



DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

SEMINARIO DE INGENIERIA OCEANICA

DISEÑO DE ESCOLLERAS Y ROMPEOLAS

Nuevos principios de diseño.  
Bloques de la coraza.

AUTOR: Victoriano Fernández Dupuy.

MARZO, 1982.

THE UNIVERSITY OF CHICAGO  
DIVISION OF THE PHYSICAL SCIENCES  
DEPARTMENT OF CHEMISTRY  
5708 SOUTH CAMPUS DRIVE  
CHICAGO, ILLINOIS 60637  
TEL: 773-936-3700  
FAX: 773-936-3701  
WWW: WWW.CHEM.UCHICAGO.EDU

PROF. DR. J. K. STILLE  
DEPARTMENT OF CHEMISTRY  
UNIVERSