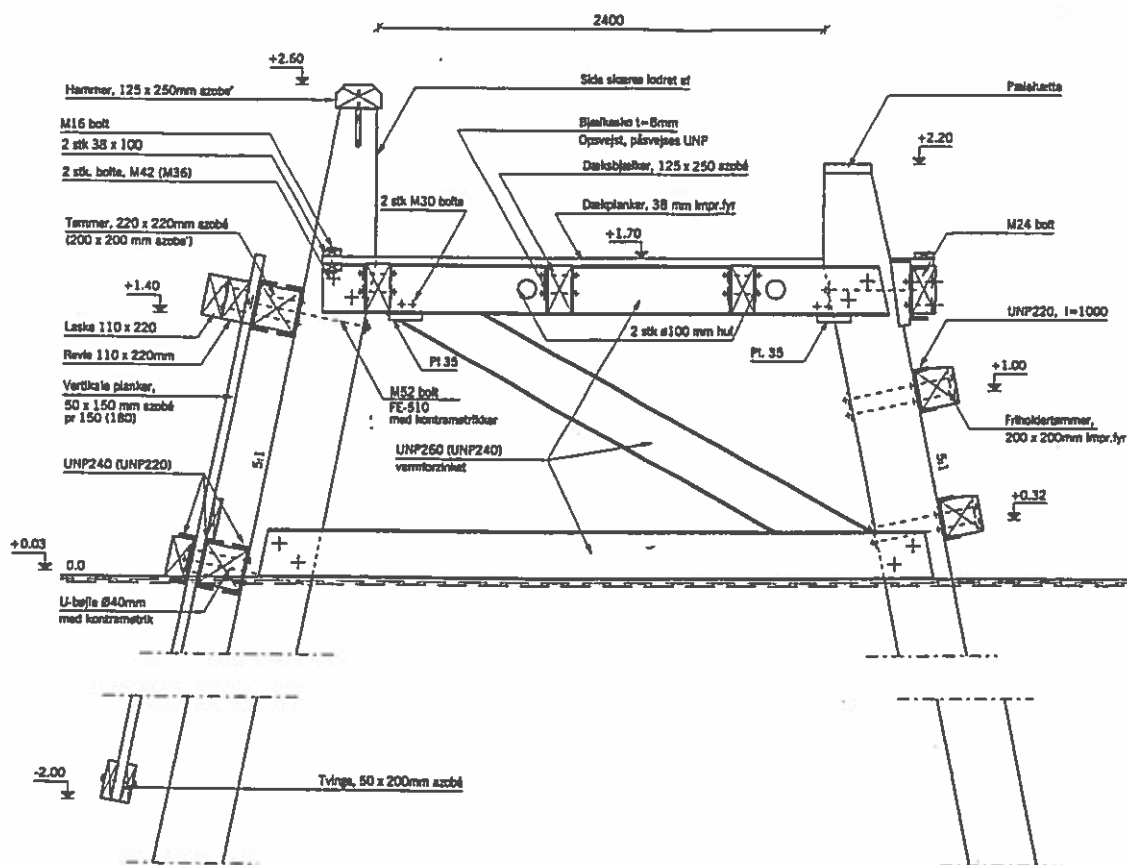
Ingen pæle har været i bøjningsbrud

Ingen boltesamlinger har været i brud ved forskydning eller flækning.

Boltesamlinger har måttet efterspændes med 3 - 5 års intervaller.

Hulrande i træ er ødelagt efter 25 års virke. Dette er sket som accellererende skjulte fejl.

Pæleåg i dækværk 1997



Overhead 17



Pæleåg i nyt Dækværk 1997

Principperne er de samme som i 1970, men der er her udført et dobbelt Z gitter, som samles om pælene fra begge sider.

Z gitrene er præfabrikerede ved svejsning og er endvidere varmtforzinkede.

Montagen til pælene foregår med kun 2 bolte pr. samling, så montagearbejde er i vid udstrækning undgået ved præfabrikationer.

I forhold til 1970 er der nu accepteret stålprofiler, som uanset varmtforzinkningen har begrænset levetid. Fornyelse af Z gitre kan udføres som vedligehold, når det må vise sig nødvendigt.

Boltesamlingerne skal vedligeholdes ved årlige efterspændinger, idet der på grund af bølgevibrationer og årsvariation af fugtindhold i pælene sker løsrivninger. Dette sker uanset konsekvent anvendelse af kontramøtrikker.

Vedligeholdelsen af det nye dækværk vil formentlig være væsentlig mindre end for de mange boltesamlinger i gl. dækværk.

I forhold til dækværket fra 1971 er der følgende ændringer:

- 1) Hammeren er i kote +2,60 m mod tidligere 3,05 m.
- 2) Bølgeskærmen over brodæk er fjernet fra lokalplanen af planlægningsarkitekterne af hensyn til udsynet inde fra land. Dette imod vore kraftige protester om bølgeuro.

Der citeres fra lokalplan:

De nye broanlæg på søterritoriet vil blive udformet med en brodækshøjde på 1,2 m. Den nordligste bro i ø-havnen hæves dog til max. 1,7 m, idet den skal yde den nødvendige beskyttelse af havnen. Lokalplanen fastlægger, at der ikke må etableres udsigtshæmmende bølge- og vindskærme over brodækshøjde. Det indebærer, at den udsigtsbegrænsning, som de dækkende værker omkring den eksisterende nyere lystbådehavn medfører, ikke vil blive videreført i det nye havneanlæg. Det er samtidig et led i en regulering af den eksisterende lystbådehavn, at dele af bølgeskærmene vil blive fjernet, når de ydre værker i det nye havneanlæg er etableret. Citat slut

- 3) Brodækket er bevaret i +1,70 m, som er lig 50 års højvandet.

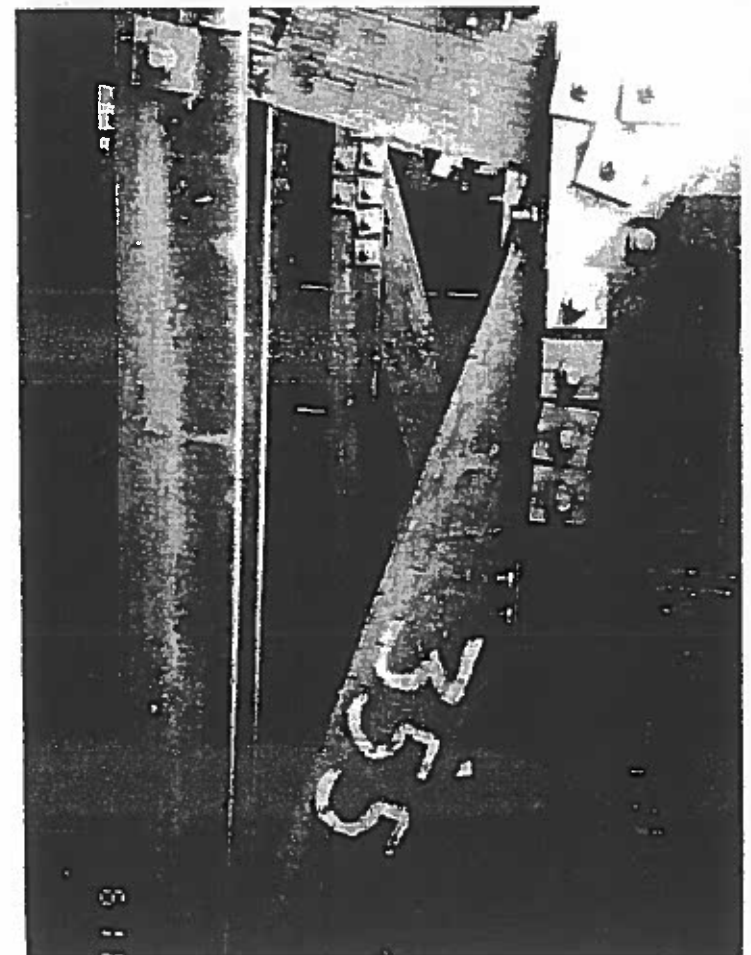
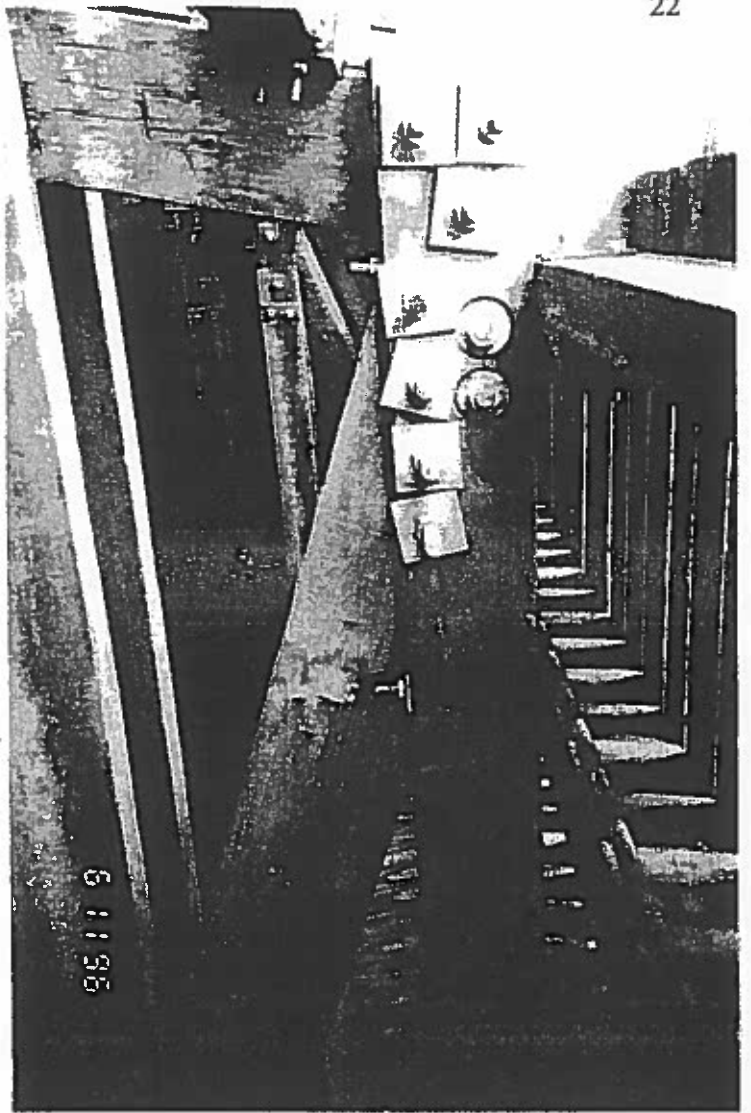
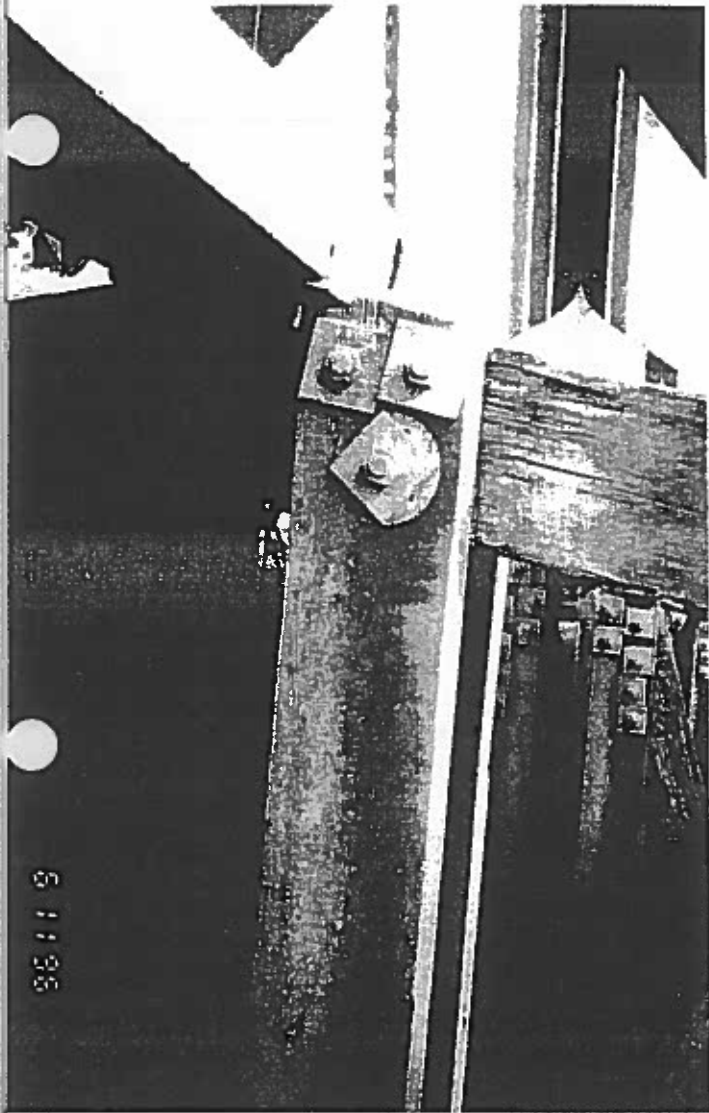
Toppen af maximalbølgen på 1,70 m, altså 0,85 m, vil passere ret ind over brodækket og give helt utilladelig bølgeuro. Dette kan forekomme i sejsæsonen som en 50 års hændelse. Roskilde Havneselskab overvejer at sikre situationen.

- 4) Bølgeskærmens planker placeredes med mellemrum 30 mm / 180 mm eller 17% af skærmarealet. Skærmarealet er 22 m²/fag og åbningen under skærmen 12 m² / fag. Spalterne udgør 3,5 m²/fag.

Noget vand strømmer gennem spalterne fra bølgerne, men den altovervejende uro går under estakaden. Dette har givet anledning til stor diskussion.

Til stor beroligelse har det nu vist sig, at samtlige spalter fyldes med blåmuslinger, på ganske få måneder.







Skader på gitre i pæleåg 1997

I 1996-97 var pæleågene blevet væsentlig mere løse og slappe i samlingerne end tidligere.

Der krævedes hyppigere efterspænding af boltesamlingerne, selvom mange bolte med tiden var blevet suppleret med kontramøtrikker.

Efter den store storm vist på Videofilmen opdagedes nye og fatale fejl, som vist på foto.

Mange bolteskiver var helt løse og havde endda roteret 360°.

Ved aftagning af skiverne opdagedes skjulte ovale huller i nogle af hulrandssamlingerne, og diagonaltømmerets udskramning fra tængerne var trukket ud med 1 cm størrelse.

Lodrette befæstelsesbolte havde mistet møtrik og visse forskydningsdybler var arbejdet helt eller delvis ud af samlingerne.

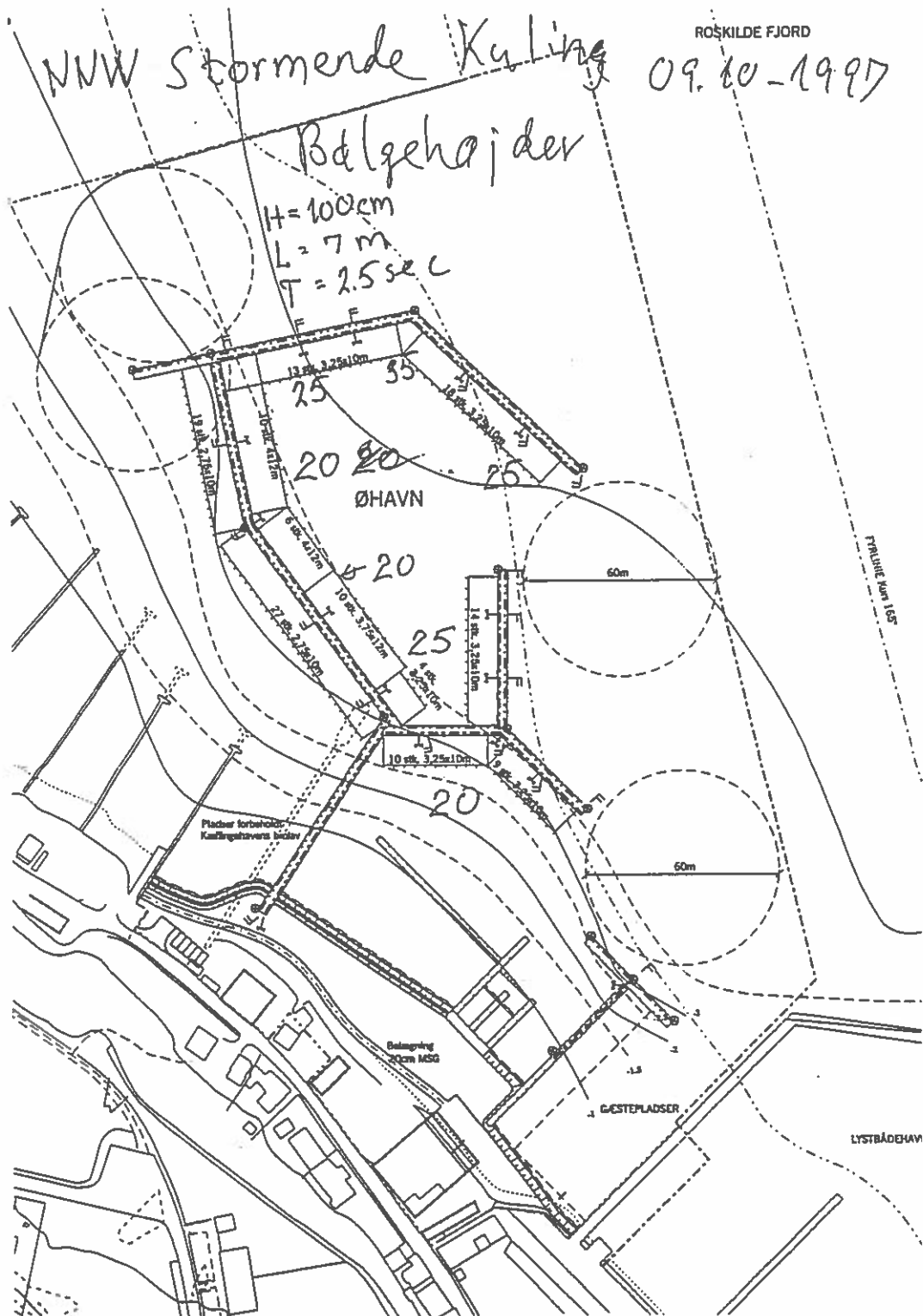
Hovedbolte mellem flager og pæle var visse steder trukket over i gevindsnittet, specielt hvor hulranden var arbejdet for stor.

Intensiveret vedligehold af efterspænding ville være nytteløs, og hoveddistandsættelse var absolut påkrævet.

Adskillelse af boltesamlinger viste, at boltene næsten alle kunne genanvendes, når blot der indboredes nye rørbøsninger som dybler. Disse ville herefter have strammere pasning end i tidligere samlinger.

Der er for de nye havneværker udført vedligeholdelsesskemaer og fastsat eftersyn efter alle store storme.





Overhead 19

Stormvejr forekom 9. - 10. september 1997 og 3. oktober 1997 og målt på Risø af civ.ing. Niels Mortensen.

Stormende kuling NNW-N 20 m/sec. med stormstød 23 m/sec. af ca. 1 døgn varighed. Dette er en 50 års hændelse og svarer næsten kongruent til projektforsætningerne.

Det skulle altså forekomme netop da den nye havn var færdig.

I havnebassinet målt bølger forskellige steder på opsatte vandstandsbrætter.



Udvendig bølge ved dækværk
 $H = 1 \text{ m}$, $L = 7 \text{ m}$, $T = 2,5 \text{ sec}$.

Indvendig bølge ved dækværk
 $H = 0,25 \text{ m}$, $L = 7 \text{ m}$, $T = 2,5 \text{ sec}$.

Reduktion 75%

Yderbassinet
 $H = 0,20 \text{ m}$, $L = 7 \text{ m}$, $T = 2,5 \text{ sec}$.

Bassin STL, TS
Resonnans $H = 0,25 \text{ m}$

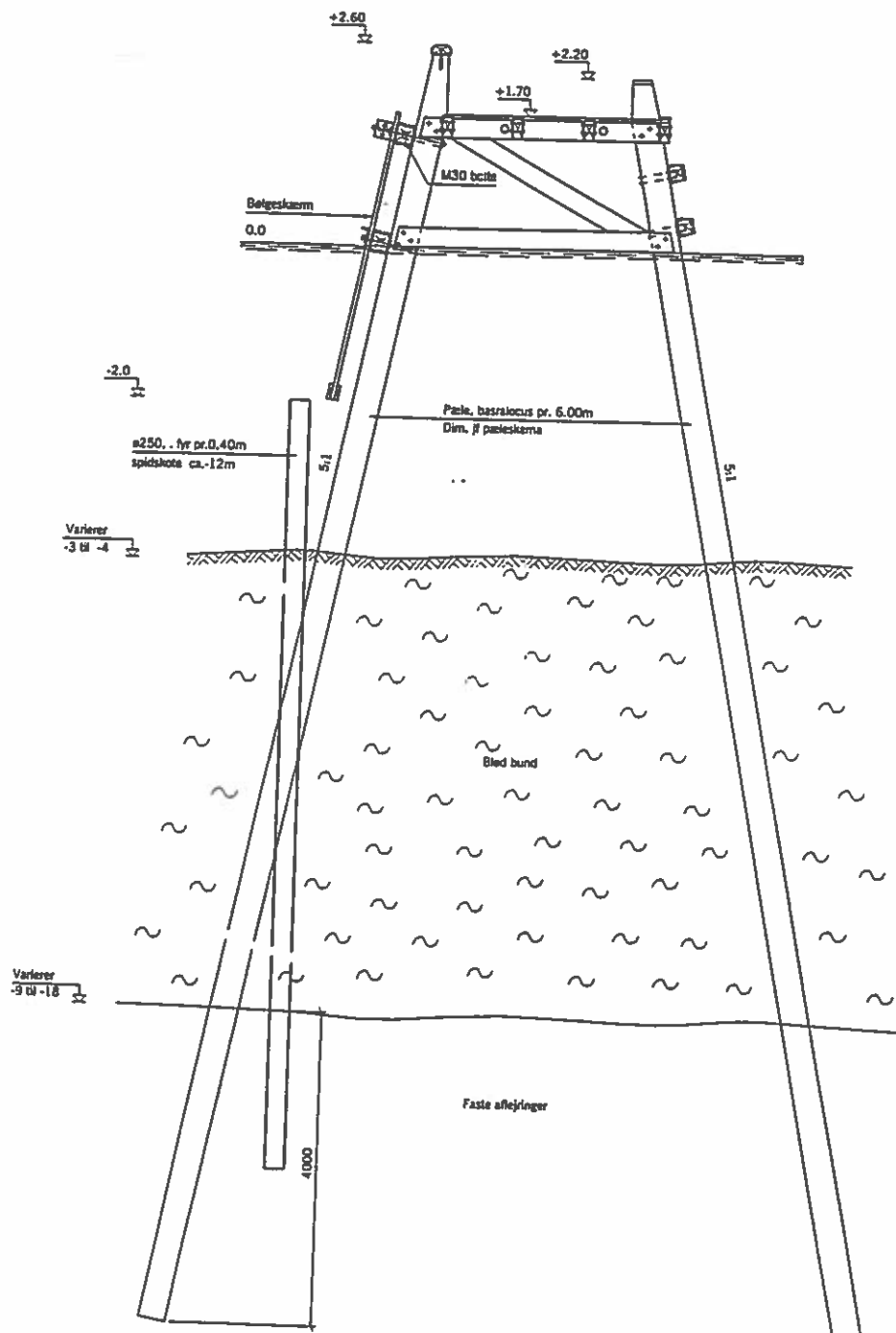
Yderbassin ved Q
Tilbagekastning fra skærm = $H = 0,35 \text{ m}$

Skibsbevægelser ved dækmole, PP'Q rimelige duvninger

QR uantagelig / svaj og rulning

STU uantagelig / rulning.





Pælepalisade under kote -2,0

Overhead 20

Pælepalisade

Estakaden er dimensioneret som et kompromis, både i 1971 og 1997, og der er ikke flage imellem kote -2,0 og -4,0.

En analyse viste, at nuværende konstruktioner ikke kan bruges til at optage yderligere kræfter, da pæleågene ikke kunne sættes tættere uden betydelig merpris.

Eneste mulighed var derfor at føre bølgekræfterne ned i dyndbunden uden om konstruktionen.

Løsningen var en pælepalisade med tættest mulige pæle.



Beregningerne viste, at løsningen kunne gennemføres med 10 m lange rundpæle $\varnothing 25$ fyr pr. 0,40 m.

Topkote -2,0 m, bundkote -12,0 m.

Tidligere undersøgelser fra 1930'erne har vist, at Roskilde Fjord ikke har haft pæleorm og krebs syd for Frederikssund.

Både Fiskere og Vikingskibsmuseet har adviseret om nye forekomster af pæleorm i henholdsvis bundgarnspæle og selve egetræskølen på en vikingskibsmodel.

Pælepalisaden er derfor udført med imprægnerede fyrretræspæle.

Roskilde Havn har ved 2 lejligheder haft stormvejr fra NV og har begge gange udtalt at palisaden virker tilfredsstillende.

Afslutning

Ved Roskilde Havneselskabs Generalforsamling om bølgeuro og pæleestakade og bølgeskærm blev jeg spurgt, om jeg da ikke havde undersøgt om sådanne var udført tidligere.

Mit svar var:

Det var der ikke, og jeg har aldrig været med til nogen lignende.



Roskilde Museumshavn

ved

Erik Daugaard Jensen (Carl Bro)

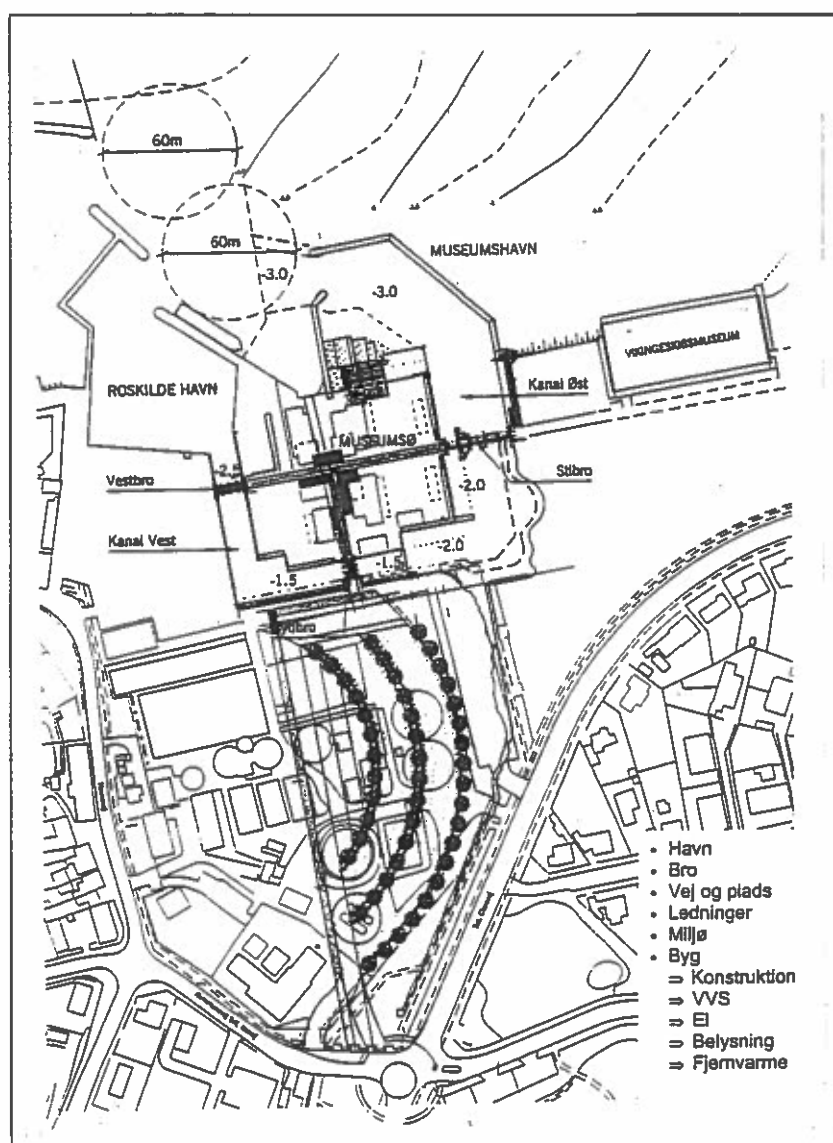


ROSKILDE MUSEUMSHAVN

Introduktion

Roskilde Kommune besluttede i midten af 1990'erne at forny den centrale del af havneområdet. Det aktuelle område omfattede arealerne vest for Vikingskibsmuseet til og med trafikhavnebassinet, mod syd afgrænset af Skt. Clara Vej, Skt. Ibs Vej henholdsvis Havnevej. På arealerne forefandt man bl. a. et tidligere renseanlæg og resterne af et benzinanlæg ligesom de berørte matrikler var registreret som affaldsdepoter, dels en tidligere gasværksgrund (mod syd), dels en tidligere losseplads (mod nord).

Saneringen af området skulle udmøntes igennem to delprojekter: Først gennemførelse af Museumshavnen i tilknytning til Vikingskibsmuseet og beregnet for museets skibe (og hjemmehørende fiskeres), dernæst gennemførelse af Vestprojektet med vandrerhjem, restaurant mv. Udgangspunktet for projekterne er lokalplan nr. 279.



Figur 1 Oversigtsplan

Nærværende indlæg omfatter gennemførelsen af Museumshavnsprojektet med hovedvægten lagt på vandbygning.



Omfanget af projektet er følgende, jf. også ovenstående figur 1:

- Ny forhavn med 3,0 m vand. Dækkende værker udgøres af estakadebroer (broer med udvendig bølgeskærm) i tropisk træ med pæle rammet indtil kote -30,0 m som følge af optrædende blødbundsaflejringer.
- Museumsø på tidligere landarealer ved udgravning af kanaler omkring øen. Museumsøen indfattes af bolværker, generelt med forsænkede partier, udført i spunsvægsjern og beklædt med tropisk træ.
- Tre broer over kanalerne som adgang til Museumsøen. En af broerne (den østlige) er udformet som en hollandsk vippebro i tropisk træ. Den sydlige adgangsbro, Sydbroen, rummer en regnvandskanal.
- Bygninger på Museumsøen i form af Formidlingscenter og Aktivitetscenter, en Fundmodtagelse samt et Skibsværft. Beklædningen på bygningerne er cedertræ.
- Vej- og parkeringsanlæg.
- Grøn kile, der bl.a. rummer et åløb, den sidste strækning til udløb i fjorden for kildeløbet fra Roskilde Domkirke.
- Belysningsanlæg samt fjernvarme-, vand- og elinstallationer.

Som følge af anlæggets beliggenhed inden for tidligere affaldsdepoter, hvor der i forbindelse med projektets gennemførelse blev foretaget en frivillig oprydning, blev ca. 28.000 m³ forurenede jord ud af den samlede jordhåndtering på ca. 46.000 m³ bortkørt til ekstern miljømæssig forsvarlig deponering på godkendte modtagsteder.

Parterne i projektet mv.:

Bygherre:	Roskilde Kommune
Bygherrerådgiver:	HIFAB A/S
Totalrådgiver:	Carl Bro as
Arkitekt:	Hou & Partnere A/S
Landskabsarkitekt:	Jeppe Aagaard Andersen
Hovedentreprenør:	Højgaard & Schultz a/s
Anlægssum:	Ca. 75 mio. kr excl. moms
Tidsplan:	Projektering og udbud: August 1995- Maj 1996 Udførelse: Juli 1996- Juli 1997

Projektet i sig selv var af en anseelig størrelse. Det særlige var imidlertid projektets integrerede karakter med mange forskellige faglige discipliner repræsenteret under projekteringen og under udførelsen af projektet. Af forskellige faglige discipliner skal nævnes :

- Arkitektur
- Havne- og vandbygning
- Brobygning
- Jordarbejder
- Vej- og pladsanlæg
- Ledningsanlæg i jord
- Miljø
- Bygningskonstruktioner, herunder



- Fundering
- Konstruktioner
- VVS, herunder hovedvandforsyning
- El og hovedelforsyning
- Belysning
- Fjernvarme

Entreprenøren har med sin indsats rejst et særdeles godt og smukt anlæg.

Geotekniske forhold

De geotekniske forhold i området stillede store krav ved gennemførelsen af projektet på grund af stor dybde til fast bund. Desuden var de (øvre) bløde aflejringer (i fjorden) samt fyldjorden på land forurenede i varierende grad.

Yderhavnen (moler og dækværker):

Under den eksisterende fjordbund optræder bløde postglaciale aflejringer bestående af sand og gytje ned til kote ca. -11 m á -26 m. De øverste 0,75 m af formationen i fjorden er belastet med tungmetaller i lettere grad.

Museumshavnen og -øen :

Området var tidligere anlagt som inddæmmet bassin, fyldt op med diverse affald (losseplads).

Det eksisterende terræn varierede mellem kote +1,0 m og +2,0 m. De øverste ca. 2 m bestod af blandet forurenede fyld, herunder 2,0 til 3,0 m postglaciale aflejringer bestående af sand og yderligere ca. 5,0 m til 8,0 m postglaciale aflejringer bestående af gytje. Under kote -10 m á -12 m findes istidsaflejringer (moræner).

Fyldlaget i området for museumsøen var belastet med tungmetaller samt kulbrinter i lettere grad.

Forureningsgraden i havneområdet (Kanalhavn Øst og Vest) var meget varierende, det østlige område (Kanalhavn Øst) var mest belastet.

Parkeringsplads, grøn kile mv.:

De øverste ca. 2 m var blandet fyld, underlejret af postglaciale aflejringer, bestående af gytje, tørv og sand. Under kote -4 m á -9 m findes istidsaflejringer.

I den nordlige del af den projekterede parkeringsplads og den grønne kile forefandt en udbredt og regelløs metalforurening, medens der på den sydlige del af området var forurenede med bl.a. benzinkomponenter, idet det sydlige område dækker et tidligere gasværk og benzinanlæg.

Anlægsarbejder, generelt

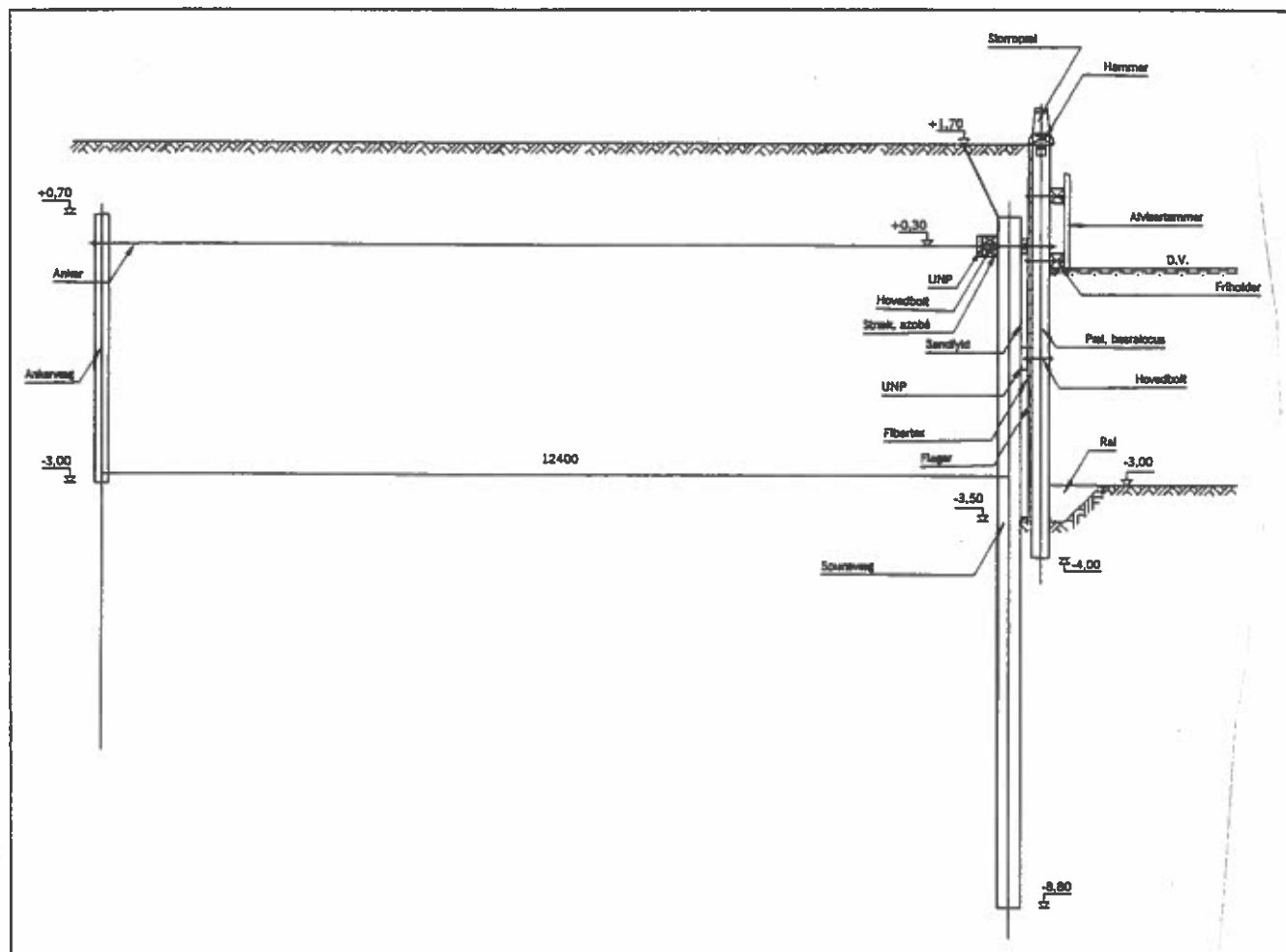
Anlægsarbejderne med etablering af bolværker, havnebassiner og broer blev syd for det tidligere stenglacis (tidligere kystlinie) udført tørt i tørlagt grube ved hjælp af grundvandssænkning, bag fangedæmninger med kronekote +1,7 m mod fjorden med en udstrækning rundt om entreprisområdet til sikring mod oversvømmelse.





undgået ligesom der til spunsvæggen kun skulle stilles styrkekrav og ikke særlige krav med hensyn til mindste accepterede godstykkelser.

Ved bolværker med indskæring etableres bagvæggen i denne med indspændte azobépæle og bagvedliggende azobéflager. Brodækket i indskæringen etableres som et sædvanligt "bådebrodæk".



Figur 3 Tværsnit i bolværk (som udført)

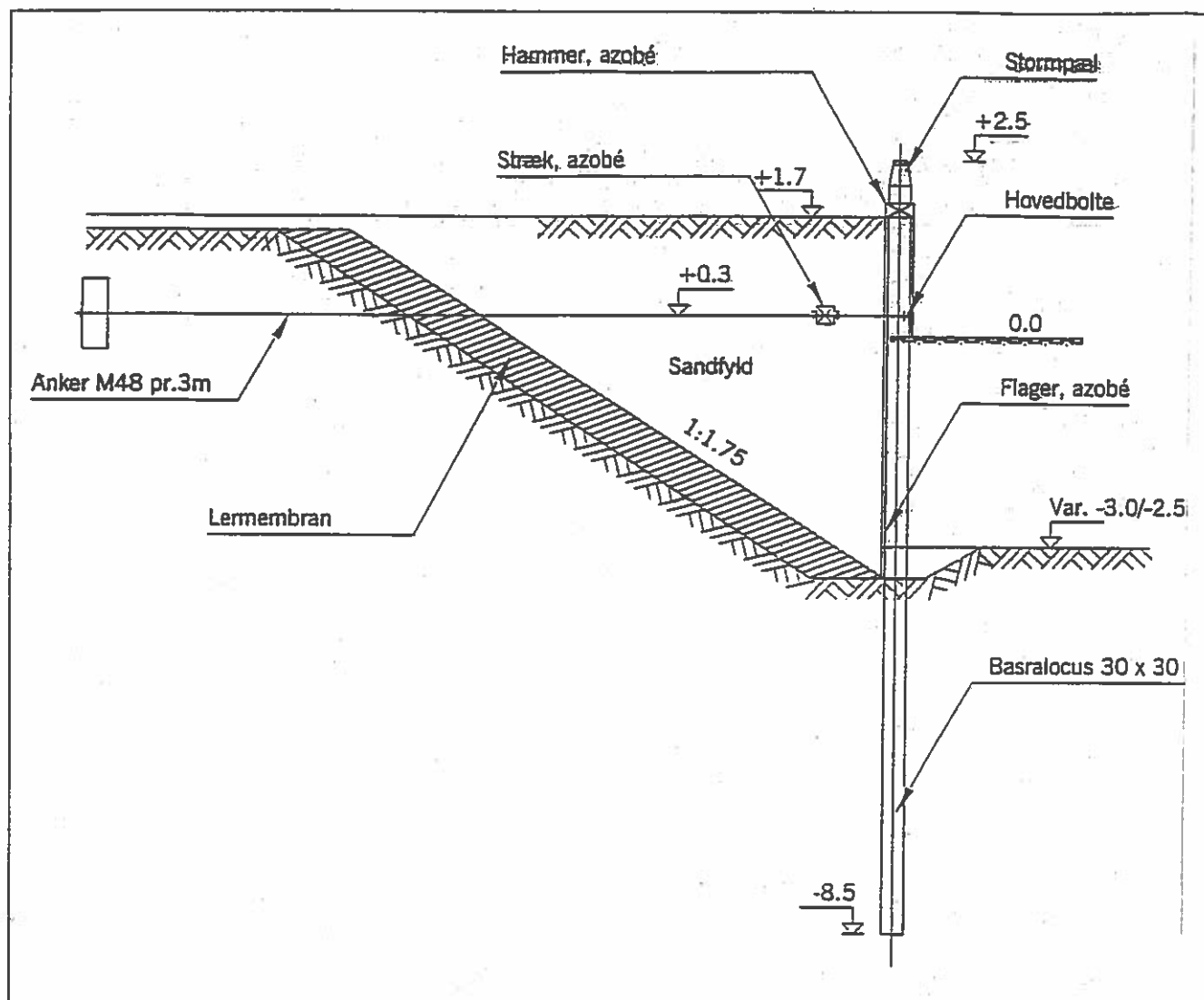
Udførelsesmæssigt blev bolværkerne udført efter følgende overordnede rækkefølge:

- Ramning af gennemgående spunsvæg samt enkeltstående ankerspunsjern fra terræn
- Etablering af stræk, hovedbolte og ankre fra terræn
- Udgravning til fremtidig vanddybde foran spunsvæg i tørlagt grube
- Fastgørelse af beslag til spunsvæg til fastgørelse af skærmvæg og præfabrikation af skærmvæg i tropisk træ
- Montering af skærmvæg og bagfyldning af denne med sandfyld
- Montering af friholderværker
- Indfyldning af vand i kanal.

Etablering af bagvæg ved indskæring indpasses i ovenstående rækkefølge, stadig tør udførelse.



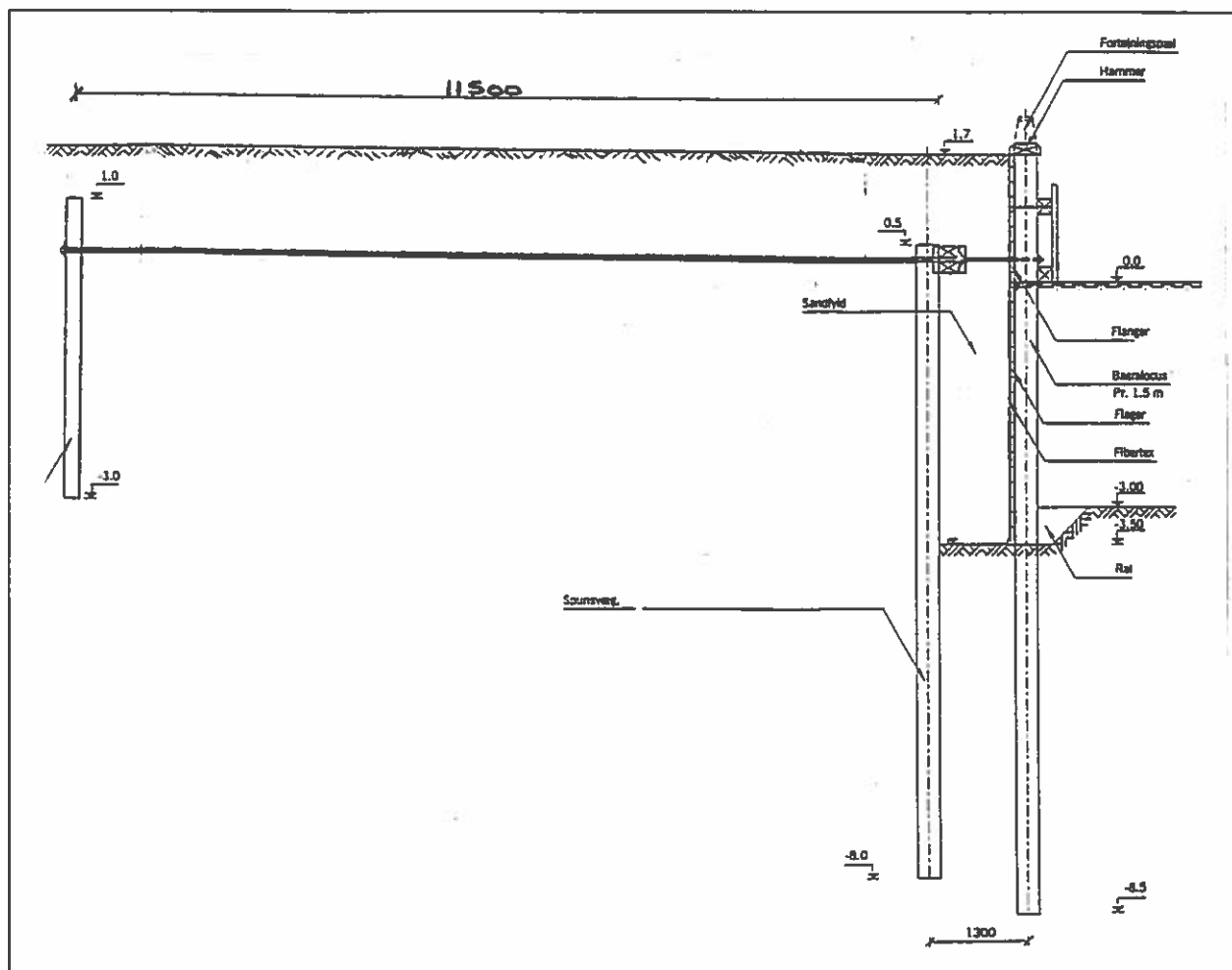
Bolværkernes udformning ændrede karakter fra projektforslaget til "som udført"-projektet. På nedenstående figur 4 og 5 ses bolværkernes udformning fra projektforslaget henholdsvis hovedprojektet (der blev udbudt).



Figur 4 Tværsnit i bolværk (projektforslag)

Den bærende konstruktion i bolværkerne i projektforslaget, jf. Figur 4, er en forankret væg af rammede basralocuspæle pr. 1,5 m med bagvedliggende flager, forankret med hovedbolte, stræk, ankre og traditionelle ankerplader. Eksisterende forurenede fyld (med anlæg $a=1,75$) udskiftes med ren sandfyld (miljøkrav) og i forbindelse hermed introduceres en lermembran mod udsivning fra bagvedliggende forurening, et krav stillet af miljømyndighederne som en forudsætning for opnåelse af miljøgodkendelse af projektet (ved anvendelse af denne løsnings-type).





Figur 5 Tværsnit i bolværk (hovedprojekt, som udbudt)

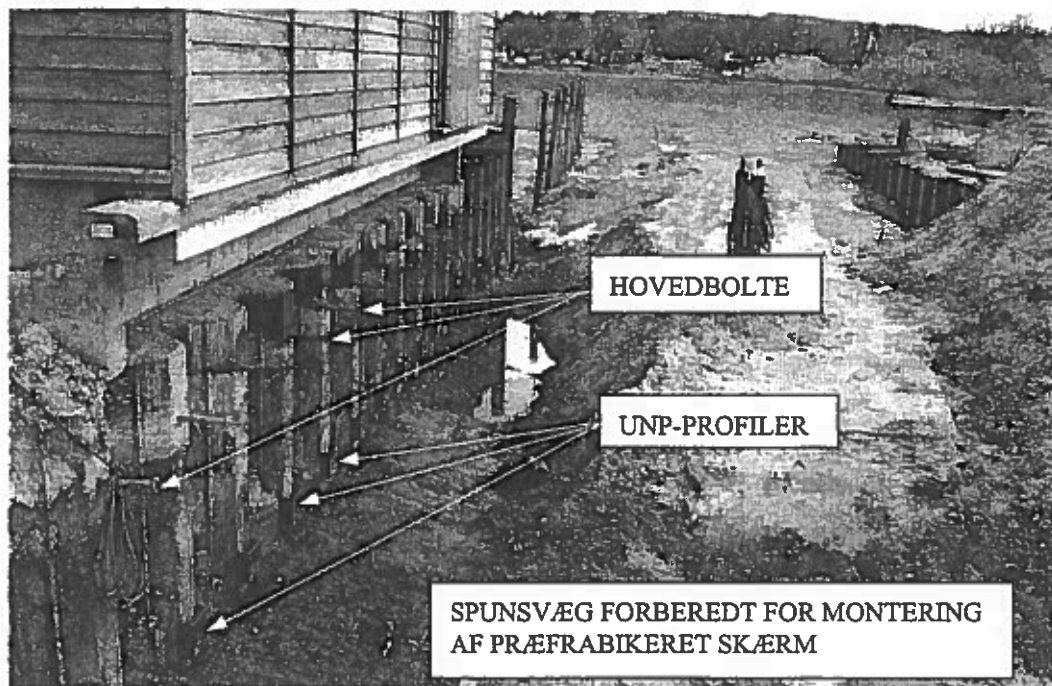
Den bærende konstruktion i bolværkerne i hovedprojektet (som udbudt) er den gennemgående og forankrede stålspuns. Rammedybden er relativt stor, hvilket skyldes at gytjeaflejringer stort set forekommer i hele passivzonen. Spunsvæggen tjener yderligere som membran mod udsivning fra bagvedliggende forurening, et krav stillet af miljømyndighederne som en forudsætning for opnåelse af miljøgodkendelse af projektet (ved anvendelse af spunsvægge).

For at opnå udseendet svarende til et traditionelt hjertepælebolværk etableres en tømmervæg af rammede tropiske basralocuspæle med bagvedliggende flager af azobé/imprægneret fyr, forankret til spunsvæggen og placeret i passende afstand foran denne af udførelshensyn.

Fælles for de tre løsninger ovenfor er, at de fremtræder som traditionelle bolværker, bestående af hjertepæle af basralocus pr. 1,5 m med bagvedliggende flager af azobé/imprægneret fyr. Membranen mod udsivning af forurening er etableret i løsningerne, men på forskellig måde (lermembran/spunsvæg).

På nedenstående Figur 6 er fra udførelsen vist en spunsvæg, som er forberedt og klar til montering af præfabrikeret skærmvæg. Til orientering: UNP-beslagene på spunsvæggen er dimensioneret til optagelse af alle lodrette kræfter fra skærmvæggen.





Figur 6

Bolværkskonstruktionen i henhold til projektforslaget (løsningen med udskiftning af forurenede jord samt etablering af lermembran) blev ændret til spunsvægsløsningen i henhold til hovedprojektet (som udbudt) ud fra en risikovurdering, der inddrog stabiliteten af den gravede skråning (usikkerheden på anlægget) samt forureningsgraden af lossepladsjorden.

Ved licitationen fremkom lavestbydende entreprenør med et yderligere billigørende alternativ, der dog ikke helt opfyldte bygherrens krav til æstetik og minimum vedligeholdelse (bolværk med "sædvanligt" friholderværk). Efter forhandlinger med entreprenøren blev som udført-løsningen, jf. Figur 2 og 3, vurderet som den optimale løsning.

De markante forskelle mellem det udbudte projekt og som udført-løsningen er, at mængden af fyld og intakt jord, der skal udgraves og udskiftes er væsentligt reduceret samt at væggen af rammede basralocuspæle med azobéflager er erstattet af en skærmvæg af de samme materialer, blot monteret direkte på spunsvæggen og med et væsentligt mindre materialeforbrug.

Nedenstående Tabel 1 viser en "økonomisk" sammenligning af de tre ovenfor omtalte bolværksudformninger, jf. Figur 3, 4 og 5. Som parametre er anvendt den optrædende fylds forureningsgrad /kategori (kat. A = ren jord, kat. B = lettere forurenede, kat. C = forurenede), opgjorte mængder samt enhedspriser for materialer, herunder enhedspriser for jordhåndtering/bortskaffelse af forurenede jord, ved den afholdte licitation. Sammenligningen er opgjort på vanddybden 3,0 m med som udført-projektet som reference (faktor 1,00). Over kote -0,5 m er jorden forudsat som fyld (ren/mere eller mindre forurenede).



Projekt	SOM-UDFØRT	UDBUD	FORSLAG
Kat. A (Ren)	1,00	1,04	0,69
Kat. B (Lettere foruren.)	1,00	1,06	≥ 0,97 (1,09*)
Kat. C (Forurennet)	1,00	1,14	1,70

Tabel 1 "Økonomisk" sammenligning. Reference: Som udført-projektet (faktor 1,00).

(* skråningens hældning sat til 1:2 i stedet for 1:1,75)

Af Tabel 1 fremgår følgende:

- Løsningen i henhold til projektforslaget ville klart have været den billigste løsning, hvis jorden ikke var forurennet.
- Det var korrekt at ændre projektforslagets løsning til den udbudte løsning uden hensyntagen til skråningsanlægget, da forureningen på grundlag af udførte forundersøgelser forventedes at ligge mellem Kat. B og Kat. C.
- Bygherren opnåede en besparelse med det udførte projekt i forhold til det udbudte.

Der kan herudover drages den lære, at ved etablering af bolværker, hvor der optræder forurennet jord, skal der - selvfølgelig - vurderes på alle relevante parametre. Men balancen mellem sædvanligt teknisk/økonomisk optimale konstruktioner og sædvanligt ikke teknisk/økonomisk optimale konstruktioner forrykkes.

Dækværker

Dækmolerne er udført som estakademoler, jf. nedenstående figur 7, da fast bund varierer mellem kote -10 m og -26 m.

Dækmolerne blev dimensioneret for følgende bølgelastninger (Tabel 2):

Bølgelaster	50 års situation, vind 27 m/s, HHV = +1,70 m*	1-2 års situation, vind 20 m/s, HV = +1,20 m
Signifikant bølge, H_s	0,90 m	0,63 m
Maksimal bølge, H_{max}	1,70 m	1,20 m
Svingningstid,	$T_s = 2,8$ sek	$T_s = 2,5$ sek
Bølgelængde, L_c	12,2 m	9,8 m

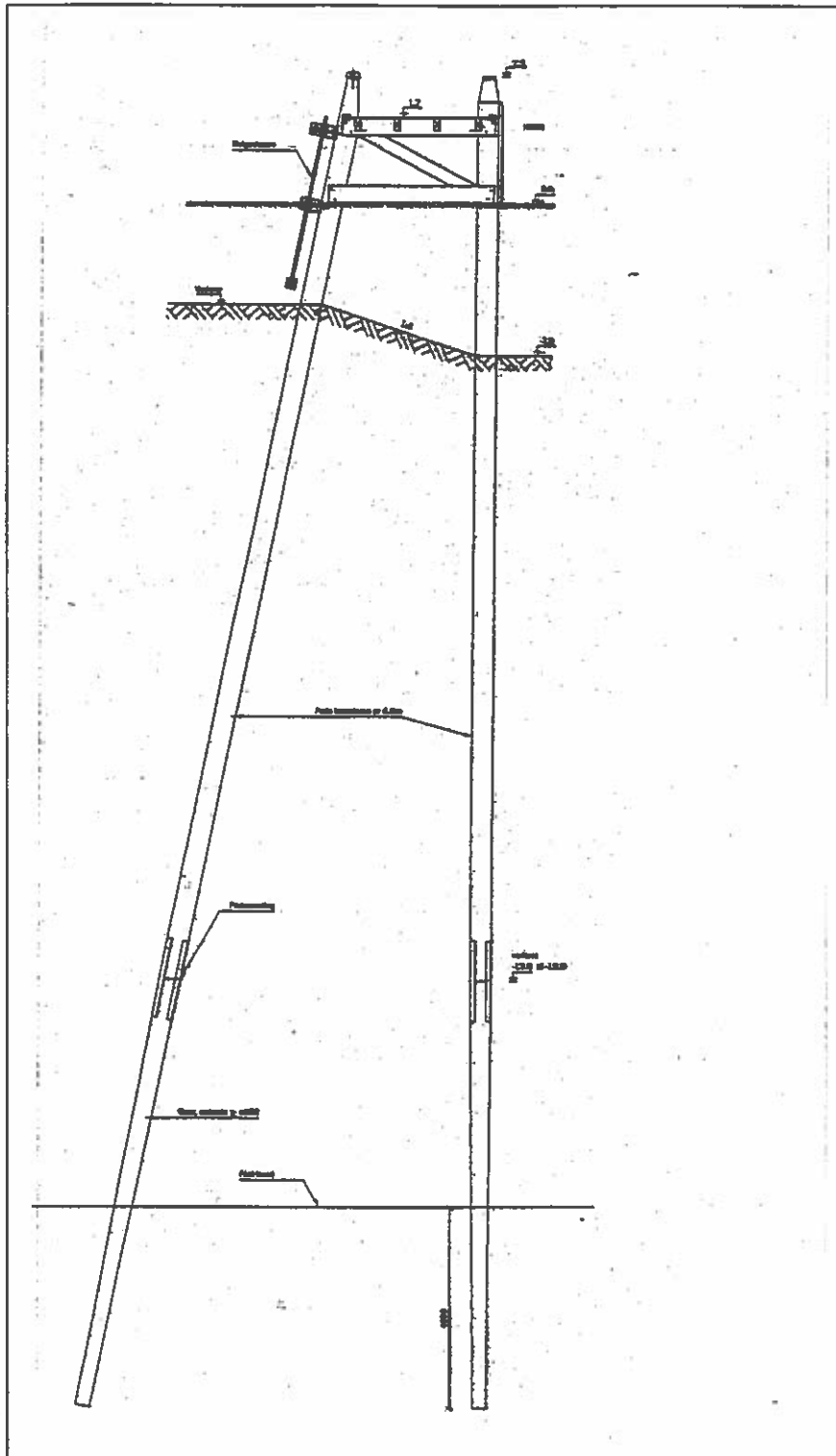
Tabel 2 Bølgebelastninger

(* for en karakteristisk ekstrem brugssituation)

Ovenstående klimatiske forhold danner grundlag for dimensioneringen af Museumshavnen som en helårshavn for Vikingskibsmuseets skibe.

I estakademolernes tracéer ligger oversiden af fjordbundens dyndaflejringer mellem kote ca. -0,5 m og -2,0 m, medens pælefast bund varierer mellem kote ca. -10 m og -26 m. Af hensyn til isløft og indspænding blev pælene rammet min. 3 m i fast bund. Alle pæle længere end 18 m blev koblet.





Figur 7 Tværsnit i dækmole

Med de forekommende bundforhold er det ikke muligt at kreere en "harmonisk" konstruktion !

Estakademolerne er udført med dækkote +1,70 m og forsynet med en "fri" hammer i kote +3,05 m.

Bølgeskærmen er ophængt på stræk og er udkraget til kote -1,5 m for at undgå dykkerarbejde under udførelsen.



Af figur 7 fremgår, at bølgeskærmen ikke er ført op over brodækket (+1,70 m) af hensyn til fri udsigt, en bestemmelse, der er overført fra den godkendte lokalplan. Heri ligger et kompromis ved overtopning af bølger ved højvande og storm, når bølgetoppene skyller ind over brodækket ca. hvert 3. sekund.

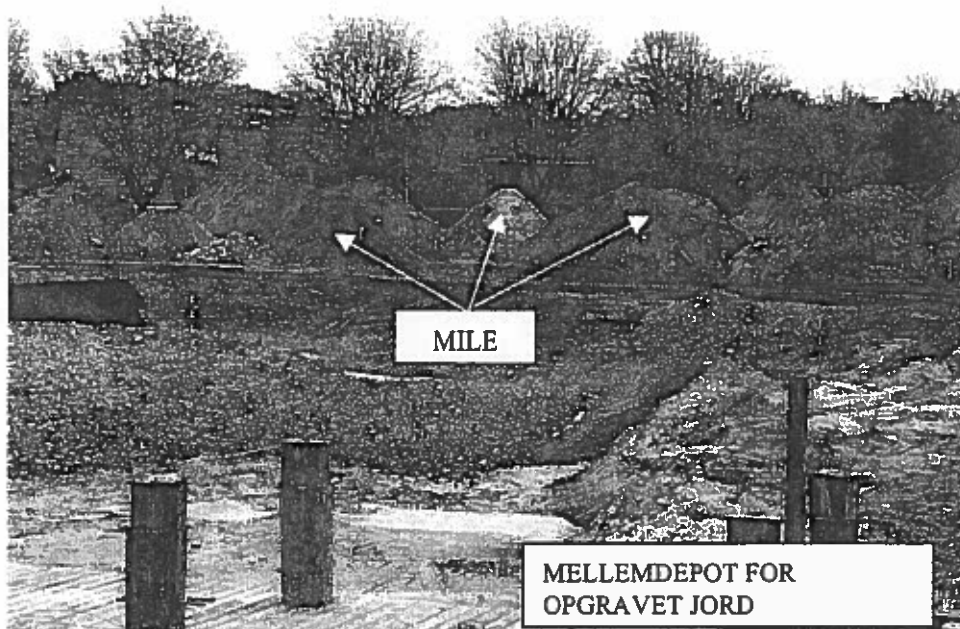
Derfor er påregnet afspærring af dækværkerne for færdsel i denne situation ligesom det er aftalt med Vikingeskibsmuseet, at sidefortøjede skibe hales fri af konstruktioner.

Forurening

På grund af den omfattende forurening i området skulle gravearbejderne gennemføres i henhold til en detaljeret graveplan, der tog udgangspunkt i:

- En overordnet plan for anlægsarbejderne udførelse.
- Jordarbejdernes forskellige karakter betinget af den praktiske tilrettelæggelse arbejdernes udførelse og de forskellige områders forureningsindhold.
- Eksisterende viden om de geologiske og forureningsmæssige forhold.

Af hensyn til en korrekt og optimal bortskaffelse/genanvendelse af de opgravede materialer blev der etableret mellemdepoter. De forskellige geologiske typer materialer blev placeret i adskilte miler i mellemdepoter (se Figur 8). For hver 50 m³ jord blev der udtaget prøver til analyse for endelig klassificering af jorden.

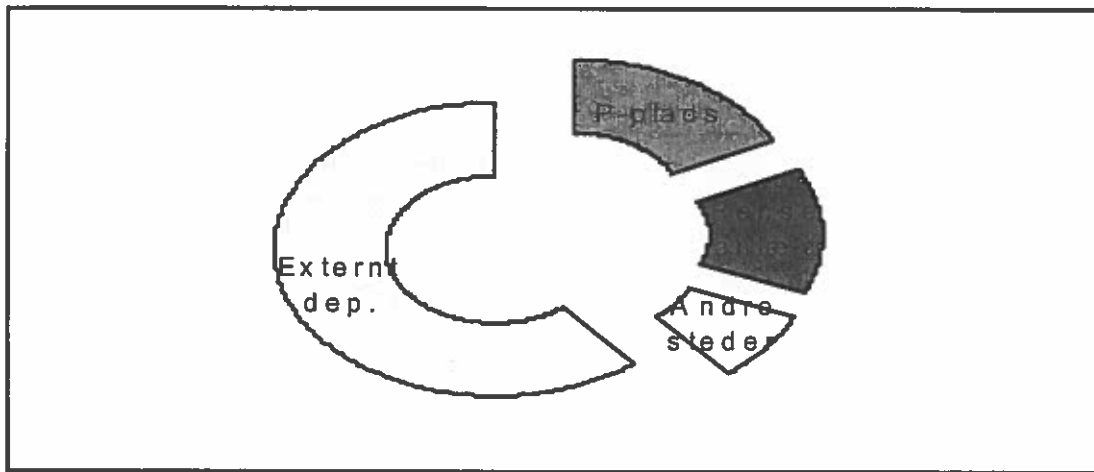


Figur 8

Den udgravede jord blev på grundlag af analyser klassificeret i 15 klasser, omfattende alle grader fra ren jord til meget stærkt forurenede jord. Overskydende jord blev efter mellemdeponering bortskaffet til godkendte modtagesteder.

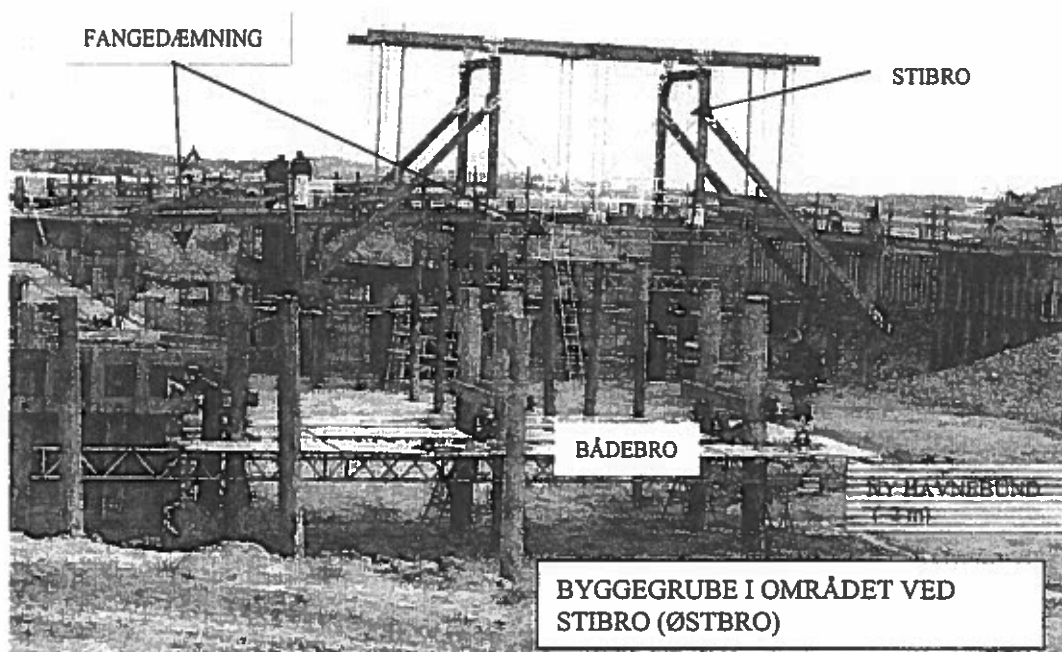


I forbindelse med projektet blev der udgravet i alt ca. 46.000 m³ jord, heraf blev ca. 28.000 m³ jord deponeret eksternt og 18.000 m³ jord genindbygget (8.000 m³ forurenede jord under P-plads, 6.500 m³ jord i de tidligere renseanlægstanke (der efterfølgende blev forsejlet) og 3.500 m³ jord andre steder).



Figur 9 Illustration af deponerede mængder

Broer



Figur 10

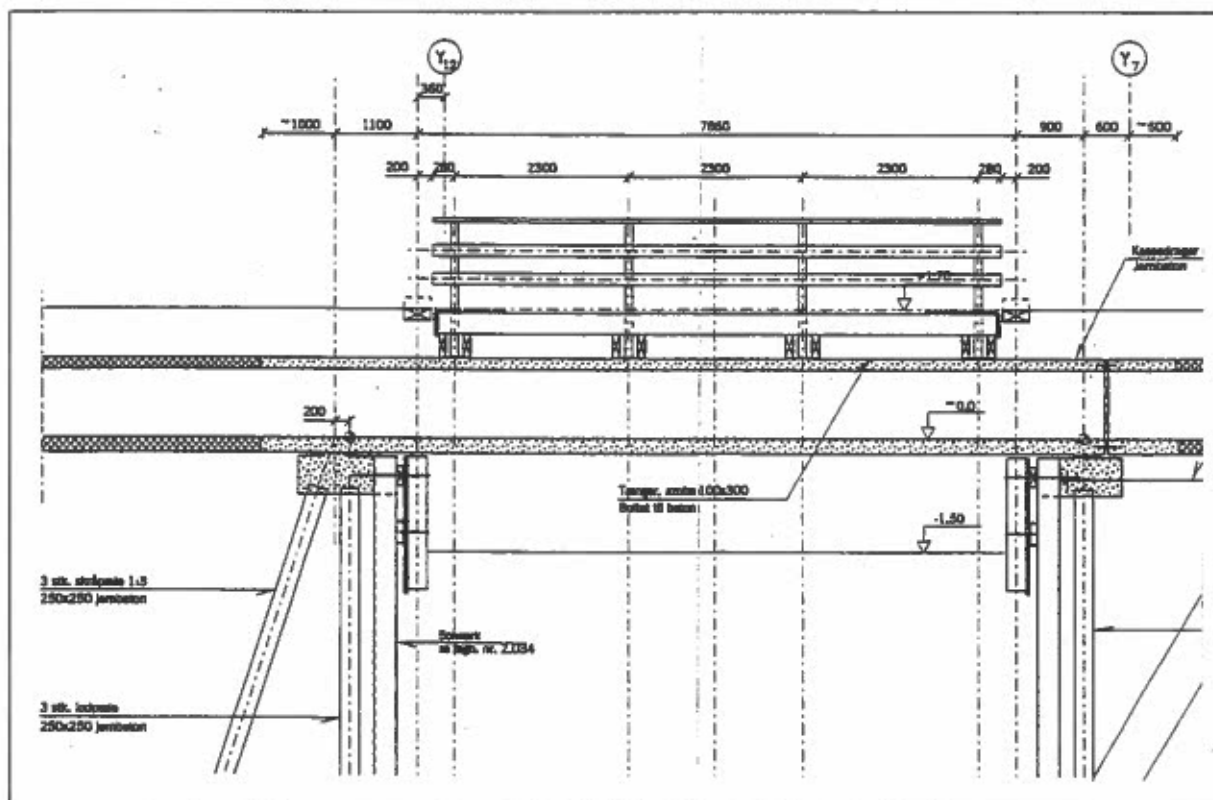
Som et led i projektets gennemførelse blev udført i alt tre adgangsbroer til Museumsøen, alle udført tørt, dvs. inden vandet blev lukket ind i kanalerne.

Østbroen (stibroen), se Figur 10, er udført som en hollandsk vippebro med to oplukkelige klapper i hovedsageligt tropisk træ.



Sydbroen, se Figur 11, er udført som en armeret betonkonstruktion, indklædt i hovedsageligt tropisk træ. Betonkonstruktionen indgår som en del af en (fornyet) regnvandskanal på den aktuelle strækning.

Vestbroen er udført som en stålkonstruktion med et dæk af tropisk træ. Broen er beregnet for tung trafik og indgik som entreprenørens adgangsvej til Museumsøen efter at der var fyldt vand i kanalerne.



Figur 11 Længdesnit i Sydbro



Vandbyggerens Hverdag

Roskilde d. 27. august 1999

**NOTAT
vedrørende
VESTPROJEKTET**

August 1999

**Hostrup-Schultz & Sørensen
Rådgivende Ingeniører A/S
Jagtvej 223
2100 København Ø
Telf.: 39 27 45 00
Fax : 39 27 46 00**

Ref. 6375.00/JJe/es



Forord

I efteråret 1996 blev Hostrup-Schultz & Sørensen kontaktet af Erik K. Jørgensen (EKJ), der som rådgivende ingeniører har forestået hele Vestprojektet. HS&S har bistået EKJ med udvidelsen af havnebassinet som underrådgiver.

Havneprojektet var af HS&S i et tidligere projektforslag påtænkt udført som frie spunsvægge indspændt i bunden, idet en traditionel forankring ikke var økonomisk gennemførlig pga. store udgifter med terrænarbejder.

Et projektforslag fra nov. 1996 viser fortsat lodrette spunsvægge uden forankring. Spunsvæggene beklædes med træ for at ligne bolværkskonstruktionerne i projektet til museumsøen. Projektforslaget anbefalede supplerende bundundersøgelser med 4 lagfølgeboringer, der senere blev udført og bl.a. er lagt til grundlag for de efterfølgende spunsvægsberegninger.

Hovedprojektet fra foråret 1998 omfattede et reduceret projekt med udvidelse af havnebassinet med ca. 400 m² bassin samt et slæbested og fundamenter for havnens mobilkran for søsætning af lystbåde. Spunsvæggen blev i projektet bl.a. som følge af bundundersøgelserne ændret fra fritstående vægge til vægge forankret med jordankre, i alt 22 stk.

Udførelse. Efter afholdt licitation blev arbejdet overdraget H. Hoffmann & Sønner A/S (HHS) i maj måned 1998. Jordankrene blev iboret efter ramning af spunsvæggen, hvor der blev udsparet for jordankrene. Havnebassinet er uddybet i tør byggegrube.

Jordankrene blev udført v/Intergrund. Jordankrene blev forberedt for efterinjicering, der kunne udføres i forbindelse med prøvetrækning af ankrene, idet alle ankere er blevet prøvetrukket.

Jordankerlængden 12 - 14 m med injiceret længde 6 m.

Dimensioneringskriteriet var den statisk trækraft på 20 t pr. ankerbolt, der skulle prøvetrækkes til 28 t svarende til normernes krav til prøvetræk med partial koefficient 1,4. Dette blev netop opnået ved prøvetrækningen med en meget lille variation.

Konklusion. Som det har vist sig adskillige gange er forankring med jordankre blevet økonomisk fordelagtigt i forhold til traditionel forankring; når denne ikke er umiddelbar mulig.

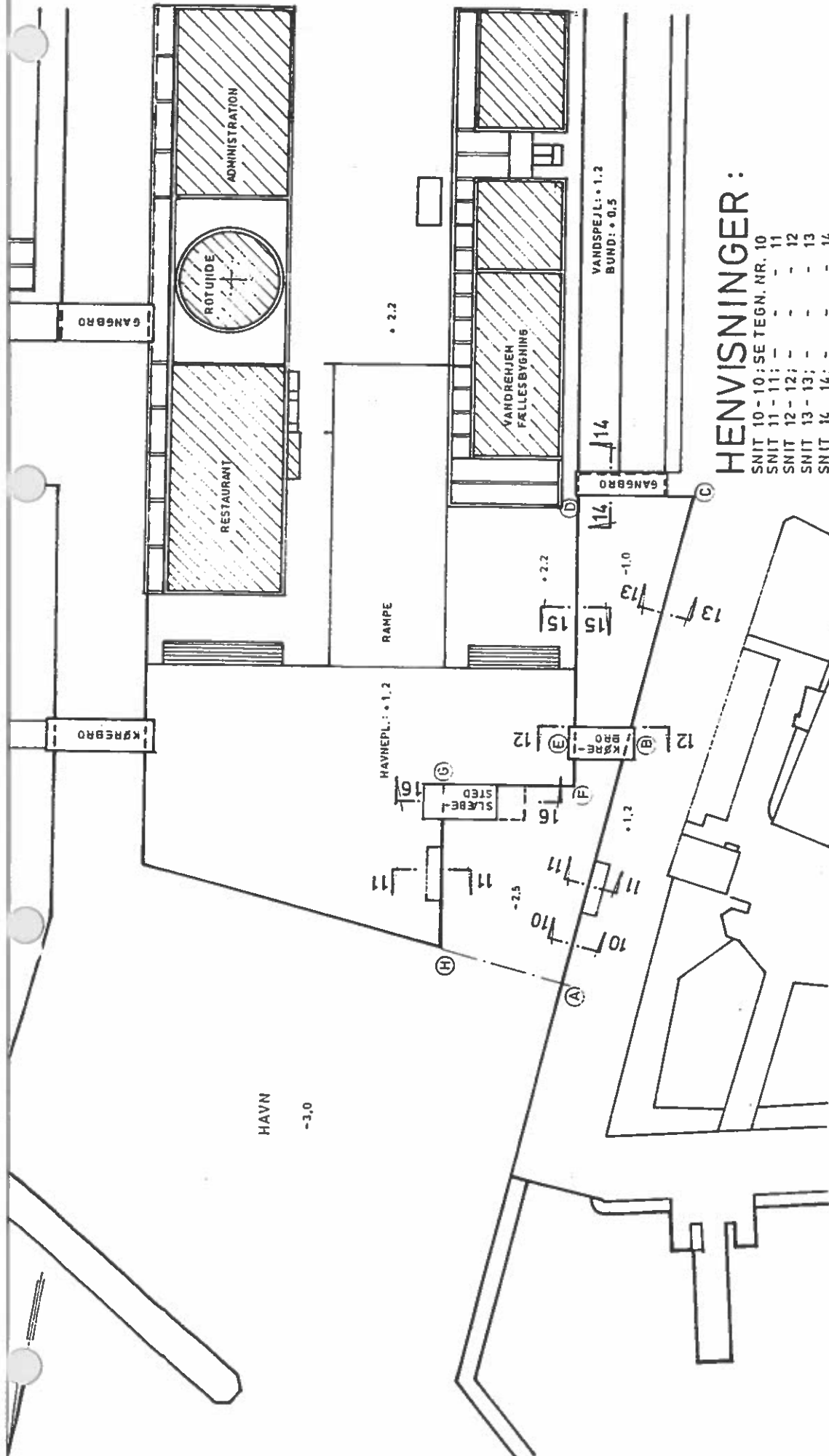
Der efterlyses dog et bedre dimensioneringsgrundlag og flere forsøg med forskellige jordarter.

f/Hostrup-Schultz & Sørensen A/S

Jørn Jensen/Johnny Jensen

Bilag: Diverse tegningsudsnit
og fotos





HENVISNINGER:

- SNIT 10-10: SE TEKN. NR. 10
- SNIT 11-11: - - - 11
- SNIT 12-12: - - - 12
- SNIT 13-13: - - - 13
- SNIT 14-14: - - - 14
- SNIT 15-15: - - - 15
- SNIT 16-16: - - - 16

SITUATIONSPLAN, 1:500.

NOTER:
KOTER ER I M.



ROSKILDE HAVN
 VEST PROJEKT
 PROJEKT FORSLÅS
 SITUATIONSPLAN, 1:500.

Hostrup-Schultz & Sørensen

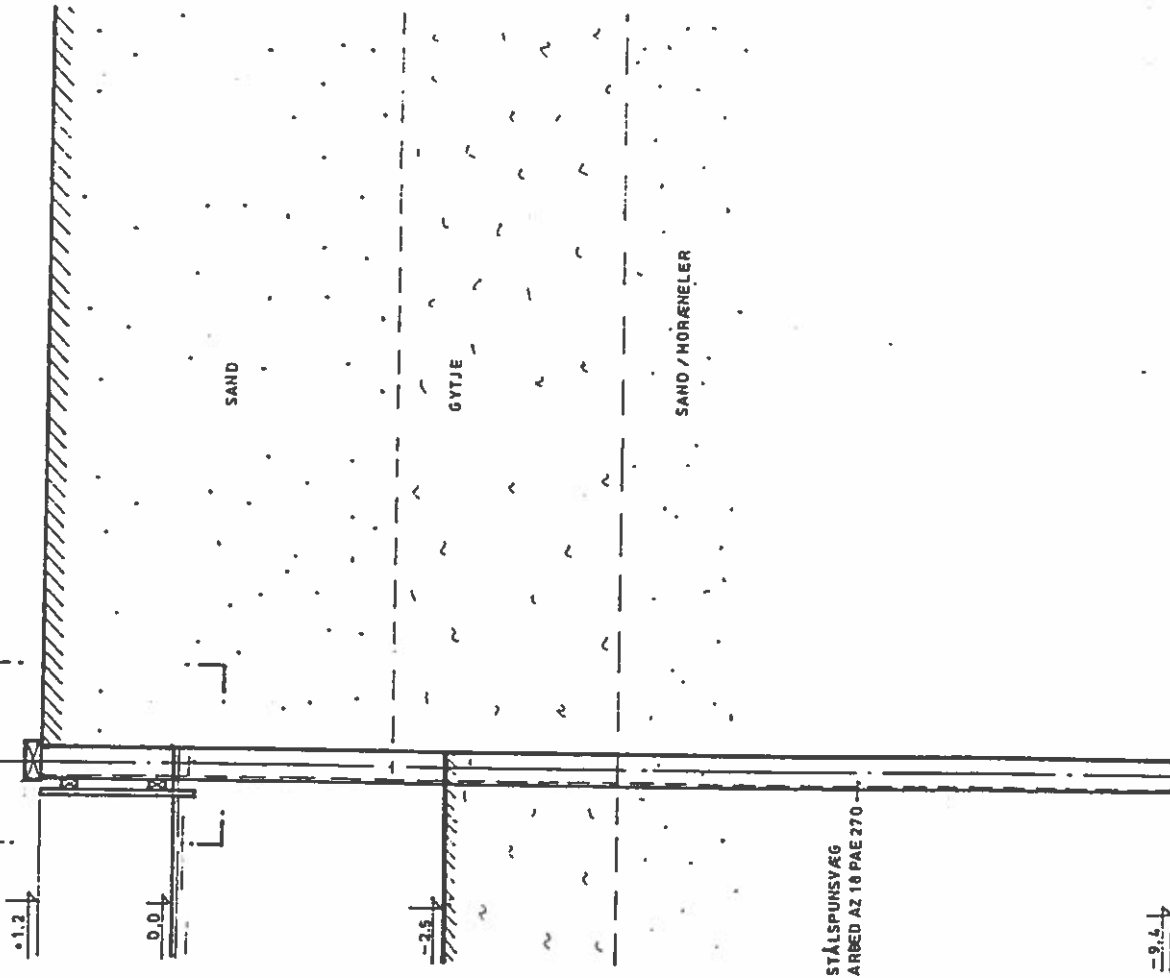
Rådgheds Ingeniører A/S
 Oksbrogade 156 · 2100 København Ø
 Telefon: 35 26 35 00 · Telefax: 35 26 27 44

Foreningen af Rådgheds Ingeniører

DATE	1996-12-02
REV.	
KONST.	J Je
TEGNET	HHH
SAG	6216
TEGN. NR.	09



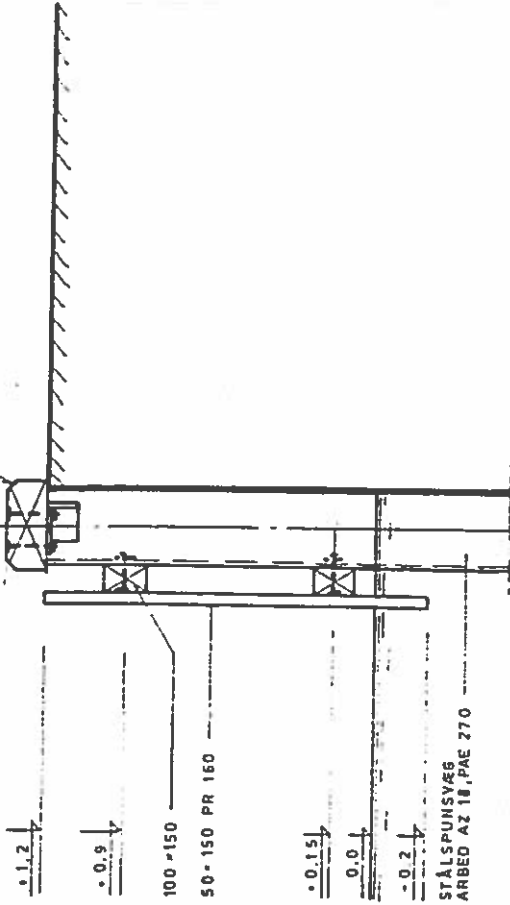
SE DETAIL 1:20.



STÅLSPUNSVÆG
ARBED AZ 18 PÆE 270

-9.5

HAMNER 400*150 AZ08E



+1.2

+0.9

100*150

50*150 PR 160

-0.15

0.0

-0.2

STÅLSPUNSVÆG
ARBED AZ 18 PÆE 270

DETAIL 1:20.

NOTER:

KOTER ER I m.
UBENÆVNTE MÅL OG DIMENSIONER ER I mm.
UBENÆVNT TRÆ ER FULDIMPR. FYR

NEDFOTOGRAFERET

ROSKILDE HAVN

VEST PROJEKT

PROJEKTFORSLAG

SNIT 10-10, 1:50, 1:20.

Hostrup-Schultz & Sørensen

Rådmands Ingeniør A/S
Distriktsvej 156, 7100 Roskildehavns Ø
Telefon 35 26 35 00, Telefax 35 26 27 44

Foreningen af Rådgivende Ingeniører

DATE 1996-12-02

REV.

KONST.

TEGNET

SAG

TEGN. NR.

JJe

HHH

6216

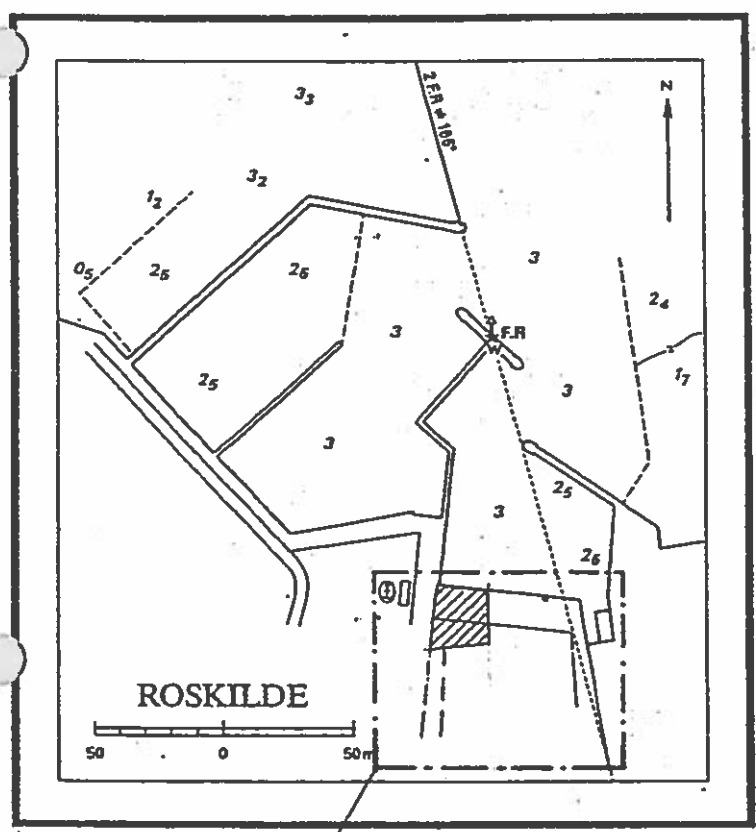
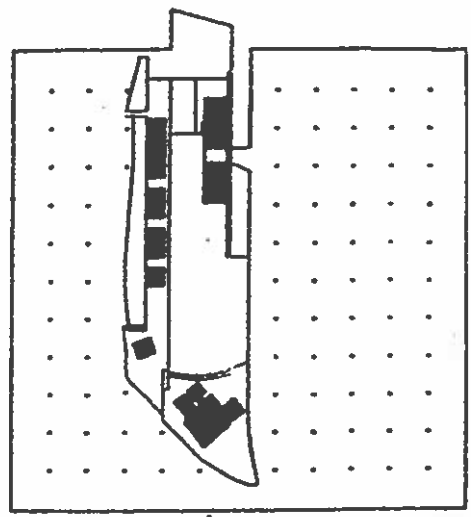
10

SNIT 10-10, 1:50.



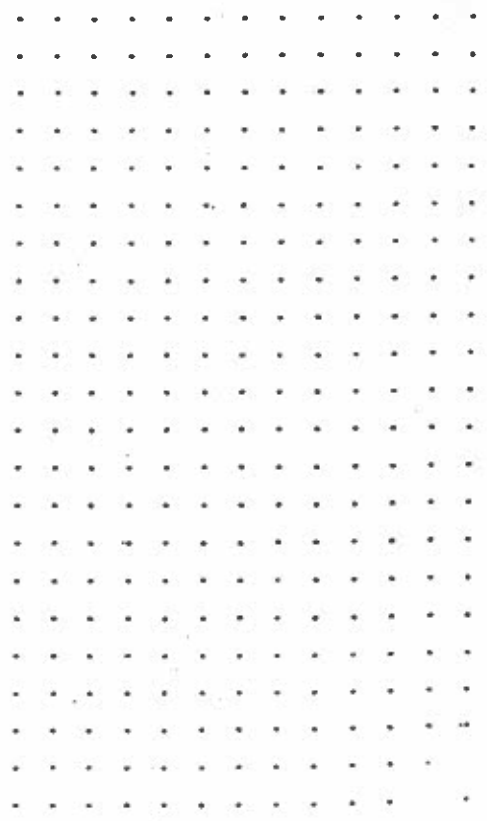
(19) 3.520 A

ROSKILDE HAVN

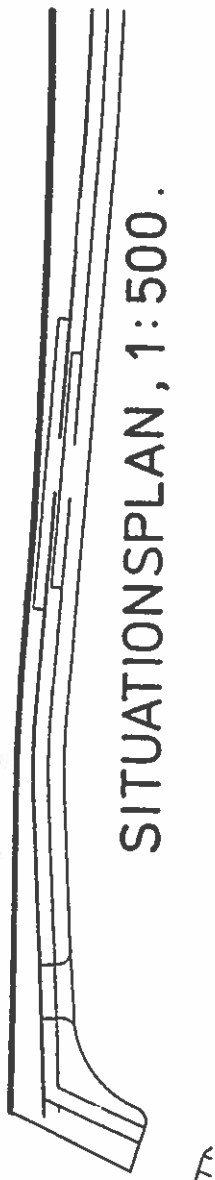
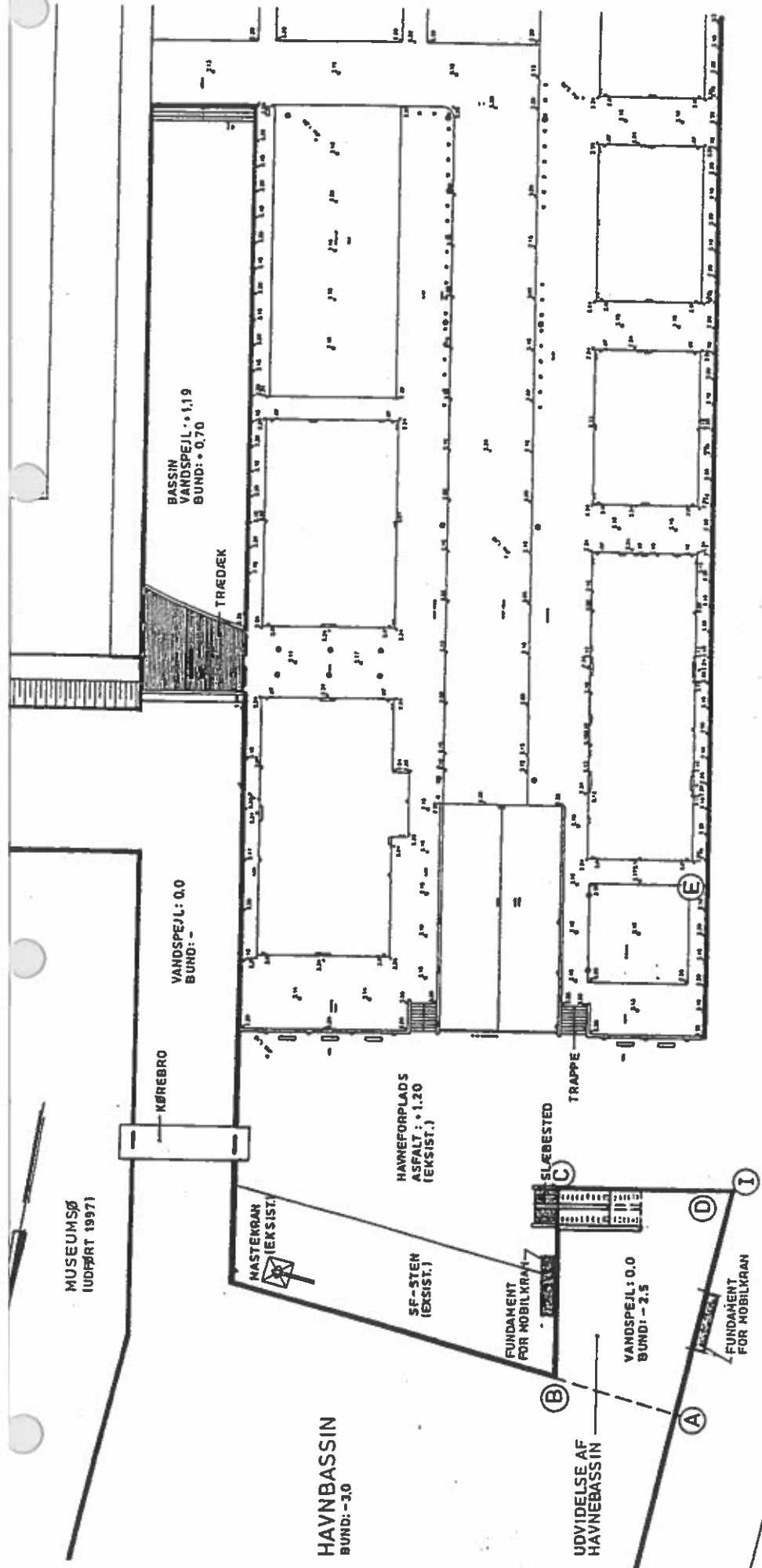


© Kart- og Matrikelstyrelsen

SE PLAN, 1:500.
UDSNIT AF HAVNELODS 1993







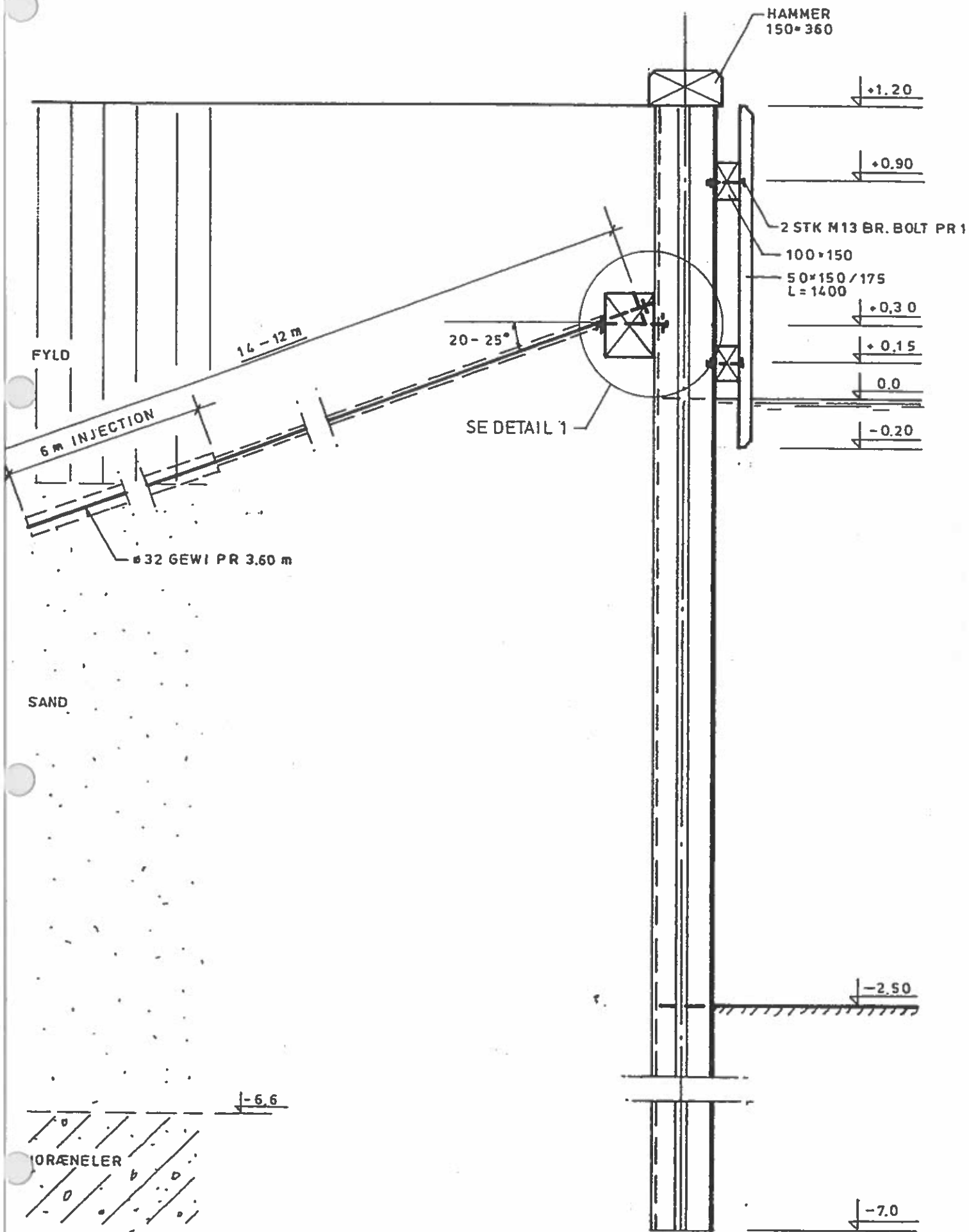
SITUATIONSPLAN, 1:500.

NEDFOTOGRAFERET

- f
- c
- d
- c
- b

a	1988-09-04	JJK/HHH	BASSIN I INDERHAVN UDGÅR AF ENTREPRISEN
REV.	DATE	INIT.	





SNIT Π-Π. 1:20.



RAMMETABEL, SPUNSJERN, LX 12, BRITISH STEEL.

STRÆKNING	LBM VÆG	ANTAL JERN		TOP KOTE	RAMME KOTE	LÆNGDE M	BEMÆRKNING
		D	E				
B - B ₁	7.0	6	1	+1.2	-9.0	10.2	HJØRNE VED B
B ₁ - B ₂	7.0	6	1	+1.2	-8.0	9.2	
B ₂ - B ₃	4.0	3	-	+1.2	-7.0	8.2	
B ₃ - C	4.6	4	-	+0.6	-7.0	7.6	SLÆBESTED
C - D - I	20.5	17	1	+1.2	-7.0	8.2	HJØRNE VED C
I - I ₁	14.0	12	-	+1.2	-7.0	8.2	HJØRNE VED I
I ₁ - I ₂	7.0	6	-	+1.2	-8.0	9.2	
I ₂ - A	7.5	6	1	+1.2	-9.0	10.2	

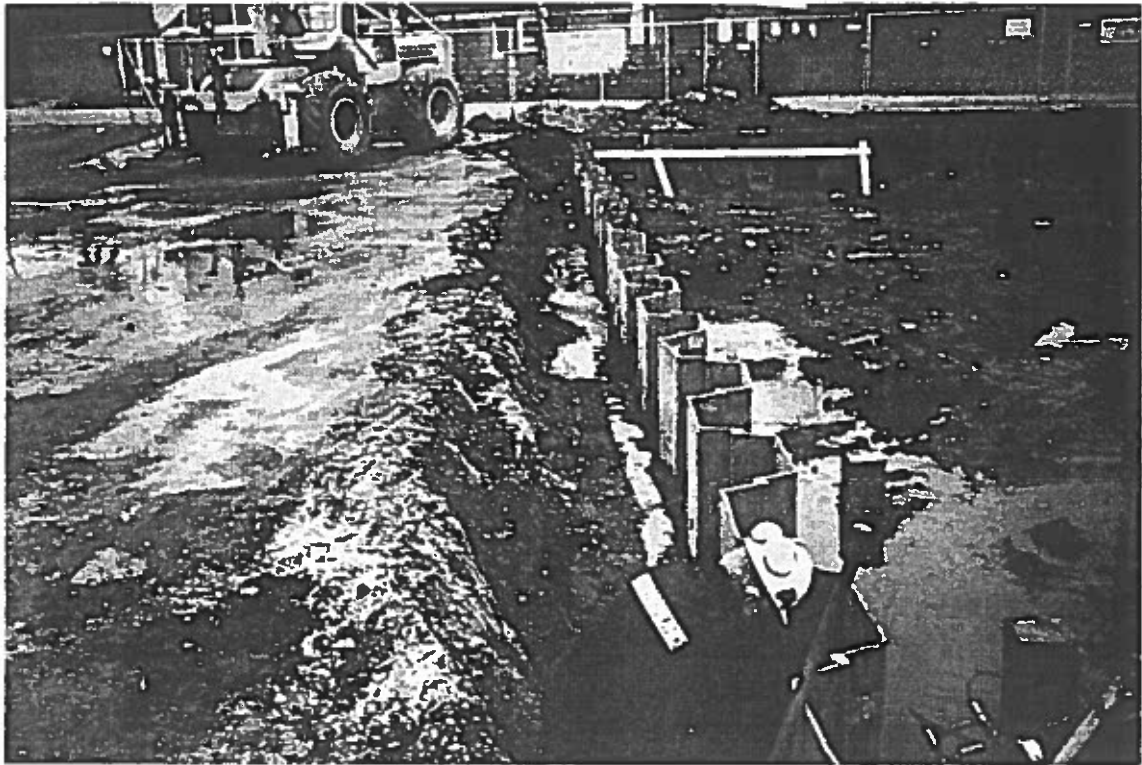
UÆNDRET ANTAL SPUNSJERN I FORHOLD TIL HÖESCH 200

JORDANKRE, Ø32 „GEWI“ (VARMFORZINKET)

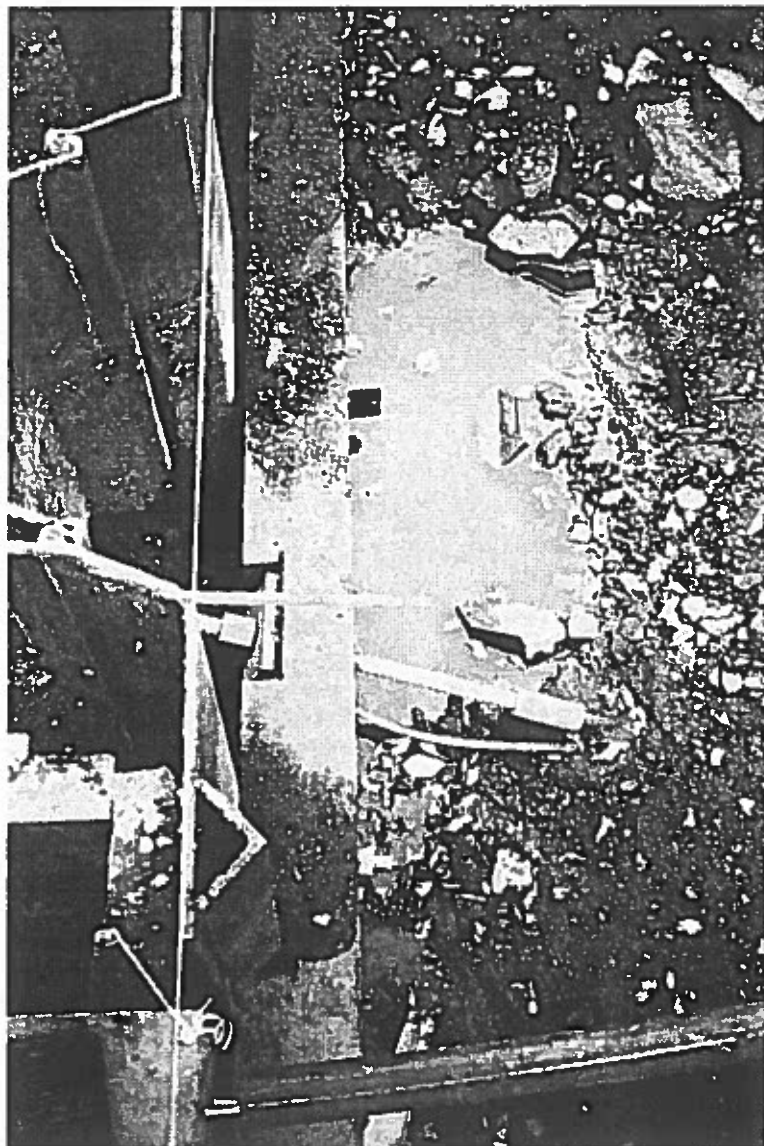
STRÆKNING	ANKRE NR.	ANTAL	PROJEKTERET ANKERLÆNGDE	BEMÆRKNING
B - C	1-7	7	14	INJICERET LÆNGDE 6 m
C - D - I	8-13	6	12	INJICERET LÆNGDE 6 m
I - A	14-22	9	14	INJICERET LÆNGDE 6 m



4. NOV. 1998

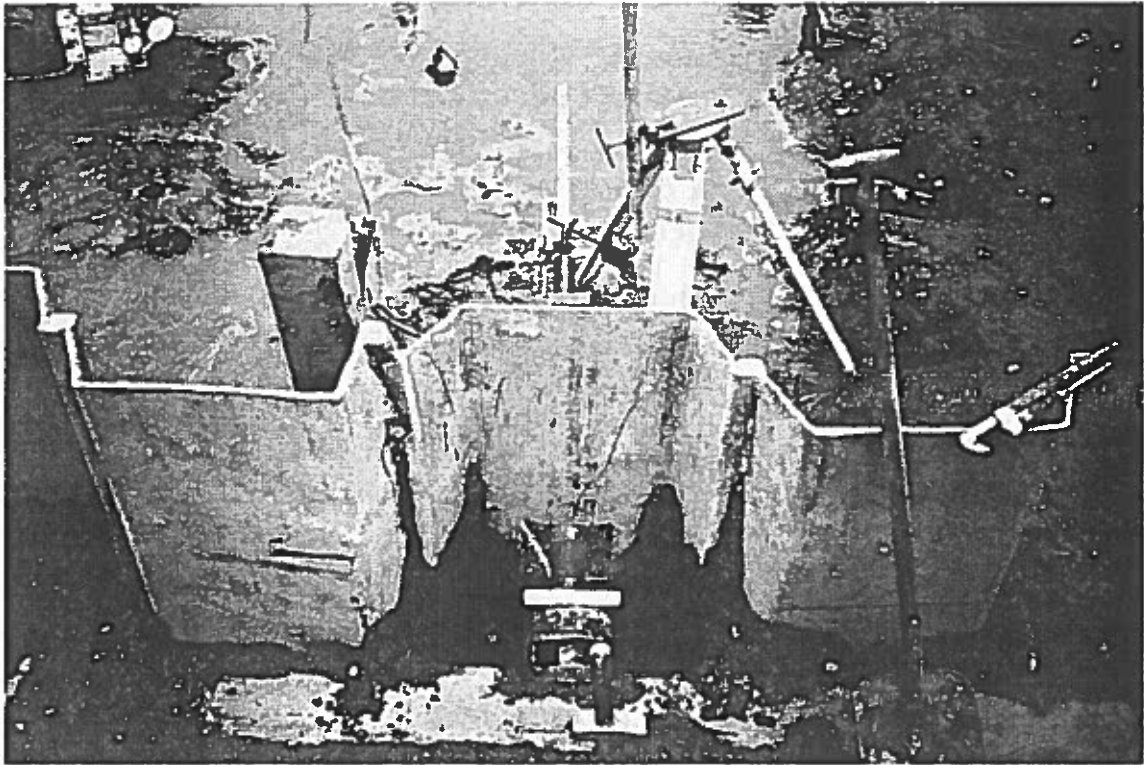


661/9A

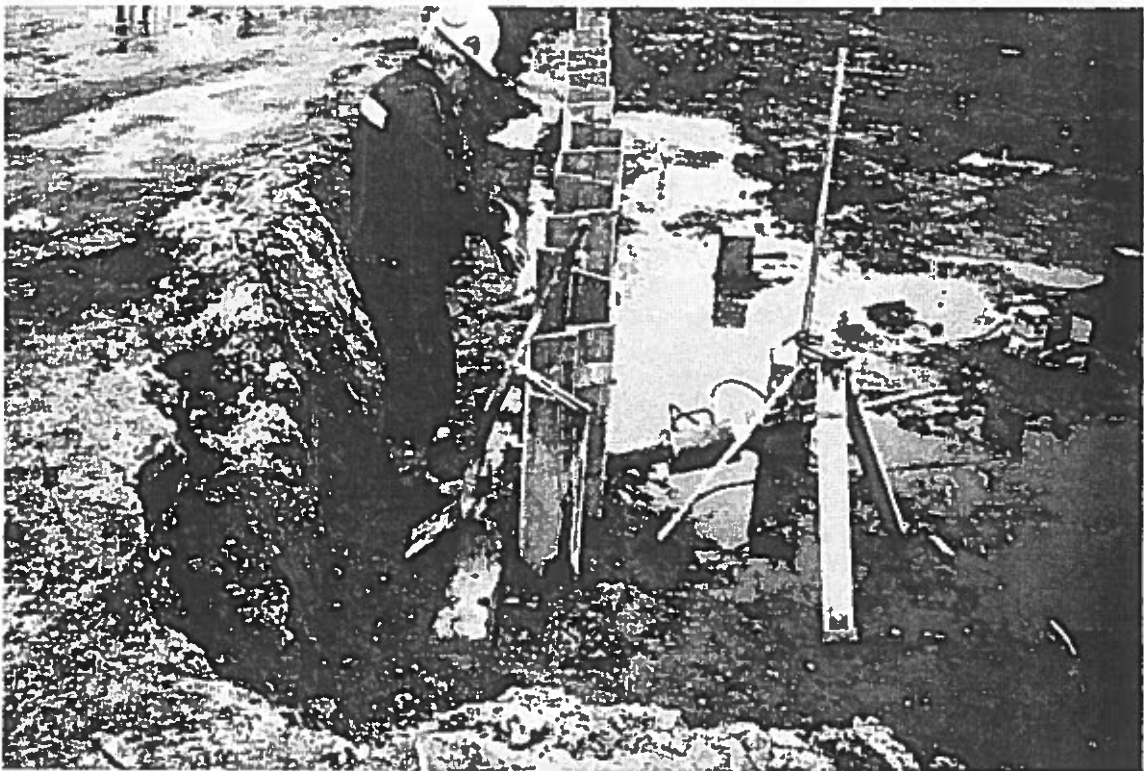


661/10A





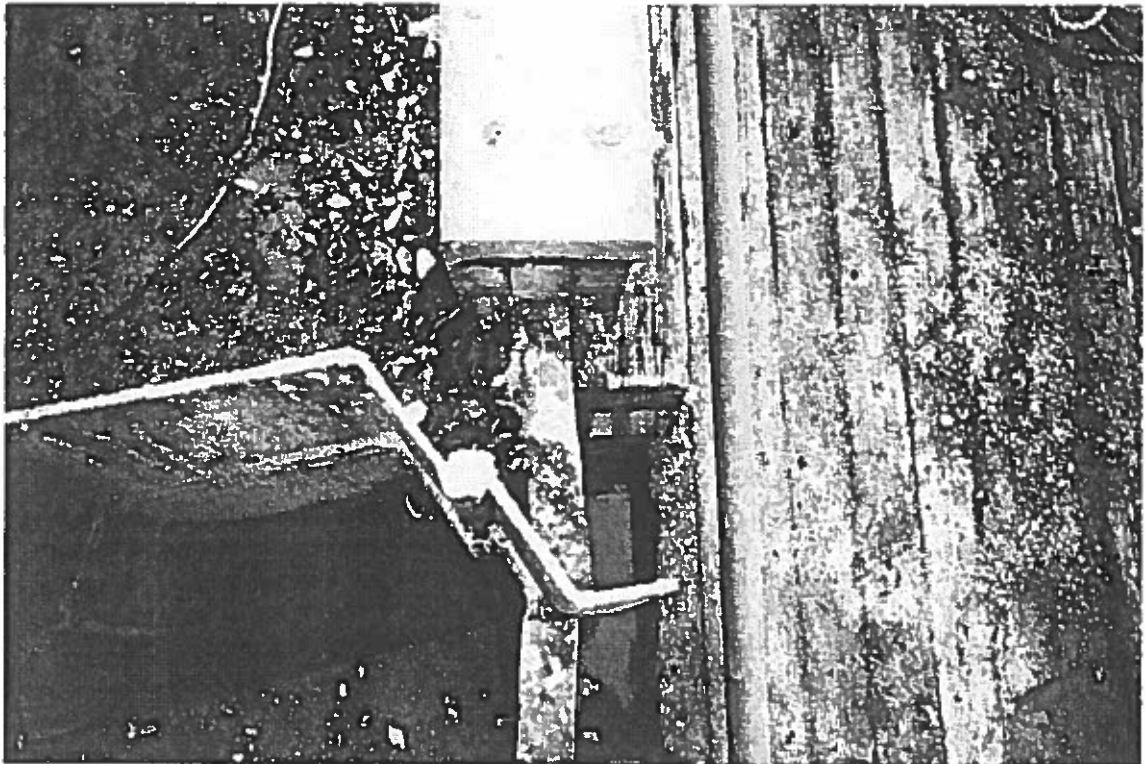
661/5A



661/6A



4. NOV. 1998



661/3A



661/4A



Odden - Ebeltoft
Nye krav til projektering
af havne til katamaranfærger

ved

Helge Gravesen (Carl Bro)



PAPER FOR PIANC CONGRESS 1998

NEW REQUIREMENTS TO PORT DESIGN FROM HIGH SPEED FERRIES

by

Marianne Krogh, Claus Bertheisen and Helge Gravesen

Carl Bro as. Civil & Transportation

Granskoven 8, DK 2600 Glostrup

(Denmark)

Tel: +45 43 48 60 60 - Fax: +45 43 63 65 67

1. INTRODUCTION

High speed ferries like catamarans impose special requirements to port design. This is illustrated in the present paper, which is based on experiences from the requirements in connection with reconstruction of Odden and Ebeltoft ferry ports in connection with that the ferry company is upgrading the route with two new catamarans and two new conventional ferries.

Most of the high speed ferries are smaller and lighter than conventional ferries. Accordingly, the resonance periods for the movements of the moored vessel, pitch, heave and roll, are almost the same as wave periods with high energy during strong winds. Therefore, the high speed ferries require better wave protected ferry berths than conventional ferries.

As regard the high speed ferries, the duration of the total turn-around time is an important competition parameter. This impose strict requirements for duration of the port operation. Further, this paper describes how the mooring system, the fender system, and the ramp system were designed to fulfil the tight time restrictions.

Finally, water jet systems with very high velocities of the water jet impose strong demands to scour protection. The paper describes the scour protection design in the reconstructed ports of Odden and Ebeltoft.

2 WAVE DISTURBANCE

The wave agitation on the moored catamarans is significant. Accordingly, the wave conditions in relation to the response spectra of the vessel must be considered seriously during port and berth design, e.g. by including physical model test or numerical wave models.



2.1 Response characteristics

For the operation of the moored catamaran the vertical movements, pitch, heave and roll are important.

Figs. 2.1, 2.2 and 2.3 illustrate the response characteristics, calculated by SSPA, Gothenburg, Sweden.

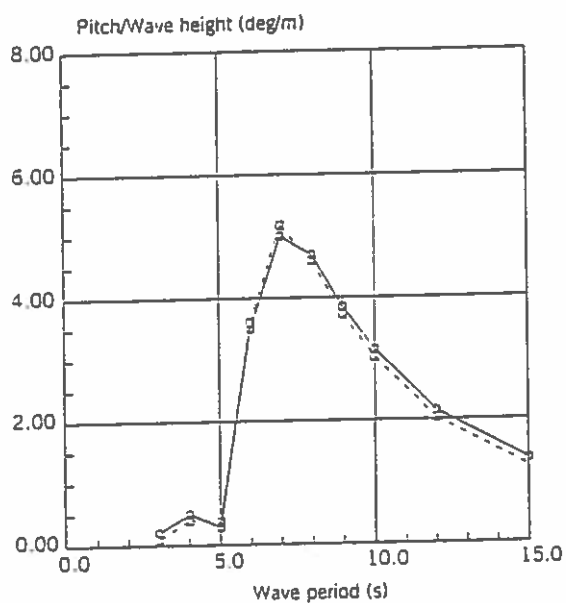


Fig. 2.1 Pitch Response.

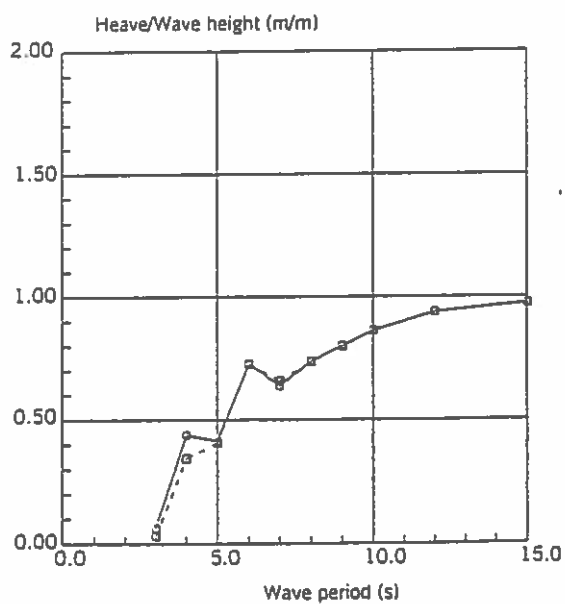


Fig. 2.2 Heave Response.



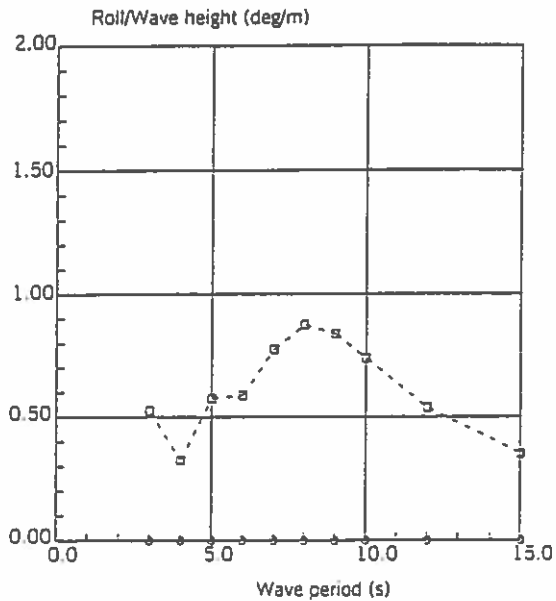


Fig. 2.3 Roll Response.

Evidently, the vertical movements may be significant for wave periods exceeding 5 seconds. This is the case for strong winds in the area.

2.2 Design waves outside ports

Wave generated outside the ports are dominated by limited fetch in most directions and rather shallow water causing refraction and breaking of the waves.

Therefore, the wave conditions outside the ports were determined by applying a numerical model, MIKE 21-NSW. Fig. 2.4 illustrates the results of this modelling.



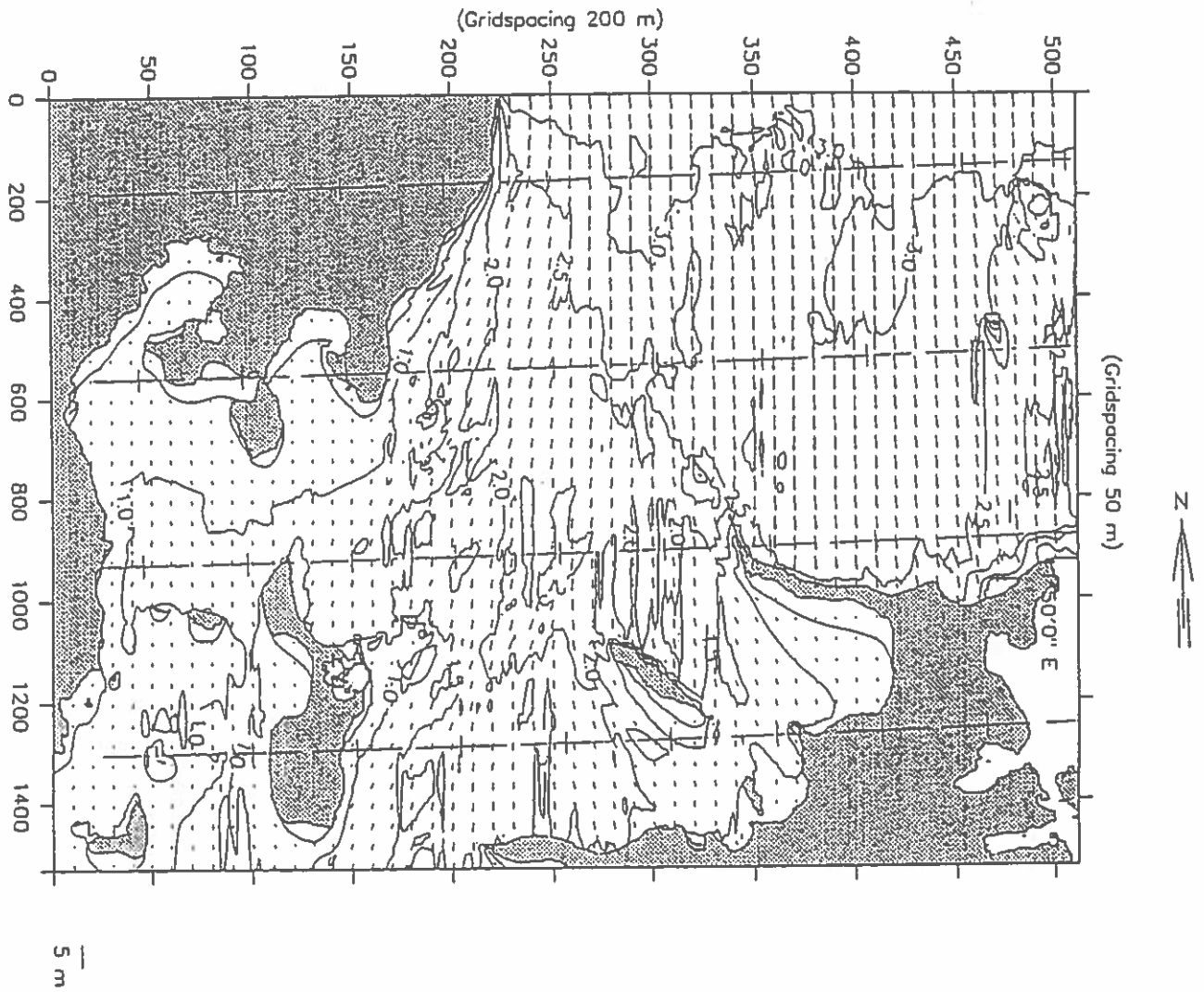


Fig. 2.4 Wave Modelling. Wind from north. Recurrence period 3 hours/year. Isolines for significant wave height. Arrows indicate heights and directions

Further, the results of the wave modelling were also used to evaluate various sailing routes with emphasis on the wave conditions during passage of a reef with shallow water.



2.3 Disturbance in the ports

The two actual ports are rather open ports with wave protection consisting of two breakwaters around the port entrance.

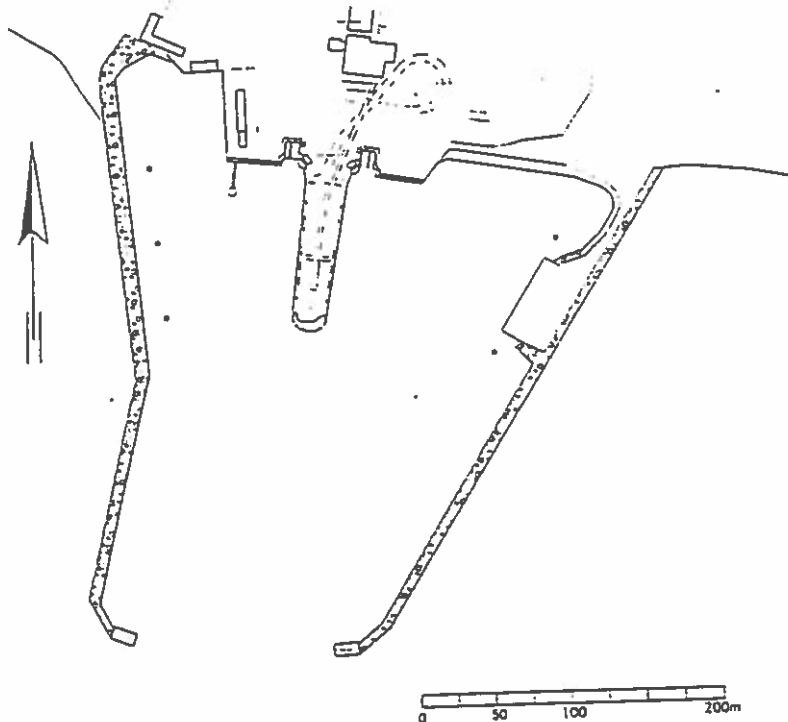


Fig. 2.5 Odden Port prior to Reconstruction.

Initially, the location of the catamaran berths was evaluated. Based on a conventional diffraction analysis, the frequency of wind and wave directions, and soil conditions the ferry berth at Odden was located in the western part of the port. The diffraction analysis indicated that the entrance between the existing breakwaters at both ports was too wide to prevent waves critical to the catamarans (having wave frequencies close to some of the eigenfrequencies of the catamaran) in the inner part of the harbour basin and at the ferry berths. Therefore, an elongation of the existing breakwaters narrowing the entrances or breakwater(s) in front of the port entrances were suggested.

To verify the necessity of breakwater(s) and optimising the location and length, physical model tests of the port of Odden were carried out at Danish Hydraulic Institute. Various layouts were considered, ref. Figs. 2.6 and 2.7.



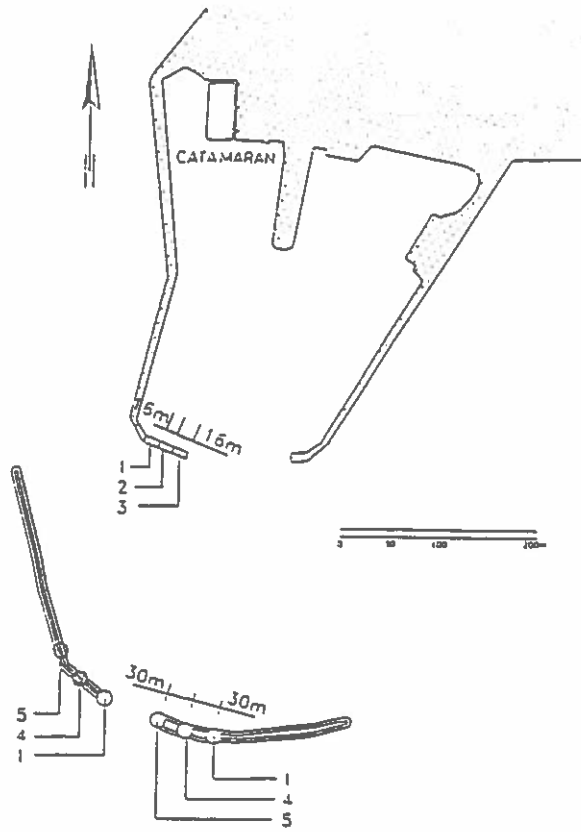


Fig. 2.6 Breakwater Layout Alternatives 1-5 for Physical Model Test. Ferry Port of Odden.

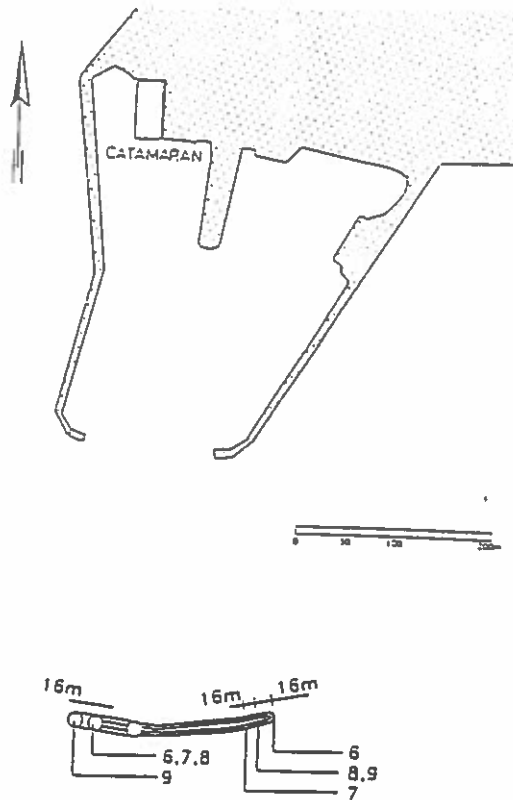


Fig. 2.7 Breakwater Layout. Alternatives 6-9 for Physical Model Test. Ferry Port of Odden.

The model test included a model of the catamaran moored at the berth with moorings and fenders scaled to the correct model characteristics. During the tests wave conditions at several locations in the port and ship movements were measured.



The results as regard the most critical movements, roll, pitch, and heave of the catamaran, are shown in Fig. 2.8 for some of the tested alternatives.

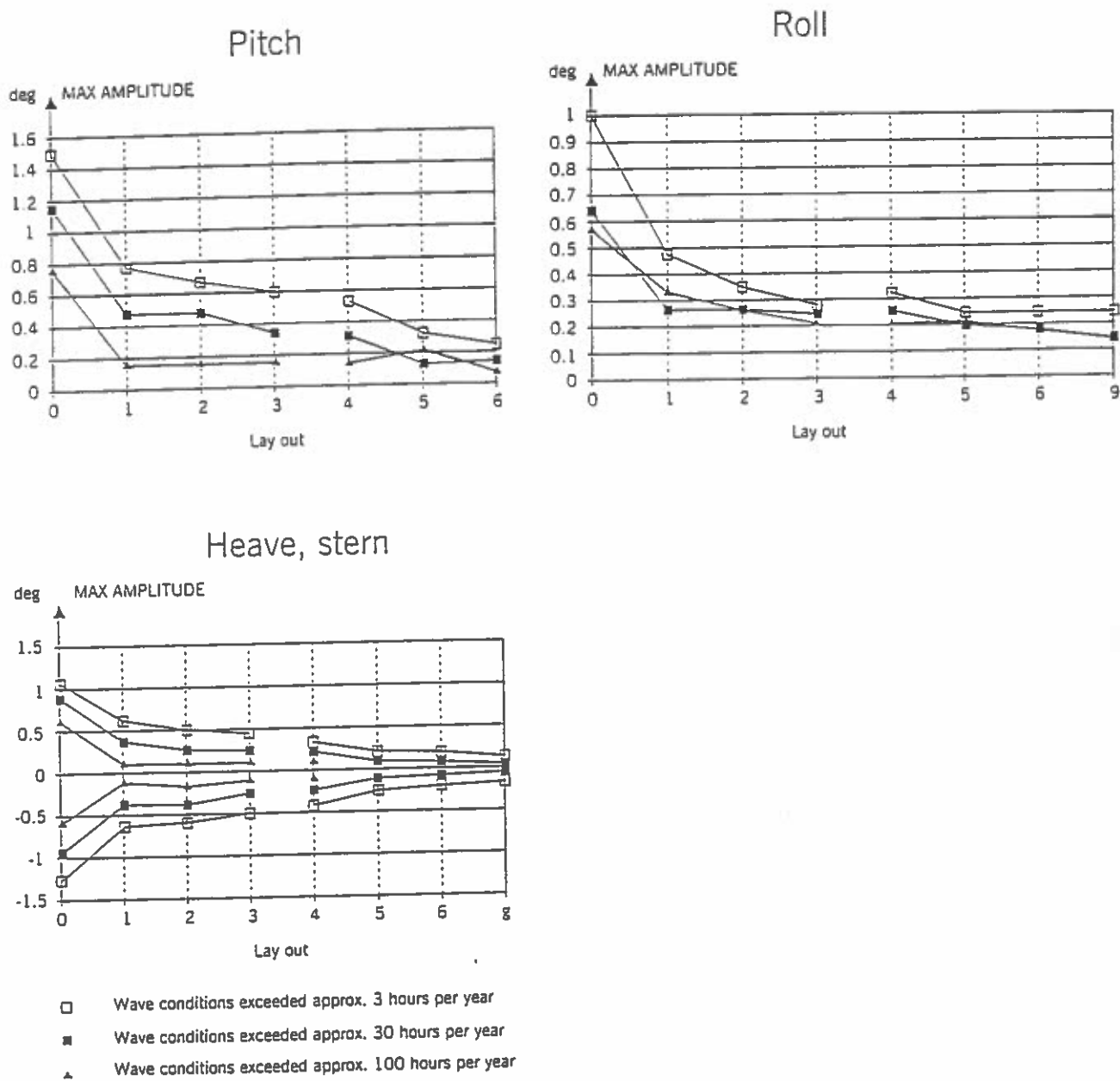


Fig. 2.8 Ship Movements for Various Breakwater Lay Outs at the Ferry Port of Odden.



According to the result of the physical model tests, islands breakwater(s) in front of the entrance reduced the movements of the catamaran more than an elongation of the existing breakwaters. Further, the influence of the western breakwater on the ship movements seemed insignificant as well as the difference between layout 6 and 9. Consequently, layout 6 was recommended as the best solution in relation to economy.

The Owner finally chose not to build any breakwater before knowing how often the critical wave conditions will occur at the port simultaneously with a catamaran at berth and in operation. Approximately 3 month after the catamarans were introduced, a situation with large resonance occurred. But during the rest of the first year no other situation with large resonance have been observed.

It may be added that the concept of the ferry company include two conventional ferries in addition to the two high speed ferries. The conventional ferries may therefore take over all the transfer of cars and passengers during bad weather, where the comfort on high speed ferries anyhow is low.

3. FENDER, MOORING, AND RAMP SYSTEMS

In Odden and Ebeltoft the berths are equipped to be in service during the disturbance previously shown and the following tight time restrictions giving a total of 1 hour turn-around:

* deceleration and approaching	180 sec.
* mooring	30 sec.
* opening of doors	20 sec.
* operation of ramps	30 sec.
* unloading and loading of 120 cars and vans	10.5 min.
* operation of ramps	30 sec.
* closing of doors	20 sec.
* release of mooring	20 sec.
* departure, turning and acceleration	180 sec.
* Sailing time	41 min.

The above times are very tight and requires the utmost attention during the design of the harbour installations.



3.1 Fender system

Fig. 3.1 illustrates the side fender. The fenders are designed for the high approach speeds, and pile fender gives the lowest possible reaction forces to the aluminium hull, which is very important on fast ferries where saving of weight is extremely important. The fender line of the ferries is positioned high above quay level. In order to avoid impact on the hull below water line the fenders are designed with a bend. The two bow fenders are located at an angle of 45° to the centre line of the ferry in the berth.

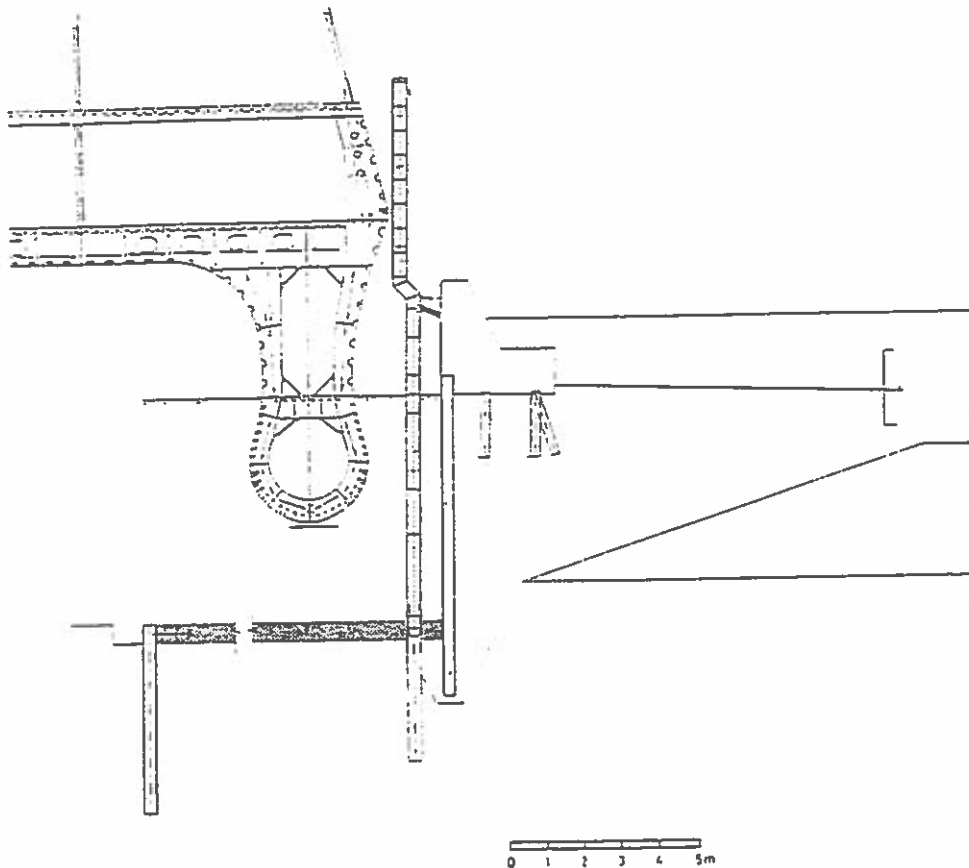


Fig. 3.1 Side Fender

3.2 Mooring system

Figs. 3.2 and 3.3 illustrate the automatic mooring. The system consists of two moorings, one in the bow, pulling in the longitudinal direction, and one at stern, pulling side wards. In the moored position the two bow fenders keeps the bow from moving side wards.



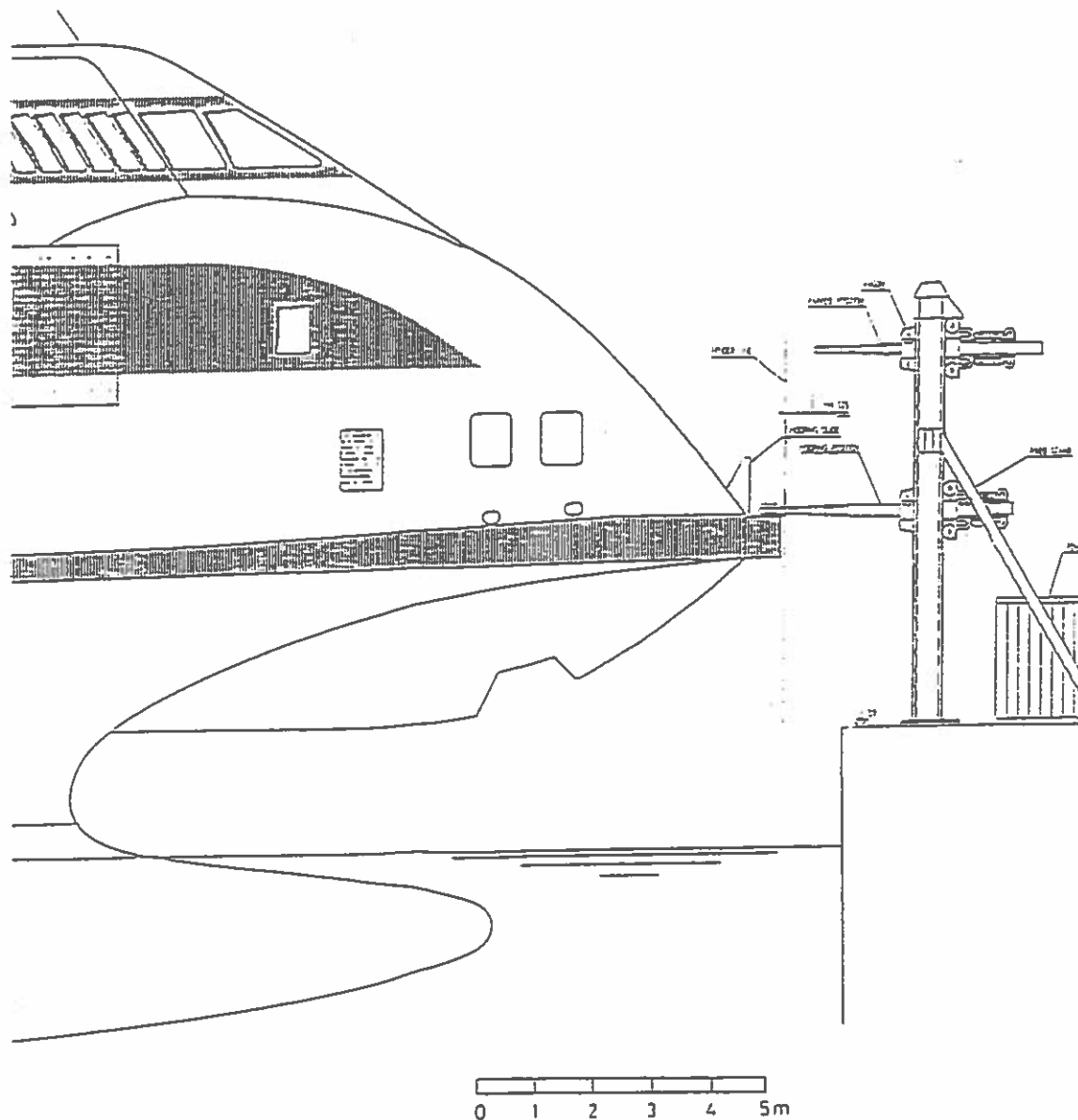


Fig. 3.2 Automatic Mooring, Side View

When the ferry is positioned in the berth, the moorings are activated from the bridge and automatically the wagon is lowered, the arm are stretched out to the ferry and the mooring eye are placed round a bollard on the ferry.

Besides from saving valuable time, the mooring system saves additional personal aboard and onshore. The additional equipment costs includes a pay-back time of no more than 1.5 - 2 years due to the personal savings.

3.3 Ramp system

As soon as the ferry is moored, the cars are unloaded in two lanes through a side door at stern. At the same time loading through the bow doors can begin in up to four lanes simultaneously. Figs. 3.3 and 3.4 illustrates the bow ramp, which also includes an integrated platform for bunkering at every call.



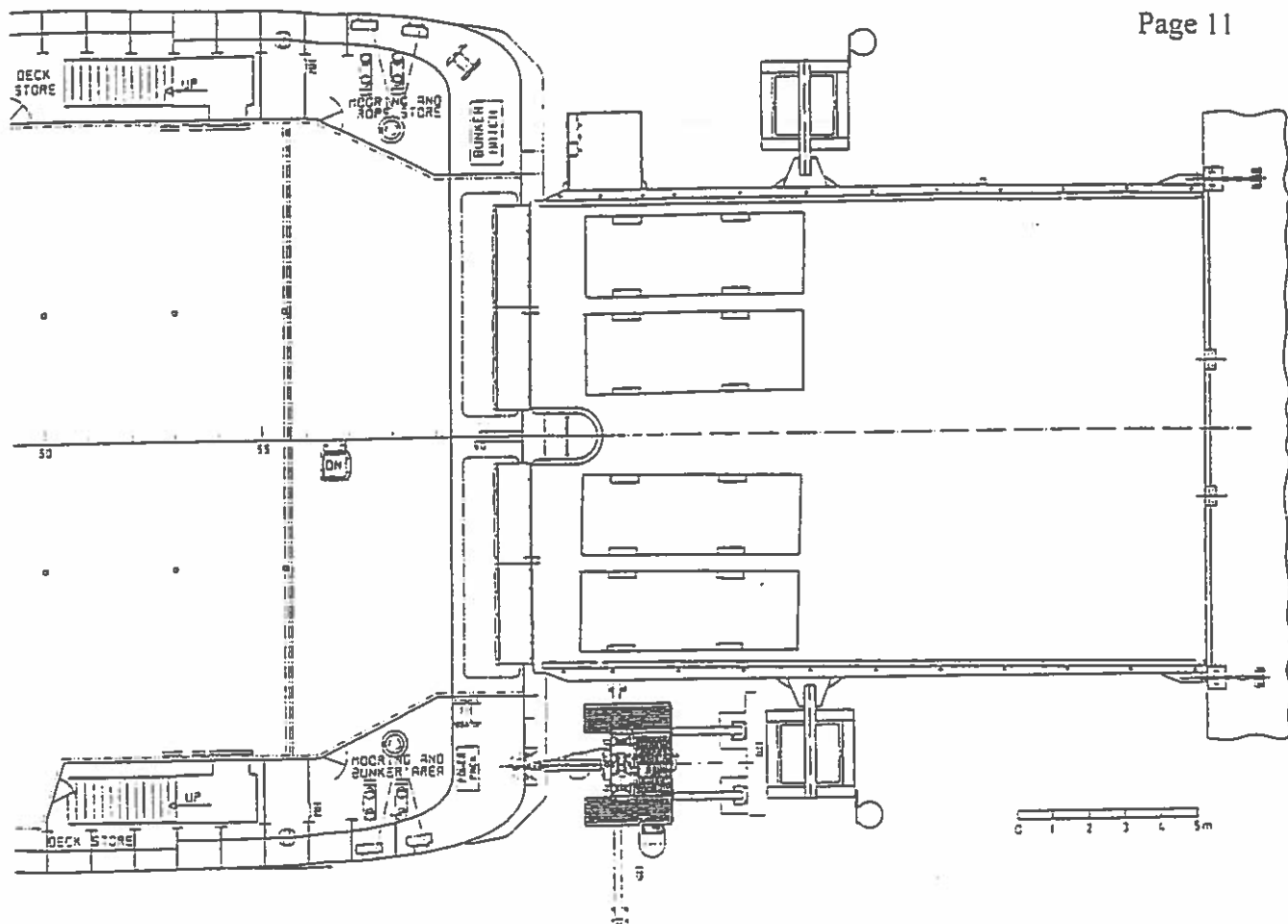


Fig. 3.3 Bow Ramp and Automatic Mooring, Plan View

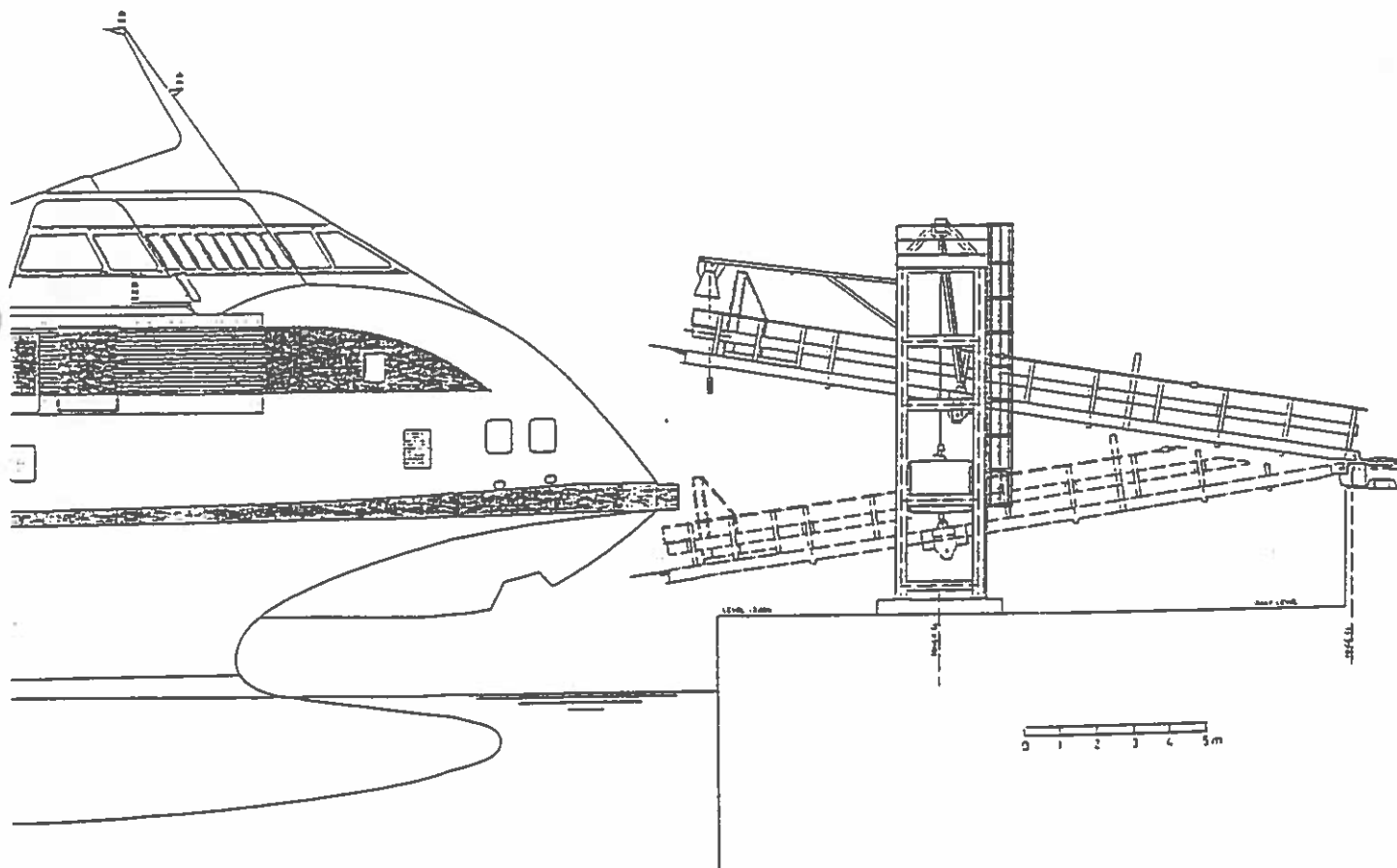


Fig. 3.4 Bow Ramp, Side View



4. SCOUR PROTECTION

When the catamaran reverse the speed the water jet is by a shield turned partly downwards with an angle of 30° relative to the horizontal plane. This results in high exposure of the sea bed demanding a strong scour protection. Even by the permissible limit to thrust in harbour areas the initial jet velocity is ranging up to 14 - 15 m/s with an equivalent jet diameter of 0.75 m.

The scour protection consist of a 0.5 m unreinforced concrete layer covering the area shown on Fig. 4.1. The cross section of the scour protection is illustrated on Fig. 3.1. At the boundaries the concrete is enclosed by a 5 m deep sheet pile wall placed in a hard glacial till allowing a substantial scouring at the boundaries. The conditions at the sheet pile wall is regularly surveyed and in case the scouring at the boundaries exceed the permissible limit a stone protection may be placed in the scour holes. Up to now scour depths of up to 1.5 m outside the sheet pile wall has been experienced on few locations

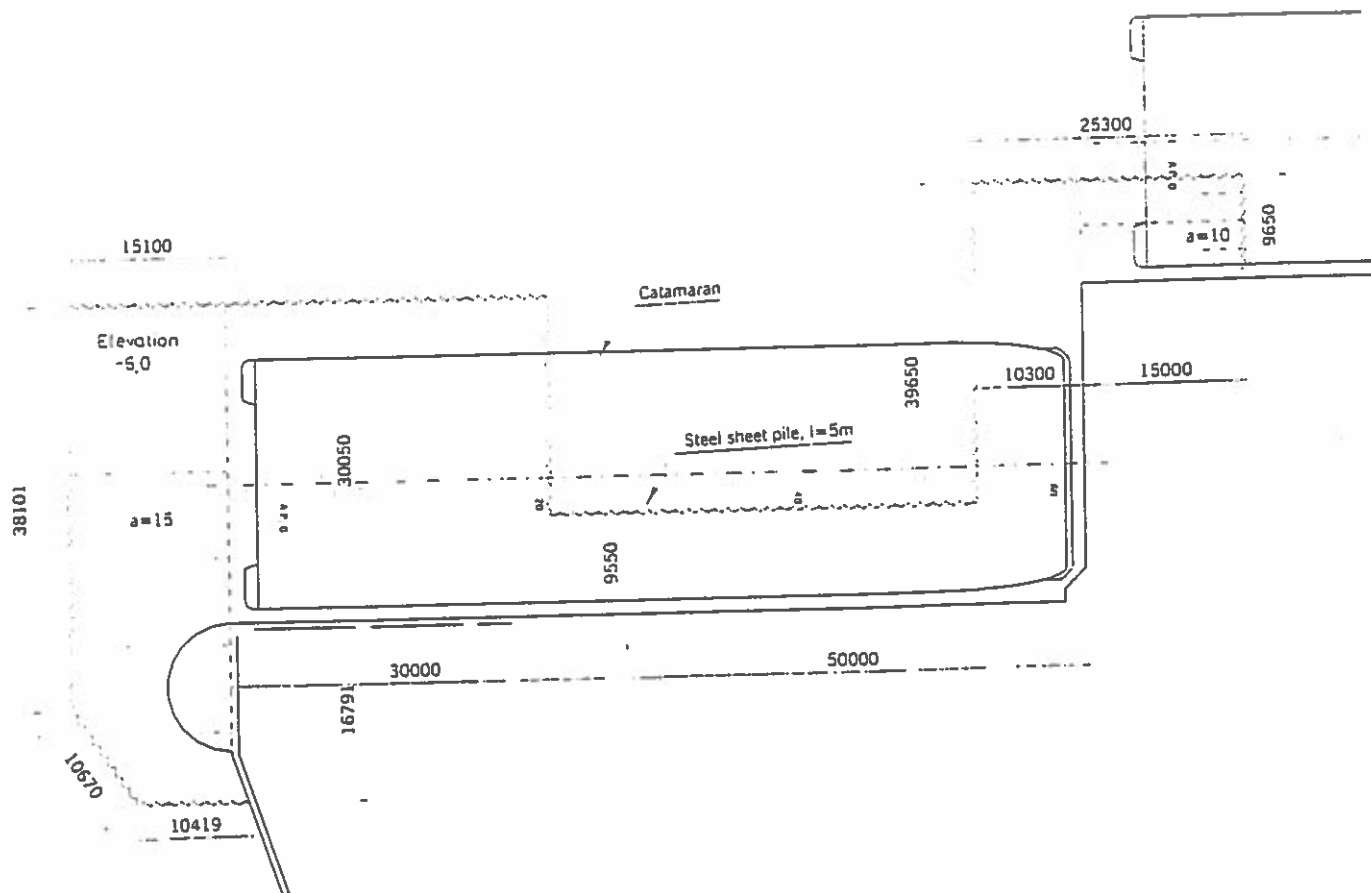


Fig. 4.1 Scour Protection.



Havneplanlægning i Murmansk

ved

Günther Hansen (Rambøll)

130 > 100000

15 - 10 |

300

Havneplanlægning i Murmansk v. Civilingeniør Günther Hansen, RAMBØLL

Vandbyggerens hverdag kan være ret varieret. Den ene uge i Murmansk i Rusland i -30° og den næste uge i Port Lüderitz i Namibia tæt på grænsen til Sydafrika i $+25^\circ$.

Jeg har netop i 13 måneder været udstationeret med hustru i Murmansk for RAMBØLL. Bopæl 48 m² lejlighed i en god gammel Stalin-blok i byens centrum.

Murmansk by og havn er fra 1916. Murmansk er Nordvest Ruslands eneste isfri havn og beliggende på Kola halvøen ca. 180 km fra den norske grænse og ca. 45 km fra Barents Havet, position ($68^\circ 58'N$, $33^\circ 05'E$). Is forekommer, men er normalt ikke en hindring for sejlads. Murmansk er vel bedst kendt som havnen, der under 2. verdenskrig blev brugt som destination for de mange allierede konvojer med materiel til den belejrede Sovjetunion. Til minde om den indsats er der på et forbjerg lige over havnen rejst en mere end 20 m høj betonstatue af en soldat med gevær: Ajosha. Murmansk er ikke flådehavn. Nordflåden ligger i Severomorsk 20 km fra Murmansk og i andre havne langs Kola halvøens nordside. Disse områder er stadig lukkede områder. Bortset fra flåde installationer er Kola halvøen fyldt med enorme mineral ressourcer af alle slags samt en flot natur – uden for mineområderne, der naturmæssigt set er ødelagt.

Murmansk er med sine 0.5 mio. indbyggere verdens største by nord for polarcirklen.

Projektet

Som et led i EU's bistand til Rusland udføres der i Tacis regi mange projekter på Kola halvøen. Et af disse er "Modernisering og træning af Murmansk Havn". Dette projekt er et underprojekt under et stort transport studie: North West Regional Transport Development, der dækker hele Nordvest Rusland. Alle transport former i dette område analyseres og der laves forundersøgelser for mulige projekter med henblik på en evt. udenlandsk finansiering.

Transport studiet udføres af et dansk/hollandsk/italiensk joint venture RAMBØLL/DHV/SPEA med RAMBØLL som pennefører. Transport studiet løber over 2 år og ledes fra en projekt kontor i St. Petersburg. Et andet underprojekt behandler havnen i Archangelsk.

Såvel i Murmansk som Archangelsk har der været udstationeret en dansk projekt koordinator fra RAMBØLL i Århus. Jeg var manden i Murmansk. Det følgende vil ikke så meget være en beskrivelse af en vandbygningsopgave, men en beskrivelse af hvad en vandbygger også kan bruges til: havneplanlægning i bred forstand omfattende teknik, operation, ledelse, økonomi (og politik) m.m.

Projektet omfatter en master plan for havnen, der inkluderer godsprognoser for de næste 25 år, assistance til udvikling af vestligt baseret ledelse og forretningstalent, assistance til kost baseret drift af en stor udstyrspark samt en stor træningskomponent. Træningskomponenten er udført af AMU i Århus og omfattede kurser i Murmansk og Archangelsk samt studie ture til Danmark og Holland for ca. 50 personer fra de to havnes mellemleder niveau.



Nuværende havn

Murmansk havn har i dag 13 anlægspladser i kommerciel drift med en samlet længde på 2581 m. Vanddybderne varierer fra 9,4 til 12 m under laveste vandstand. Max. tidevandsforskel er 3,6 m. En af anlægspladserne bliver nu uddybet til 15,5, men kan uddybes til 16,7 m.

Murmansk er primært en bulk havn. Havnen arbejder 24 timer i døgnet og ned til -40 grader, som vi faktisk oplevede .

Godsomsætning i 1998

	Mio. t	Losse-/lasterate pr. skibsdag t
Alumina	1.2	3 217
Apatit	3.0	11 622
NPK gødning	0.8	14 000
Kul	0.6	7 738
Metaller	0.4	2 262 – 3 800
Jern pellets	0.3	14 598
Andenbulk gods	0.2	-
Stykgods	0.3	-
Total	6.8	

Apatit er råstof til kunstgødning. Alumina er et meget fint pulver, der er råstof til aluminium fremstilling. Metaller er såvel aluminium som nikkel, kobber og stål. Kun ca. 8500 containere håndteres i havnen i dag. Kun apatit og NPK lastes i dag med kontinuerte lastere med en nominel kapacitet på 1200 t/time. Alt andet gods håndteres med 50 kraner med kapaciteter op til 40 t. Havnen har i dag 117 gaffeltrucks med kapaciteter op til 32 t.

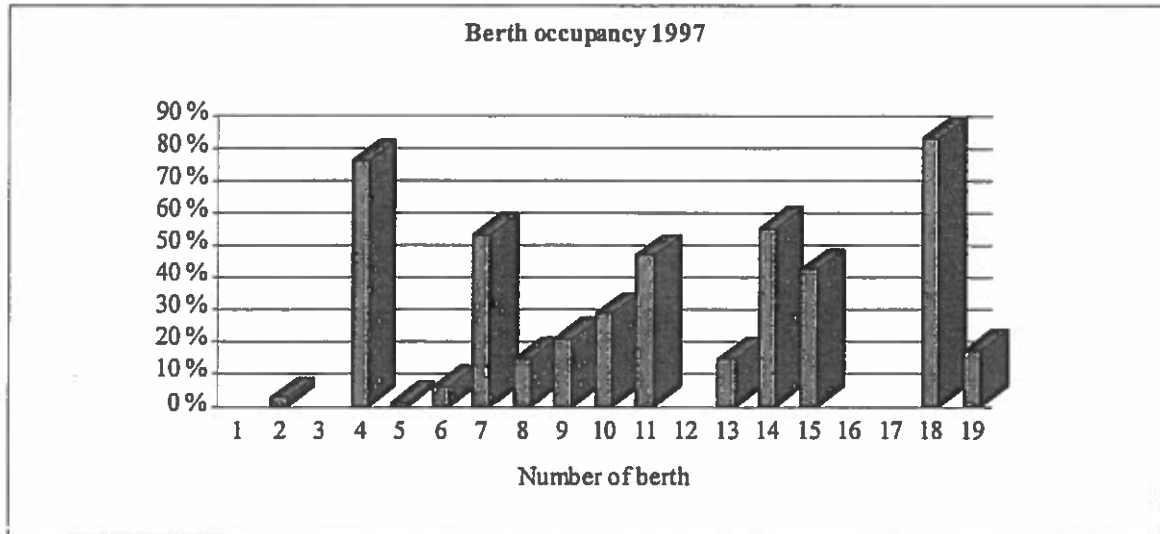
Havnens to stevedorekompagniers stab er i dag ca. 1760, hvoraf ca. 580 er havnearbejdere. Havnemyndigheden har andre 106 ansatte. Laste-/losseraterne, udstyrsparkens og stabens størrelse i forhold til godsomsætningen indikerer havnens problem i en moderne kost baseret og konkurrencepræget verden. Udnyttelsesgraden for kraner og gaffeltrucks er kun 16 % henholdsvis 11 %. Godshåndteringen er fortsat præget af de gamle normer, og stevedorekompagniet undervurderer i sine kontrakter normalt de garanterede losse-/lasterater. Med det eksisterende udstyr har havnen lastet op til 20 000 t kul pr.dag. Losse-/lasteraterne for alumina og apatit er kraftigt påvirket af, at der losses/lastes direkte til/fra jernbanevogne. Alumina losses med grab med deraf følgende kraftig støvudvikling og spild. Jernbanevogne med kul tømmes med grab, der er næsten lige så bred som jernbanevognen med deraf følgende skader på vognen. Havnens problemer som bulk havn forøges uderligere af en lille gennemsnitlig skibstørrelse, høje belægningsgrader på de kritiske kajer på grund af små laste-/losserater samt store ventetider, som illustreret af følgende tabeller fra master planen.

Table 3.2: Average shipload, size and DWT in 1997.

Commodity	Number of ships	Average ship load	Average DWT
Alumina	59	19,951	25,588
Grain	1	16,300	19,885
Apatite	155	17,286	18,822
N.K.P. (Azofos)	22	32,930	39,262
Ferrous metal	24	14,000	26,512
Non ferrous metal	28	3,000	4,370
Coal	36	16,694	31,768
Iron ore pellets	22	25,732	31,078
Ore concentrate (cabotage)	16	17,225	19,559



Fig. 3.5: Berth occupancy degree.



Source: Statistic of Murmansk Commercial Seaport, 1997

Table 3.3: Waiting time in shipdays.

Cargo Type	Waiting for Berth	Weather (rain and wind)	Railway	Shipper	Ship Owner	Other Reason	Total
Gen.cargo, Cabotage	6,8	0	0	0,0	0,0	0,1	6,9
Gen. Cargo, Export	6,3	0	0	0,1	0,0	0	6,4
Gen. cargo, Import	10,4	0,8	0	4,4	0,0	0,1	15,6
Gen. cargo, Spitsberg	0,3	0	0	0,0	0,0	0	0,3
Metal export	60,6	35,4	0	100,7	3,1	2,6	202,4
Metal cabotage	1,1	1,5	0	0,0	0,0	0	2,5
Vegetables	2,2	1,6	0	1,7	0,3	0	5,8
Pipes	0,5	0	0	0,0	0,0	0	0,5
Gen. cargo, for Arktika	0,0	0	0	2,6	0,0	0	2,6
Gen. cargo, Dudinka	5,0	0,4	0	0,8	0,0	0	6,2
Fertiliser	0,6	0	0	0	0	0,15	0,8
Apatite	334	1,1	2,0	45,3	0,8	5,44	388,6
Coal	27,1	1,6	0	0,7	6,1	0,42	35,9
Alumina	379,1	124,6	11,5	40,3	0	0,69	556,3
Pellets	10,3	0,9	0,2	4,5	2,0	0,02	17,9
Azofos	24,9	14,7	0	7,3	0	0,62	47,5
Grain	1,6	1,2	3,7	0	0	0	6,4
Total	870,8	183,8	17,4	208,4	12,3	10,14	1302,6

Source: Statistic of Murmansk port in 1997



Master planens grundlag

Godsprogner (Højt scenario)

År	2012	2023
	Mio. t	
Alumina	2.3	3.7
Apatit	4.2	5.3
NPK gødning	1.2	1.4
Kul	3.9	5.1
Metaller	0.9	1.1
Jern pellets	8.9	11.1
Anden bulk gods	0.3	0.4
Stykgods	0.2	0.2
Containers	0.4	0.9
Total	22.3	29.2

Progner blev udarbejdet med et lavt, middel og højt scenario i en periode, hvor økonomien i Rusland havde en kraftig nedtur. Følgelig er der næsten 100 % forskel på høj og lav. Den høje prognose forudsætter en kraftigt generet trafik i kul og jern pellets forårsaget af investering i en ny kombineret kul og jern terminal og senere en ny jern terminal. Disse terminaler vil være i stand til at tage 150 000 DWT henholdsvis 200 000 DWT og skal udstyres med moderne kontinuerede lastere med båndfødnings og moderne tømmestationer for jernbanetog.

Forskellige forslag til disse terminaler blev gennemarbejdet i master planen afsluttende med såvel økonomiske som finansielle analyser til påvisning af rentabiliteten. Disse analyser blev også delvis udført af havneplanlæggeren.

Anslået lastekapacitet i disse terminaler er 47 000 t/dag for kul og 67 000 t/dag for jern pellets. Sådanne terminaler for store skibe forventes at forbedre konkurrencesituationen for russiske kul betragteligt og genåbne jern pellets eksporten fra de meget store lejer midt på Kola halvøen, mindre end 200 km fra havnen. Investeringen er anslået til ca. 130 Mio. USD.

Container trafikken i Murmansk forventes at stige fra små 9 000 TEU i dag til 76 000 TEU i 2023.

For alumina gælder specielt at den nuværende grab håndtering bliver stoppet af miljømyndighederne næste år, og på dette tidspunkt skulle en moderne terminal gerne være færdig på kaj 17, udstyret med to pneumatiske lossere hver med en nominel kapacitet på 300 t/time.

Til bestemmelse af nødvendige antal kajer og lagerkapaciter blev udviklet et specielt regneark. Dette gav med skibstørrelse, forventet godsmængde og håndteringsrate kajudnyttelse ved forskellige antal kajer, nødvendige lagerkapaciteter samt den tilsvarende togetrafik. Næsten al gods igennem Murmansk går på jernbane.

Med toglast på op til 4200 t vil det maksimale togantal i 2023 blive omkring 43 godstog per dag. Den tilsvarende lastbiltrafik er vurderet til omkring 350 lastbiler per dag.



Eksempel på planlægningskema

COAL

Year:		2002	2008	2012	2015	2023
Basis: Two ships (DWT) after each other			60000	80000	90000	90000
Total throughput	Mio. t	1.38	3.54	3.90	4.21	5.12
Average loading rate:*	t/day	12000	47000	47000	47000	47000
Required berthdays	days	115	75	83	89	109
Berth occupancy	%	32	21	23	25	30
Loading two ships	t	100000	120000	160000	180000	180000
Number of loading days		8.33	2.55	3.40	3.83	3.83
Arrived by train	t	-31507	-24762	-36374	-44121	-53753
Safety margin for missing train dispatch, 60%			14857	21825	26473	32252
Storage required	t	87397	110095	145450	162352	158499
* number of contineous loaders			2	2	2	2
* number of reclaimers (1 per pile line)			3	3	3	3

Sådanne analyser blev lavet for alle godsarter og regnearket gav til slut behovet for kajer, udstyr, lagerkapacitet m.m. i hvert af de 5 år, der blev brugt i planlægningen.

Samtidig blev udarbejdet prognoser for skibstrafikken og skibstørrelserne. Nødvendige vanddybder blev bl. a. vurderet på baggrund af en udnyttelse af tidevandvariationen, som havnen allerede i dag udnytter kraftigt. Tabellen viser mulige dybde reduktioner ved forskellige laste-/losserater.

Table 6. 4: Utilisation of tidal differences

DWT	Hatch length	Length (Loa)	Max. draft Dmax	Loading rate		Draft increment	5 hours period from low water		6 hours period from low water		7 hours period from low water		9hours period from low water	
				t / shipday	t/h		Draft increase	Req. dredged depth	Draft increase	Req. dredged depth	Draft increase	Req. dredged depth	Draft increase	Req. dredged depth
	m	m	m	t / shipday	t/h	m/h	m	m	m	m	m	m	m	m
50,000		230	12.0	12,000	632	0.12	0.58	11.7	0.70	11.6	0.82	11.5	1.05	11.3
50,000		230	12.0	28,000	1474	0.27	1.36	10.9	1.63	10.7	1.90	10.4	2.45	9.9
60,000		235	12.4	12,000	632	0.10	0.51	12.2	0.61	12.1	0.71	12.0	0.92	11.8
60,000		235	12.4	28,000	1474	0.24	1.19	11.5	1.42	11.3	1.66	11.0	2.14	10.6
65,000		240	12.8	12,000	632	0.10	0.49	12.6	0.59	12.5	0.69	12.4	0.89	12.2
65,000		240	12.8	28,000	1474	0.23	1.15	11.9	1.38	11.7	1.61	11.5	2.07	11.0
120,000	210	290	15.0	20,000	1053	0.12	0.54	14.8	0.65	14.6	0.76	14.5	0.98	14.3
120,000	210	290	15.0	47,000	2474	0.27	1.28	14.0	1.54	13.8	1.79	13.5	2.30	13.0
150,000	220	300	17.0	47,000	2474	0.23	1.17	16.1	1.40	15.9	1.64	15.7	2.10	15.2
180,000	235	315	18.0	67,000	3526	0.29	1.47	16.8	1.76	16.5	2.06	16.2	2.64	15.7
200,000	245	320	18.7	67,000	3526	0.27	1.37	17.6	1.65	17.4	1.92	17.1	2.47	16.5

Source: Contractor

Kajkonstruktioner

Til brug for prissætning blev der udarbejdet forprojekt for en ny kajkonstruktion for op til 200 000 DWT bulk skibe. En spunsvæg med to ankerniveauer og en delvis prefabrikeret overbygning. I den forbindelse skal det nævnes, at alle kajkonstruktioner i havnen er



spunsvægskajer med Larssen V profil uanset vanddybde. Normalt er der placeret store tæt stillede betonudstøbte stålørspæle til at bære kranskinnen. Disse giver en kraftig aflastning af kajvæggen. Alle kajer har et eller flere jernbanespor på den smalle kajgade. Dette gav anledning til mangan en god diskussion med russerne, idet jeg ikke ville have spor på kajgaden.

De foreslåede projekter i havnen og den eksisterende operation blev miljømæssigt vurderet af to af RAMBØLL's miljøeksperter. Speciel fokus blev naturligvis rettet imod de estimerede spildprocenter og måderne hvorpå disse kunne minimeres.

Table 8.2: Estimated spills

Type (% spill)	Amounts of spill of selected cargoes in the port (in tons) ¹		
	1999	Low Scenario 2023	High Scenario 2023
Import			
Alumina (0,35%)	4,064	10,563	12,915
Export			
Apatite (0,35%)	10,661	16,006	18,361
Azofos (NPK-fertiliser) (0,35%)	2,926	4,393	5,040
Coal (0,35%)	1,866	3,154	13,363
Iron ore (1%)	5,660	8,800	110,950
Ferrous metal	Spill evaluated to be minimal		
Non-ferrous metal (Al, Cu, Ni)	Spill evaluated to be minimal		

1: Based on figures in chapter E.5.

Source: Contractor

Master plan

Masterplanens analyser viser, at Murmansk havn med undtagelse af en ny jern terminal vil have tilstrækkelige udvidelsesmuligheder indenfor de nuværende havnegrænser i de næste 25 år. Masterplanen anbefaler bl.a. en relokering af de forskellige godstyper indenfor havnens grænser og herudover anbefales en kraftig nedskæring i eksisterende udstyr og i den administrative stab i særdeleshed. Dette sidste forudsætter dog delvis, at mange af de sociale forpligtelser overfor den ansatte stab, som stammer fra det gamle system fjernes, og det vil nok kræve sin tid i Rusland.

Som en nødvendig del af master planen blev der også udarbejdet:

- Business Plan indeholdende Marketing Plan dækkende en periode på 3 år
- Financial Management Handbook
- Port Engineering Handbook
- Port Management Handbook
- MCS EDP System

Såvel Business Plan som Financial Management Handbook blev udarbejdet på grundlag af vesteuropæiske principper og skulle forhåbentlig give russerne et grundlag for at ændre deres systemer og ikke mindst tankegang i en mere vestlig konkurrence- og servicepræget retning.

Port Engineering Handbook beskrev i detaljer den eksisterende udstyrspark og vedligeholdelses organisation og gav forslag til forbedringer. Havnen har alt for meget udstyr og for megen vedligeholdelses stab. Forbedringerne omfattede derfor ikke mindst forslag til



skrotning af gammelt udstyr og centralisering af spredte værkstedsfaciliteter med meget stor stab. Det totale udstyr samt vedligeholdelses staben er angivet i følgende tabeller.

Table 7.1: Summary of MCS equipment

Complex no.	Nos.				Availability			Utilisation			Average residual lifetime		
	1	2	3	Total	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Type					%			%			years		
Cranes	30	20	0	50	81	79		16	18		5.2	5.8	
Continuous loader			1	1			77			90			15-20
Mobile cranes	6	0	0	6	82			6			1.4		
Forklifts	71	39	1	117*	70	73	72	8	15	2	1.5	1.7	1
Wheel loaders	6	3	2	11	63	69	67	17	19	11	3	2	2.5
Terminal tractors	3	2	0	5	61	69		24	19		1.3	2	
Tractors	2	3	2	8*	72	77	72	2	10	10	0.7	1.3	2
Bulldozers	2	1	0	3	61	69		69	7		0	4	
Trailers				133									

* One forklift and one tractor are not allocated complexes.

Source: MCS and Contractor

Table 7.4: Equipment maintenance staff

	Complex 1	Complex 2	Complex 1	Others	Total
Engineers	15	14	9	9	47
Workers	115	63	69	11	258
Workers/crane	1.4	1.6	-		1.5
Workers /other equipment	0.3	0.4	-		0.35

Source: MCS and Contractor

Port Management Handbook gav en indføring i vestlige management procedurer med fokus på konkurrence parametre incl. kundepleje og samarbejde imellem alle brugere af havnen. De to sidste begreber er specielt nærmest "en by i Rusland", som vi siger. Port Management Handbook kunne selvfølgelig heller ikke undgå at komme ind på den varme kartoffel: stabsreduktioner. Især den administrative del af havnen må nødvendigvis i de kommende år undergå store reduktioner for at forbedre deres konkurrenceevne og muliggøre de nødvendige lønstigninger for den resterende stab. For så vidt angår havnearbejderne arbejder havnen allerede med en arbejdsfordeling imellem alle ansatte havnearbejdere, men alle skal have løn fra havnen selv om der ikke er arbejde, dvs. ca. 60 % af normal betaling. Havnearbejderne betales efter håndteret godsmængde.

"MCS EDP System" gav en analyse af stevedorekompagniets EDB system og mulige forbedringer af dette. Mulighederne er mange, idet en stor del af havnens computere "blot bruges som skrivemaskiner". Samtidig ser det ud som om år 2000 problemet ikke er vurderet i detaljer.

Arbejdsvilkår

At arbejde og bo i Rusland, og i særdeleshed i Murmansk, i et år har været en oplevelse – ofte en blandet og kold. Og samtidig faldt det sammen med det økonomiske kollaps i august sidste år. Lønsmæssigt betød det kun, at vi fik meget mere for vores dollars, men ind i mellem kneb det med at finde varerne. Man lærte hurtigt at købe, når man så det man gerne ville have, for man var ikke sikker på at det var der senere. Men russerne bærer deres trængsler med en ro, man måske kan misunde dem. At det så samtidig betyder en manglende tro på fremtiden og



mulig planlægning er en anden sag, og dette vanskeliggør selvfølgelig enhver form for langtidsplanlægning, specielt når den udføres af udenlandske eksperter.

Som udlænding skal man også træde varsomt, idet det ofte ikke er rationelle argumenter der bruges i planlægningen. Mens vi har været i havnen har man forsøgt at privatisere dele af havnen på en yderst diskutabel måde, hvor der kunne sættes spørgsmål ved hvem der fik de økonomiske fordele. Havnearbejderne kæmpede især imod med næb og klør. Når så havnearbejdernes formand kommer ind på ens kontor og spørger, om man kender de kriminelle aktiviteter i havnen, som han gerne vil underrette én om. Ja, så skal man vare sine ord. Samme formand ville også have os til at forholde os til, at havnen ikke overholder alle ILO konventioner. Jo vandbyggerens hverdag kan være varieret.

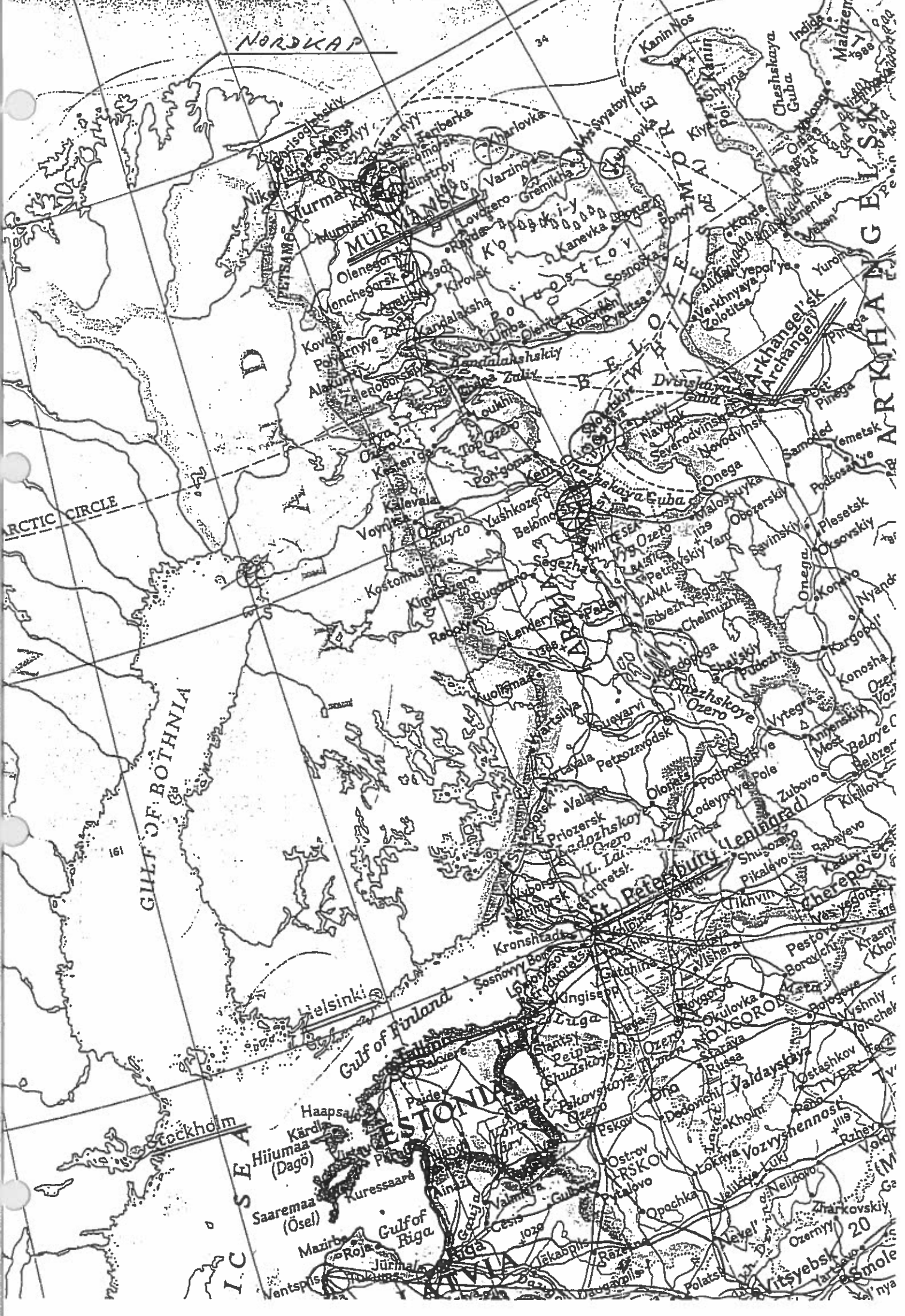
Herudover kan man som dansk havneplanlægger, der også har været involveret i master planen for Århus havn, ikke undgå at lave sammenligninger. I Århus, hvor man bygger uden på den eksisterende havn, diskuteres om havnen optager for meget af kystlinien med sine ca. 4 km. I Murmansk har 0.5 mio. indbyggere en 400 m strækning lige nord for havnen, hvor de kan komme til vandet, og her ligger en stribe vrage og venter på ophugning. I øvrigt er dette det eneste sted for den nye jern terminal! Herudover er hele kyststrækningen på østsiden af fjorden ud til Barents Havet mere eller mindre spærret af fiskerihavn, diverse havneanlæg der bruges meget lidt i dag, og af flådens og de atomdrevne isbryderes service anlæg. Vestsiden af fjorden er ligeledes på lange strækninger ødelagt af diverse isolerede havneinstallationer og i nordenden af flåde installationer. Alt et resultat fra en periode, hvor befolkningens behov blev lavt prioriteret. Kort sagt, planlægning er faktisk en god ting og det er jo ikke så ilde for os som planlæggere.

Günther Hansen



NORDKAP

34



ARCTIC CIRCLE

GULF OF BOTHNIA

161

Stockholm

Helsinki

Gulf of Finland

ESTONIA

Haapsalu

Kärda

Hiumaa (Dago)

Saaremaa (Ösel)

Kuressaare

Ainav

Valmiera

Cesna

Valmiera

Gulbene

Valmiera

Cesna

Ostrov ARSKOV

Opachka

Valmiera

Cesna

Valdaiskaya

Valmiera

Valmiera

Cesna

Valdaiskaya

Valmiera

Valmiera

Cesna

Valdaiskaya

Valmiera

Valmiera

Cesna

Gulf of Riga

Riga

Valmiera

Cesna

Valmiera

Valmiera

Valmiera

Valmiera

Cesna

Valdaiskaya

Valmiera

Valmiera

Cesna

Valdaiskaya

Valmiera

Valmiera

Cesna

Valdaiskaya

Valmiera

Valmiera

Cesna

Valdaiskaya

Valmiera

Valmiera

Cesna

St. Petersburg

Leopoldgrad

Valmiera

Cesna

Valmiera

Cesna

Valmiera

Valmiera

Valmiera

Valmiera

Cesna

Valmiera

Cesna

Valmiera

Valmiera

Valmiera

Valmiera

Cesna

Valmiera

Cesna

Valmiera

Valmiera

Valmiera

Valmiera

Cesna

Valmiera

Cesna

Valmiera

Valmiera

Valmiera

Valmiera

Cesna

Valmiera

Cesna

Valmiera

Valmiera

Valmiera

Valmiera

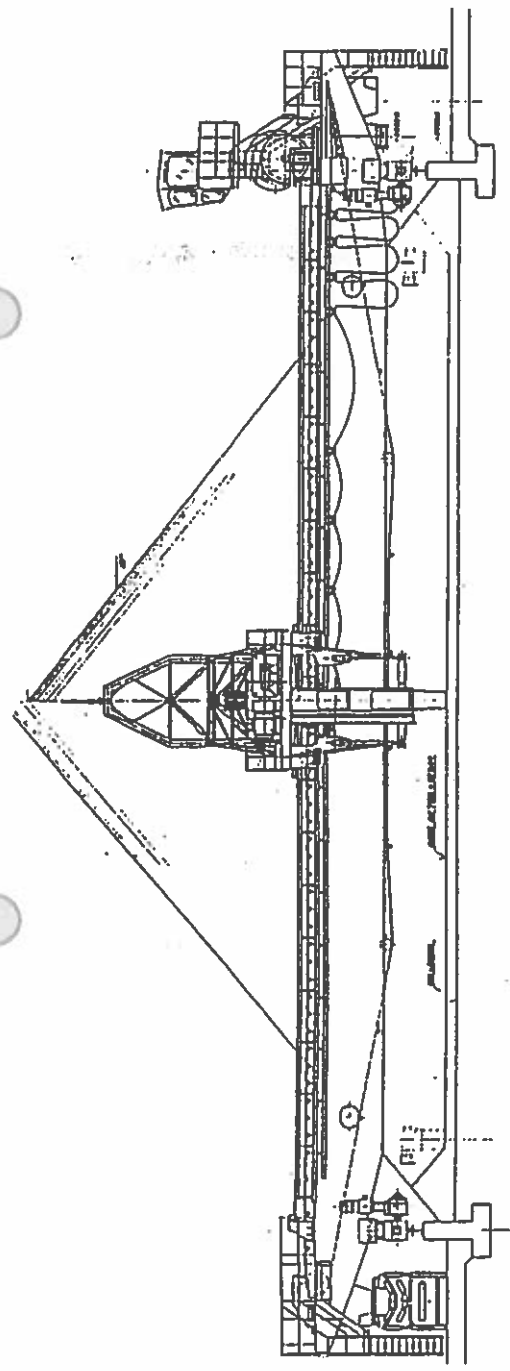
Cesna

Valmiera

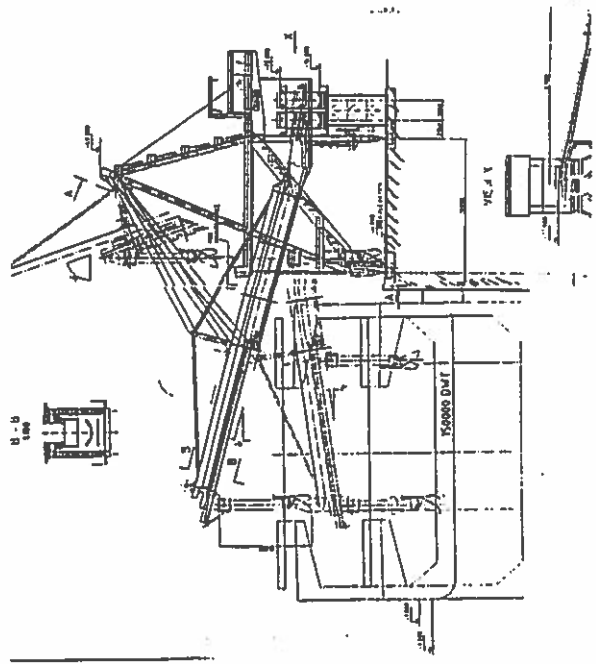
Cesna

Valmiera

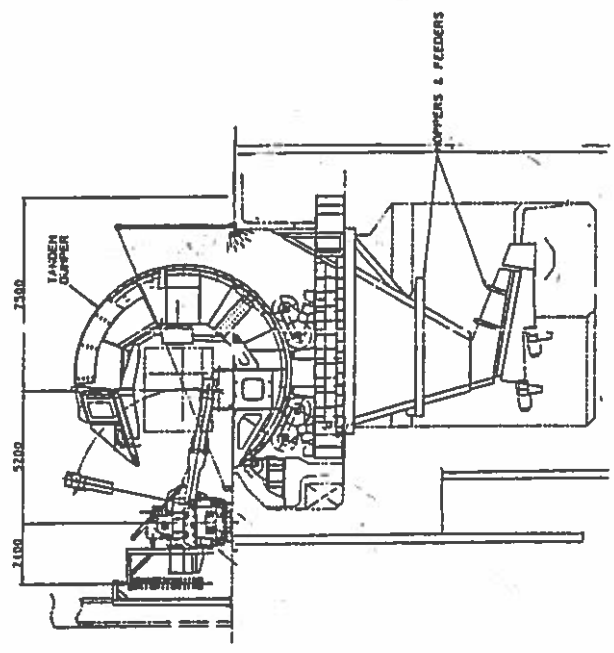




BRIDGE TYPE BUCKET RECLAIMER, 3000 t/h



CONTINUOUS LOADER, 3000 t/h



TANDEM WAGON DUMPER, 40 WAGONS/H

NOTES:

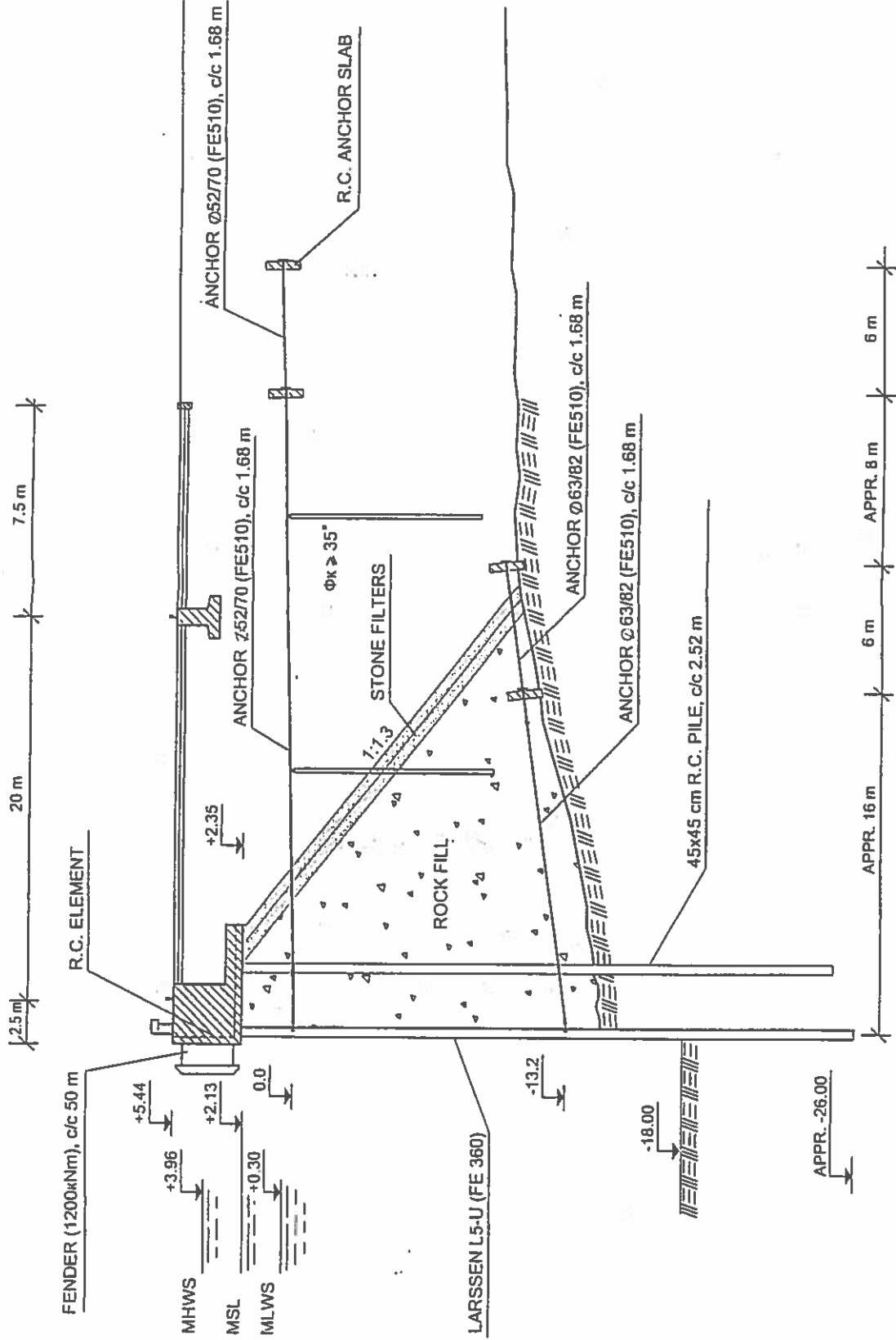
DIMENSIONS IN MM.

MODERNISATION AND TRAINING
 PORT OF MURMANSK
 SUB-PROJECT No. 6

BERTH No.13, 14, 21

EQUIPMENT





NOTES:

1. LEVELS ARE IN M ABOVE "NTU".
2. DIMENSIONS IN M.
3. WATER LEVELS:
 MEAN HIGH WATER SPRING (MHWS): +3.96.
 MEAN SEA LEVEL (MSL): +2.13.
 MEAN LOW WATER SPRING (MLWS): +0.3.

MODERNISATION AND TRAINING
 PORT OF MURMANSK
 SUB-PROJECT No. 6

BERTH № 21
 NEW BULK BERTH
 PRELIMINARY CROSS SECTION

SCALE 1:200





Ombygning af Rødby Havn

ved

**Jesper Heegaard (Per Aarsleff) og
Henrik S. Hansen (Carl Bro)**



INDLEDNING

Nærværende indlæg omhandler ombygning af eksisterende færgeanlæg i Rødby Færgehavn for overfarten Rødby-Puttgarden. Kun forhold som af bygherren, rådgiver og entreprenør er vurderet som værende væsentlige eller specielle i forbindelse med gennemførelse af projektet er medtaget.



Rødby Færgehavn juni 1999

Bygherrens projektkrav/projektønsker

I 1995 igangsatte Scandlines A/S - dengang DSB Rederi A/S - projektet med en opgradering af Rødby-Puttgarden overfarten med henblik på, gennem en modernisering, effektivisering og rationalisering, at ruste sig bedst muligt til den øgede konkurrence fra andre rederier og fra Storebæltsforbindelsen. Flere af de daværende færger på overfarten var mere end 25 år og skulle inden for få år ombygges for at opfylde gældende sikkerhedskrav.

Der blev undersøgt flere forskellige scenarier med blandt andet indsættelse af IC-færgerne fra Storebælt, opgradering af de daværende færger, indsættelse af forskellige varianter nye hurtiggående dobbeltender færger samt scenarier, hvori indgik indsættelse af hurtigfærger til tog og hurtigfærger til biler.

Overfarten blev dengang drevet med 7 færger - 4 danske og 3 tyske - i halvtimesdrift. Omløbstiden - dvs. tiden fra en færges afsejler fra den ene havn til den igen afsejler fra samme havn, var godt 3 timer med en overfartstid på 1 time og en havnetid på 35 minutter.

Grundlaget for scenarierne var en målsætning om at opnå driftsbesparelser ved at reducere færgesantallet, men stadig opretholde halvtimesdriften gennem en reduktion af omløbstiden. Der blev derfor gennemført omfattende tidsstudier og analyser af de følgende elementer i omløbstiden.

- Overfartstiden (tiden fra færgekrydsningspunktet ud for havnen i Rødby til færgekrydsningspunktet ud for havnen i Puttgarden)
- Færgekrydsningstiden (summen af tiden fra den afsejlende færges forlader lejret, til den når det sted uden for havnen, hvor færgerne kan krydse hinanden og af tiden fra den ankomende færges passerer færgekrydsningspunktet til den ligger i færgelejet)
- Betjeningstiden for klapanlæg, landgange, fortøjninger mv.
- Tiden for at losse og laste færgen med biler, tog og passagerer.

Bygherren gennemførte studier med omfattende besejlingssimuleringer af anløbsforholdene i havnene samt studier i "marken" på de eksisterende overfarter. Ud fra de ved studierne fundne gennemsnitstider og spredning for de enkelte

elementer i omløbstiden, blev der efterfølgende gennemført matematiske simuleringer af færgeomløbene. På grundlag heraf blev det besluttet at opgradere Rødby-Puttgarden overfarten ved at indsætte 4 færger med en omløbstid på 2 timer. Det betød, at færger og anlæg skulle projekteres, så følgende krav kunne opfyldes:

- Overfartstiden mellem færgekrydsningspunkterne max. 30 minutter
- Færgekrydsningstiden max. 15 minutter
- Betjeningstid for klapanlæg mv. 3 minutter i alt for ankomst og afgang
- Laste- og lossetid i alt max. 12 minutter

Med henblik på at reducere bemanningen i land skulle betjening af klapanlæg, landgange, fortøjninger mv. ske via telemetri fra færgen uden brug af personale i land.

Arbejdet med ombygningen af anlæggene skulle ske under opretholdelse af færgedriften i fuldt omfang. Endvidere skulle arbejdet indpasses i leveringen af de nye færger, der igen var afstemt efter en nødvendig udfasning af de eksisterende færger, således at der i hele ombygningsperioden var et færgeberedskab, der kunne dække kapacitetsbehovet og opretholdelse af halvtimesdriften. For ombygning af billejet (leje 3), blev der afsat ca. 3 måneder, og det skulle ske, medens lejet blev besejlet med 1 anløb hver tredje time, bortset fra de sidste 4 uger, hvor lejet var afløst. Ombygning af bil/toglejet i leje 2 skulle ske på ca. 4 måneder med fuld afløsning af lejet. Vedrørende den udbudte tidsplan for arbejdets gennemførelse henvises til vedlagte bilag nr. 1.

I færgehavnene i Rødby og Puttgarden skulle der ombygges 2 færgelejer til de nye færger, eet kombineret tog og bil leje og eet rent billeje. I hver havn skulle der være 2 lejer til rådighed, således at en forsinkelse af en færge ikke bredte sig til de efterfølgende færger, hvorved sejlplanen blev slået helt i stykker. For at sikre en hurtig lastning og losning af færgen var der krav om, at til- og frakørselsvejene samt klap/rampe-anlæggene skulle udføres med 2 baner til lastbiler/tog til nedre dæk og med 2 personbilbaner til øvre dæk. Trafikanlægget skulle udformes så strømlinet som muligt og med størst mulige separation af tog/lastbiler og personbiler. Endvidere var det et krav, at lastbiler hele tiden skulle køre "i højre side af anlægget", således at krydsning med den hurtige trafik blev undgået.

Passagerlandgang til leje 2 ønskedes udført via ombygning af det nuværende landgangssystem, medens der skulle etableres ny passagerlandgang for leje 3.

For at sikre at færgerne kunne krydse tættest muligt på havnen, var der ligeledes krav om, at sejlrenden skulle udvides. Vedrørende den planlagte ombygning af færgeanlægget inkl. sejlrende og opmarcharealer henvises til vedlagte bilag nr. 2.

For at sikre så ensartede besejlingsforhold som muligt blev der af bygherren udarbejdet et ensartet designgrundlag for projektering af de nye færgelejer i såvel Rødby som i Puttgarden (fähroutenstandard). Ved ombygningen var det et ønske at opnå en regularitet på minimum 99,5 %, idet forsigtig sejlads i 0,005 % af tiden accepteredes.

De nye færger:

De nye færger er dobbeltenderfærger, har 2 dæk, er 136 m lange og 25,4 m brede med en max. dybgang på 5,8 m. Færgerne er udstyret med 4 thrustere (en i hvert hjørne) svarende til en effekt på 4 x 3000 kW. Færgen kan skyde en fart af 19.5 knob.



De nye færger er forsynet med bulp i hver ende, og den lodrette tangent for bulben ligger ca. 9 m foran forkanten af færgens hoveddæk (skibets POL-placering). Bulben er ikke solid, men er udelukkende monteret af hensyn til brændstofbesparelse.

Hoveddækket har en kapacitet på 586 lanemeter til lastbiler (ca. 35 sættevogne). Dækket har 1 spor med plads til 2 IC-3 togsæt. Lastbilbanerne reduceres da til 390 m (ca. 24 sættevogne).

Øvre dæk har en kapacitet på 128 personbiler. Den samlede personbilkapacitet er 294. Færgerne er dimensioneret med en "overkapacitet" i forhold til trafikprognosen, således at den meget tidskrævende stuvning af bilerne under lastning ikke får den samlede laste- lossetid til at overskride 12 minutter.

Bygherrens vurdering af projektets gennemførelse og opfyldelse af ønsker til anlægget:

Selve arbejdets udførelse forløb planmæssigt og velkoordineret uden de store gener for trafikken, bortset fra det uundgåelige "byggerod". Især blev etablering af rampen til øvre dæk leje 2 gennemført med en fantastisk præcision. Her skulle tilkørsel af rampesektioner, kranopstillinger og rampemontering passes ind i den krydsende færgetrafik til leje 1.

Bortset fra nogle indkøringsproblemer med bla. automatikken til betjening af klapanlæg, landgange mv. har anlægget til fulde levet op til forventningerne. Der har ikke været problemer med at overholde operationstiderne eller sejlplanerne.

Det har vist sig, at konceptet på overfarten er så attraktivt, at Scandlines trods den nye mulighed for at køre over Storebæltsbroen, stort set har kunnet fastholde forrige års høje trafiktal. Bortset fra meget få tilfælde har kunderne altid kunne komme med den første færge uden ventetid udover maksimalt den halve time mellem færgerne.

På driftssiden er der sket omfattende driftsbesparelser, bla. er driftsbesætningerne reduceret fra 7 færger med 5 besætning á 12 mand til 4 færger med 2½ besætning med 12 mand, dvs. fra i alt 420 til 120 mand.

UDBUDSFORM

Klap/rampe projektet blev udbudt på funktionskrav med licitationsdato 18.10.1996 og opstart arbejde primo/medio november 1996. Bygherren ønskede, at der for nedre klap i leje 2 blev lavet udbud med renovering af eksisterende togklap fra den nedlagte storebæltsoverfart samt udbud med etablering af ny nedre togklap. Øvrige klap/rampe konstruktioner skulle udbydes som nye konstruktioner.

Ombygning af færgelejerne blev udbudt som hovedprojekt for leje 3 og som udvidet projektforslag for leje 2, således at entreprenoren selv skulle færdigdesigne hovedprojektet for leje 2. Licitationsdato for ombygningsprojektet var den 17.12.1996 med opstart den 13.01.1997. Ombygningsprojektet skulle således tilpasses geometri og påvirkninger fra det udbudte klap/rampe projekt, når disse forhold var blevet fastlagt. Dette stillede specielt krav til ombygningsarbejderne for leje 3, idet dette arbejde skulle opstartes inden alle forhold på klap/rampe projektet var afklaret. For ombygningen af leje 2 var der som udgangspunkt bedre tid til at få afstemt projekterne.

Supplerende ønskede bygherren, at landskabsarkitektens planteprojekt mv. blev indarbejdet i ombygningsprojektet på grundlag af landskabsskitser. Den mere detaljerede udformning af landskabsarbejderne blev fastlagt under udførelsen.

Det af bygherren foretrukne klap/rampe projekt (det klart billigste), anvendte væsentlig andre principper end de gængse for de hidtidige DSB-færgelejer. Det var derfor nødvendigt at foretage væsentlige ændringer i det udbudte ombygningsprojekt for klapgrave inkl. bæretårne og rampefundamenter for færgelejerne, idet dette var udbudt svarende til DSB's gængse opbygning af ramper og klapanlæg. Projektændringerne skulle projekteres og udføres efter, at arbejdet var igangsat og midt i den mest hektiske del af projektet.

Under udførelsesfasen blev afholdt licitation på landgange, provianttårne, lastledertårn, autofortøjning mv. Fundamenter for disse anlæg blev projekteret sideløbende og udført som ekstraarbejder.

Til orientering kan nævnes følgende hovedentreprenører og hovedrådgivere, som var impliceret i projektets gennemførelse ud over Scandlines A/S's egne folk:

Ombygning af færgelejer/opmarchbaner:

Per Aarsleff A/S
Carl Bro, Anlæg as

Landskabsarbejder:

Per Aarsleff A/S
Charlotte Skibssteds tegnestue (arkitekt)
Carl Bro Anlæg as

Klapper & Ramper:

Jørgen Bladt A/S
Per Aarsleff A/S (fundamenter)
Carl Bro Anlæg as

Landgangsbroer/landgangstårne/lastlederhus:

HSM Industri A/S
Per Aarsleff A/S (fundamenter)
Thure Nielsen & Rubow A/S (arkitekt)
Skibstegnestuen (ståloverbygning)
Carl Bro Anlæg as (fundamenter & koordinering)

Provianttårne:

Hillerød Elevatorfabrik HEFA A/S
Skibstegnestuen (stålkonstruktioner)
Carl Bro Anlæg as (fundamenter & koordinering)

Autofortojning:

NORENT AB
Per Aarsleff A/S (fundamenter)
Carl Bro Anlæg as (fundamenter & Koordinering)

Jernbanespor:

DSB Banestyrelsen (delvis projektering og delvis udførelse)
Per Aarsleff A/S (delvis udførelse)
Carl Bro Anlæg as (koordinering og delvis projektering)

Nyt PLC styret trafiksystem:

M&T EL-Pro & NKT Project Center
Carl Bro Anlæg as (funktionsudbud & koordinering)

Uddybning/udvidelse af sejlrende:

Rohde Nielsen A/S
Carl Bro Anlæg as



Bygherren oplyser, at den totale udgift til ombygning af havneanlæggene udgør ca. 140 mill. kr. excl. moms.

FÆRGELEJERNES UDFORMNING

Generelt

De nye færge fortøjes i normalsituationen ved hjælp af en 80 ton's autofortøjning, som er placeret på den yderste del af pieren samt af 2 stk. ca. 10 ton's fortøjninger placeret i hver side af den nedre klap. Færgen fikses i lejet via to anstødsfendere samt sidefenderen tættest på autofortøjningen. Færgen har således principielt kun 3 berøringspunkter med landanlægget. Anstødsfenderne udføres med krum forside, således at færgen kan følge klappernes cirkelslag.

På den yderste del af pieren placeres 1 stk. 50 ton's spilpullert som stormfortøjning. På færgen er der mulighed for at fastgøre stormfortøjningen i to dæksniveauer. Fastgørelsespunkterne på færgen består af to udvendige pullerter placeret i mindre "indhak" i færgesiden.

Rundt om færgelejerne reableres betonkajmurene til kote +5,0 m idet de indgår som en del af hele Rødbyområdets digesikring mod stormflod. Ved åbningerne for klapgraven og ved øvrige åbninger i kajmurene er der etableret mulighed for, at disse kan lukkes i forbindelse med stormflodsvarsling via konstruktion af tømmer & sandsække, alternativt ståldør.

Der henvises til generelt til vedlagte situationsplaner for færgelejerne, bilag nr. 3 og 4.

Færgeleje 3

For at udnytte pierlængden bedst muligt blev færgen placeret så tæt på det eksisterende saksparti som muligt, idet der dog blev taget hensyn til, at det nye saksparti skulle kunne bygges samtidigt med at ro-ro færgen sejlede på lejet i 3/4 af byggeperioden. Idet den nye dobbeltende færge er ca. 6 m bredere end den tidligere ro-ro færge, var der plads til, at den nye vestlige anstødspille kunne bygges, medens ro-ro færgen stadig besejlede lejet. For at sikre arbejdet under udførelsen af den nordlige anstødspille mod påsejling, placeredes en midlertidig duc d'albe foran denne. Duc d'alben blev efterfølgende trukket og genanvendt til sikring af arbejderne med pierhovedforlængelsen for leje 2 og som permanent sikring mod påsejling af pierhovedet.

Af hensyn til de eksisterende spunsvægskonstruktioner med tilhørende betonoverbygning blev det besluttet at rykke færgen ca. 12 m længere ud i lejet end oprindeligt planlagt. Dette medførte, at de nye anstødspiller blev ca. dobbelt så store som hvis der i stedet blev foretaget nedbrydning af de eksisterende konstruktioner. Dette valg blev foretaget på baggrund af sammenlignende vurdering af prisforskel og udførelsestid ved en mindre fremrykning og de valgte 12 m's fremrykning. Der henvises til vedlagte bilag nr. 5 over nedbrydningsomfanget.

Opbygning af nye anstødspiller, leje 3

Den nye vestlige anstødspille blev udført ved hjælp af en rammet gensidigt forankret spunsvægscelle med pælebåren betonplade for optagelse og fordeling af færgestødene. På anstødspillerne blev etableres kajmur for bæretåm, anstødsfendere og sidefendere med overside i kote +5,0 m og underside i kote +0,5 m. Kajmuren for anstødspillen blev tilsluttet den eksisterende kajmur.

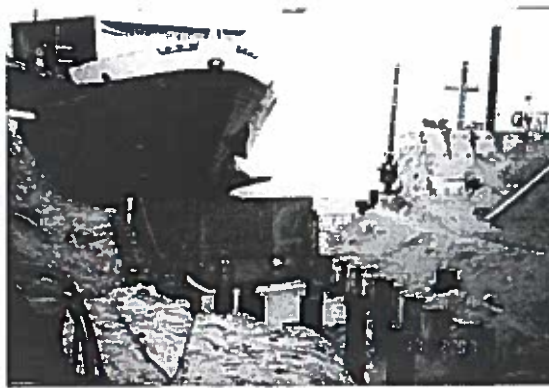
Idet ro-ro færgen skulle opretholde sejladsen i hovedparten af byggeperioden, vurderedes det, at den nye østlige anstødspille af tidsmæssige grunde ikke kunne udføres som spunsvægscelle, idet arbejdet af pladshensyn først kunne udføres i forbindelse med aflyningsperioden på 1 måned. Det blev derfor valgt at udbyde projektet med en løsning bestående af præfabrikerede betonelementer placeret på rammede stål-pæle. Entreprenøren var imidlertid af den opfattelse, at udførelse som spunsvægscelle i lighed med anstødspille vest gav en større udførelsesmæssig sikkerhed overfor specielt vejrlig. På dette grundlag blev det aftalt at følge entreprenørens ønske (på entreprenørens ansvar) og udføre anstødspille øst som en spunsvægscelle. Lejet nåede da også at blive sat i drift inden for tidsfristen med tidsmargen på adskillige minutter.

På den østlige anstødspille etableredes ligeledes kajmur for bæretårn, anstødsfender og sidefendere med overside i kote +5,0 m. Kajmuren tilsluttes den eksisterende kajmur, således at "diget" bevares ubrudt. der henvises til vedlagte bilag nr. 6.

Opbygning af ny klapgrav, leje 3

Den nye klapgrav skulle placeres på position hvor den gamle klapgrav for den nu udfasede traditionelle færge var placeret. Undersiden af den nye bevægelige klap lå imidlertid højere end klapbunden for den gamle klapgrav. Ved laveste position af klappen (indenfor det opstillede regularitetskrav), ville klappen ikke komme ned og ramme den gamle klapbund, hvorfor det blev valgt at konstruere den nye endepille og vestlige vangemur ovenpå den gamle bundplade, hvorved det ikke var nødvendigt at nedbryde bundpladen som de eksisterende spunsvægge var/er forankret i. Den nye endepille og vangemurene blev pælefunderet med lodpæle, som blev rammet igennem huller hugget i betonpladen. De vandrette bremse- og fortejningskræfter samt kræfterne fra den øvre rampe optages af ankerplader forbundet til endepillen med tryk/træk stive forankringer i form af kombination af H-profiler og normale stålankre. Ud for den eksisterende vestlige anstødspille blev den eksisterende betonoverbygning nedbrudt

I bunden af den nye klapgrav blev som for den tidligere klapgrav udlagt sten for at undgå/minimere sprøjt op på undersiden af klappen ved dårligt vejr.



Der henvises i øvrigt til vedlagte bilag nr. 7.

Fendere, leje 3

De eksisterende sidefendere er udført med lodret forside og er ikke parallelførte. Disse fendere er bevaret i så vid udstrækning som muligt. Da de ikke er parallelførte, vil fenderskjoldet ved høje og lave stød derfor dreje sig. Lave stød i kombination med krængning af færgen vil medføre, at der er risiko for at skibssiden over fenderlisten vil kunne blive ramt af fenderskjoldet. På grund af skibssidens krumning væk fra anlægssiden vil der for høje stød kunne accepteres større drejning af fenderskjoldet, før skjoldet rammer skibssiden end for lave stød. Da de lave stød fra den nye færge vil ramme tæt på midten af de eksisterende fenderskjold, og de største deformationer af fenderskjoldets øverste/nederste gummielementer normalt vil forekomme ved anløb under en skæv vinkel, hvor stødet typisk vil være placeret ved færgendeen, hvor skibets krumning væk fra anlægssiden er størst, blev det besluttet at bevare de eksisterende sidefendere og for at sikre ensartede fenderskjoldtyper også at udføre nye sidefendere efter tilsvarende principper.

De eksisterende sidefendere har overside i kote ca. +5,05 m og underside i kote ca. +0,15 m. For en regularitet på 99,5 % vil færgens fenderliste kunne ramme sidefenderne imellem kote ca. +1,9 m og kote ca. +4,7 m. Færgen vil således typisk ramme fenderen lidt over midten, og lave stød som medfører risiko for at færgens klædning kan blive beskadiget af fenderskjoldet, vil ikke forekomme. Af hensyn til forekomst af ekstremssituationer forøgedes højden med ca. 0,55 m på to af de eksisterende sidefendere. Der henvises til vedlagte bilag nr. 3 og nr. 8.

For at overholde de af bygherren oplyste anløbshastigheder/anløbsvinkler og deraf afledte stødenegier i fenderne, var det nødvendigt at placere supplerende fendere ved siden af de eksisterende enkeltfenderen på den yderste del af pieren.

Anstødsfenderne blev udført parallelførte ved hjælp af pendulsøjler, som via et charnier blev fastgjort til et i bunden rammet stålprofil. For optagelse af stødeenergi samt for hurtig positionering sammenkøbes hver af anstødsfenderne med 1 sidefender. Anstødsfenderne blev placeret under en vinkel på 45 grader i forhold til indsejlingsretningen, således at færgen fanges i en slags "minisaksleje". Anstødsfenderne indjusteredes, således at afstanden mellem færgens hoveddæk og forkant klap blev på ca. 15 mm, når klapfortøjningen er sat. Afstand på op til ca. 30 mm kan dog accepteres for dette leje, da det kun er beregnet til biler. På den nordlige anstødsfender blev placeret yderligere 1 sidefender for hurtigere positionering af færgen og beskyttelse mod påsejling af anstødsfenderen. Denne sidefender placeredes under en vinkel på 50 grader og blev rykket ca. 0,3 m frem i forhold til den med anstødsfenderen sammenkoblede sidefender. Der henvises til vedlagte bilag nr. 3 og bilag nr. 8.

De karakteristiske stødeenergi, som fenderne skulle optage, blev på basis af bygherrens oplysninger (få hrroutenstandard) fastlagt til 310 kNm for anstødsfenderne og 260 kNm for hver sidefender. De eksisterende fender kan optage 280 kNm ved højt stød i kote +4,7 m, 560 kNm ved stød i kote +2,4 m og 300 kNm ved lavt stød i kote +0,5 m.

Færgeleje 2

Ombygningen af det eksisterende saksleje i færgeleje 2 blev påbegyndt, efter at færgeleje 3 var idriftsat og den tredje nye færge var taget i brug. Færgelejet blev afløst i hele byggeperioden fra august 1997 og frem til julen 1997.

Da de nye dobbeltende færger er væsentlig bredere end de eksisterende færger og af hensyn til pladsen i sakslejet, var det nødvendigt at placere færgerne længere ude i lejet, hvor dette er bredere. Den nye fremrykkede placering af klapgraven blev etableret dels ved rammet bagfyldt spunsvæg og dels via pælebåren betonfrembygning. For etablering af auto- og stormfortøjning samt sikring af tilstrækkelig understøtning for den nye færge blev anlægspieren forlænget. For at minimere forlængelsen mest muligt blev færgen placeret så langt inde i det eksisterende saksleje som muligt. Den valgte placering var afhængig af byggehøjden på de fremtidige fender. Det eksisterende ledeværk blev vurderet til at være for spinkelt til at det kunne genanvendes ved de nye større færger. Den valgte placering svarer til en fremrykning af klapforkanten på ca. 43 m i forhold til forkanten af den eksisterende klap. Færgen fortojes og fikses i øvrigt svarende til forholdene i leje 3.

I forbindelse med fremrykningen blev den eksisterende betonklapgrav samt kajmurene nedbrudt i nødvendigt omfang, dog mindst til 0,7 m under fremtidigt terræn. Der henvises til vedlagte bilag nr. 9 over nedbrydningsomfanget.

Den eksisterende øvre rampe blev i første omgang kun nedbrudt i den udstrækning, at dette ikke generede ombordkørslen til leje 1

Bundsikring, leje 2.

De nye færger er forsynet med thrustere, som giver en meget kraftig og koncentreret skruevandspåvirkning.

Idet der for togtrafikken efter ombygningen ikke er noget alternativt leje for overførsel af tog, og det må forventes, at skruevandserosionen i sakslejet er relativt værre end for det mere åbne leje 3, blev det besluttet at etablere supplerende bundsikring af leje 2, således at hele lejet nu er sikret. Den yderste del af lejet var allerede bundsikret med stenfyldte gabioner og betonstøbninger. Den nye supplerende bundsikring blev hovedsagelig udført med en 0,5 m tyk undervandsbeton. Ved pierhovedet blev betonstøbningen suppleret med kantsafgrænsning af stenfyldte gabioner. Der henvises til vedlagte bilag nr. 10.

Opbygning af ny klapgrav, anstødsfender og kajmur, leje 2.

Den nye klapgrav blev udført som en kombination af konstruktioner direkte funderet på den gamle kajmur (vestsiden), på pælebåren konstruktioner (vangemur på vestsiden og anstødsfender øst og vest) samt vangmur på rammet spunsvæg og klapgravsbund bag rammet tværsponsvæg. Spunsvægsjernene, som blev rammet i den nye lange klapgrav skulle være egnet til hård ramning, idet de skulle kunne rammes igennem en for Rødby-området meget karakteristisk hård moræneler.

Endepillen blev funderet på resterne af den gamle klapgrav. De vandrette bremse og fortøjningskræfterne samt kræfterne fra den øvre rampe føres via de nye vangemure og endepillen over i resterne af den gamle klapgrav, hvor de via friktionskræfter optages i den eksisterende fyld.

Op mod spunsvæggen på tværs af klapgraven ca. 20 m foran endepillen blev der placeret stenkastning med top i ca. kote -2,0 m for reduktion af bølgeuro, skruevandspåvirkninger mv. Stenkastningen blev tilsluttet betonbundsikringen. Den tilbagetrukne tværspunsvæg og mindste vanddybde på 2 m gav mulighed for en nemmere montage af den lange jernbaneklap, idet denne kunne sejles længere ind i lejet, før den skulle løftes af flåden.



På den sydlige anstødspille blev der i forhold til leje 3 udført supplerende affasning for at undgå en påsejling med færgens bulb, idet færgens manøvreegenskaber forringes i sakslejet og sakslejets udformning giver mulighed for at færgen kan få større vinkeldrejning end de af bygherren oplyste vinkler. Stødkræfterne fra færgerne overføres på østsiden til den i fylden begravede eksisterende kajmur og nyetablerede spunsvæg. På vestsiden overføres stødkræfterne til en ny rammet ankerspunsvæg inde i den eksisterende opfyldning.

Digesikringen blev retableret med kajmur rundt om klapgrav og anstødspiller i lighed med leje 3. De nye kajmure blev sluttet til den eksisterende kajmur.

Der henvises i øvrigt til vedlagte bilag nr. 11 og nr. 12.

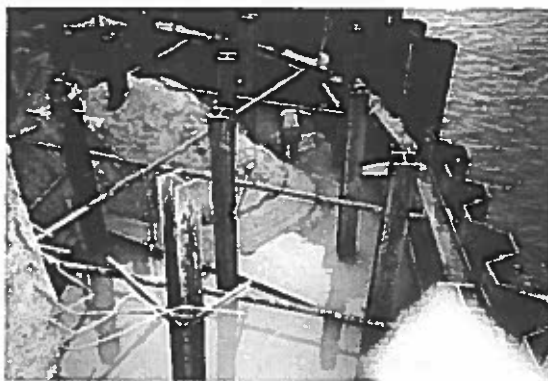
Udvidelse af pierhovedet

I lighed med anstødspillen i leje 3 foretrak entreprenøren at udføre pierforlængelsen som en spunsvægscelle i stedet for den i udbudet viste pælebårne konstruktion. Dette forslag blev accepteret, og pierforlængelsen blev derfor udført som en halv spunsvægscelle med pælebåren betonplade for optagelse og fordeling af stødkræfter til den bagvedliggende kajmur.

Pierforlængelsen indgår ikke som en del af digesikringen, og der blev derfor kun etableret kajmur langs halvdelen af cirkelslaget for pierforlængelsen. Betonmuren mod leje 2 er delvis beklædt med knusningstømmer, der er genanvendt fra den eksisterende pier. På den inderste del af kajmuren på pierhovedet er placeret sidefender, som færgen lægger an mod ved fortøjningen.

Ud mod leje 1 er den provisoriske duc d'albe fra udførelsen af leje 3 placeret som beskyttelse i forbindelse med besejling af leje 1.

Fundamentet for Automooringen er placeret i overgangen mellem pierforlængelsen og den eksisterende kajmur. I udførelsesfasen kunne fundamentet udføres tørt, idet dette blev udført bag spunsvæggen, som først blev skåret, da arbejdet var nået op over D.V.



Der henvises i øvrigt til vedlagte bilag nr. 13 og bilag nr. 14.

Fendere, leje 2

På anlægssiden blev de eksisterende ledeværker fjernet og erstattet med nye punktfendere i lighed med de i leje 3 opsatte. På den modsatte side af anlægssiden blev kun de inderste ledeværker fjernet, og erstattet med punktfendere. Denne udformning af fendersystemet sikrer, at færgen kan komme længst muligt ind i lejet og derved blev omkostningerne ved ombygningen af pierhovedet reduceret.

De nye sidefendere blev udført svarende til de nye fenderskjolde i leje 3, således at det ved eventuel udskiftning er muligt at have fenderenheder liggende på lager.

Anstødsfenderne blev bortset fra ændringer i cirkelslaget udført identisk med anstødsfenderne i leje 3, bortset fra at afstanden mellem færgens hoveddæk og forkant klap skulle indjusteres til 15 mm, og denne afstand må ikke afviges af hensyn til togene. Vedrørende anstødsfenderne henvises til vedlagte bilag nr. 8.

UDDYBNING

For at sikre at færgerne kan krydse hinanden i sejlrenden, blev bredden af sejlrenden øget. Hovedparten af uddybningen i sejlrenden foregik i hård moræneler, hvilket besværliggjorde uddybningen som foregik med spandkædemaskine. For at få "hul" på den hårde overflade blev der gravet startrende med hydraulisk gravemaskine, hvorefter spandkædemaskinen kunne fortsætte uddybningen.

Inde i havnebassinet blev vanddybden i bunden af leje 3 øget til 8,2 m's vanddybde og bunden i leje 2 blev, hvor det var nødvendigt, uddybet til kote -9,0 m, således at der var plads til 0,5 m undervandsbeton.

Havnebassinet foran ind- og udsejlingen blev ved samme lejlighed oprenset for aflejrede materialer siden den sidste oprensning i havnen.

I forbindelse med uddybningen blev der optaget adskillige større sten, som blev taget ind på land og overtaget af digelaget for anvendelse til digesikring andre steder i området.

KLAPPER OG RAMPER

Bevægelige klapper leje 3

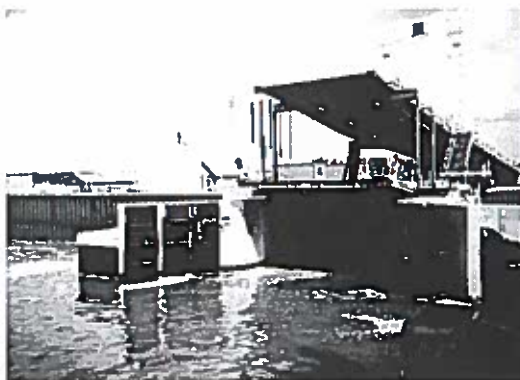
Der blev etableret en ny 18 m lang og 10 m bred klap til færgens hoveddæk med to baner a 4,35 m's vejbanebredde for lastbiler. Klappen er konstrueret, så den kan tåle, at færgen krænger op til 5 grader (uheldsituation), samt at den kan overføre 2x100 tons træk til endepillen i en uheldsituation. Holdekraften ved den normale færgefortøjningen er på ca. 2 x 10 á 15 ton. Indenfor regularitetskravet overstiger den maksimale knækvinkel ikke 4,5 grader

Ved bestemmelse af neutral stilling for nedre klap er der anvendt placering af overside klap (vandret klap) 3,15 m over daglig vande svarende til ca. kote 3,30 m. Denne kote er meget tæt på den optimale placering i forhold til færgets hoveddæk. På dette grundlag er oversiden af landfæstet=endepille fastlagt til kote +3,30 m, idet der ikke eksisterer væsentlige kotemæssige bindinger i forhold til det omgivende terræn.

Til det øvre færgedæk er der etableret en ny 18 m lang og 8 m bred klap med to baner a 3,5 m's vejbanebredde for personbiler og campingvogne. Klappen er konstrueret således, at den kan tåle, at færgen krænger op til 5 grader (uheldssituation), og at knækvinkelen ikke overstiger 4,5 grader.

I forbindelse med fastlæggelse af geometri for den øvre klap er følgende forhold og forudsætninger gjort gældende:

- Den faste rampe afsluttes med vandret stykke.
- Klappen knækkes i tredjedelspunktet.
- Knækvinklen udføres på 2 grader svarende til hældningen af øvre bildæk på færgen.
- Yderste del af klappen har samme hældning som færgedæk (færgen i neutral stilling)
- Frihøjden mellem øvre og nedre klap fastlægges til mindst 4,8 m



Bevægelige klapper leje 2

Der blev etableret en ny 44 m lang og 10 m bred kombineret jernbane- og lastbilklap, idet tilbud på renovering af eksisterende storebæltsklap viste sig at være dyrere. Klappen er i lighed med klappen i leje 3 udformet, således at den kan tåle, at færgen krænger op til 5 grader (uheldssituation) samt overføre 2x100 tons træk til endepillen (uheldssituation). Holdekraften ved normal færgeførtøjningen er på ca. 2x10 á 15 ton. Den tilladelige knækvinkel for klappen indenfor regularitetsområdet er på 2,1 grader altså 2,4 grader mindre end vinklen for leje 3.

Oversiden af landfæstet=endepillen er af hensyn til hældning på terræn/spor valgt til kote +3,15 m.

Til det øvre færgedæk er der i lighed med leje 3 etableret en ny 18 m lang og 8 m bred klap med to baner a 3,5 m's vejbanebredde for personbiler og campingvogne. Klappen er konstrueret således, at den kan tåle, at færgen krænger op til 5 grader (uheldssituation), og at knækvinkelen ikke overstiger 4,5 grader.

Faste ramper

De eksisterende ramper leje 2 og 3 er blevet erstattet med helt nye jord- og stålramper. Jordramperne er opbygget af gensidigt forankrede spunsvægge. Vederlaget for stålramperne er udført i armeret beton udstøbt ovenpå en forankret tværspunsvæg. Vederlaget er udført med supplerende lodret pælefundering. Bremskræfterne optages via tværspunsvæggens forankring. Der henvises til vedlagte bilag nr. 15.

Mellemunderstøtningerne for de faste ramper blev udført i form af pælefunderede betonfundamenter, som var forsynet med skråpæle for optagelse af tværkræfter fra vind og trafikpåvirkninger. Der henvises til vedlagte bilag nr. 16

I forbindelse med nedrivningen af de eksisterende ramper til leje 2 blev adgangsforholdene til øvre dæk i leje 1 påvirket, idet tilkørslen til leje 1 og 2 var fælles på et stykke af den øvre faste rampe. I denne forbindelse blev den fra

leje 3 demonterede øvre rampe ombygget og tilpasset, således at den kunne anvendes som tilkørsel til øvre dæk i leje 1. Denne løsning er gjort permanent.



LANDGANGE OG PROVIANTTÅRNE

Fundamenterne for landgange og provianttårne blev udført som pælefunderede betonfundamenter som i nødvendigt omfang blev forsynet med skråpæle til optagelse af tværkræfter fra vind mv.

Disse betonfundamenter var ikke med i udbudsprojektet men blev udført som ekstraarbejder.

LANDSKABSARBEJDER

I forbindelse med ombygningen blev der foretaget forskønnelse af hel opmarch- og tilkørselsområdet i form af projekt for nye belægninger, beplantninger og supplerende beplantning i eksisterende planteområder.

Tilbudsprisen på dette arbejde blev indhentet på basis af skitseprojekt. Detailprojektet blev først udført under arbejdets gennemførelse. Gennemførelsen af planteprojektet krævede en del bundudskiftning af de meget sandede områder, som ikke giver planterne optimale vækstbetingelser. Denne del af projektet er først ved at finde sin afslutning i disse dage.

TRAFIKSTYRING

For at mindske omkostningerne til styring af lastning af færgerne blev det besluttet at etablere et trafikstyringssystem, som skulle kunne styres centralt fra et lastlederhus. I lastlederhuset er der i øvrigt også tilkoblet andre installationer, således at en stor del af de elektriske installationer kan styres/observeres centralt. Trafiksignalerne blev opbygget som kombination af traditionelle trafiksignaler og rød/grønne lysdioder.

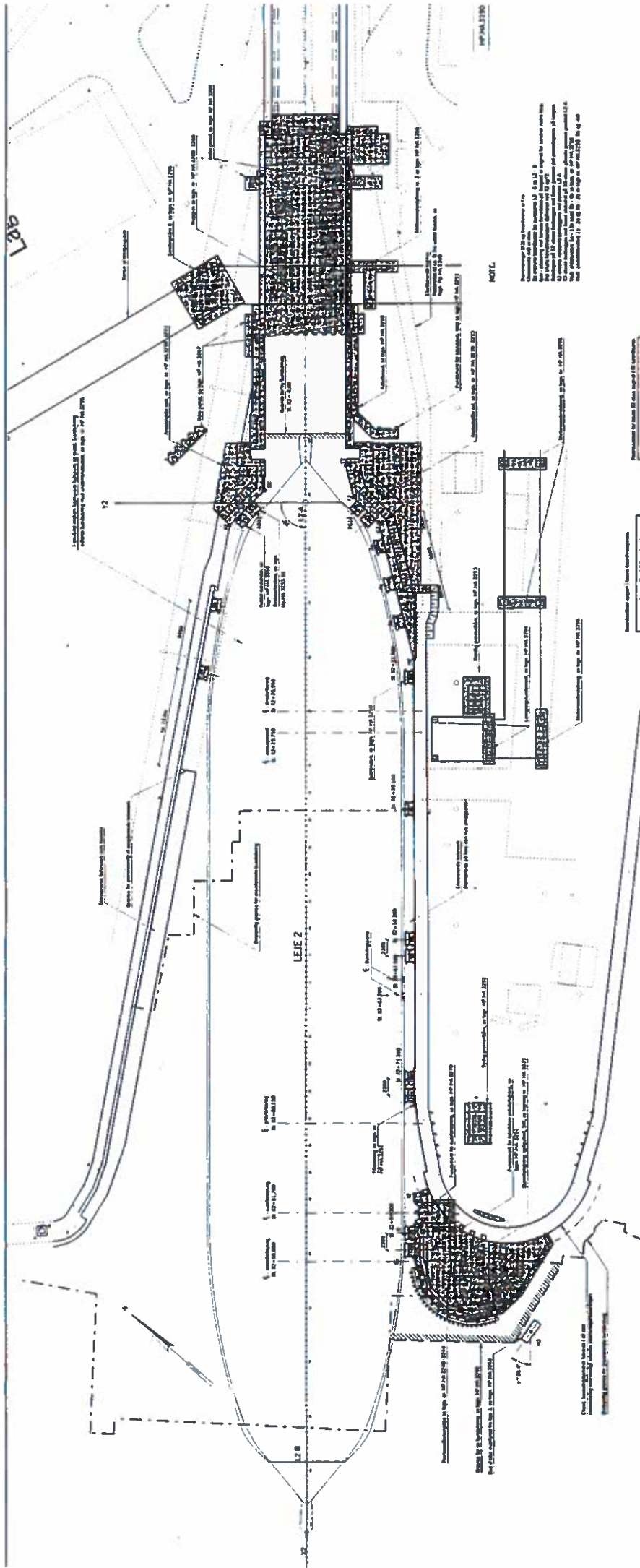




BILAG 2.



Bilag nr. 4



NOTIS

Den tekniske tegning er udarbejdet på baggrund af de oplysningsmateriale, som er indsendt til projektering. Tegningen er udarbejdet i henhold til de gældende regler og bestemmelser. Tegningen er udarbejdet i henhold til de gældende regler og bestemmelser. Tegningen er udarbejdet i henhold til de gældende regler og bestemmelser.

Højdegradient 1:1.500

Population for each of the sites (total 10 buildings)

Site	Area	Population	Population Density
1	1.2	10000	8333
2	1.2	10000	8333
3	1.2	10000	8333
4	1.2	10000	8333
5	1.2	10000	8333
6	1.2	10000	8333
7	1.2	10000	8333
8	1.2	10000	8333
9	1.2	10000	8333
10	1.2	10000	8333

Population density (total 10 buildings)

Site	Area	Population	Population Density
1	1.2	10000	8333
2	1.2	10000	8333
3	1.2	10000	8333
4	1.2	10000	8333
5	1.2	10000	8333
6	1.2	10000	8333
7	1.2	10000	8333
8	1.2	10000	8333
9	1.2	10000	8333
10	1.2	10000	8333

Den tekniske tegning er udarbejdet på baggrund af de oplysningsmateriale, som er indsendt til projektering. Tegningen er udarbejdet i henhold til de gældende regler og bestemmelser. Tegningen er udarbejdet i henhold til de gældende regler og bestemmelser.

Carl Bro as DSB REDERI

MOBIL / REGISTRATION

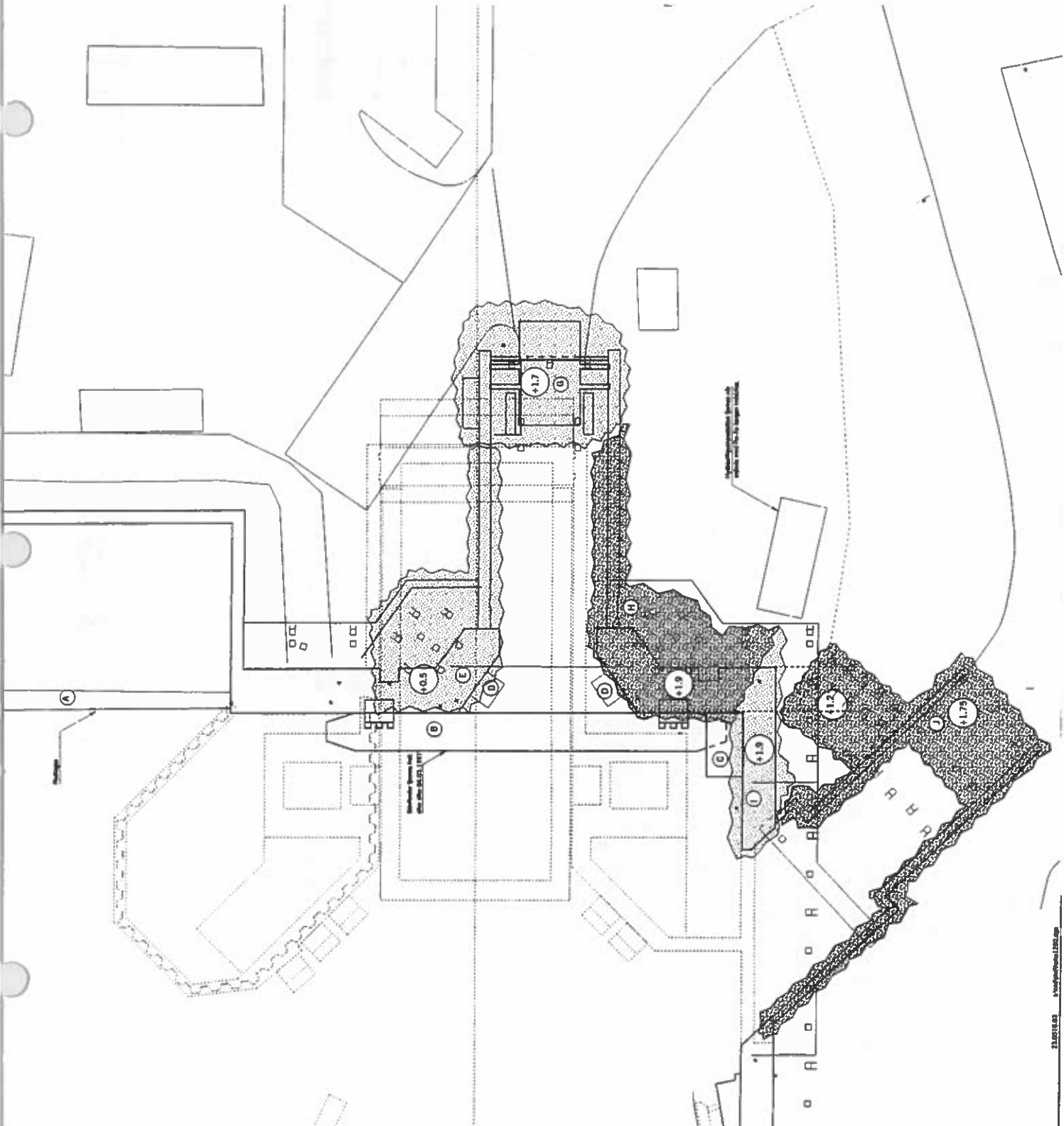
LEJER / REGISTRATIONS- OG ANFÆLTINGSPLAN

Scale: 1:200

Sheet: 1/1

Bilag Nr. 5.

HP.HA.1280



NOTE:

Map of (a) based on DTM. All other symbols are approximate. Double check lines, and settings.

REFERENCES:

1. For all structural and non-structural elements, see the structural drawings.

2. For all structural and non-structural elements, see the structural drawings.

3. For all structural and non-structural elements, see the structural drawings.

4. For all structural and non-structural elements, see the structural drawings.

5. For all structural and non-structural elements, see the structural drawings.

6. For all structural and non-structural elements, see the structural drawings.

7. For all structural and non-structural elements, see the structural drawings.

8. For all structural and non-structural elements, see the structural drawings.

9. For all structural and non-structural elements, see the structural drawings.

10. For all structural and non-structural elements, see the structural drawings.

11. For all structural and non-structural elements, see the structural drawings.

12. For all structural and non-structural elements, see the structural drawings.

13. For all structural and non-structural elements, see the structural drawings.

14. For all structural and non-structural elements, see the structural drawings.

15. For all structural and non-structural elements, see the structural drawings.

16. For all structural and non-structural elements, see the structural drawings.

17. For all structural and non-structural elements, see the structural drawings.

18. For all structural and non-structural elements, see the structural drawings.

19. For all structural and non-structural elements, see the structural drawings.

20. For all structural and non-structural elements, see the structural drawings.

Neofotografert til halv størrelse

Carl Bro as DSB REDERI

Arkiv

Scale 1:100

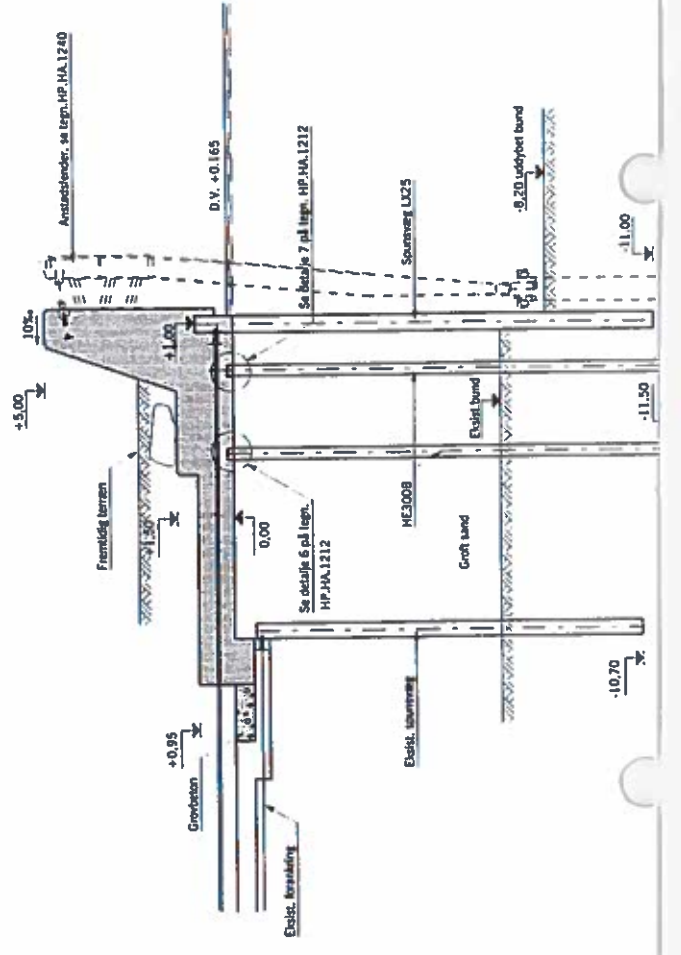
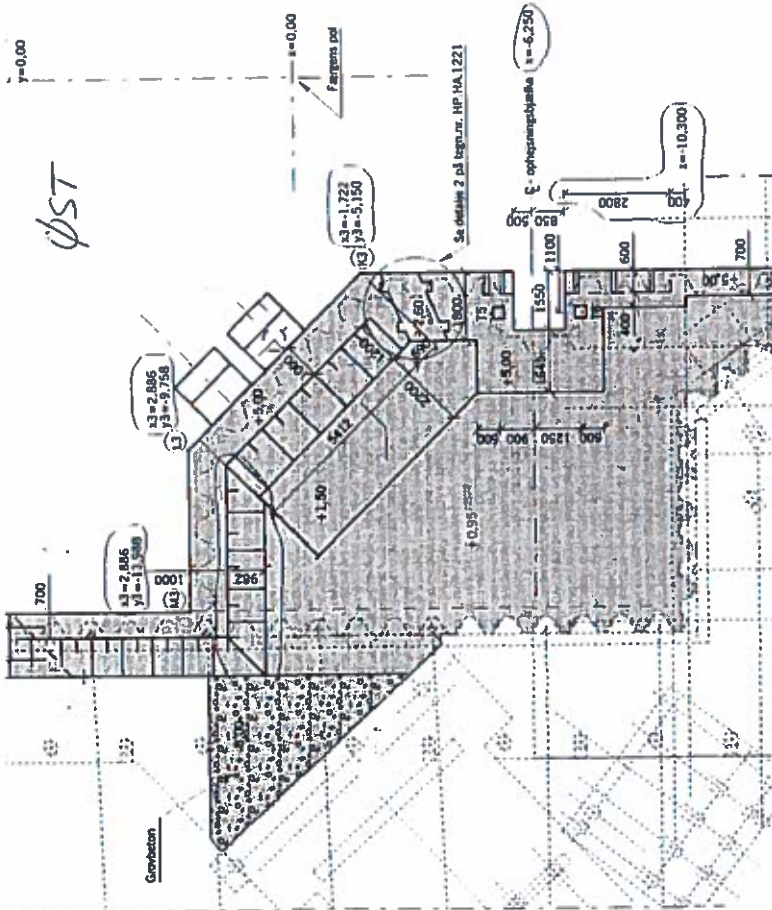
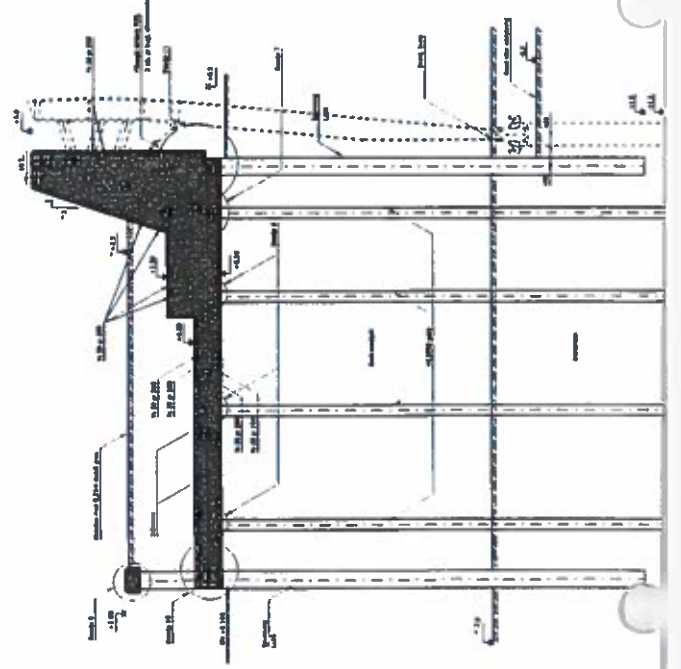
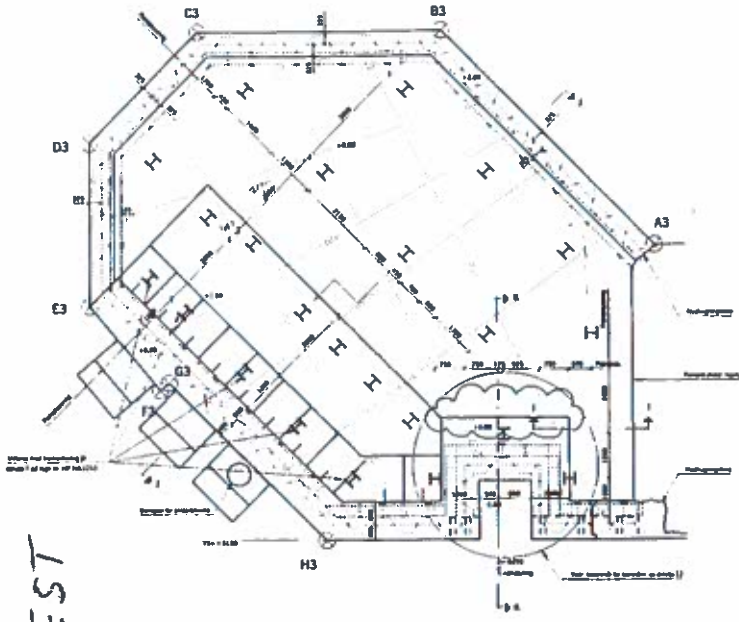
Project: ROBERT FERRECHAVAN-PR 97

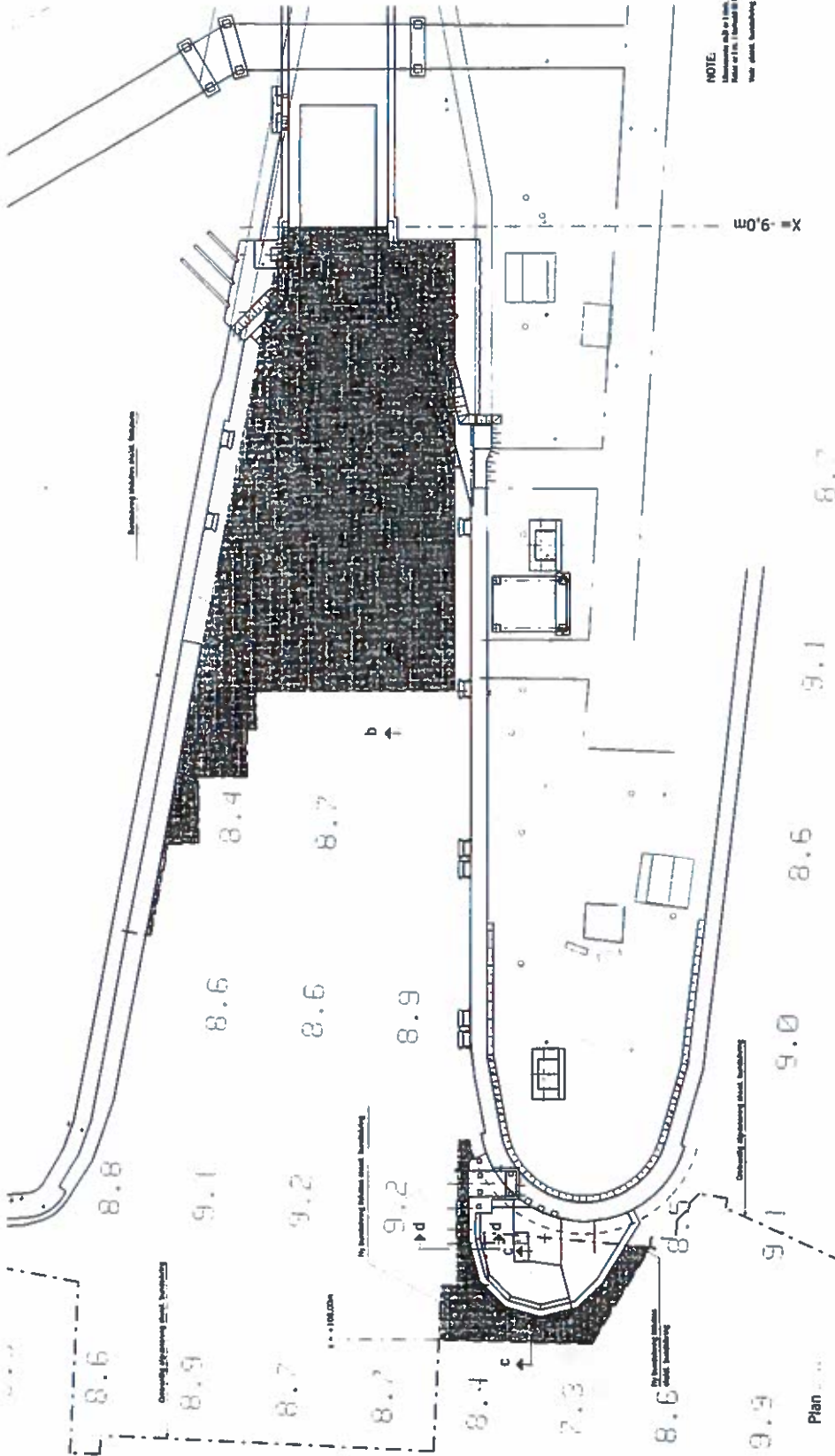
Location: Haven og Vej / Prosjekt

Sheet: L.E.T.E. 3. MEDBYGNING BETJEN, PLAN

Bilag
nr. 6.

VEST



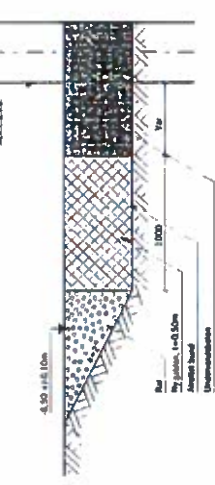


HP HA.3295 9

BILDFG 10.

NOTE:
Dimensionen sind in mm.
Maßstab 1:100.
Nachtrag 2, Reparaturarbeiten an Außenputz, Reparaturarbeiten an Außenputz, Reparaturarbeiten an Außenputz.

X = 9.0m



Snit c-c



Snit a-a



Snit b-b

Niedrigrelief

Carl Bro as DSB REDERI

 Anlag

 RDBBY FERGENV-N-PR 97

 Drawing on USB

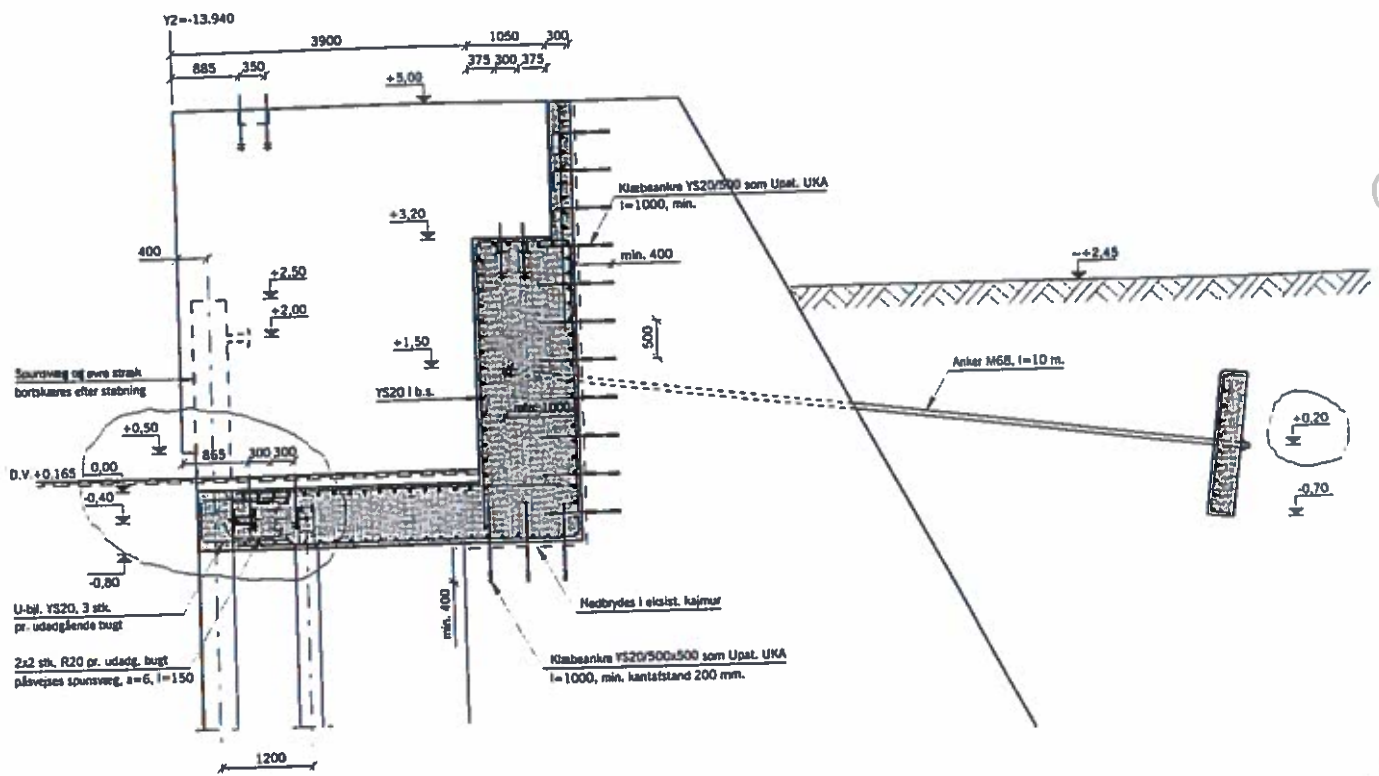
 Date:

 Project:

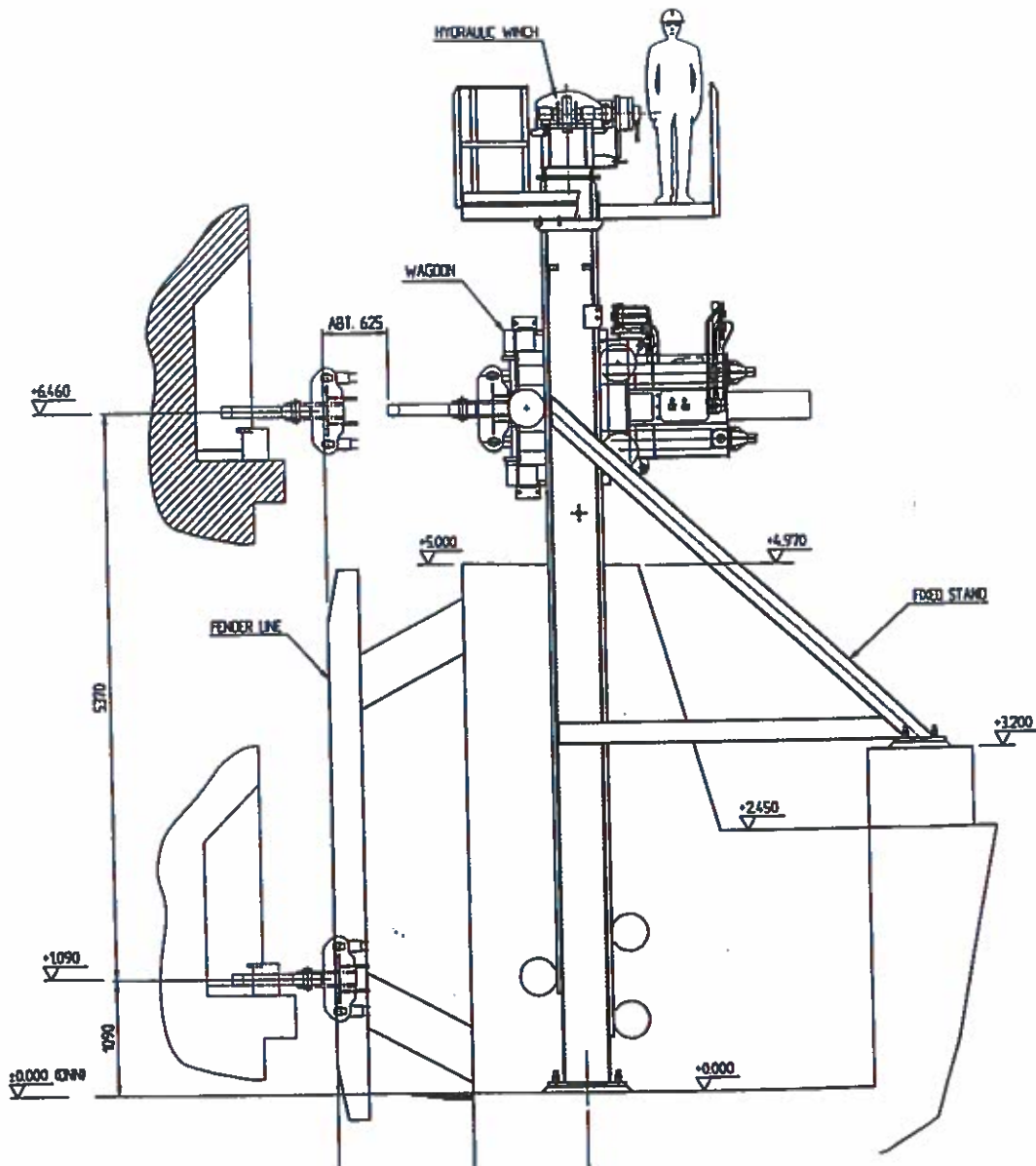
 Scale:

 01.97

 HP HA.3295 9

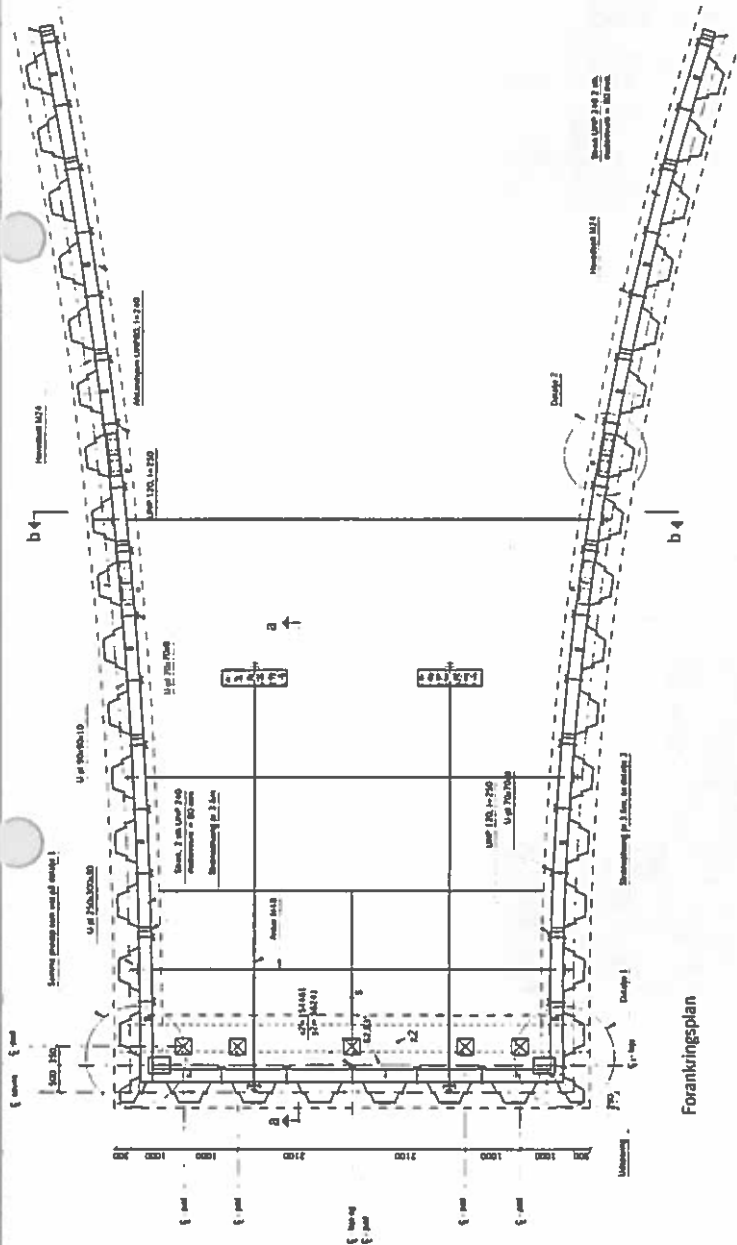


Autofortøjning, snit a-a, 1:50

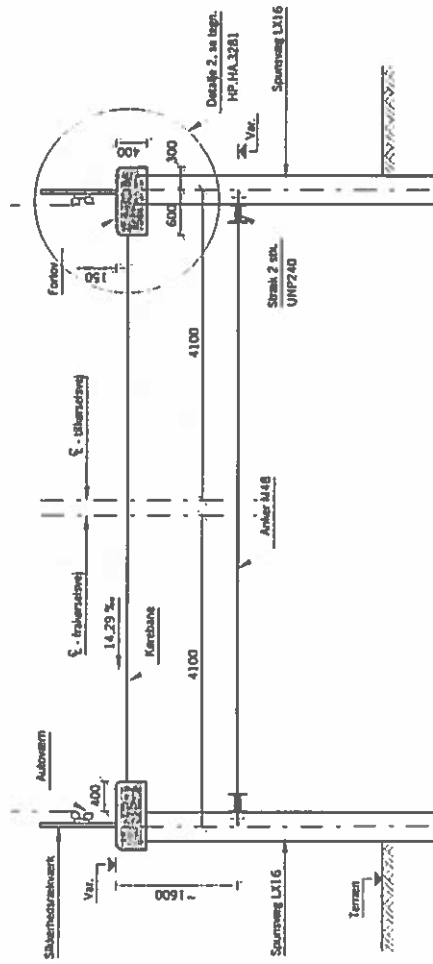


Bilag
 NR. 14

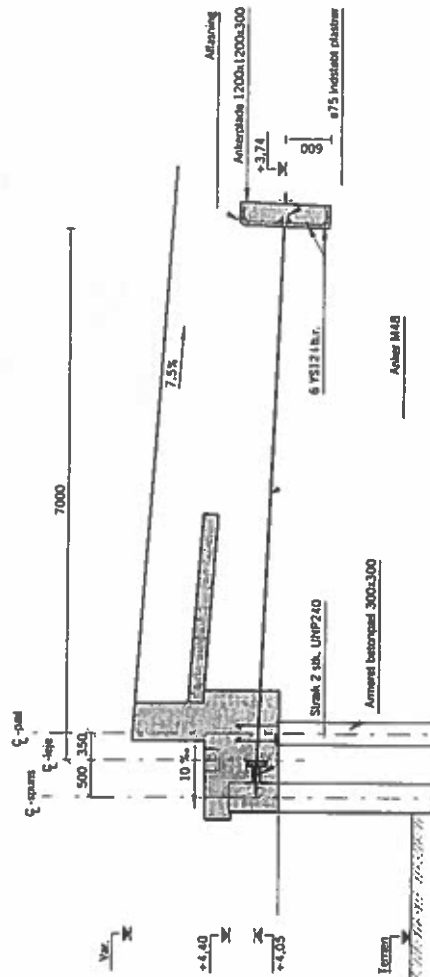
Bild A6
NR. 15



Fovankingsplan

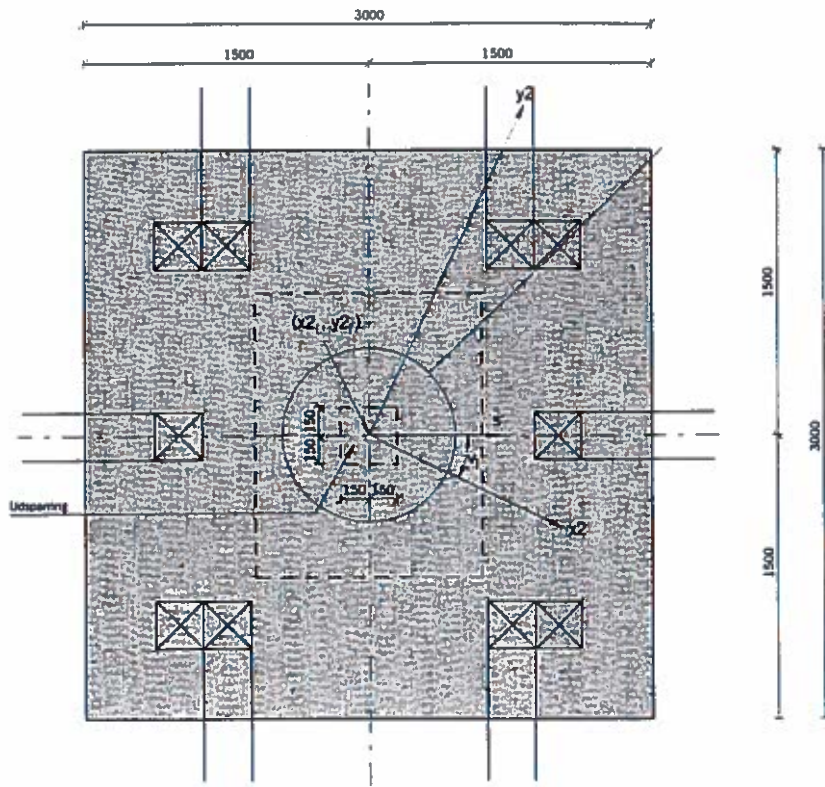


Snit b-b

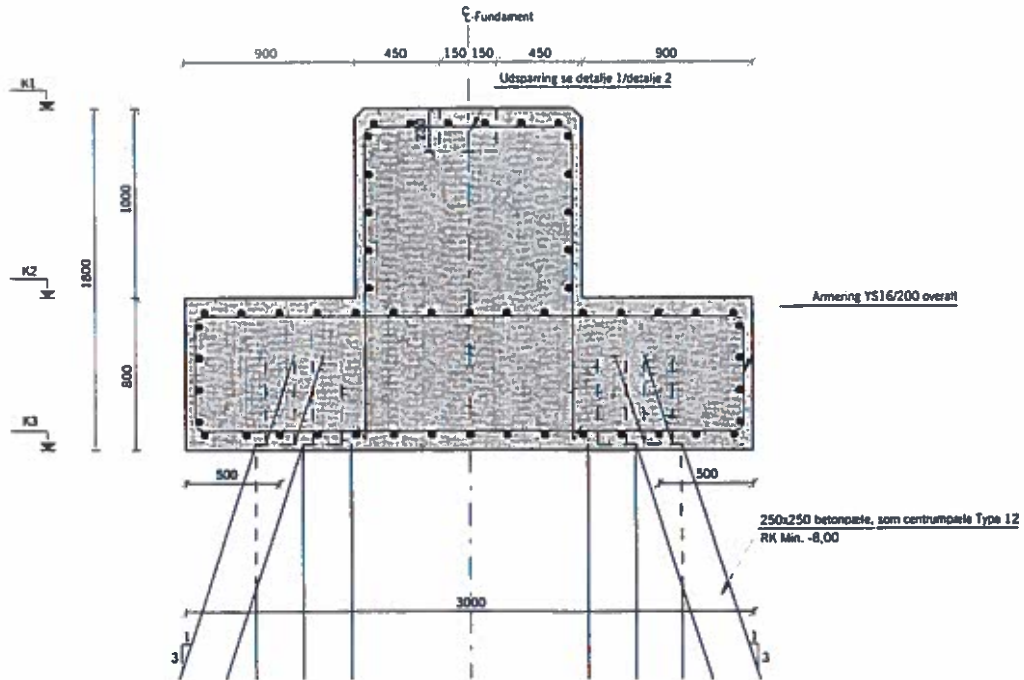


Snit a-a

BILAG
NR. 16



PLAN



SNIT

Brasilianske havne og kystprojekter

ved

Berry Elfrink og Thomas Jensen (DHI)



LITTORAL TRANSPORT UNDER COMPLEX WAVE FIELDS: PECÉM, NORTH EAST BRAZIL

Berry Elfrink¹, Domenico Accetta², Berenice Motta Vargas² and
Wagner Santos Scisínio Dias²

Abstract

In connection with the design of new marine facilities a hydraulic study was carried out at Pecém, NE Brazil. The project comprised mathematical modeling of waves, nearshore hydrodynamics and sediment transport before and after the construction of the offshore harbor in front of Ponta do Pecém. The wave conditions are characterized by the simultaneous occurrence of sea and swell from different directions. The littoral current generated by the sea becomes detached at the headland. A shore-connected spit develops under these circumstances. During periods of predominant swell the spit erodes. The main impact of the harbor is a further reduction of the littoral drift W of the headland, which causes increased sediment accumulation immediately W of the headland and coastal erosion W of the city of Pecém.

Introduction

Presently an offshore harbor is being constructed in front of the city of Pecém, approximately 40 km west of Fortaleza in NE Brazil, see Fig 1. The harbor is located approximately 2 km offshore. In connection with the design of the new marine facilities, a coastal impact assessment was carried out (Danish Hydraulic Institute 1997). The location of the harbor is shown in Fig 2

The coastline of Ceará is characterized by curved sandy beaches, interrupted by small rocky headlands. The beach material consists of medium to fine sand with a median grain size of the order 0.25-mm. Since several years the coastline in front of Pecém is subject to

¹ Danish Hydraulic Institute, Agern Allé 5, DK-2970 Hørsholm, Denmark

² Instituto de Pesquisas Hidroviárias, Rua General Gurjão 166, Caju - Rio de Janeiro, CEP: 20-931-040 Brazil

erosion. An analysis of aerial photographs has revealed that the coastline in front of the city has retreated with approximately 50 meters during the last 25 years. The coastline erosion is not homogeneous along the coast but varies from approximately 4 m/year at the western edge of Pecém to approximately 2m/year at its eastern boundary. Approximately 500 m further towards west, a slight beach accretion was observed locally.

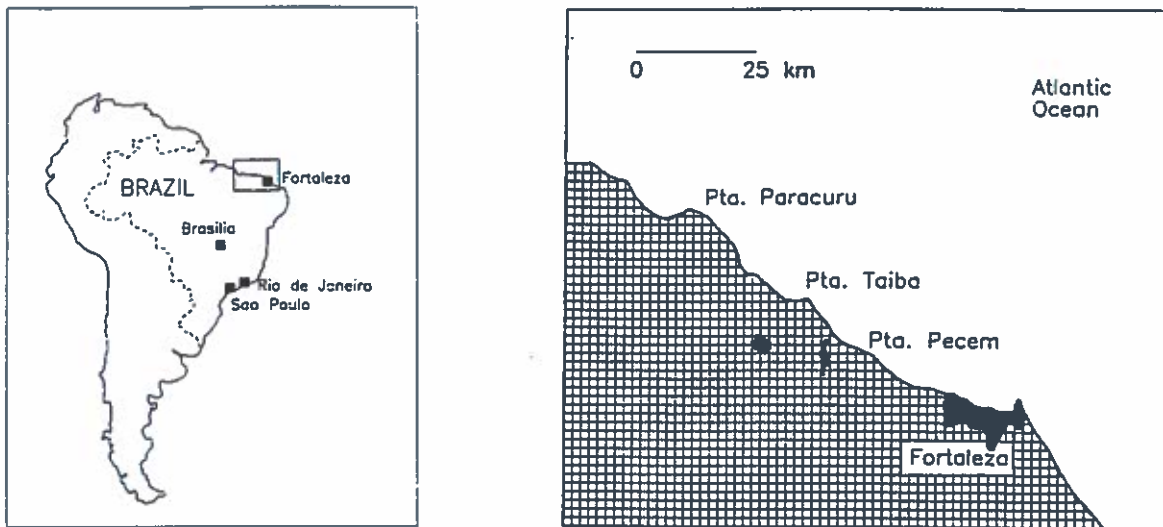


Fig. 1 Location of the project site

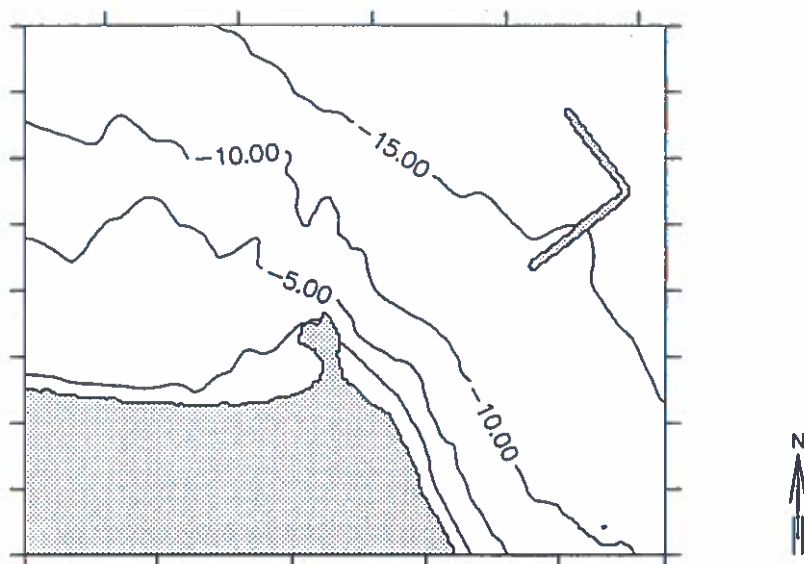


Fig. 2 Location of the new offshore harbor of Pecém scale 1: 60,000.

Variations in the coastline position occur during the year. In the period from November until April, beach erosion occurs due to swell coming from the Northern Hemisphere. During this period rock is exposed at many locations at the beach. From May until November, the wave conditions are dominated by sea waves.

The project site is characterized by a stable wind climate. The wind speed and directions are fairly constant through the year. The main wind direction is E-ESE. The most frequent wind speed is 6 - 8 m/s from E.

Along the entire coastline, high eolian dunes extend to several kilometers away from the coast and form a dominant morphological feature of the landscape. The height of the dunes exceeds 30 m in some locations. Their orientation corresponds to the prevailing wind direction, which is approximately 95° N. The dunes consist of marine sand with a slightly better sorting than the beach sand. Close to the shoreline, the dunes are active. Aerial photographs show that the dunes migrate with an average speed of approximately 6 to 7 m/year. The older dunes further away from the coastline are fixed by vegetation. Depending on the coastline orientation, the coastal dunes act as a sink of sediment in the coastal sediment balance. Due to the dominating winds from easterly directions and the coastline configuration at Pecém, sediment loss due to wind transport is only of importance at the eastern side of Ponta do Pecém.

The wave conditions are characterized by the simultaneous occurrence of swell and sea from different directions. Sea approaches the coast at Pecém under large angles. Due to refraction and diffraction around the headland, a part of the wave energy reaches the shore. The area E of Ponta do Pecém is considerably more exposed to the action of sea waves than the western side.

Although the tidal range is approximately 3 meters, tidal currents are very weak, of the order 0.1 m/s. These currents are of minor importance for the nearshore sediment transport. The main effect of the tides is the cross-shore shift of the sediment transport patterns, which is dictated by the water levels. During ebb, wave breaking occurs on the shoals in front of the city of Pecém at a distance of several hundred meters off the coast. During flood, the headland becomes partly inundated.

Wave conditions

Between 1991 and 1995 INPH has carried out wave measurements in Fortaleza by means of a Wave rider located at a distance of approximately 1 km offshore of the port of Mucuripe. The wave buoy was located at a water depth of 15 m. (INPH 1986a).

Since March 1997 wave data has been recorded with a directional Wave-Rider, which is located approximately 4 km offshore of Pecém in a water depth of 17m. These measurements provide detailed information about the spectral characteristics of the wave conditions. In order to obtain reliable statistics, measurements carried out over several years are necessary. However, the wind conditions at the present site are fairly constant

throughout the year. The measured wave height statistics showed good agreement with the data from Mucuripe and were assumed representative for the present site.

Fig. 3 shows an example of a measured wave spectrum at Pecém. A clear bimodal distribution of the wave energy distribution can be noticed. The first peak occurs at frequencies of approximately 0.06 to 0.1 s^{-1} corresponding to wave periods of 10 to 16 s. The mean direction of the waves with these frequencies varies between approximately 20° N and 45° N . These waves represent the swell originating from the Northern Hemisphere. The second peak represents sea, with frequencies typically in the order of 0.12 to 0.3 s^{-1} , corresponding to wave periods of 3 to 8 s. The direction varies between approximately 75° N and 120° N .

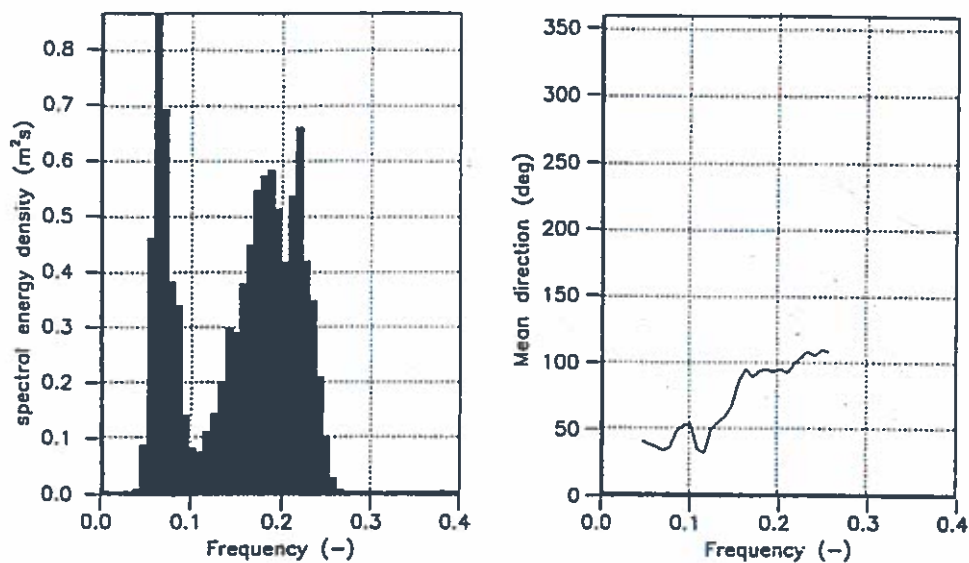


Fig. 3 Typical wave spectrum at Pecém. Two distinct peaks can be observed with frequencies of approximately 0.08 and 0.12 s^{-1} representing swell and wind waves (sea) respectively. The wave directions of the two dominant wave components are varying from approximately 30° N for the swell to approximately 120° N for the sea waves.

The usual way to apply the wave data in coastal studies is to represent the wave spectrum by a few statistical parameters. Typically the significant wave height H_s and the peak period T_p are used in sediment transport studies. If these parameters were used to characterize the wave conditions, information about the structure of the spectrum would be lost. The use of the peak wave period would only represent sea, as the short wave components usually are predominant in the spectrum. Further, the calculated mean wave direction would not resemble the observed direction from neither the swell nor the sea waves, but instead some average angle, which does not represent the natural conditions. The littoral sediment transport is very sensitive to parameters such as the wave height, period and especially the wave direction. Small errors in these parameters may lead to considerable errors in the calculated sediment transport rates. The sediment transport mechanisms under swell waves are quite different from those under short period waves

and thus care must be taken in the representation of complex sea states as in Pecém by these assumptions. Therefore, it is important to distinguish the swell from the sea and treat them separately in the sediment transport calculations.

In order to distinguish between sea and swell an analysis was made of the measured wave energy spectra. Each spectrum was subdivided in a discrete number of frequency intervals. For each interval a wave height was calculated according to the measured energy density in the respective interval. In this way, the wave energy spectrum was transformed to a number of individual wave events characterized by a wave height, period and direction. A statistical analysis was performed on all investigated spectra. From this analysis wave climates for each month of the year were derived. A dominance of sea is observed for the period from July to October. From December to April swell is dominant. The intermediate months show the occurrence of both wave types simultaneously. Fig. 4 shows the derived climates for January and July with a predominance of swell and sea respectively.

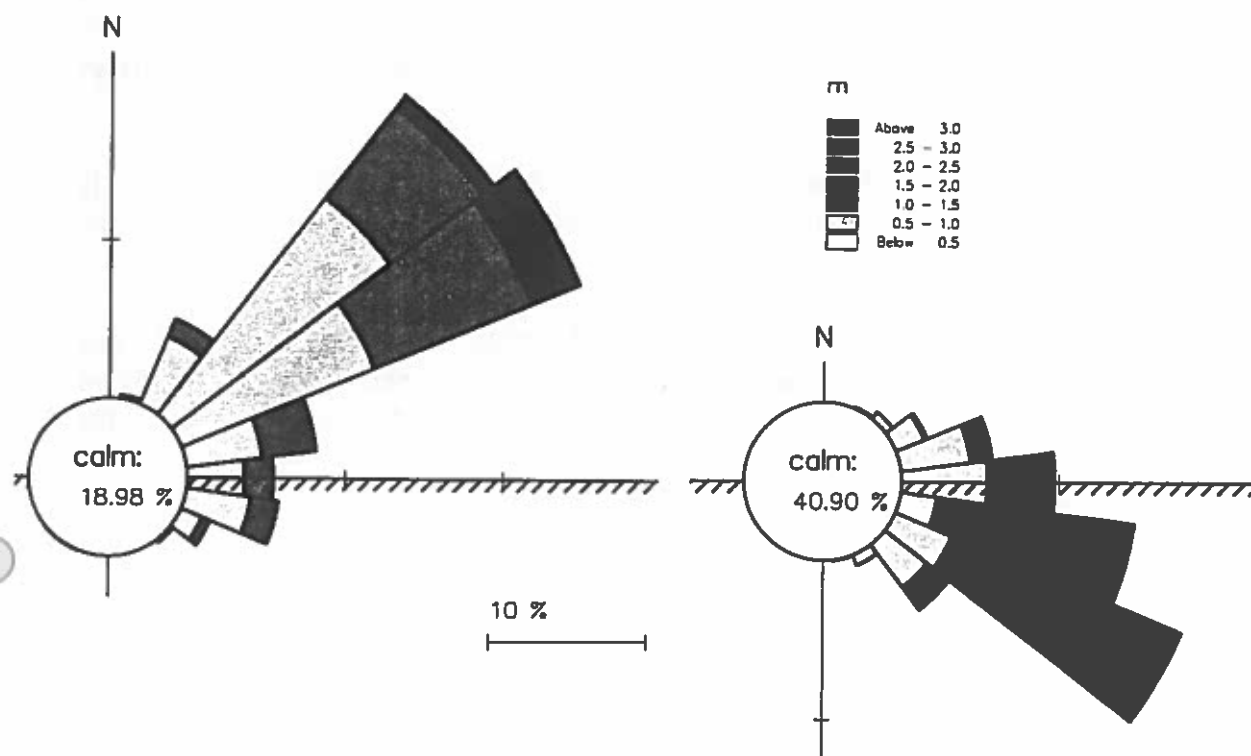


Fig. 4 Observed wave conditions at Pecém.
Left: January (Swell dominated) Right: July (sea dominated)

A number of characteristic wave conditions were simulated with a 2D wave model developed by DHI. The model is based on the parabolic approximation of the elliptic mild slope equations and includes dominant wave transformation phenomena such as refraction, shoaling, reflection, bottom friction and breaking. In these simulations, sea and swell were treated separately

Figs 5 shows simulated wave fields for an offshore wave height H_s of 1.75 m, a peak period of 7 s and a mean offshore wave direction of 82.5° . These wave conditions occur frequently in the area and contribute significantly to the net annual drift. Simulations for the present situation and the situation after establishment of the marine facilities are shown. East of Ponta do Pecém, the bathymetry is quite regular and the wave field is seen to be more or less uniform along this part of the coast. At the breaking point, the angle between the wave crests and the coastline is large, of the order of 45 degrees. This causes strong longshore currents that are able to transport large amounts of sediment along the coast.

At the western side of the headland, the wave field is rather complex due to the irregular bathymetry. The waves refract around the headland and approach the coast under a large angle. The area immediately W of Ponta do Pecém is sheltered by the headland. In front of the city of Pecém, wave breaking occurs far away from the beach due to the shoal that is located here. However, the shoal in front of the city does not provide much shelter for the incoming waves due to the large angles of incidence. Waves from these directions propagate between the headland and the shoal and reach the coast at Pecém under large angles.

The new harbor has a strong sheltering effect on the waves coming from easterly directions e.g. sea waves. The area of influence covers the entire area between the headland and the city of Pecém.

Fig. 6 shows the wave fields in the vicinity of Ponta do Pecém for swell. The convergence of the wave crests towards the headland is clearly seen. Immediately W of the headland, the coast is sheltered from wave action due to the headland. However, the shadow area is much smaller for swell waves than for sea waves.

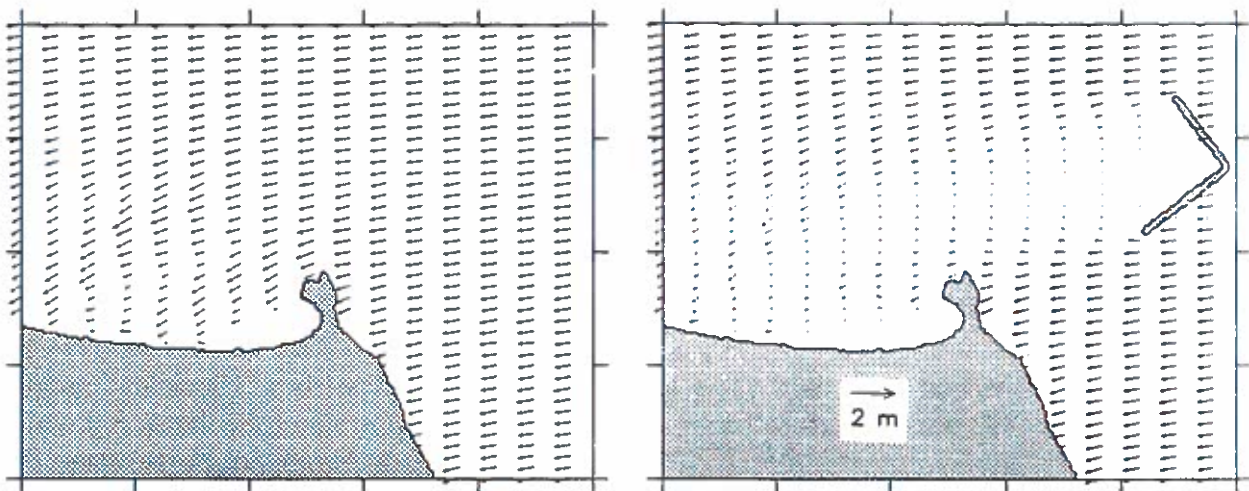


Fig. 5 Simulated wave field (Sea). $H_s=1.75\text{m}$, $T_p=7\text{s}$, $MWD=82.5^\circ$
Scale 1:70,000 Left: present situation, Right: including new harbor

The propagation of swell towards Pecém is not drastically affected by the harbor. Swell approaches the shore from offshore angles between approximately 20° to 45° N. The area where the sheltering by the harbor is maximal is located approximately 1.5 km E of Ponta do Pecém

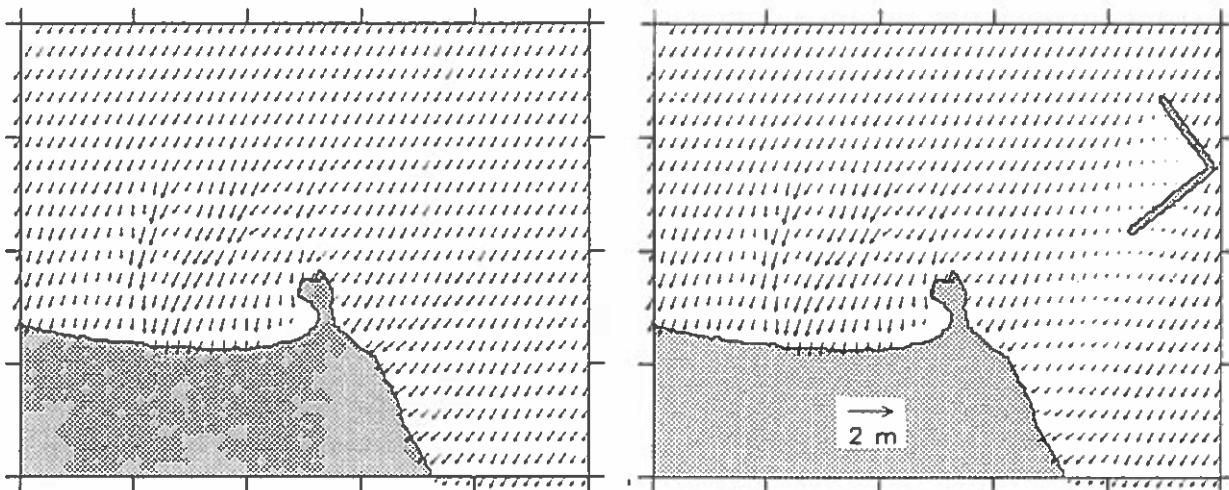


Fig. 6 Simulated wave field (Swell). $H_s=0.5m$, $T_p=14s$, $MWD=30^\circ$
Scale 1:70,000 Left: present situation, Right: including new harbor

Nearshore hydrodynamics

In order to study the 2D wave driven currents, a number of hydrodynamic simulations were carried out with DHI's hydrodynamic model MIKE 21 HD. This is a general modeling system for the simulation of water levels and flows in estuaries, bays and coastal areas. The model solves the unsteady depth integrated flow equations. The driving force in the present simulations originates from the radiation stress field calculated with the wave model as described in the previous section.

The wave-driven current pattern for the present situation and after establishment of the harbor is shown in Fig. 7. The wave conditions correspond to sea ($H_s = 1.75$ m, $T_p = 7s$, $MWD = 82.5^\circ$ N).

The littoral currents are considerably stronger at the eastern side of Ponta do Pecém than on the western side. This is due to the more exposed character of the beaches on the eastern side. The littoral current follows the shoreline until it reaches the head of Ponta do Pecém. Close to the headland, the flow is slightly accelerating due to a local convergence of the depth contours. West of the headland, the current becomes detached from the shoreline. The flow velocities are highly reduced in this area. At a distance of

approximately 1 km W of the headland, the current reattaches to the shore and its strength gradually increases towards W. Due to the irregular bathymetry in front of Pecém, complex nearshore current patterns can develop.

The presence of the harbor strongly reduces the littoral current velocities W of Ponta do Pecém. The harbor induces a large-scale eddy at the offshore edge of the headland. The littoral current becomes partly directed into the harbor basin, which may cause additional sedimentation problems inside the harbor.

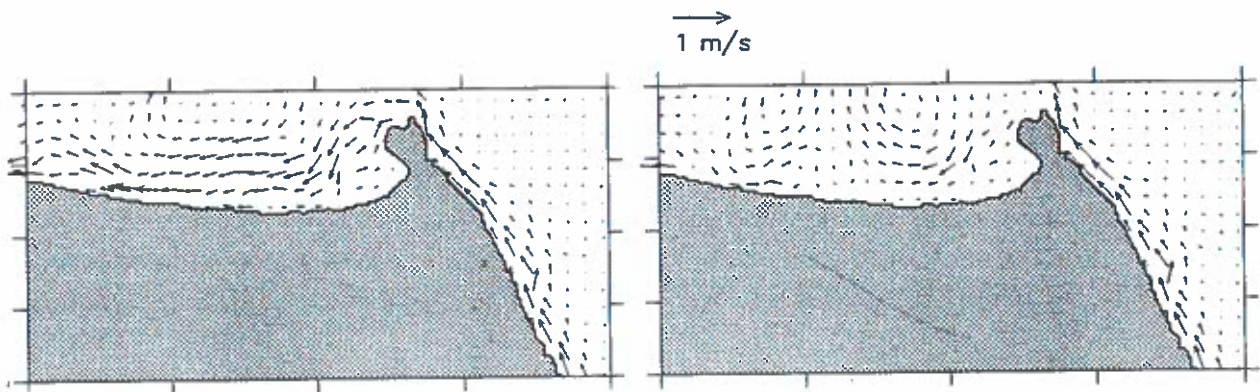


Fig. 7 Wave driven current fields for the present situation (Sea).
Offshore wave conditions: $H_s = 1.75$, $T_s = 7s$, $MWD = 82.5^\circ N$
Scale 1:55,000. Left: Present situation, Right: including new harbor

Simulated wave driven flow fields due to swell are shown in Fig. 8. At both sides the currents are directed away from the headland.

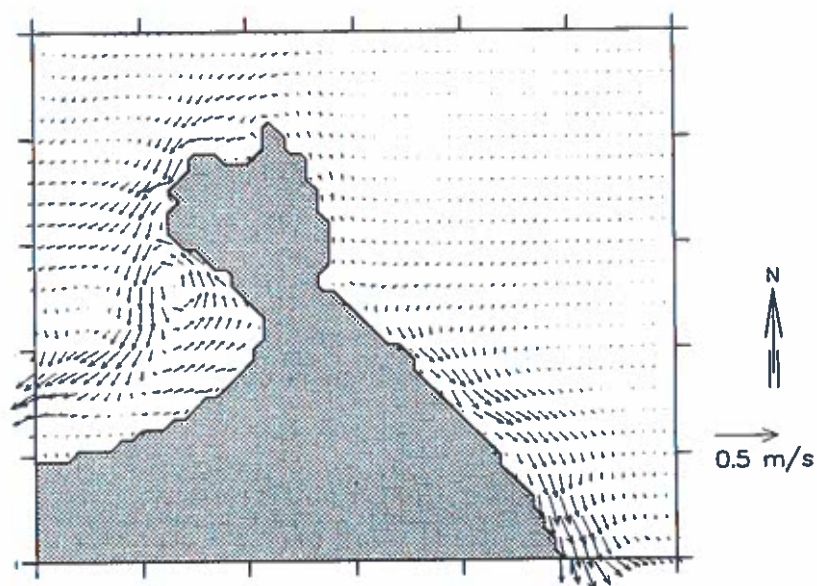


Fig. 8 Wave driven current around the headland for the present situation (Swell).
Scale 1:15,000. Offshore wave conditions: $H_s=0.5m$, $T_p=14s$, $MWD=30^\circ$

The flow velocities W of Ponta do Pecém are not significantly affected by the presence of the harbor. At the eastern side, the flow is slightly reduced due to the sheltering of the harbor. The maximal differences occur at a distance of approximately 1.5 km E of Ponta do Pecém.

Nearshore sediment transport

The complex sediment transport patterns for the present site were simulated with DHI's 2D sediment transport model MIKE 21 ST (Sand Transport). This model calculates the sediment transport of non-cohesive sediment due to the combined action of currents and waves. Model calibration was performed upon available data of the Port of Mucuripe-CE, (see INPH 1986b). For a detailed description of sediment transport mechanisms in currents and waves, the reader is referred to Fredsøe and Deigaard (1992).

The results of the wave and current simulations were used as input for the sediment transport calculations.

During predominant sea relative large transport rates occur E of Ponta do Pecém. The harbor does not affect the littoral transport rates significantly in this area. Along this coastal stretch, at a distance of approximately 1 km E of the headland, the littoral transport is locally directed offshore.

At the western side of the headland, the littoral transport becomes detached from the shoreline. The sediment transport rates are reduced significantly for the new situation due to the decreased wave action and the associated strength of the wave driven current. The magnitude of the sediment transport is reduced considerably by the sheltering effect of the harbor on the nearshore hydrodynamic conditions in this area. With the presence of the harbor, the littoral transport at Ponta do Pecém continues further offshore than for the present situation without harbor and less, if any, sediment is passing Ponta do Pecém.

For swell waves, the littoral sediment transport pattern looks quite different. The coastline orientation in the area of Pecém varies from approximately 355 degrees N in front of the city to approximately 55 degrees N along the coastal stretch E of Ponta do Pecém. Due to this coastline configuration, the littoral current is directed towards E at the eastern side of the headland and towards W at the western side. The resulting littoral drift is therefore always directed away from Ponta do Pecém; towards E at the eastern side and towards W at the western side.

In this way, swell counteracts the sediment accumulations due to sea. East of Ponta do Pecém, swell reduces the net littoral transport rates towards the headland. On the western side of the headland, a part of the accumulated material is transported towards the shore by cross-shore transport mechanisms. Further towards West, swell gives rise to an additional westward drift.

During periods with prevailing swell, the spit developed during periods with predominant sea erodes. If the swell domination lasts for sufficiently long time, the coastline in front of Pecém erodes because the westward littoral drift due to combined sea and swell exceeds the sediment bypass around Ponta do Pecém, which is reduced due to the action of the swell.

Cross-shore sediment transport

In the calculations of littoral sediment transport the wave orbital motion was assumed described by one single wave with a constant height, period and direction. In case of longshore sediment transport this assumption is justified as the longshore transport is dominated by the longshore current and to lesser degree by the wave orbital motion, which is almost perpendicular to the coast in the surf zone.

However, the wave motion and the resulting shear stress are important for the calculation of the cross-shore sediment transport. The net cross-shore transport is determined by factors such as the strength of the undertow, the asymmetry of the wave orbital motion and the mass transport under progressive waves. In the present case the wave conditions are characterized by the simultaneous occurrence of sea and swell from different directions. In order to estimate the onshore sediment transport immediately W of the headland, an existing model for non-cohesive sediment transport was extended to include the effect of simultaneous occurrence of sea and swell. The basis for the model is DHI's sediment transport modeling system LITPACK. This model calculates the bedload and suspended load due to combined wave/current motion. The bedload is calculated from the sediment characteristics and the instantaneous bed shear stress, which was calculated from the solution of the turbulent wave boundary layer (Fredsoe 1984). The suspended load is calculated from the diffusion equation for suspended sediment (Fredsoe et al. 1985). Here the sediment exchange factor is taken equal to the eddy viscosity, which contains contributions of the wave boundary layer, the mean flow and the turbulence due to wave breaking (Deigaard et al 1986). The mean flow is calculated from the force balance across the water column (Deigaard 1993 and Elfrink et al 1996).

For the present application, the wave orbital motion was described by a linear superposition of a short wave component and a long wave component with different directions. Both components were assumed to occur as groups. The respective contributions to the total orbital velocity were calculated from 5th order Stokes' or Cnoidal theory, depending on the local Ursell number. Fig. 9 shows an example of the wave orbital velocity composed of 2 wave groups with mean periods of 6 and 11 seconds. The angle between the short waves and the long waves was 60 degrees.

The orbital velocities were used to calculate the bottom boundary layer under the complex wave field. Fig. 10 shows the shear velocities, U_r , derived from the boundary layer solution

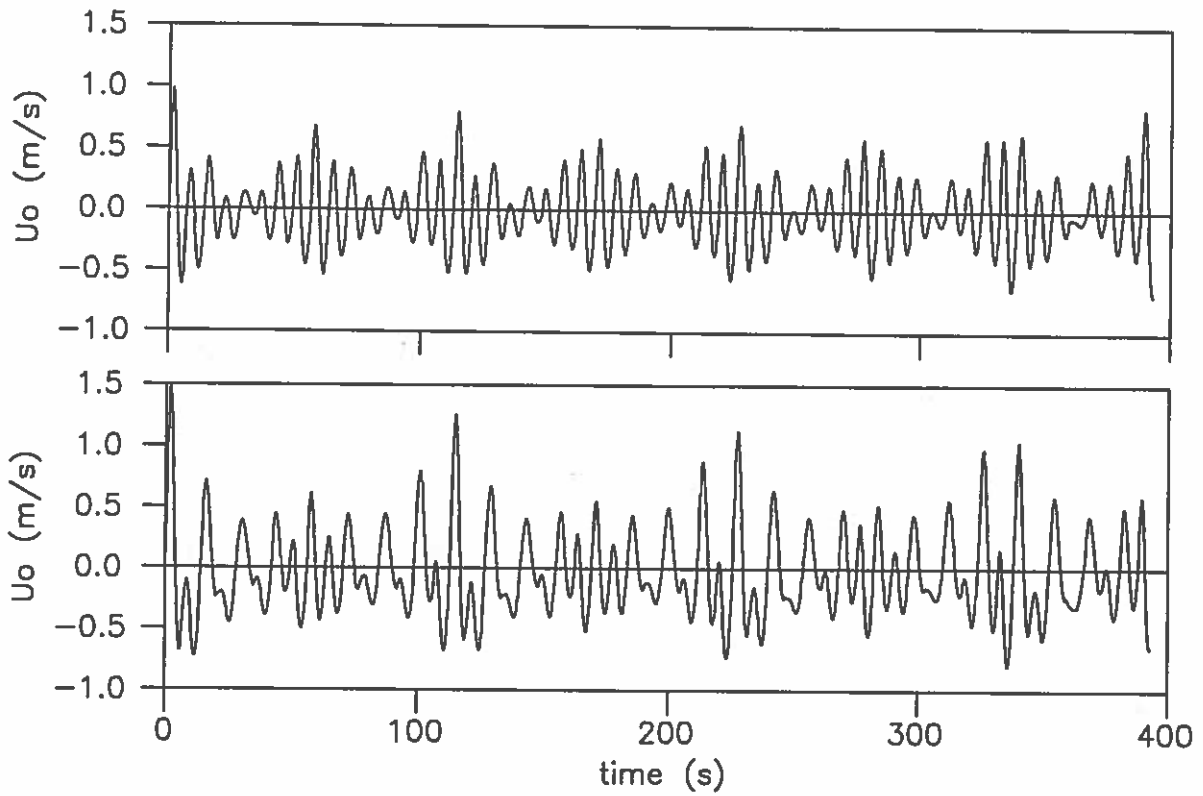


Fig. 9 Instantaneous bed orbital velocities due to different wave groups.
 Top: Longshore component, Bottom: Cross-shore component

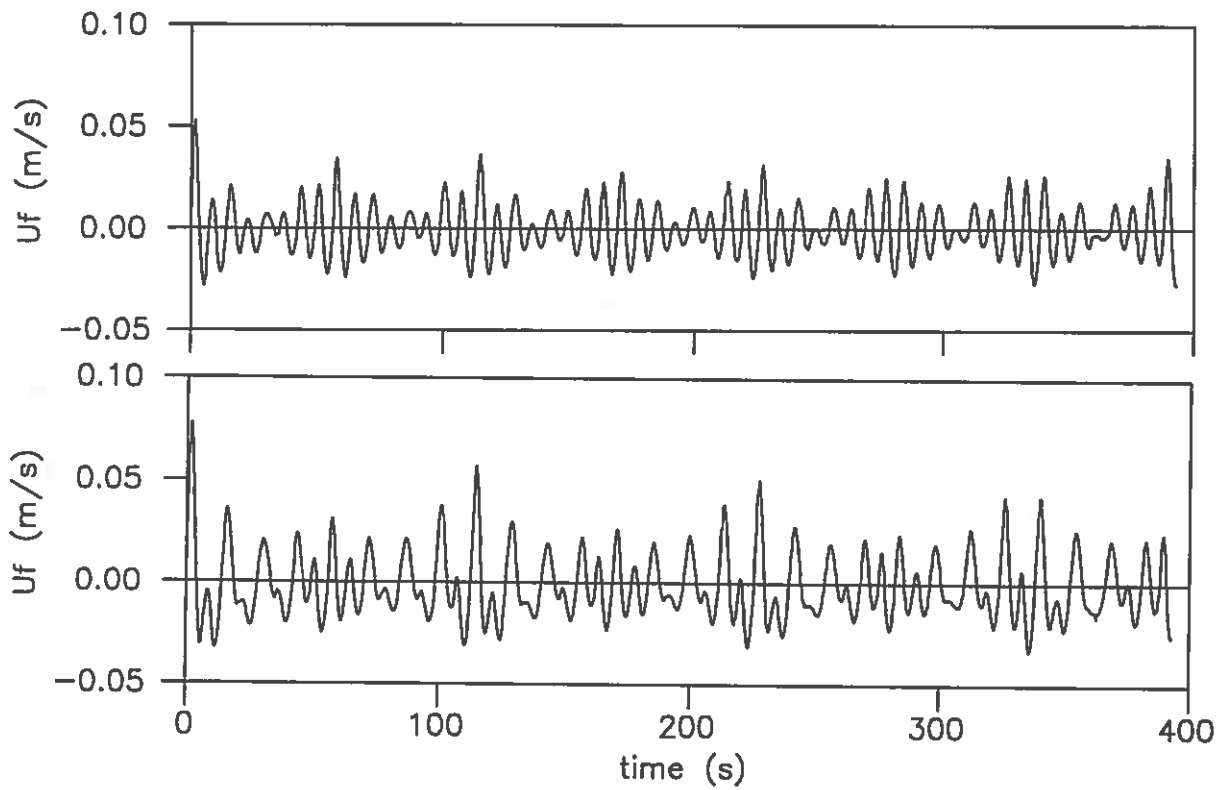
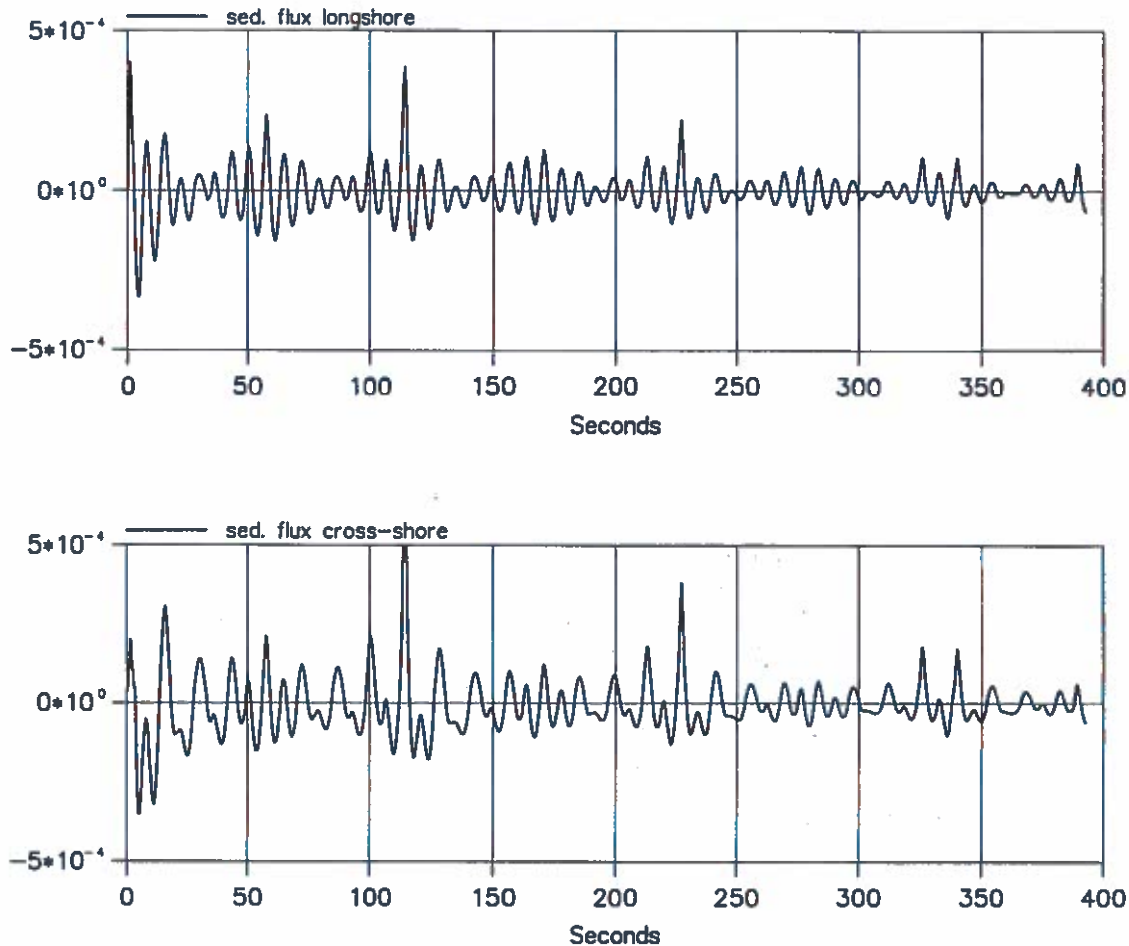


Fig. 10 Instantaneous shear velocities due to different wave groups.
 Top: Longshore component, Bottom: Cross-shore component

The resulting sediment flux, Q_t , in the cross-shore and longshore direction is shown in Fig.11.



*Fig. 11 Instantaneous sediment flux due to different wave groups.
Top: Longshore component, Bottom: Cross-shore component*

The model was applied to estimate the onshore transport of sediment from the headland to the coastline W of it. It was found that the transport capacity under swell waves was increased due to the presence of short waves and vice versa. Even in cases where the two wave groups were taken perpendicular to each other.

The coastal sediment budget and future coastline evolution

The 2D simulations and the wave statistics were used to calculate the annual sediment balance.

Present situation

Along the beaches E of Ponta do Pecém a net littoral drift of the order of $350,000 \text{ m}^3/\text{year}$ is transported towards W. The headland causes the littoral current to become detached

from the shoreline. A total volume of approximately $90,000 \text{ m}^3/\text{year}$ is transported offshore of Ponta do Pecém.

West of Ponta do Pecém, net onshore directed sediment transport occurs due to the reattachment of the littoral current and the net onshore sediment transport in (Non-breaking) swell waves.

West of the headland, the littoral transport is of the same order of magnitude as along the eastern side. The drift due to the sea waves is reduced due to the orientation of the beach and the sheltering of the headland. However, the importance of the drift due to the swell has increased, due to the larger angle between the swell waves and the coastline.

In the area immediately E of the city of Pecém, local gradients in the wave heights exist due to the irregular bathymetry. Here the littoral drift is reduced which gives rise to small accumulations. Further towards W, the littoral drift increases which causes erosion at the western edge of Pecém. This erosion/sedimentation pattern is confirmed by field observations.

Situation after establishment of the harbor

The main effect of the harbor is a strong reduction of the potential sediment transport rates due to sea waves in front of Ponta do Pecém and westwards, which results in increased sediment accumulations in front of and immediately W of the headland. A total sediment volume of the order of $115,000 \text{ m}^3/\text{year}$ will initially accumulate in this area.

The flow velocities of the detached littoral current are strongly reduced due to the presence of the harbor. However, the transporting capacity of the swell is not affected in the immediate vicinity of the headland. A net onshore transport rate under swell waves of the order of $30,000 \text{ m}^3/\text{year}$ was calculated. Approximately $85,000 \text{ m}^3$ sand will accumulate in front of Ponta do Pecém by means of a shore-connected spit.

Further West, the net littoral drift rates are reduced due to the sheltering of sea by the harbor. However, the combination of the reduced sediment supply and the reduced transport capacity of the littoral currents gives rise to erosion rates of the same order of magnitude, although slightly smaller, as for the present situation.

Further towards W, the effect of the harbor will vanish, which means that the littoral drift gradually increases from Pecém towards west. This leads to erosion between Pecém and Taiba.

From the calculated erosion/ sedimentation rates the annual coastline movements were estimated. East of Ponta do Pecém, the coastline is fairly stable. The accumulation of sediment due to the gradients in the littoral drift is of the same order of magnitude but slightly smaller than the net loss of sediment due to the wind. This gives rise to a slight coastline erosion of the order of 1 - 2 m/year. Variations occur during the year due to seasonal variations in the wave and wind conditions. The presence of the harbor does not

ffect the coastline dynamics in this area. However, in the long run the accumulations in front of the headland will change the coastline orientation in this area. This will cause coastal sedimentation. This coastline progress will start immediately E of the headland and proceed gradually in eastern direction.

After establishment of the harbor a shore-connected spit will start to develop from the headland. The spit will grow both in the offshore- and western direction. A part of the accumulated sediment will be transported by the action of swell. The total accumulation in the offshore region is of the order of $85,000 \text{ m}^3/\text{year}$. The presence of the spit itself will have an impact on the wave and current conditions along the beach W of Ponta do Pecém. Wave diffraction around the spit may cause a local divergence of the littoral current and the resulting sediment drift. This may lead to temporary coastline erosion immediately W of the projection of the spit on the coastline. This erosion process will proceed along the coastline as the spit develops. The erosion stops when the spit becomes attached to the coastline.

After establishment of the harbor the coastline erosion rates west of Ponta do Pecém, are of the same order of magnitude as for the present situation. A general coastline retreat of approximately $2 - 3 \text{ m/year}$ must be expected due to the decrease of sediment bypass around Ponta do Pecém.

conclusions

Net annual littoral transport of the order of $350,000 \text{ m}^3/\text{year}$ occurs along the entire coastline. Seasonal variations in the coastline position occur due to dominance of sea or swell during different periods of the year. Net erosion along the entire coast was observed.

Sea and swell have different effects on the net littoral sediment transport. Sea initiates strong littoral currents and relatively high transport rates along the coast E of Ponta do Pecém. Along the western side of the headland, the littoral drift is strongly reduced due to the sheltering provided by Ponta do Pecém and the different orientation of the coastline. The headland acts as a bottleneck for the littoral transport. This is of crucial importance for the stability of the coastline in front of the city. The topography of Ponta do Pecém forces the littoral current to become detached from the shoreline W of the headland. The sudden reduction in potential transport rates causes sediment accumulations around Ponta do Pecém.

The swell causes a sediment transport directed towards E at the eastern side of Ponta do Pecém and towards W at the western side. This transport pattern counteracts the accumulation of sediment around Ponta do Pecém due to sea. Sediment transport towards the shoreline occurs due to the sediment transport mechanisms associated with non-linear wave motion. During periods of predominant swell the sediment supply around the headland is strongly reduced. This causes beach erosion at the western side of Ponta do Pecém during the southern summer.

The main effect of the new harbor on the littoral transport is a general reduction of the potential sediment transport from Ponta do Pecém towards West. The littoral drift along the eastern side of the headland is initially not significantly affected by the harbor. The sediment bypass around Ponta do Pecém becomes heavily reduced. The reduced transport capacities W of Ponta do Pecém cause the development of a permanent shore-connected spit in the lee side of the headland. This accumulation will proceed in both northern (offshore) and western (longshore) directions. A net accumulation of the order of 85,000 m³/year is estimated.

Further W of the headland the littoral drift will be reduced due the presence of the harbor. However, the gradients in the littoral drift along the shore are more or less the same as for the present situation. West of the city of Pecém, the sheltering effect of the harbor will vanish. This causes a gradual increase of the littoral drift rates between Pecém and Taiba and will give rise to increased coastal erosion in this area.

References

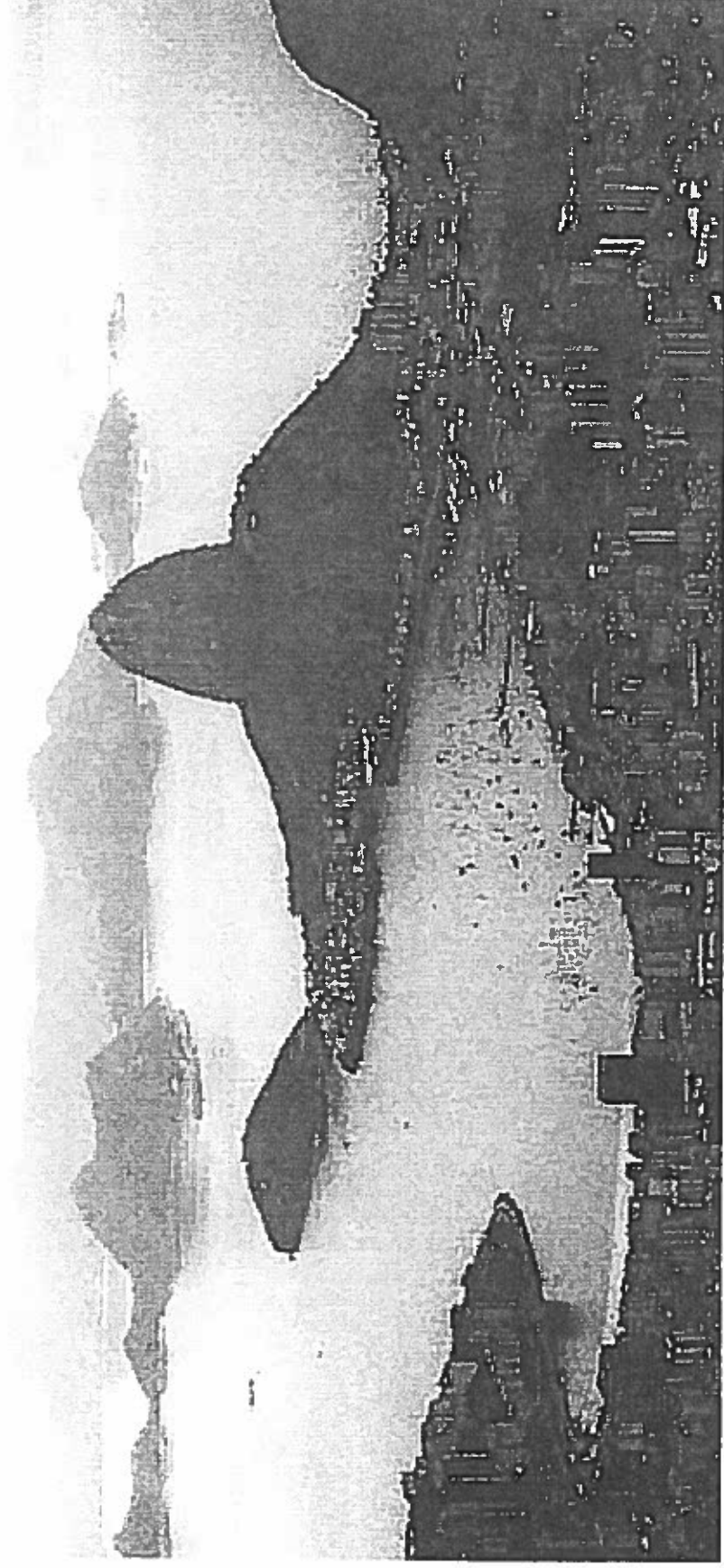
- Danish Hydraulic Institute (1997) Coastal impact assessment of new marine facilities at Pecém, NE Brazil. DHI report no 97-5144.
- Deigaard, R., J. Fredsøe and I.B. Hedegaard (1986) Suspended sediment in the surf zone. *Journal of the Waterway, Port, Harbor, Coastal and Ocean Engineering, ASCE*, Vol. 112, no 1, pp115 - 128
- Deigaard, R. (1993) A note on the three-dimensional shear stress distribution in the surf zone. *Coastal Engineering*, 20, pp 157 - 171
- Elfrink, B., R. Deigaard, I.Brøker, E. A. Hansen and P. Justesen. Modeling of 3D sediment transport in the surf zone. *Proc. Int. Conference on Coastal Engineering, Orlando, USA.*
- Fredsøe, J. (1984) Turbulent boundary layers in wave-current motion. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, vol. 110 (HY8), pp 1103 - 1120
- Fredsøe, J. and R. Deigaard, (1992) *Mechanics of Coastal Sediment Transport. Advanced Series on Ocean Engineering, Vol. 3. World Scientific Singapore, 369p*
- Fredsøe, J., O.H. Andersen and S. Silberg, (1985) Distribution of suspended sediment in large waves. *Journal of the Waterway, Port, Harbor, Coastal and Ocean Engineering, ASCE*, vol. 3, no. 6 pp. 1041 - 1059
- Instituto de Pesquisas Hidroviarias (1996a) Relatório Final das medições de Ondas ao Largo de Mucuripe-CE período 19/02/91 à 22/07/95 no 68/96 Fortaleza -130/18.
- Instituto de Pesquisas Hidroviarias (1996b) Projeto Pecém-CE Relatório de Medições Ambientais (Correntes, Temperatura, Salinidade e Sólido em Suspensão. No 24/96 Fortaleza



Iate Clube do Rio de Janeiro

Wave Penetration Study

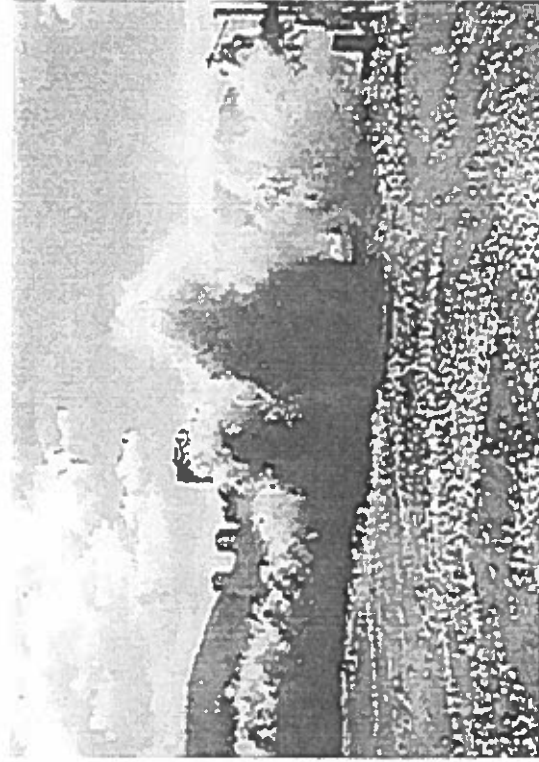
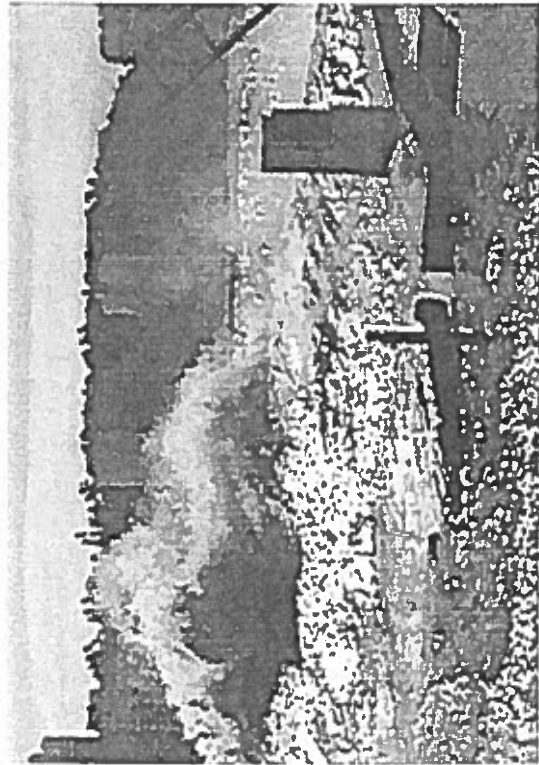
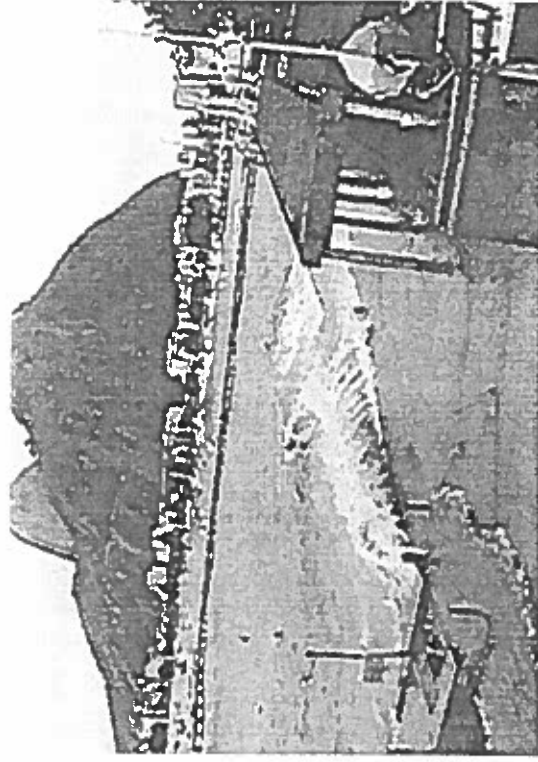
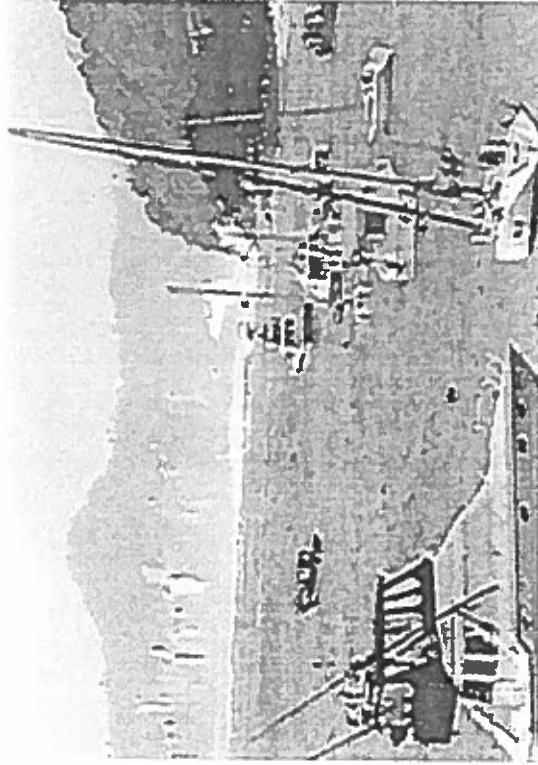
using Mike 21 Boussinesq Wave Model





Iate Clube do Rio de Janeiro

Occasionally 14 s swell waves inside bay

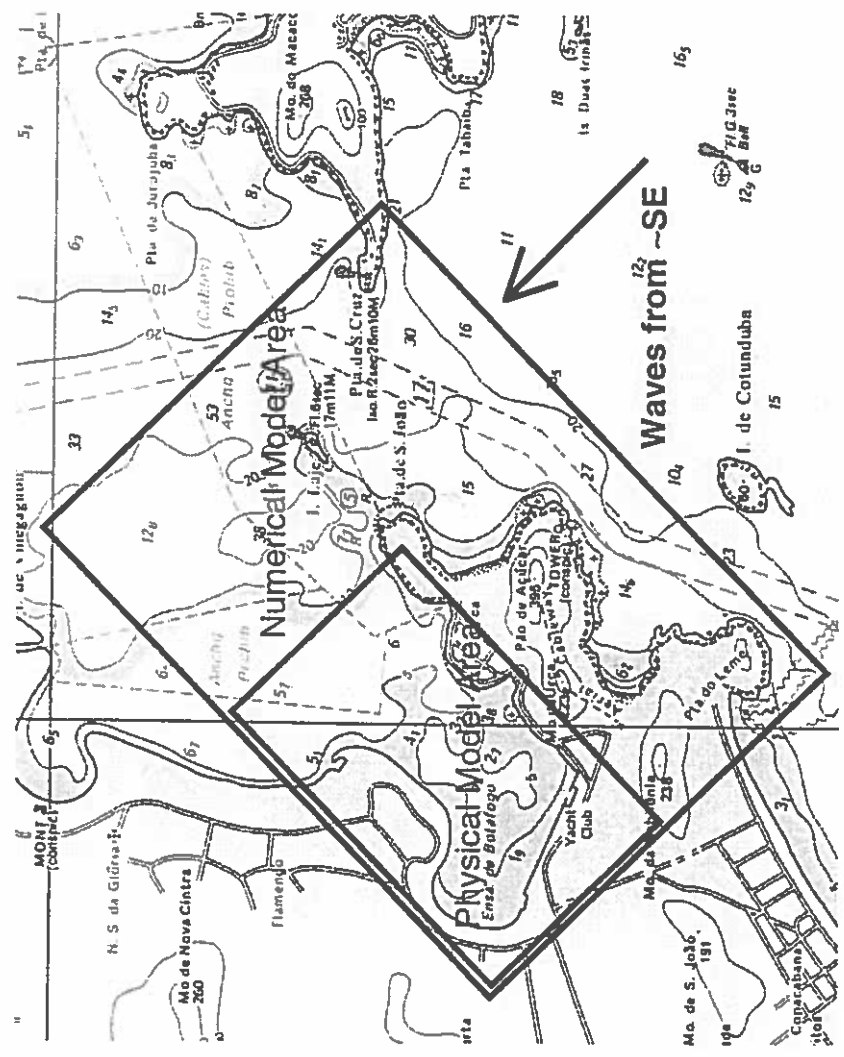






Iate Clube do Rio de Janeiro

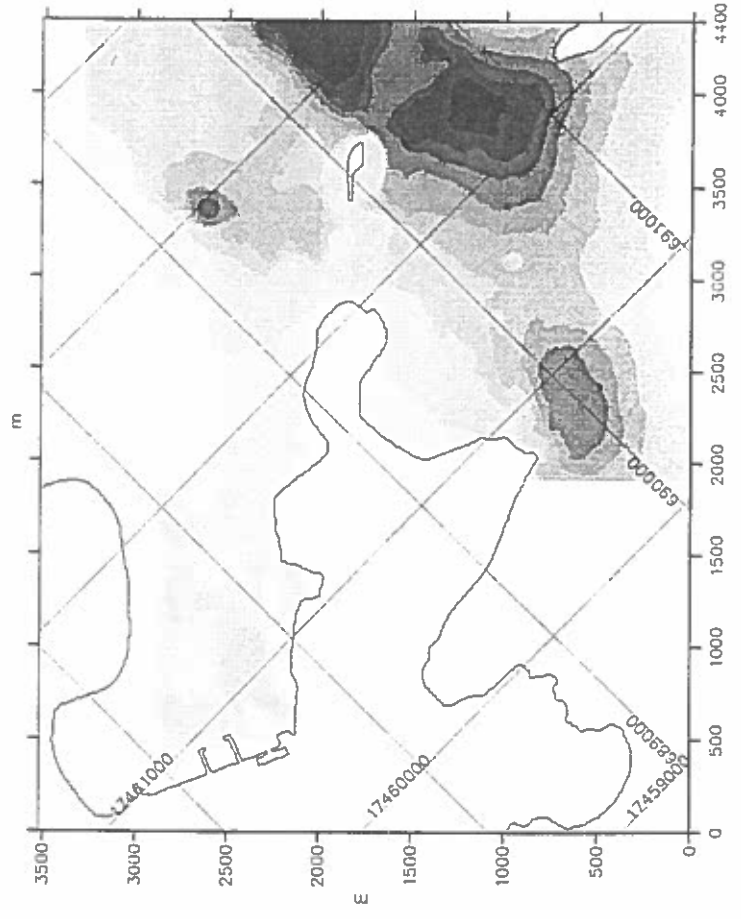
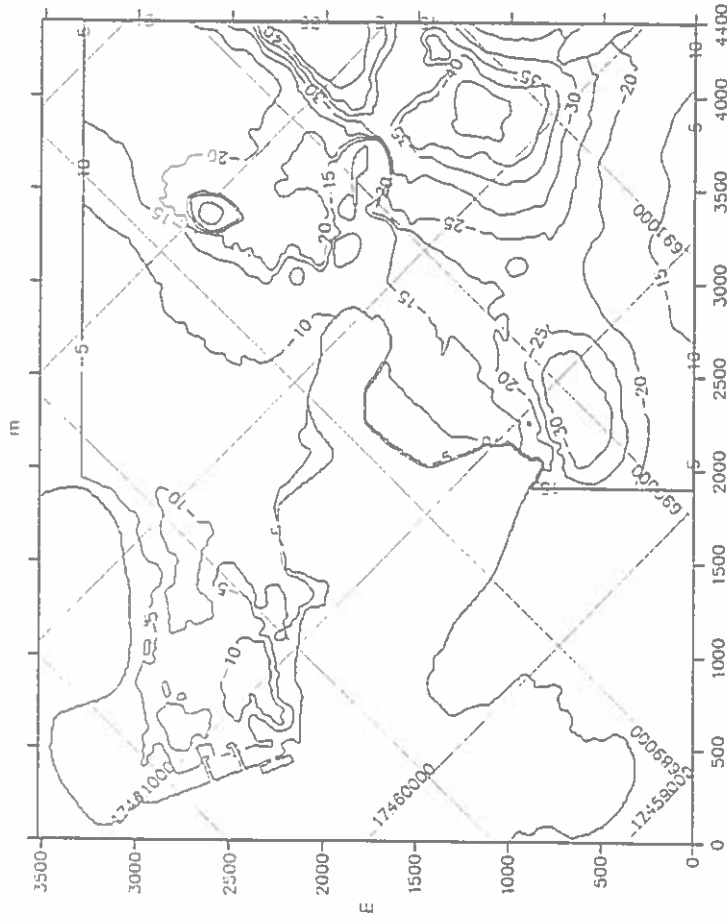
Model Area





Iate Clube do Rio de Janeiro

Model Bathymetry

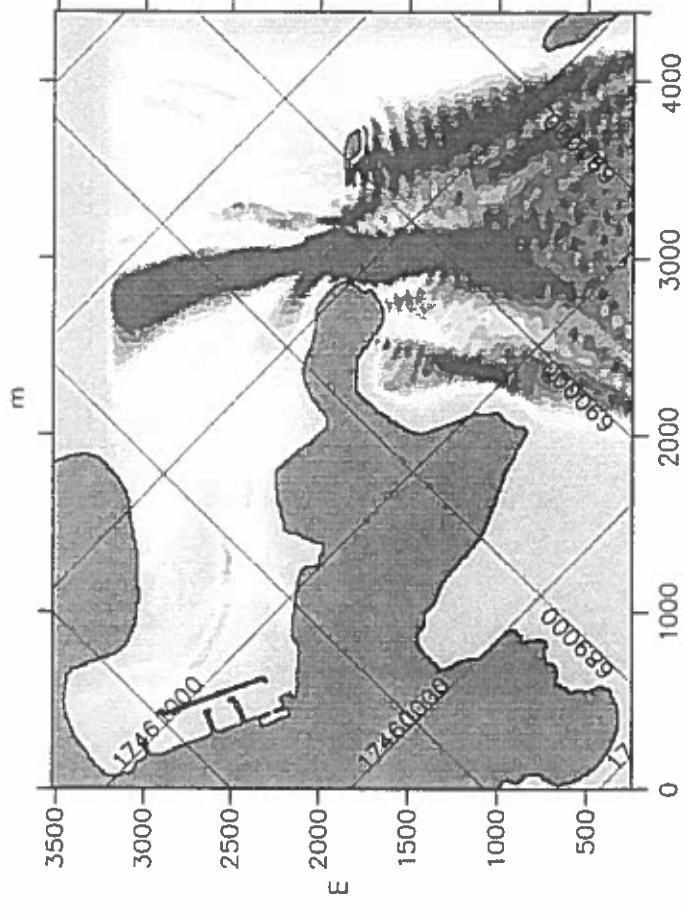
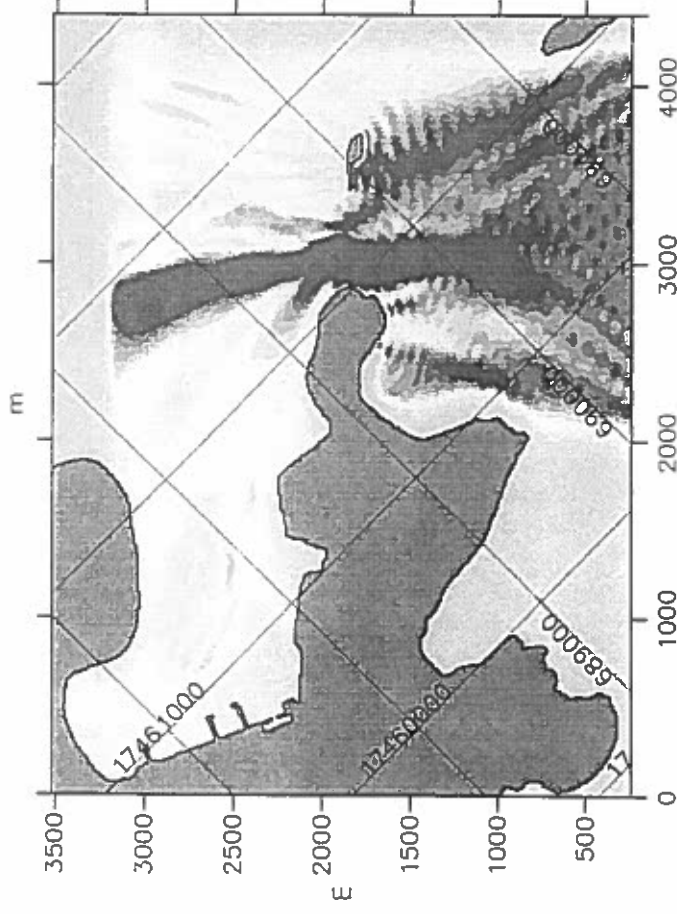






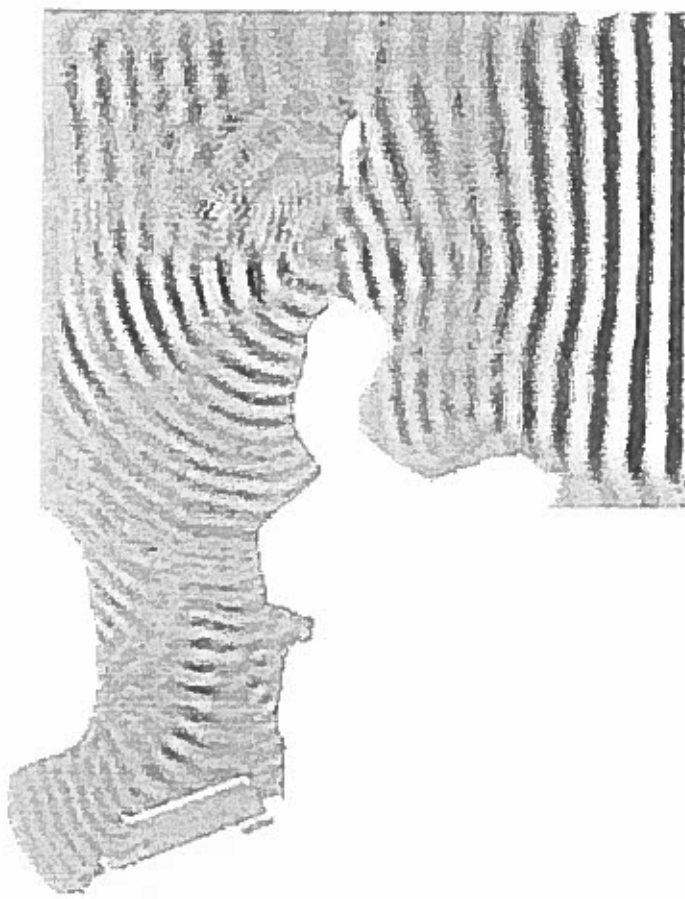
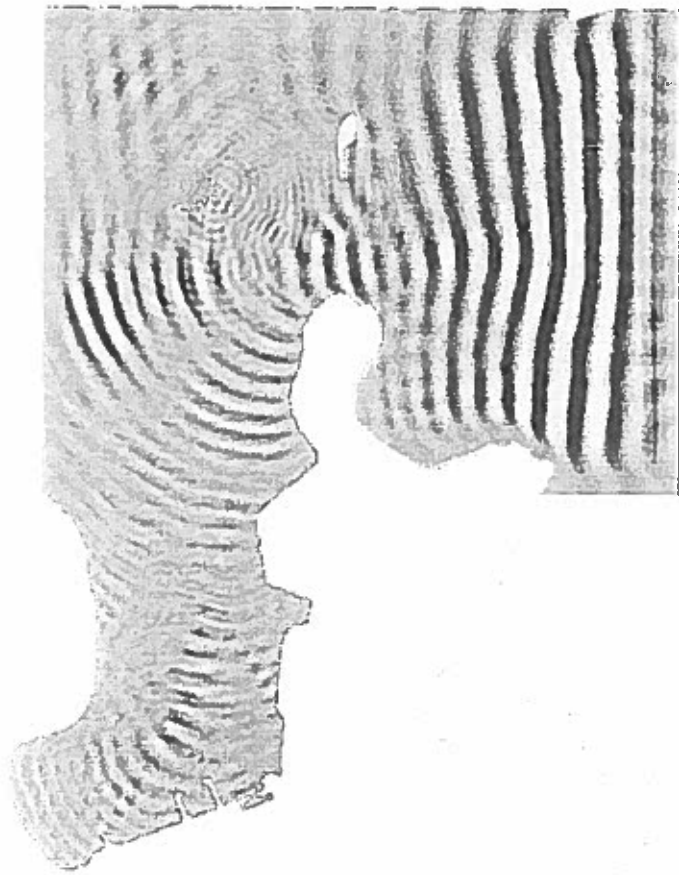
Iate Clube do Rio de Janeiro

Wave Disturbance Coefficients



Iate Clube do Rio de Janeiro

Wave Pattern (Surface Elevations)





IMPROVEMENT OF PORT ACCESSIBILITY - PORT OF RIO GRANDE - BRAZIL

by

Domenico Accetta¹, Berry Elfrink², Karsten Mangor², Luis Antonio B. Martins¹, Berenice M. Vargas¹ and Antonio Paulo S. Pinto¹

ABSTRACT

This paper presents a mathematical modeling study of the feasibility of proposed marine works in the mouth of Rio Grande; in the state of Rio Grande do Sul, Brazil. In order to improve the accessibility of the Port of Rio Grande a deepening of the navigation channel to a depth of 18 m is desired. If only dredging is performed a considerable increase in sediment accumulation in the channel would occur. Adjusting the configuration of the coastal structures in the river mouth can partly alleviate the increased sedimentation. Mathematical modeling of hydrodynamics, salinity, and sediment transport was performed for the river channel and for the offshore access channel. A number of combinations of channel deepening and prolongation of the existing coastal structures was analysed. The study showed that a prolongation of the existing coastal structures maintains the present salt-water intrusion into the river channel and the lagoon. The extension of the jetties significantly reduces the annual accumulation of sediment, compared to the case where only dredging is performed.

1 INTRODUCTION

In order to improve the accessibility of the Port of Rio Grande and to minimize the maintenance costs of the navigation channel, it is desired to optimize the present configuration of the channel and the jetties. The optimization consists of an extension of the existing jetties and of a deepening of the navigation channel. The present access channel will be prolonged with approximately 5.5 km until the present 18-m depth contour (See Figs 1a and 1b).

The principle in extending the jetties in the seaward direction and reducing the width of the channel is to redirect the flow and to increase the flow velocities. The purpose is to increase the flushing in the downstream end of the river channel and to displace the accumulation area further seaward than for the present situation.

A deepening of the channel, without narrowing the entrance would lead to lower flow velocities and increased salt-water intrusion. This effect is partly alleviated by decreasing the channel width between the extended jetties.

A mathematical modeling study was performed in order to assess the impact of the new coastal works on port accessibility and sediment transport conditions in the channel and at sea

¹ Instituto de Pesquisas Hidroviárias (INPH), Rua General Gurjão 166 Caju, Rio de Janeiro-RJ, CEP:20-931040 Brazil

² Danish Hydraulic Institute (DHI), Agern Alle 5, Hørsholm, DK-2970 Denmark



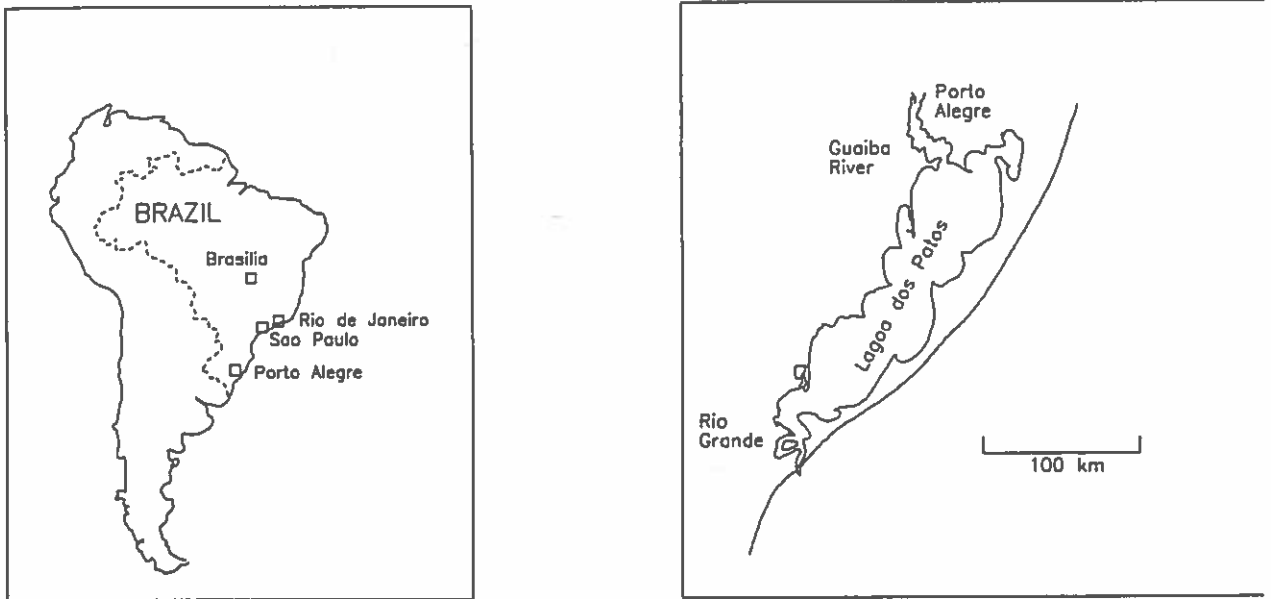


Fig 1a: Location of the site

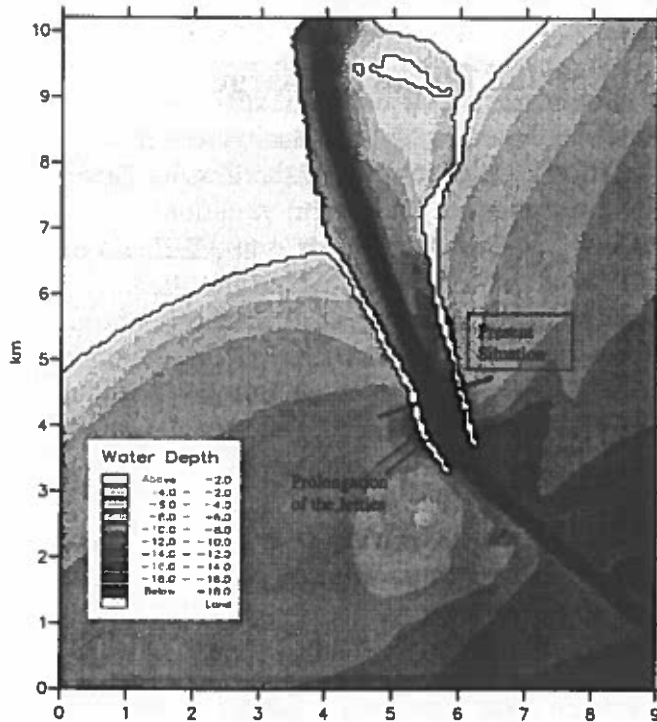


Fig 1b: Configuration of the river mouth of Rio Grande

The mouth of the Rio Grande forms a very complex hydrodynamic system where many different types of physical mechanisms are important. The fluvial and marine hydrodynamics interact with each other and are affected by meteorological phenomena such as wind, precipitation in the catchment of the river and tides.

Spatial variations in the sediment characteristics occur according to differences in the sedimentary environments. Close to the river mouth, the bed material consists of mud and fine sands. The shoals SW of the river mouth consist of fine sands. Further offshore the sediment grain size gradually decreases. The sediment brought into the system by the river consists of a mixture of fine fluvial sediments (clay, silt) and fine marine sands, deposited in the outer river channel during periods of northward flow. In case of flow stratification in the river channel, the sediment transported by the river contains mainly fines. In case the salt wedge is pushed beyond the river entrance a mixture of sand and fines are present.

Old sea charts from before the establishment of the jetties show that a well developed bar system in front of the river mouth was present. At that time the configuration of the river mouth was a result of the balance between the wave generated littoral transport and the sediment transported by the river. After the construction of the long jetties, approximately 90 years ago, the supply of littoral sediments to the entrance area was initially cut off. Present bathymetric data show that large amounts of sediments have accumulated SW of the Western jetty and NE of the eastern jetty. This accumulation indicates that the sediment bypass along the structure has partly been restored.

The flow conditions in front of the heads of the structures are very complex. During strong winds from NE a wind driven current is generated that passes the heads of the structures. This gives rise to flow velocities in the order of 1 m/s near the bed. The direction of this flow is across the navigation channel. In the fresh water layer the flow is directed towards SE. Depending on the wind conditions, the plume of the river water is bent towards S or towards E.

2 DOMINANT PHYSICAL MECHANISMS

2.1 Water level variations and fluvial discharge

The astronomical tide is small, in the order of a few decimeters. The water levels in the lagoon are depending on the wind conditions, the discharge of the Gwaiba River and other smaller streams connected to the lagoon and precipitation. Short-term variations on a time scale of hours to days are primarily due to wind. During periods with winds from ENE and E, the water levels in the SW part of the lagoon increase. During periods with winds from SW, the water levels reduce in the SW end of the lagoon and increase in the NE part. The discharge through the entrance channel is determined by the difference between the water levels in the lagoon and the sea. Previous investigations, Ref /1/, have shown that large variations in fluvial discharge occur. The mean discharge is in the order of 5,000 m³/s whereas the maximal values are in the order of 15,000 m³/s. Between the jetties the flow velocities can reach values of the order of 2 m/s during high discharge. Seaward of the jetties, the river flow is diverging and the flow velocities decrease rapidly. In case of strong winds from SE the water levels at sea exceed the levels in the southern part of the lagoon. Under these circumstances the flow direction is reversed and salt water enters the river channel and the lagoon.

The difference in density between river water and seawater causes stratification of the flow. Near the water surface, the flow is directed towards the river mouth, near the bottom the salt-water flow is stagnant or is directed into the lagoon. The location of the salt-water interface depends on the Froude number, that is determined by the river discharge, the river cross-section and salinity difference. The higher the discharge, the further the salt-water wedge is pushed towards the sea. During low river discharges (less than 5000 m³/s) the salt water is able to penetrate beyond the city of Rio Grande. If the river discharge exceeds a value of approximately 10,000 m³/s, the salt-water wedge is pushed beyond the heads of the structures. The effect of salt-water intrusion is observed to a distance of more than 80 kilometers from the river mouth.

Flow stratification is of major importance for the sediment transport by the river. In case of stratification, the flow near the bed is stagnant or reversed. The bed shear stress is very low under these conditions and virtually no sediment transport towards the sea occurs close to the bed. Simultaneously, the salt water provokes flocculation of fine suspended sediments transported in

the upper fresh water layer. The flocculation causes sediment accumulation under these circumstances. In cases of unstratified flow, e.g. high river discharges, sediment is eroded from the bed and transported towards the sea.

2.2 Flow conditions and sediment transport at sea

Due to the strong winds in the region with predominant directions parallel to the shore, the wind driven currents at sea play an important role in the nearshore hydrodynamics and the sediment transport. The presence of the jetties causes flow contraction around the structures. For high wind speeds this can result in flow velocities in the order of 0.5 to 1 m/s in front of the heads of the jetties.

The river water that enters the sea is affected by the action of the wind. The flow is bent by the wind. The blocking due to the structures causes the formation of large-scale vortices in the lee side of the jetties. This vortex is partly responsible for the sediment accumulation in the lee side of the structure and on adjacent beaches such as Praia de Cassino.

In front of the river mouth the sediment transport capacity is highly reduced due to the deceleration of the flow. This induces deposition of non-cohesive sediment on the shoal SW of the river mouth. The higher the flow velocities in the river mouth the further offshore the accumulation of sand. The low fall velocities of the fine suspended material cause deposition of fine fluvial sediments over a very large area stretching several kilometers from the river mouth.

The dominant wave directions are SE and E. In case of oblique wave attack the forces associated with wave breaking drive a current parallel to the shoreline. The combination of waves and this wave driven current is responsible for the bulk of the transport of beach sediments along the coast. The beach orientation is close to its equilibrium value. A relatively small net transport in the order of 200,000 m³/year occurs from SW to NE. The local wave conditions close to the jetties cause sediment accumulation near the jetties. The blocking of the littoral drift by the structures is presently causing local erosion along the beach NE of the river mouth.

In cases of northward flow in the river flow, a part of the littoral drift passes by the heads of the structures. Another part is transported into the river and accumulates between the river mouth and Ponta dos Pescadores. The latter is a sand spit that has been accreting during the last decade. During periods of high river discharge flow stratification is absent in the main part of the river channel. Under these circumstances the sand is transported back to the sea by the river flow. As practically no sand is transported from the lagoon to the sea, the littoral drift is the main supplier of sand to the river mouth.

3 MATHEMATICAL MODELING STUDY

The mathematical modeling work was subdivided in two main areas:

- Flow conditions, sediment transport and morphodynamics in the river channel
- Hydrodynamics and sediment transport at sea.

The modeling activities comprised the present configuration and a number of alternative layouts of the river entrance. These alternatives consist of an increased depth in the channel through dredging and a prolongation of the existing jetties. In this section some aspects of the modeling study will be described. All modeling was performed with DHI's modeling systems MIKE 11, MIKE 21 and LITPACK. These modeling systems are well recognized and have been applied in numerous studies. Specific information about these models can be found elsewhere /2/, /3/, and /4/

3.1 Flow conditions, sediment transport and morphodynamics in the river channel

A two-dimensional model for hydrodynamics and cohesive sediment transport (MIKE 21) was set up for the estuary. This model was calibrated against measurements of water level, velocity and suspended sediment concentrations in the channel. The measurements were obtained during a field campaign in May/June 1998.

3.1.1 Modeling of water levels in Lagoa dos Patos

In order to provide proper upstream boundary conditions for the 2D river model, a one-dimensional hydraulic model (MIKE 11) was set up for the entire Lagoa dos Patos stretching from Rio Guaíba in the North to Rio Grande in the South. Model calibration was performed on the basis of measured water levels. From statistical water level data a time-duration curve of discharge was determined, which was applied for the assessment of net sedimentation in the two-dimensional model area.

3.1.2 Modeling of hydrodynamics and sediment transport in the estuary

The calibrated model was used to simulate the sedimentation pattern with various constant up- and downstream discharges. For each of these discharges a corresponding net sedimentation in the navigation channel was calculated. The discharge duration curve derived from the MIKE 11 simulations was used to determine the annual sedimentation in the navigation channel. The model results show a net sedimentation of 1.6 million m³/year for the present situation. For the analysed alternatives the annual sedimentation was slightly higher. The model predicted an annual export of sediment to the sea of approximately 4.5 million metric tons. This is in good agreement with field measurements presented in /1/.

3.1.3 Flow stratification

The stratification of fresh- and salt water in the estuary region was modeled with a one-dimensional two-layer model, MIKE 12. The model was calibrated to a satisfactory degree with respect to velocity and water levels. The two-layer model was able to reproduce the dynamic movement of the salt wedge as observed in the estuary. For low upstream discharges (e.g. around 2000 m³/s) the salt wedge penetrates into the entire estuary. For medium discharges (around 5000 m³/s) the tip of the salt wedge is positioned approximately 13 km upstream the Rio Grande estuary. For upstream discharges exceeding 10,000 m³/s the salt wedge is practically pressed out of the estuary. The tested alternatives showed only little change in position of the salt wedge

compared to the existing situation although the velocity at the jetties was increased. The combination of deepening the navigation channel and narrowing the jetties was designed such that the Froude number in the channel did not change significantly. If only a deepening of the channel is performed without narrowing the entrance, a significant increase in salt-water intrusion was observed. Fig 2 shows simulations for the present situation and for the case where the river channel was deepened to 18m without changing the width of the channel at the river mouth. The shown simulation corresponds to a constant river discharge of 6000 m³/s. The white arrow in Fig. 2 represents the edge of the salt wedge. It is seen that the salt wedge penetrates approximately 1 km further into the river channel.

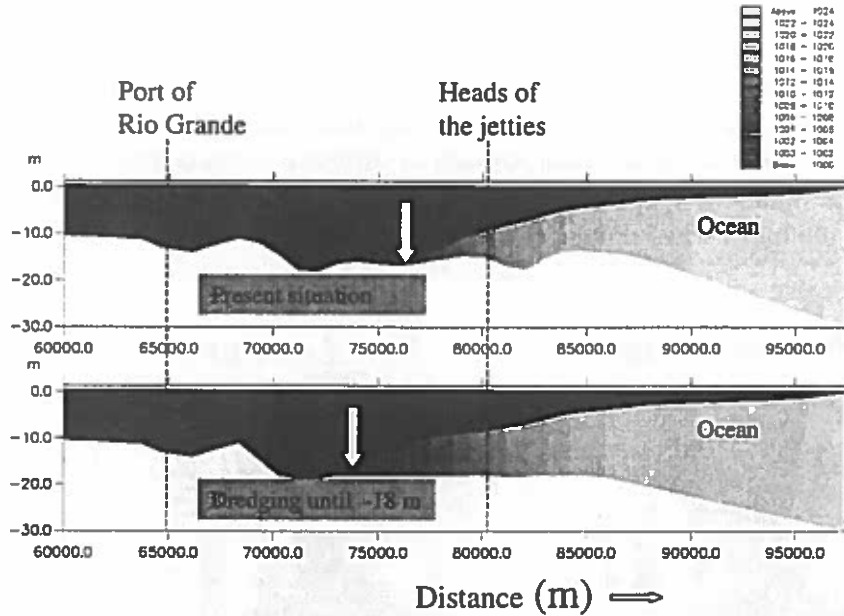


Fig 2: Comparison of salt-water intrusion for the present situation and for the case of channel deepening without extension of the jetties at the river mouth.

3.2 Hydrodynamics and sediment transport at sea,

The flow conditions in and around the river mouth are very complex and are determined by different mechanisms acting on different length – and time scales. An analysis was made to distinguish the most important physical mechanisms that determine the annual accumulation of sediment in the access channel. Each mechanism was modeled separately. The simulations were performed under the assumption of steady conditions; e.g. the river discharge and the wind conditions were taken constant in time for each simulation. The river flow in the present simulations was included as a constant source term at the upstream model boundary. Tidal currents are weak in this area and were not included in the simulations.

The transport conditions in the offshore zone are determined by the combined action of winds, waves and river flow. Flow stratification is of major importance for the sedimentation pattern. The area of main deposition varies with the wind conditions and the river discharge.

A 2D mathematical modeling system (MIKE 21) was applied to study different aspects of the sedimentation processes. The following mechanisms have been addressed:

- 1 – Sediment transport due to waves and wind driven currents
- 2 – Sediment deposition from the river plume
- 3 – Deposition of fine material

3.2.1 Wave modeling

Wave fields were simulated with an advanced 2D numerical model (MIKE 21 Parabolic Mild Slope). This model can take effects as refraction, diffraction, shoaling, bottom friction and breaking into account. The model is based on the parabolic approximation of the mild slope equations and includes the above mentioned wave transformation phenomena. Irregular wave fields are simulated by means of linear superposition of different wave components according to a pre-defined directional and frequency spreading. Fig 3 shows an example of an irregular wave field for the present situation. The offshore significant wave height was taken as 1.9 m, the peak period was 7 s and the mean wave direction was 120 degrees N.

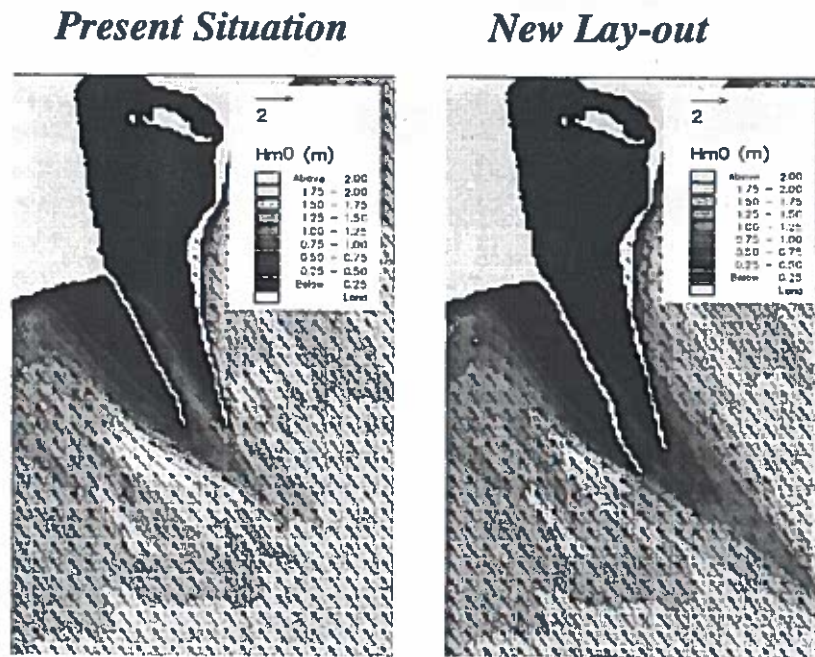


Fig 3: Simulated irregular wave field for the present situation (Hs = 1.9, Tp=7s, MWD=120 deg)

The simulations show that convergence of wave energy occurs on the shoal SW of the river mouth. The wave refraction, due to the presence of the shoal, increases the sheltering effect of the structures on the SW beach.

The extension of the jetties does not have a considerable effect on the nearshore wave conditions. The orientation of the jetties is almost parallel to the dominant wave directions. The increased sheltering effect of the structures is noticeable immediately SW of the western jetty. The deepening and the prolongation of the channel give rise to local reductions in wave height in the

vicinity of the access channel for all dominant wave directions. This reduction is noticeable in the river mouth and will improve the navigability of the river mouth.

3.2.2 Pure Wind Driven Current

In the case of flow stratification, the fresh river water floats on the heavier seawater. In the vicinity of the jetties the sediment transport conditions near the bottom are thus determined by the nearshore and wind-driven currents and to a much lesser degree to the flow at the water surface. Field measurements carried out with an Acoustic Doppler Current Profiler (ADCP) have shown that the flow direction near the water surface usually is S to SE. However, near the bottom the flow is directed from E to W due to the wind driven current that passes the jetties.

Wind driven currents were simulated in order to calculate the sediment transport and backfilling of the access channel due to the combination of waves and wind driven currents. The results show that the presence of the jetties has a considerable effect on the nearshore flow field. Due to the blocking by the jetties, high flow velocities are observed in front of the jetties. The wind driven currents can reach values of approximately 1 m/s in front of the jetties. Fig 4 shows simulated wind driven flow fields for the present situation and for a situation where the jetties at the river mouth were prolonged with 900 m at the eastern side and 500 m at the western side. The wind speed in the simulation was taken as 20 m/s; the wind direction was 45 degrees N.

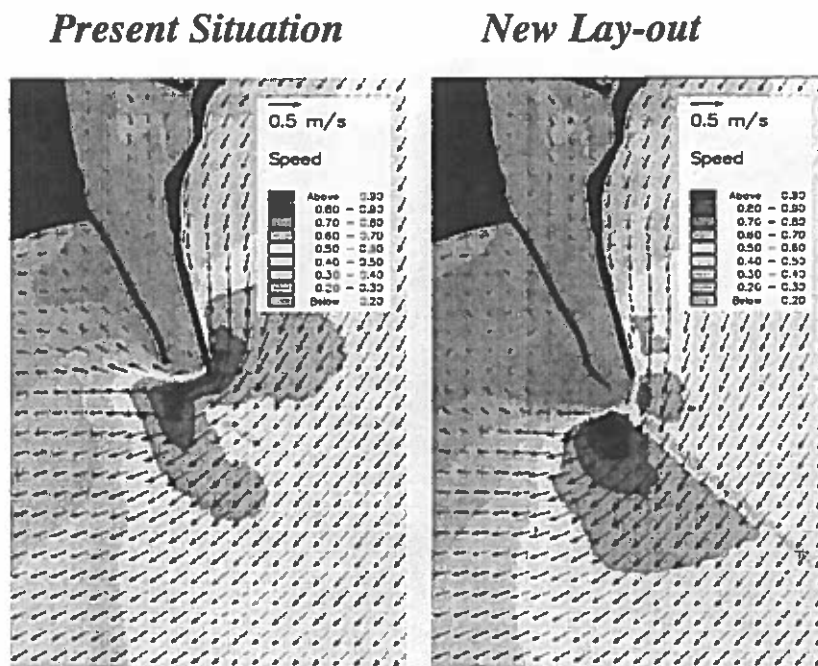


Fig 4: Simulated wind driven flow for the present situation and after prolonging the jetties.

The simulations showed that immediately after extension of the jetties the wind driven current speeds decrease due to the greater water depth at the location of contraction. However, sediment accumulations along the extensions will occur. The long-term effect will be an increase in the wind driven flow velocities. The extension of the jetties gives rise to a decrease in potential sediment transport along the updrift jetty. This must be interpreted as a temporary phenomenon. Sediment accumulations will be induced along the extensions of the jetties. Less sediment is transported into the channel for the situation after extension of the jetties than for the present situation. In the long run, the sediment bypass around the structure will be re-established.

Further, it can be seen that the maximum transport rates occur on the shoal SW of the river mouth. In case of winds from E or NE this leads to a westward migration of the shoal. It is expected that sediment will be transported from the shoal into the access channel in case of winds from SW. In cases of strong SW winds and northward currents in the river channel, marine sediments are transported from the nearshore zone into the river channel. A part of the sediment is transported along the heads of the structures. Another part enters the river channel on the eastern side of the channel.

3.2.3 Flow Conditions of the Fresh Water Plume

When the river water enters the ocean, the river water floats on the heavier salt water. The ambient current primarily driven by the wind affects the hydrodynamic conditions of the fresh water plume. The plume is driven towards SW in case of winds from NE and vice versa. In order to study the effect of wind driven currents on the shape and direction of the fresh water plume in front of the river mouth, a number of simulations were performed for a range of wind speeds and river discharges. The simulations show that the outgoing river flow is forced slightly further offshore for the analysed alternatives. In case of strong winds from NE this results in sediment accumulations further away of the channel. Figure .. shows simulated flow fields for the present situation and after prolonging the jetties with 900 and 500 m at the eastern and western side respectively. The river discharge was taken as 5000 m³/s. The wind speed was 10 m/s and the wind direction was 45 degrees.

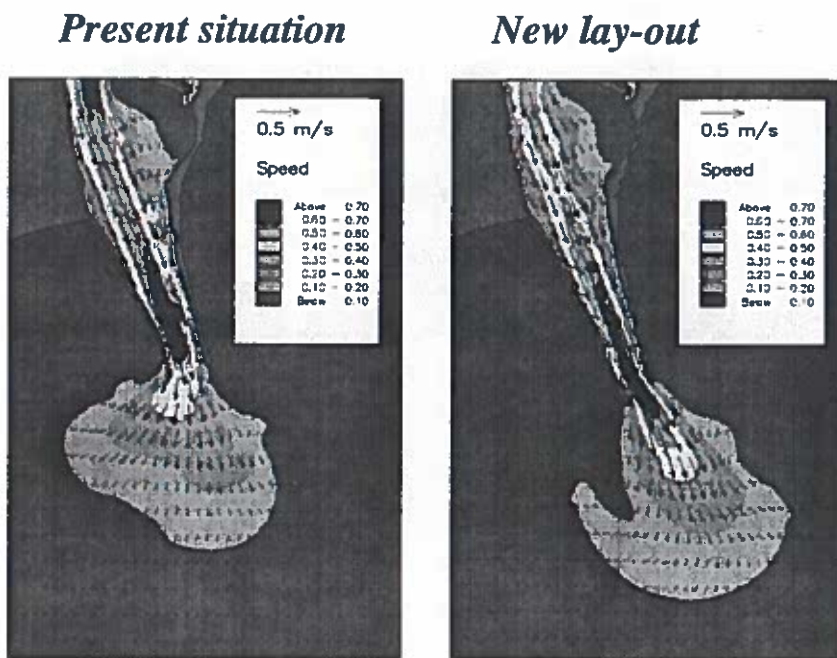


Fig 5: Simulated flow fields due to river flow and wind driven currents.

A part of the cohesive sediment will flocculate due to the increased salinity. The coarser particles can not be kept in suspension due to the reduced flow velocities. This results in sediment deposition on the bar in front of the river mouth. In order to study the trajectories of sand particles seaward of the jetties, a few simulations were performed with DHI's particle tracking model MIKE 21 PA. This model is able to track the individual trajectories of a discrete number of particles. Each particle is represented by a diameter and by a fall velocity. In the simulations the particles were released between 0 and 8 meters below the water surface. This corresponds more or

less to the situation during high river discharge where the salinity interface is located around 8 meters below the water surface.

The simulations show that the bulk of the suspended non-cohesive sediment is deposited within a distance of approximately 2-km from the river mouth. The simulations show further that the analysed layouts give rise to a slight increase of sand deposition into the channel. This is due to the difference in orientation of the channel in the river mouth. For the present situation, the fresh water plumes initially move away from the navigation channel. In the new layouts, the fresh water plume is directed straight into the navigation channel. This change in direction is regarded positive with regard to improvement of the navigability.

3.2.4 Transport of Sediment into the River

In cases of strong winds from Southern directions, the water levels at sea are higher than in the southern part of the Lagoon, which causes Northward flow through the river channel. At the same time a wind driven current is present at sea. The current is directed along the shore towards NE. The combination of waves, wind driven current and northward flow into the river channel causes transport of sediment from the littoral zone into the river channel. A part of this material consists of fine sand. It is very difficult to estimate the exact amount of sediment transported into the river. However, based on the river modeling, this amount was estimated as in the order of $1.8 \cdot 10^6$ m³/year. A simulation of the flow field for Northward river flow and wind from SW is shown in Fig 6. Here the river discharge was $-5,000$ m³/s. The wind speed was 10 m/s and the wind direction 135 degrees N.

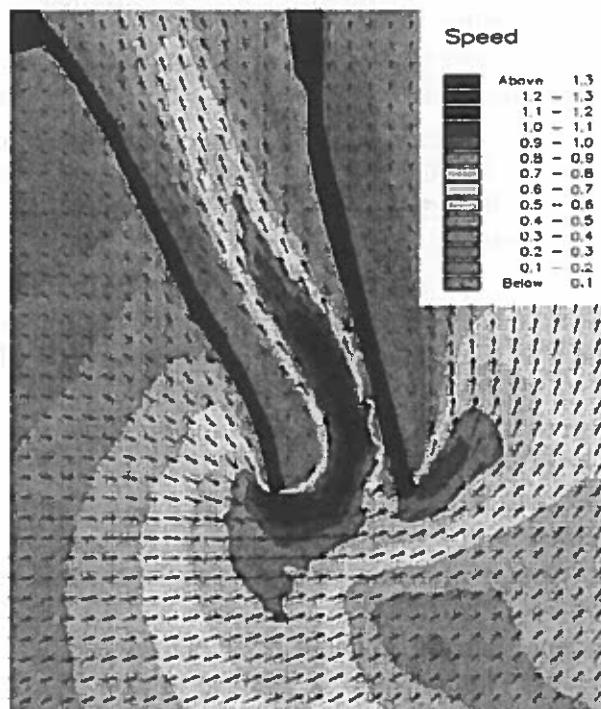


Fig 6 : Simulated flow field in case of Northward flow in the river channel and SW wind.

3.2.5 Accumulation of Fines in the Distant Part of the Delta

A large part of the river sediment consists of fine sediments with a fall velocity in the order of 0.2 mm/s. Due to these small fall velocities the sediment is spread over a very large area. This causes an accumulation of fine sediments over the entire coastal area stretching from the river mouth to several kilometers in all directions. The amounts of accumulated sediment were calculated on the basis of measured mean sediment concentrations, results of the 2D hydrodynamic simulations and measured fall velocities.

4 CONCLUSIONS

In order to study the possibilities to improve the sediment accumulation conditions for the mouth of Rio Grande a number of alternative layouts were tested through mathematical modeling of waves, currents and sediment transport. The examined layouts were defined by the width of the navigation channel, the distance between the heads of the structures and the extended lengths of both jetties. After extension of the jetties and deepening the channel, the sediment accumulation in the river channel remains more or less the same. Seaward of the river mouth, an increase in annual dredging volumes will occur. In case only dredging is performed an increase in the order of 60 percent will occur compared to the present situation. If the channel deepening and prolongation are combined with an extension of the jetties, the increase is in the order of 15 to 30 percent.

Extensions of the jetties forces the river flow slightly further offshore. In case of strong winds from NE this results in sediment accumulations further away of the channel. The extended jetties cover a part of the existing bar SW of the jetties. This reduces the sediment transport from the bar to the channel at least for some years. The extension of the jetties will initially lead to a reduction in the transport of littoral sediments into the river channel in cases of northward flow.

The prolongation of the jetties will lead to an increase in flow contraction of wind driven currents around the heads of the structures. In the long run this leads to higher flow velocities across the channel and an increase in sediment accumulation.

The extension of the jetties will increase the radius of the large-scale vortex that develops S of the jetties in cases of NE wind. This may have a negative effect on the accumulation of fine material in the lee side of the structure and may reduce the quality of the beaches SW of the river mouth.

The new channel layouts give rise to different orientation of the outgoing river flow in the mouth. For the present situation, the orientation of the access channel is slightly different from the direction of the river flow. In the analysed layouts, the flow is directed more or less straight into the channel. This is a positive effect with regard to navigation. However, in case of weak winds from NE, this gives rise to an increased sedimentation of sand in the channel.

The transport of sand from the shoal into the channel is of the same order of magnitude as the gross littoral transport due to waves. The transport is reduced in case of extension of the jetties, because the new structures will cover a part of the existing shoal.

The accumulation of sand from the river into the channel is more or less unchanged. Initially, the amount of sand transported into the river will be slightly less due to the sediment accumulations along the updrift jetty. This may also affect the amount of sediment transported back to the sea by the river. However, after some time the sediment transport conditions will be similar to the present situation. The analysed layouts predict a lower sediment accumulation in the river channel due to

the increased flow velocities in the river entrance. The narrowing of the channel will cause higher flow velocities and sediment accumulations further offshore than for the present situation with a wider opening.

The accumulation of fines is not affected by the flow conditions in the area of the river entrance. The low fall velocities of the fine suspended sediments will cause accumulation over a large area. The total sediment accumulation in the channel is mainly depending on the total length of the access channel.

The effect of the extension of the jetties is limited to the area close to the river mouth. Further offshore the sediment transport mechanisms are dominated by ocean currents and are not significantly affected by the coastal structures.

ACKNOWLEDGMENT

The authors would like to express their gratitude to the following institutes that have been very collaborative in providing field data: FURG (Laboratorio de Oceanografia e Geologia), UFRG (Instituto de Pesquisas Hidráulicas), DEPRC, ANEEL and CPRM (8º Distrito de Meteorologia; 5º Distrito Naval; Ministerio dos Transportes).

5 REFERENCES

- /1/ Hartmann, Carlos. 1996. Dinâmica, Distribuição e composição do material em suspensão na região Sul da Laguna dos Patos, RS. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Curso de pós Graduação em Geociências. Tese de Doutorado
- /2/ Instituto de Pesquisas Hidroviárias (INPH) 1997 - Estudo indicativo das Obras Necessárias na Barra do Rio Grande (RS) para a melhoria das condições de navegabilidade e o aprofundamento do canal de acesso ao porto. Divisão de Engenharia Hidráulica. Código: Rio Grande -110/01
- /3/ Danish Hydraulic Institute 1998 - Port of Rio Grande-RS - Optimisation of Harbor Entrance Channel and Minimization of Maintenance Costs. DHI report 98-50119.
- /4/ Instituto de Pesquisas Hidroviárias (INPH) 1998 - Estudos Hidráulico-Sedimentológicos em Modelagem Matemática para Melhoria das Condições de Navegabilidade e Aprofundamento do Canal de Acesso do Porto de Rio Grande - RS.



Nyt fra Esbjerg Havn

ved

Erik Brenneche (SHAE)



Indlæg til møde i Dansk Vandbygningsteknisk Selskab med titlen:

Vandbyggerens hverdag.

Under mødets titel har jeg valgt et emne, som er en stor del af *min* hverdag, nemlig: Vedligeholdelse af vanddybder.

Esbjerg Havn er en tidevandshavn (OH1) med tidevandsamplitude varierende mellem 1,2 m ved niptid og 1,8 m ved springtid.

Vandet i vort område er ret grumset. De store europæiske floder har i årtusinder tilført Den engelske Kanal og Nordsøen læssevis af finkornet materiale, i vort område kaldet slik eller i daglig tale plut, hvoraf en del, af Jyllandsstrømmen føres op langs den jyske vestkyst, mens det langsomt dropper til ro i stille områder, bl.a. i Vadehavet. Havnebassiner anlagt i Vadehavet virker som slikgårde (OH2) med mindre man beskytter indsejlingsåbninger med sluser, hvilket man ikke med fordel kan gøre med så lille en tidevandsamplitude som i Esbjerg. Det betyder fast arbejde med at fjerne den bundfældede sedimentmængde for at kunne opretholde den udmeldte vanddybde.

Jyllands Vestkyst er samtidig en kyst præget af en ret kraftig littoraldrift. Det betyder, at betydelige sandmængder passerer både frem og tilbage langs kysten ud for Skallingen-Fanø (OH1), med en netto sydgående drift. Disse sandmængder skal passere tværs over sejlløbet ind til Esbjerg, men det lader sig ikke gøre, fordi Esbjerg Havn ligesom alle andre havne ikke kan få store skibe nok ind til havnen og derfor har uddybet det naturlige sejlløb til en dybde, som sandet stort set ikke kan passere med støt og konstant opgrunding til følge. Dette betyder også fast arbejde med at hjælpe det opfangede sand videre på sin færd.

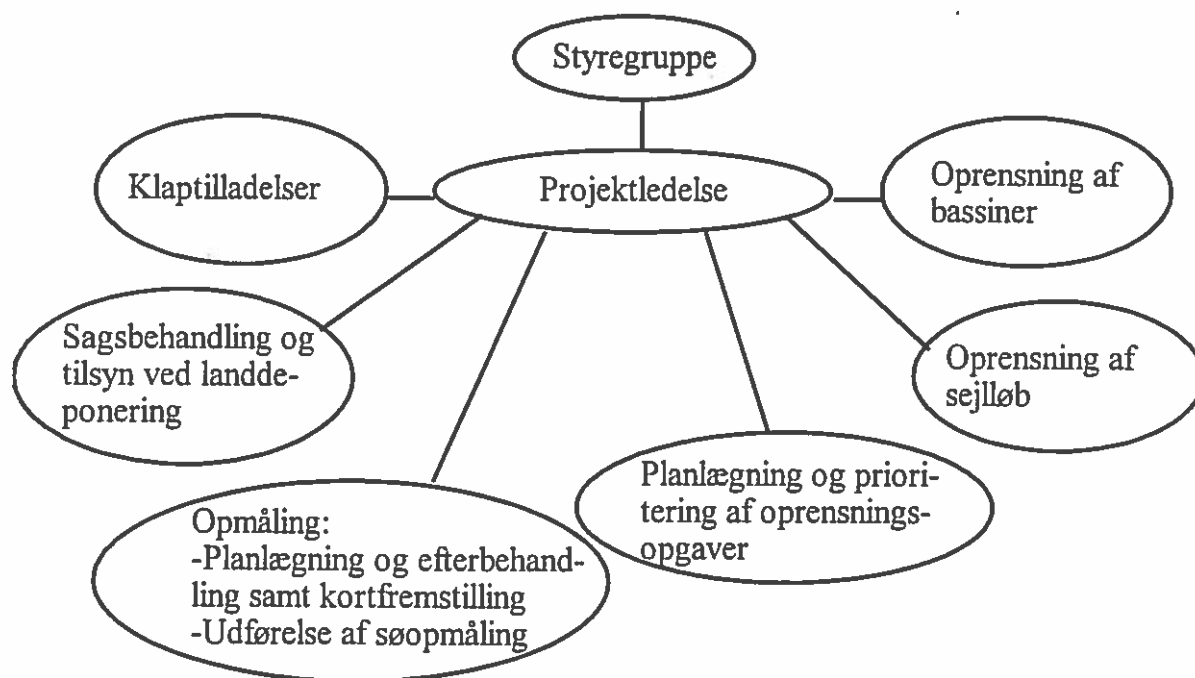
Der oprenses årligt i gennemsnit op mod 400.000 m³ finkornet sediment i havnebassinerne og op mod 1.5 mio. m³ sand i sejlløbet med ret store udsving fra år til år. Bassinerne oprenses med et statsfartøj, mens sejlløbet oprenses af en entreprenør på kontrakt.

Opgaven med vedligeholdelse af vanddybder har mange aspekter. Der skal søges klaptilladelser, der skal udtages sedimentprøver til laboratorieundersøgelser, der skal opmåles og fremstilles kort, dels til havneopsynet og lodserne, dels til oprensingsfartøjerne, der skal udstikkes opgaver til fartøjerne og udføres mængdekontrol, der skal kommunikeres med lodserne og i specialtilfælde med mæglere og kunder med særlige behov, og der skal holdes viden ajour.

I de senere år har der været et stigende antal anløb af skibe og specialfartøjer, hvor sikkerhedsmarginen for "underkeal clearance" er blevet mindre og mindre, hvilket har øget kravene til vores oprensingspraksis og interne kommunikation. Vi har tidligere som følge af interne kommunikationsbrist haft flere uheldige tilfælde med bundberøringer eller med skibe, som ikke har kunnet komme helt til kaj, fordi de skubbede en sedimentpude op imellem skib og kaj under anløbsmanøveren.



Dette har ført til dannelse af en slags stående projektorganisation til varetagelse af vanddybvedligeholdelse. Projektgruppen ser sådan ud (OH3):



Styregruppen fastlægger de overordnede mål og strategien til målopfyldelse samt fastsætter tidsfrister. De enkelte gruppedeltagere sørger for udførelsen. Der holdes projektgruppemøde en gang hver måned, hvor foregående måneds aktiviteter evalueres og næste måneds tiltag planlægges.

Små hverdagsproblemer i forbindelse med vedligeholdelse af vanddybderne kan være:

- ♪ Førnævnte situation med et skib som ikke kan komme helt til kaj. På OH4 ses hvorfor. Imødegås ved tilstrækkelig hyppig opmåling og efterfølgende oprensning og i øvrigt en passende oprensningsstrategi.
- ♪ En anden type bundberøring er kendt fra alle tidevandshavne. Skibet ankommer ved en vandstand og/eller med en dybgang, som ikke giver problemer, men ved et efterfølgende lavvande og/eller efter nedlastning kommer skibet til at stå på bunden i reglen helt inde ved kajen, så det får slagside. Jf. OH5. Situationen er komplet ufarlig, men det kan godt være svært at overbevise kaptajnen om det. Mægleren kan også blive knotten, hvis skibet ikke kan komme af sted til tiden, fordi det hænger fast i bunden. I et enkelt tilfælde for nogen år siden modtog vi en claim fra et skib efter en sådan situation. Denne claim ville uimodsagt have til følge, at skader fra en senere grundstødning med skibet ville blive



henført til os. Vi måtte arrangere et bundsurvey i ankomsthavnen for at sikre os skibsbundens tilstand. En uønsket udgift på ca. 70.000 kr. For samme beløb kunne vi have fjernet 6.000-7.000 m³ plut, hvilket havde været mere konstruktivt. Så det var en sag, som sved.

- ♪ En mere speciel type bundberøringsmulighed, som vi ikke har oplevet, men som lodsens var meget nervøs for skulle opstå, ses på OH6, en borerig med optrukne ben, som skal passere ind gennem en indsejlingsåbning, hvori befinder sig en sandpulle, som riggens ene spudcan muligvis lige kan komme til at strejfe. Man forstår lodsens betænkelighed. Vi sugede og sugede over pullen, indtil ½ time før riggen passerede. Ankomsten forløb glat, men ikke uden knubbede ord i æteren.
- ♪ "Hovsa"-puller er et sjældent problem, men jeg har alligevel oplevet det på det seneste. Ved en kaj i Sønderhavn (OH7) skete en (udramatisk) grundstødning lige før jul 98 i forbindelse med skibets afgang fra kajen. Pejling viste en lille lokal pulle tæt foran for tværs af skibet som det lå ved kajen. Pullen blev gravet bort straks. Mellem jul og nytår, mens alle holdt ferie, skete yderligere to grundstødninger af samme art.

Medio december var påbegyndt et indpumpningsarbejde af sand til en havneudvidelse. Indpumpningsfartøjet, som vi ikke havde set i Esbjerg før, havde indpumpningsplads på den pågældende kajs sydlige del. Pullen opstod nøjagtig ud for manifolden. Det var naturligvis nærliggende at antage, at skibet lækkede et eller andet sted under indpumpningen. Dette blev kontrolleret særdeles grundigt, uden at der konstateredes nogen lækager. Mistanken fortsatte dog. Måske kunne vi blot af en eller anden grund ikke finde lækagen.

Dog såede ét forhold tvivl i mit sind. En tilkaldt dykker, som bl.a. skulle kontrollere gummislangen i landforbindelsen for lækager under vandet berettede, at han befandt sig i en veritabel "sandstorm", som kom ind ude fra havnemundingen. Vandtiden var ebbe og ved ebbe løber der en ret stærk strøm indad langs den pågældende kaj som en del af en stor ide, som drives af den forbipasserende vandmasse uden for havnen. Denne strøm skulle måske kunne bringe en sandmængde ind i havnen til dannelse af den pågældende pulle. Men pullen lå næsten lige midt i strømmen. Jeg vidste ikke, hvad jeg skulle tro, så jeg lod tiden råde.

I mellemtiden gravede vi pulle væk på livet løs - hele foråret, for den kom igen og igen. Efterhånden viste det sig, at den også opstod, når der ikke ilandpumpedes, hvilket til sidst i mit sind frikendte oprensningsemprenøren 100%. Jeg har vist aldrig fået givet ham en undskyldning for mine grove beskyldninger. Det som leverede råstoffet til pulledannelsen var det indpumpede sand, som vi i starten blot pumpede ind på stranden uden beskyttelse mod erosion. Metoden havde været prøvet samme sted før - med godt resultat. Men denne gang var vi for tæt på en stejl skråning, hvis ligevægt vi forstyrrede. Strømmen er rigelig kraftig til at kunne transportere det indpumpede, fine sand langt bort. Og straffen for vor ligevægtsforstyrrelse faldt prompte. Desværre var det mit eget projekt, så jeg måtte selv døje med efterarbejdet. Jeg ville ellers gerne have haft én at skælde ud på.

- ♪ En sidste type hverdagsproblem, som jeg har valgt at medtage her, er en svær sag at



tackle. (OH8). Man bringer skibe ind i havnen med en dybgang, som faktisk er for stor til den givne officielle vanddybde. Man bruger højvandet til ankomstsituationen, men oplever under manøvrer, at skibet sidder fast på grunden. Ved efterfølgende pejling, eller ved studie af evt. frisk pejlekort findes, at der hele tiden har været vand under kølen. Lodsens og slæbebådsføreren oplever alligevel situationen som en grundstødning. En forklaring kan være, at der under manøvreringen opstår en kraftig turbulens under skibet, som ophvirvler det underliggende sediment, hvorved vandmassen under skibet får en væsentlig anden massefylde end det omgivende vand. Dette hindrer, at det vand, som skal flyttes under videre manøvrer, kan passere under skibet. Skibet bliver meget trægt at have med at gøre. Slæbelinerne hales tynde som sytråde. Skibets egen maskine får en ekstra spand kul, og det hele skaber endnu værre turbulens. Fænomenet er kendt fra mange andre tidevandshavne, og til september skal jeg deltage i en arbejdsgruppe i Rotterdam med dette problem som emne.

Man er ofte ude for at være usikker på, om man bærer sig rigtigt ad, når man har med sager at gøre, som man ikke har lært som eksakt videnskab, da man var på skolebænken. Hvordan bærer man sig ad andre steder, er vi fornuftige nok med vore valgte fremgangsmåder eller bærer vi os ad som rene amatører??

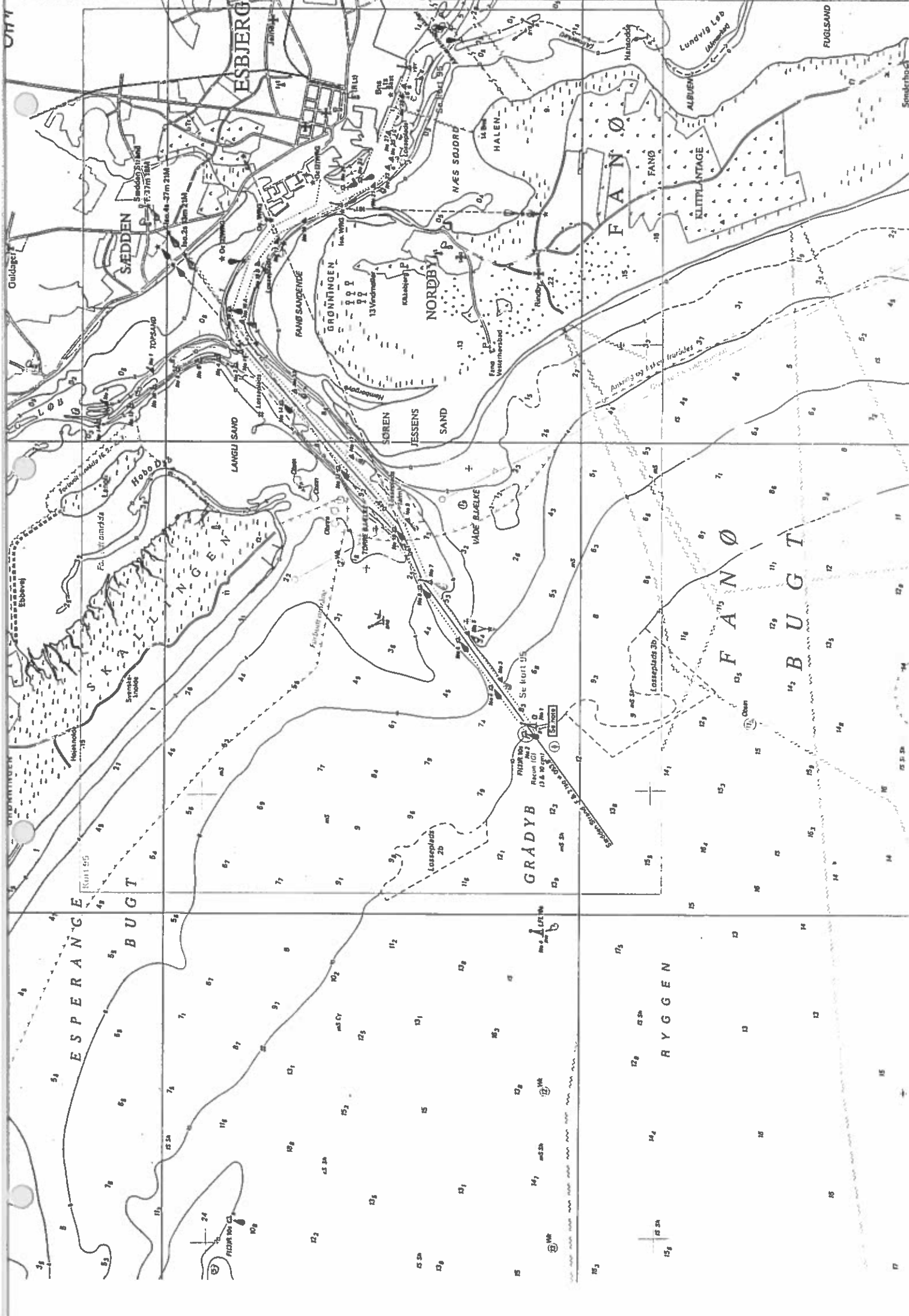
For at få svar på nogen af de spørgsmål, har jeg i de seneste år deltaget i en årlig Workshop on Dredging and Surveying, arrangeret af Nordsødirektoratet i Rijswijk i Holland i samarbejde med skiftende nordeuropæiske værtshavne. Der har bl.a. været behandlet emner som nye surveyteknikker, nye miljømæssige tiltag på oprensingsområdet eller landdeponeringsområdet m.v., kontrakter, indekstal for oprensingsudgifter, som skulle kunne gøre sammenligninger fra havn til havn lettere, nautical depth og som en udløber heraf ovennævnte arbejdsgruppe om manøvreproblemer med kun lidt vand under kølen og med blødt sediment på bunden. Emnerne er mange og mine erfaringer med deltagelse i disse workshops er gode. Ind imellem foredrag og arbejdsgruppesammenkomster er der tid til at høre om fremgangsmåder og procedurer i andre havne til gensidig inspiration.

Et afkast af workshopsamarbejdet er, at jeg har indviliget i at forsøge at danne et dansk centralkontor for uddybning og oprensning, hvor man som bygherre kan indhente oplysning om igangværende og kommende kontrakter, priser, ledigt materiel og andre ting. Foreløbig har jeg ladet emnet ligge i afventen på en ny havneejer, men hvis jeg fra en ny chef for grønt lys for denne ide, som allerede er igangsat i Holland og Tyskland, vil jeg gøre forsøget, som jo er afhængig af, om havnene vil være med.

Hermed slut på mit indlæg om hverdagproblemer for en "vandybdevedligeholder".

Erik Brenneche
19/8-99



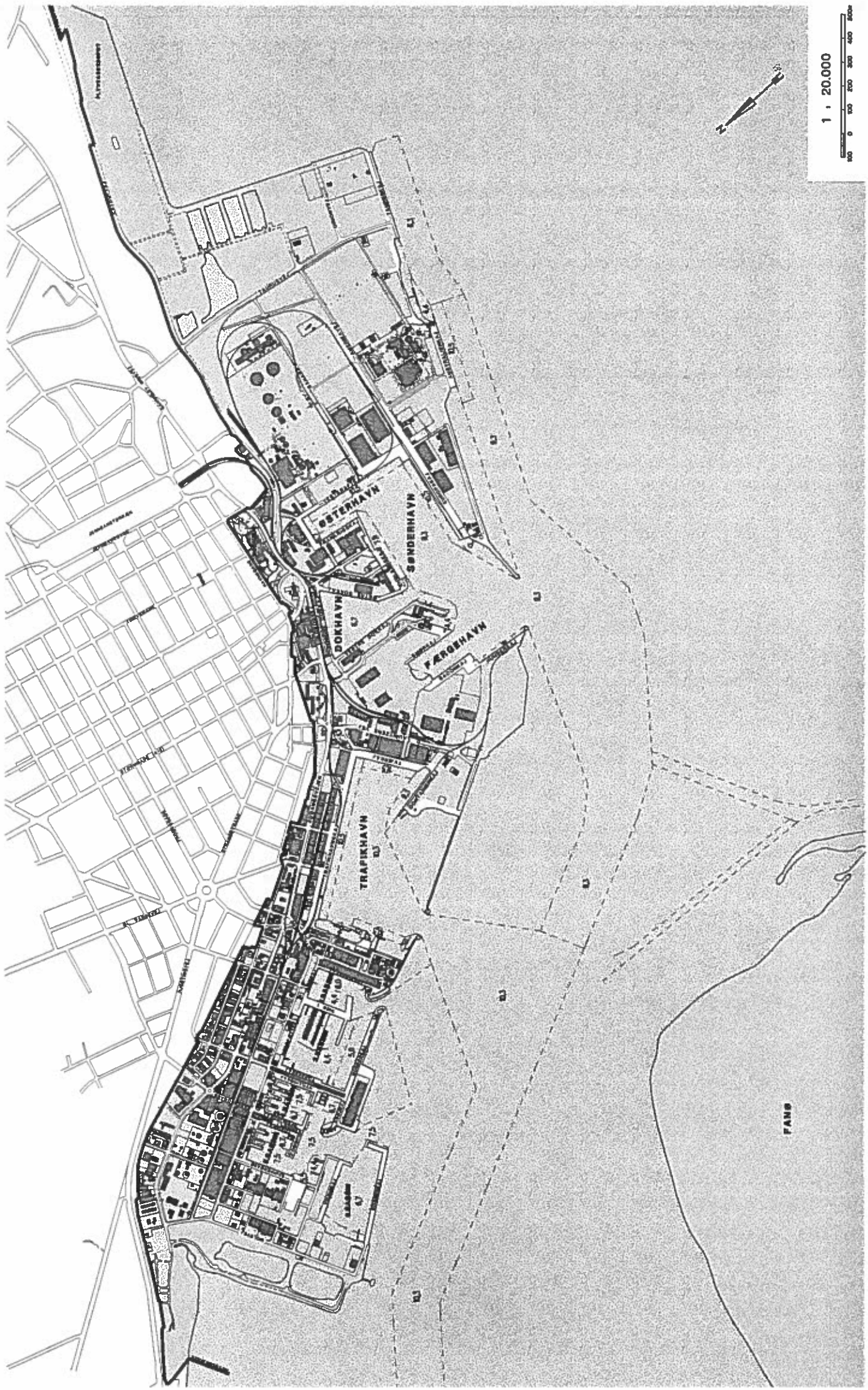




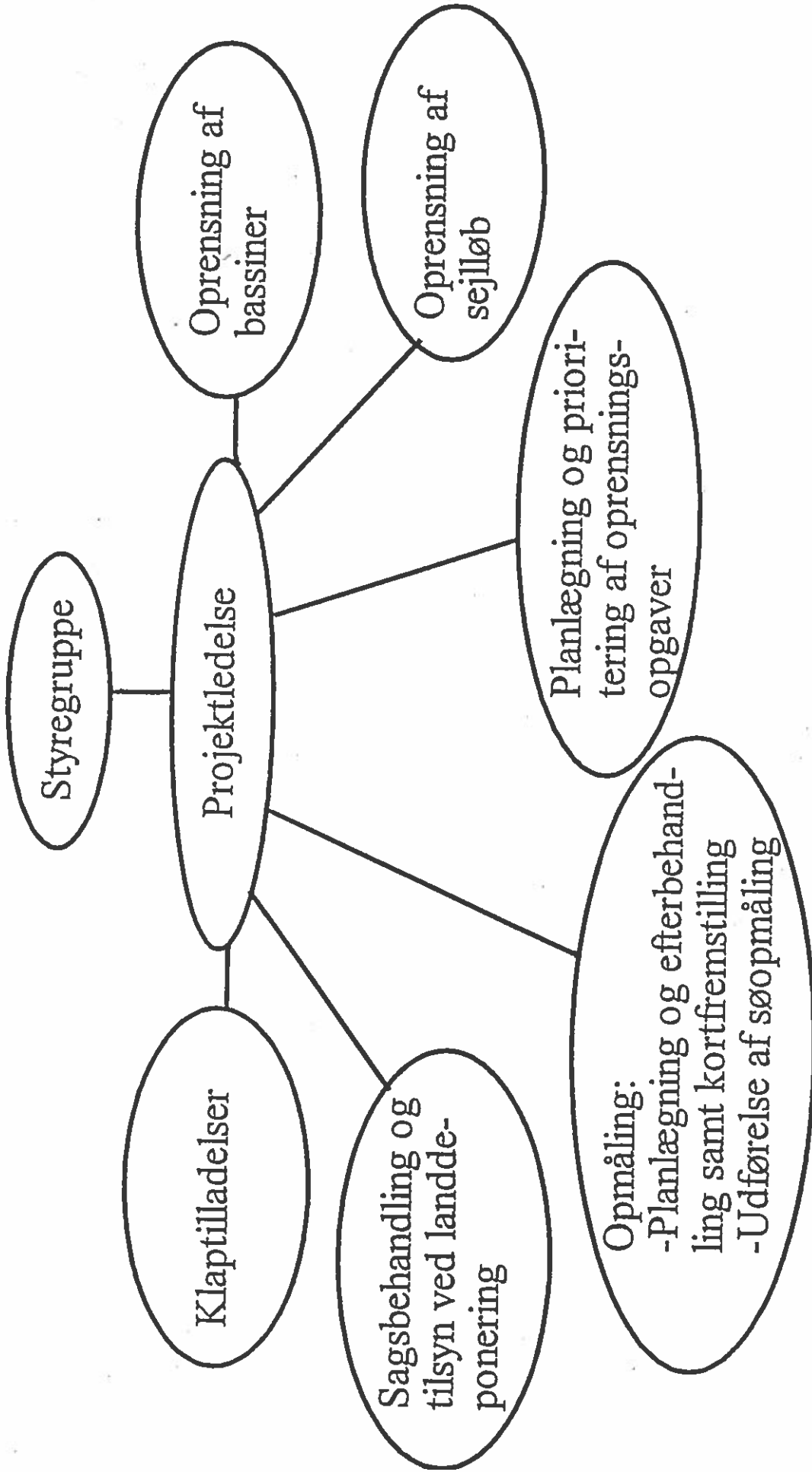
ESBJERG HAVN

AUGUST 1998

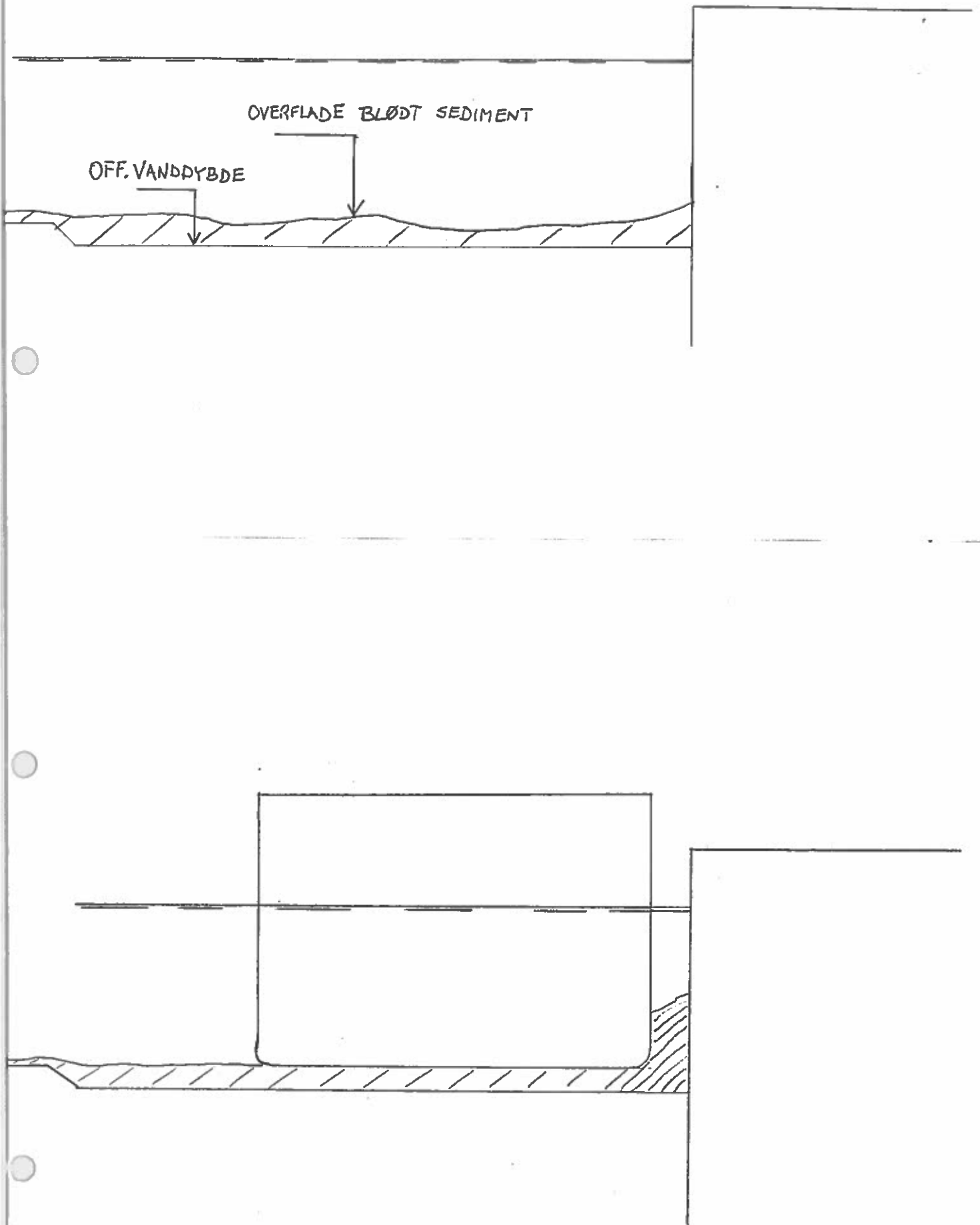
OH2





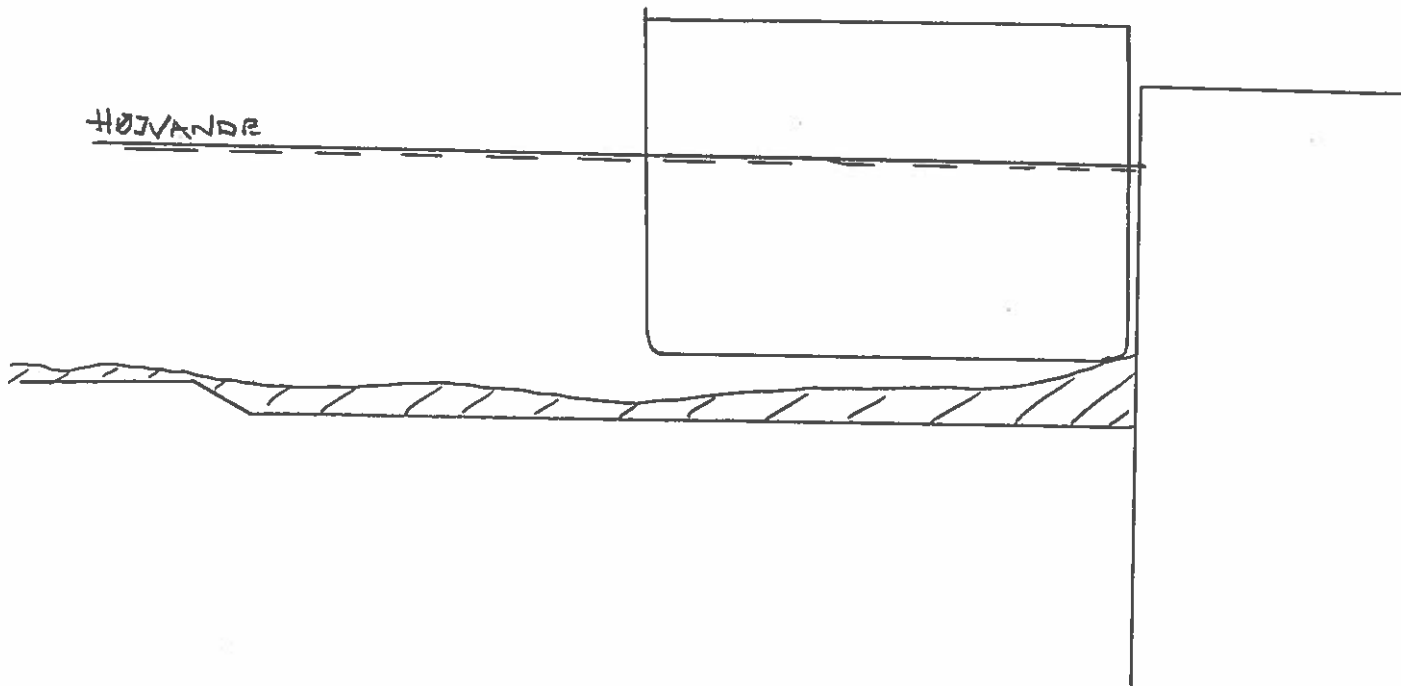




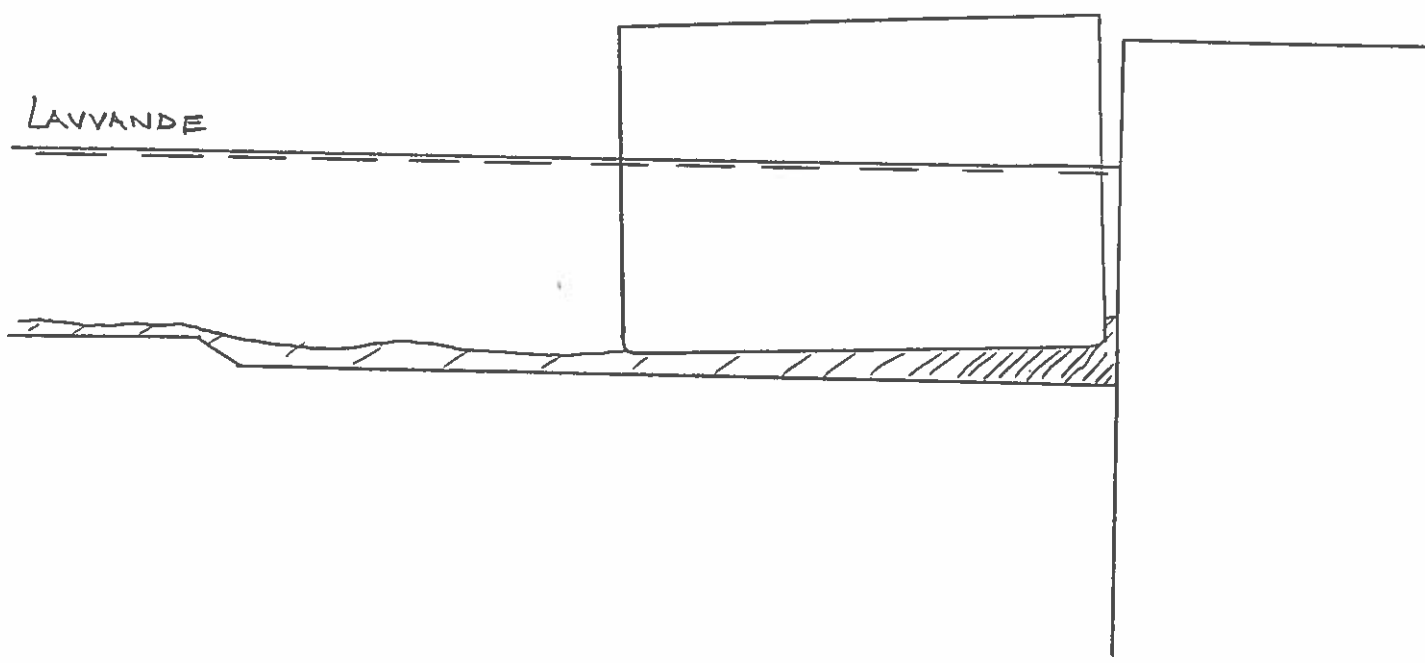




HØJVANDE

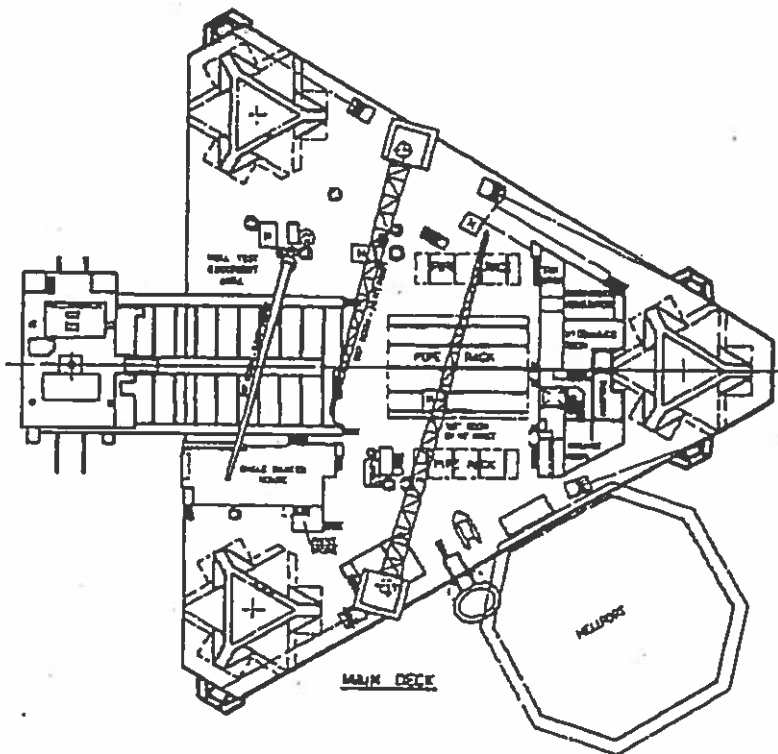
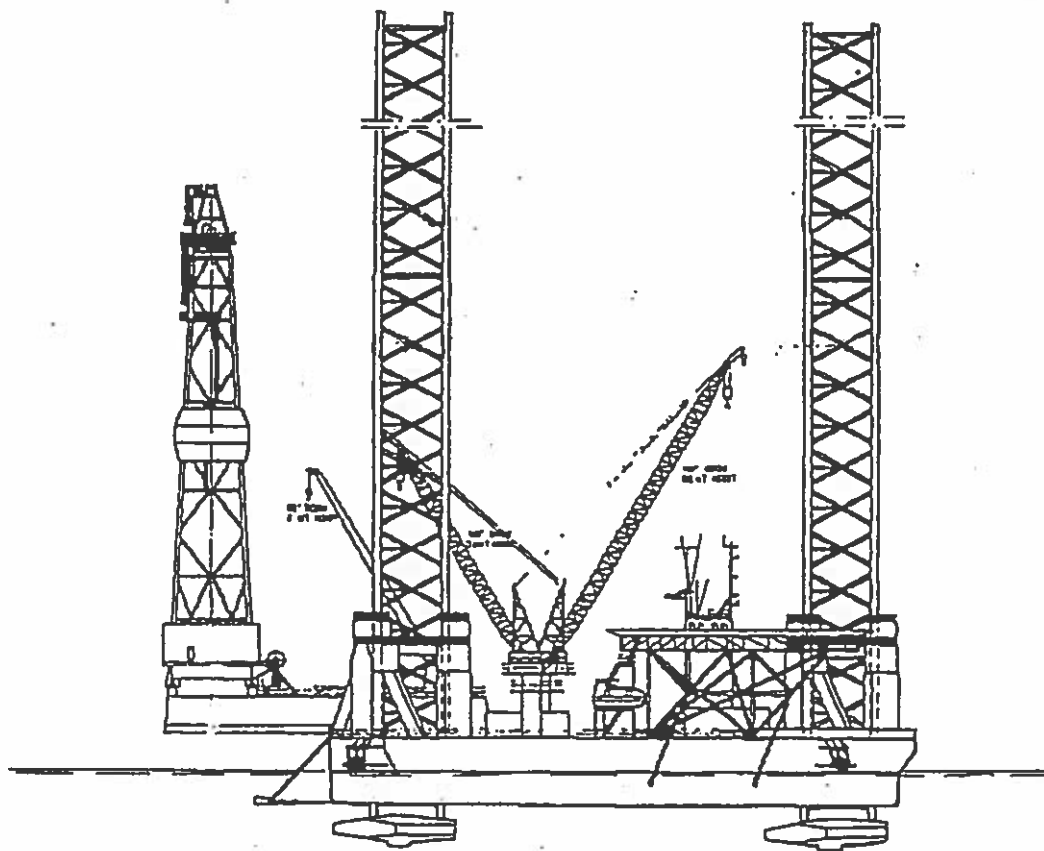


LAVVANDE



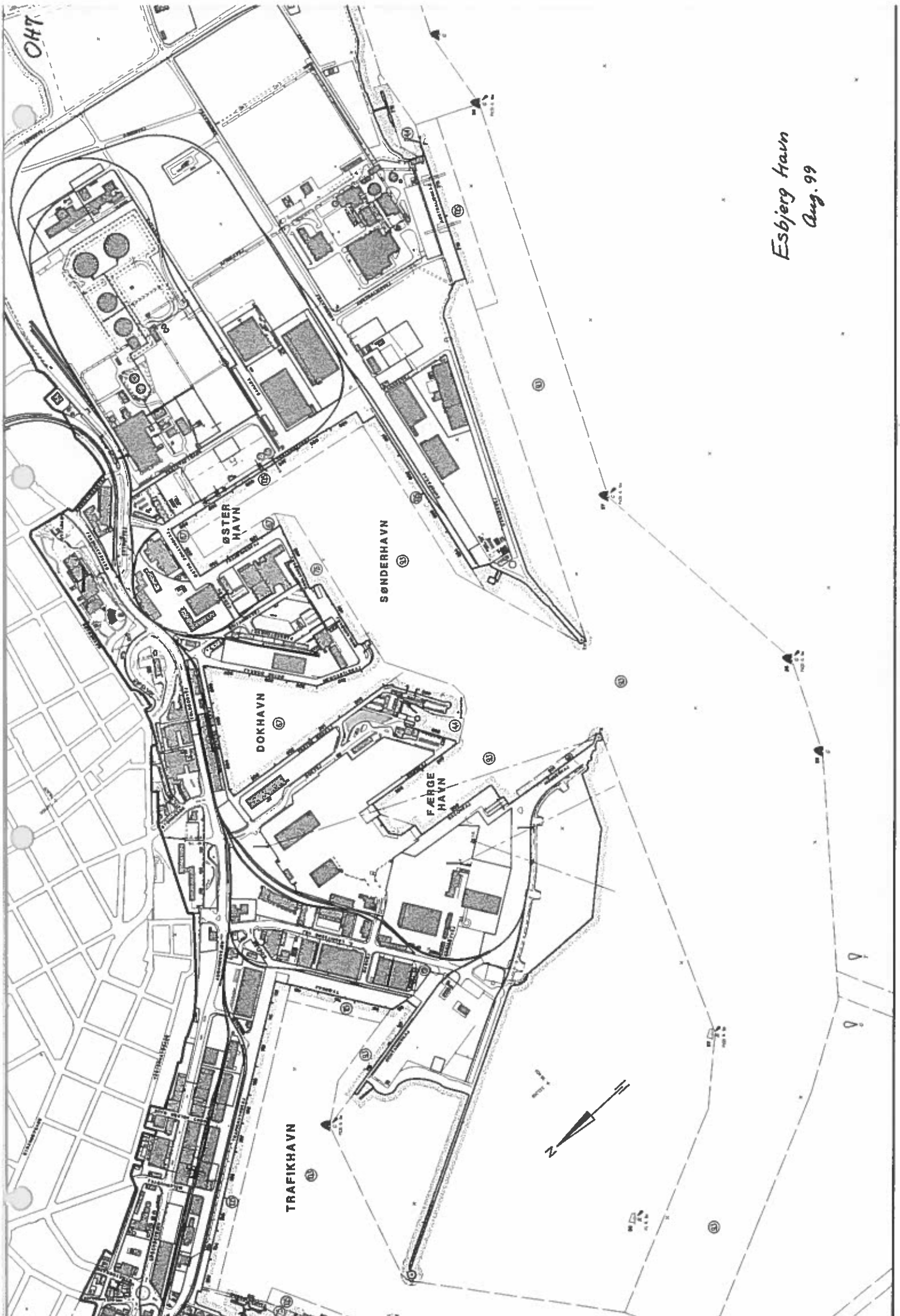


Skrogdim. $\left\{ \begin{array}{l} l \approx 70 \text{ m} \\ b \approx 80 \text{ m} \end{array} \right.$ excl. tårnplattform og helideck
 $d = 9 \text{ m}$



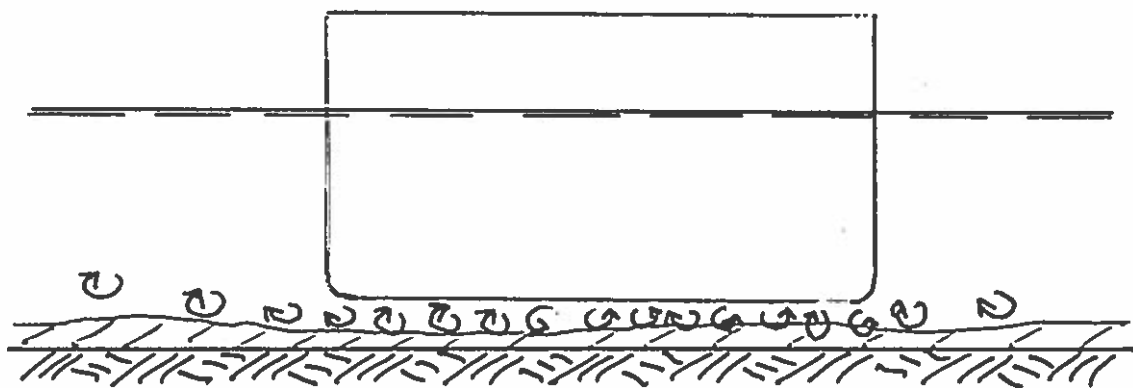






*Esbjerg Havn
Aug. 99*







Vandbygning i Mellemøsten

ved

Ole Juul Jensen (Cowi)



**Grenaa, udvidelse af Nordhavnen med
1. Etape af Planethavnen**

ved

Niels Lykkeberg (Carl Bro)



Grenaa, udvidelse af Nordhavnen med 1. etape af Planethavnen

**Dansk Vandbygningsteknisk Selskab, møde i Århus den 25.02.1998
Niels Lykkeberg, Carl Bro as**

I forbindelse med den stadig stigende trafik og deraf følgende forøgede godsomsætning på Grenaa Havn besluttede havneudvalget i 1992 at påbegynde udbygningen af Nordhavnen, idet behovet for arealer og kajplads var ved at blive presserende.

Denne første etape af Nordhavnen var starten på implementeringen af en langsigtet plan for udbygning af Grenaa Havn.

Grenaa Havn besluttede således at lade Carl Bro as påbegynde projekteringsarbejdet i september 1992. Da det var besluttet at igangsætte projektet, blev der indledt et nært samarbejde med myndighederne for hurtigt og effektivt at tilvejebringe de nødvendige tilladelser. Anlægsarbejdet blev påbegyndt i maj 1993 og det ny havneafsnit indviet i august 1994.

Den samlede anlægssum blev ca. 60. mill. kr.



Planethaven, etape 1 under udførelse



Planethavnens etape 1 omfattede følgende hovedelementer, jf. figur 1.

- 160 lbm dækmole mod øst i forlængelse af den eksisterende østmole
- 385 lbm dækmole mod nord
- 400 lbm kystindfatning.
- Uddybning af nyt havnebassin og sejlrende til 10 m vand, ca. 700.000 m³
- Bundudskiftning for kajkonstruktion og molehoved, ca. 300.000 m³
- 210 m kaj forberedt for 12 m vanddybde
- 200 m kaj forberedt for 8 m vanddybde
- 2 stk. ro-ro ramper
- Etablering af 25 m bred kajgade
- Etablering af bagareal

Havneudvidelsen var planlagt udført således, at dækmolerne skulle etableres først for at tilvejebringe beskyttelse og læ for de efterfølgende aktiviteter. Dækmolerne udførtes med en kerne af groft sand og ral, der efterfølgende blev afdækket med grabsten og dæksten. Dæksten var brudsten fra Sverige.

Havneudvidelsen blev anlagt i et område, der er geologisk præget af dels højtliggende kalk, som findes overfladenært i havnens bagland og i Kalkgrunden øst for havnen og dels af kvartære aflejringer i en dybt nedskåret dal i kalken. I det aktuelle område træffes der således marint sand ned til kote -6 à 8 m underlejret af gytje ned til kote ca. -20 m.

Inden etablering af kajen skulle der foretages bundudskiftning under spunsvæg og kajgade, jf. figur 2. De øverste 3-4 m sandaflejringer blev nyttiggjort som opfyldning af bagarealet og de underliggende gytjeflejringer klappet til søs.

Efter bundudskiftningen blev der etableret en sandpude med overside i kote -8 m, hvorpå kajkonstruktionen blev rejst. For at opnå en økonomisk fordelagtig kajkonstruktion blev denne udført med en stålspunsvæg forankret i to niveauer med ankre og ankerplader. De nedre ankre blev udlagt på sandpudens overside og forankret til friktions-ankerplader. Et tværsnit fremgår af bilag 3.

Sandpuden foran spunsvæggen blev grabbet op og anvendt som opfyldning.

På grund af en forankring af spunsvæggen i to niveauer kunne kajen simpelt forstærkes på delstrækninger til mobilkran med et støttebenstryk på 210 t ved supplerende af den øvre forankring.

I forbindelse med uddybning af det ny havnebassin blev de øverste 2-3 m marine sandaflejringer nyttiggjort som opfyldningsmateriale i kajkonstruktion og bagareal. De underliggende aflejringer blev klappet til søs.



Som følge af ønsket om at anvende sandet fra uddybnings- og bundudskiftningsområdet til opfyldningsformål samt de tidsmæssige restriktioner mellem entrepriserne var det nødvendigt at have et godt overblik over de logistiske forhold for sandet. Herved kunne der opnås en effektiv nyttiggørelse af uddybningsmaterialerne og en heraf følgende besparelse både økonomisk og ressourcemæssigt.

Projektet havde en sådan størrelse, at det var omfattet af EU-udbudsreglerne. Der blev derfor afholdt en prækvalifikation, hvorefter en række firmaer blev indbudt til at byde på arbejdet.

Arbejdet blev delt op i de tre følgende entrepriser, hvilket åbnede mulighed for at byde på en eller flere entrepriser:

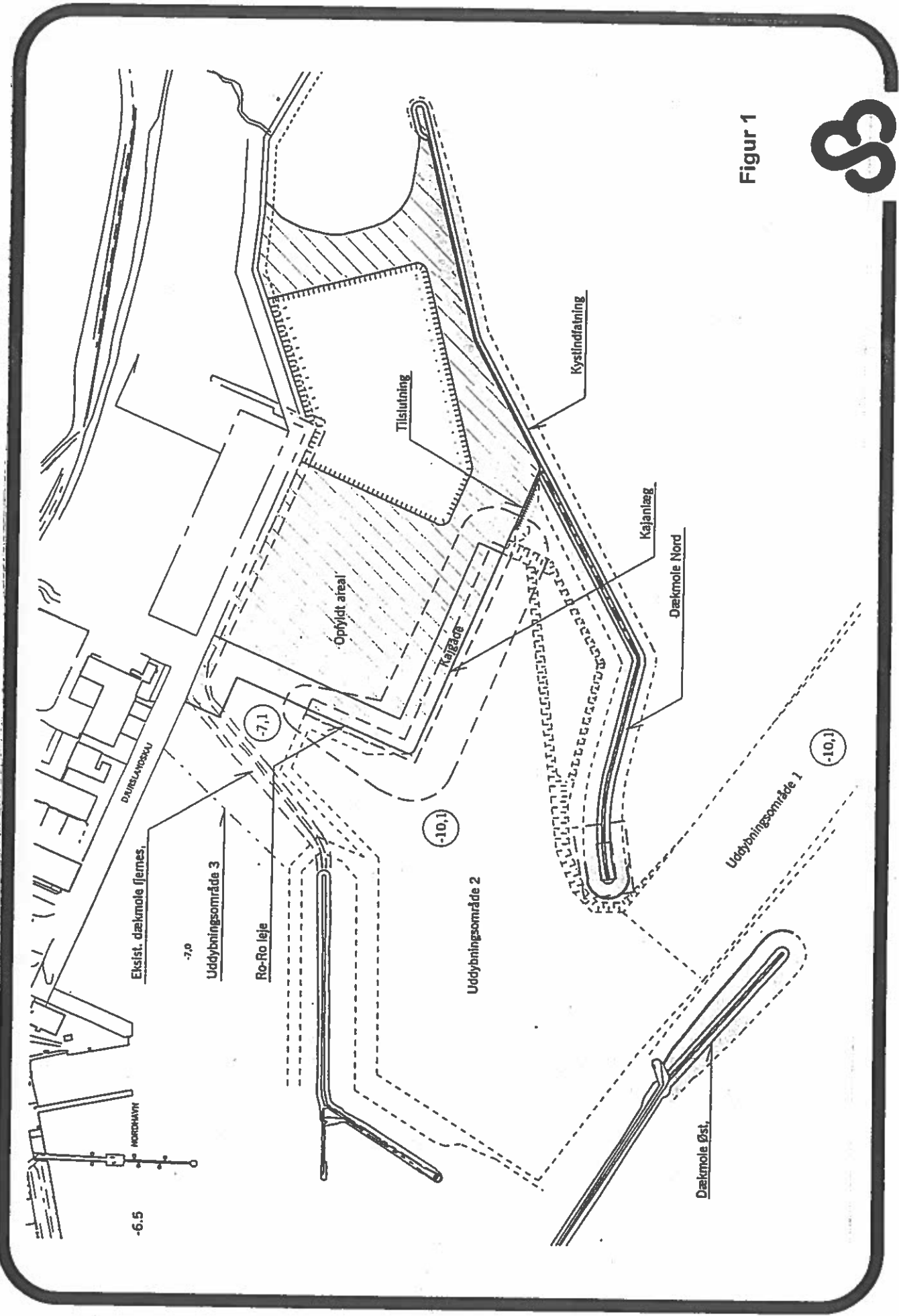
- Entreprise 1: Dækmoler og kystindfatning
- Entreprise 2: Uddybning og opfyldning
- Entreprise 3: Etablering af kaj anlæg

Efter licitationen blev entreprise 1 og 3 overdraget til C. G. Jensen A/S og entreprise 2 til Rohde Nielsen A/S. De to entreprenører var kontraktlig forpligtiget til at indgå en samarbejdsaftale, der skulle sikre et fornuftigt forløb.

Projektet blev planmæssigt gennemført på 15 måneder, hvilket blandt andet skyldtes et nært samarbejde mellem entreprenører, bygherre, rådgiver og myndigheder især Århus Amt.

Bygherren kunne tage det ny havneafsnit i brug i august 1994



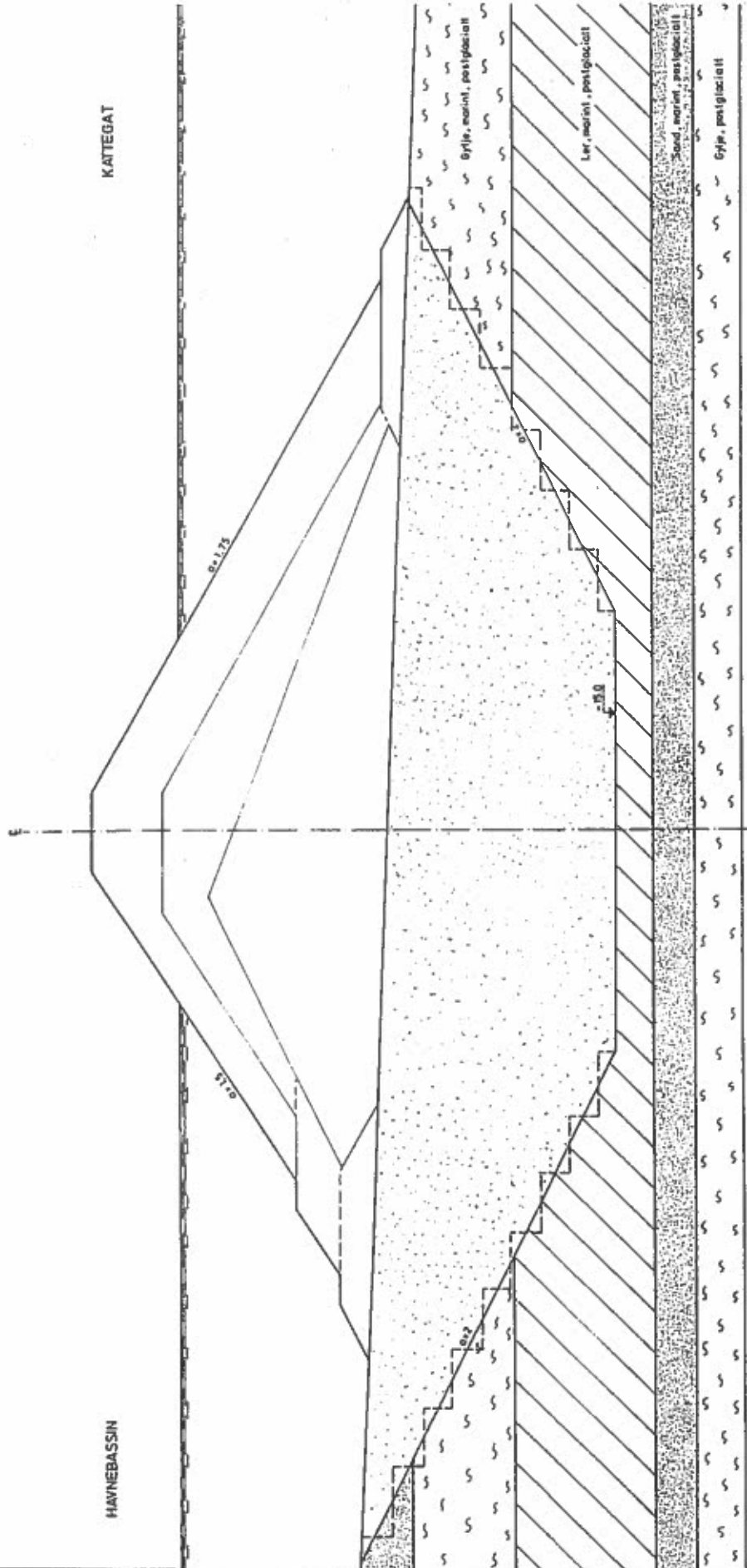


Figur 1

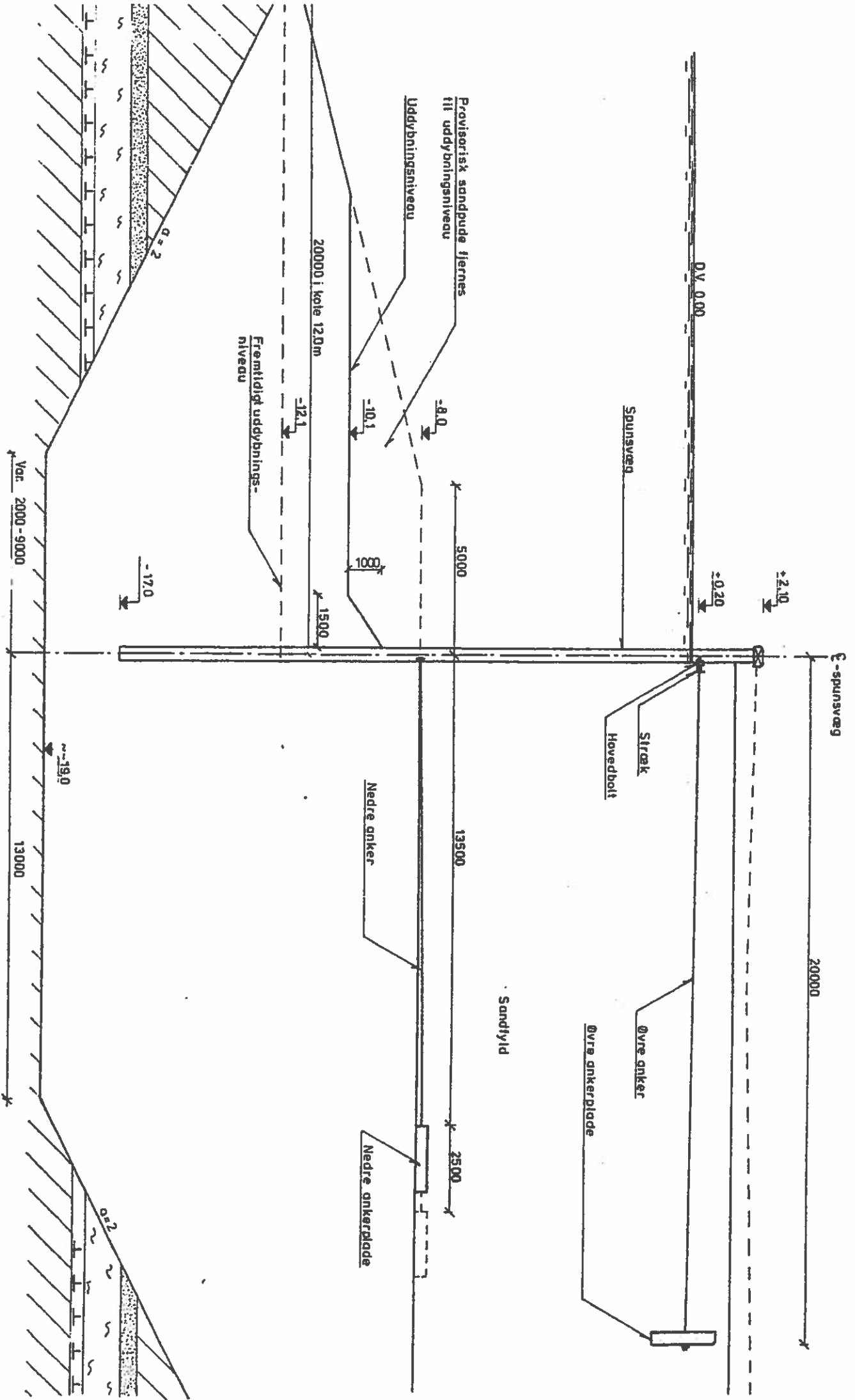




Figur 2







2010年
 1月
 10日
 星期一
 晴

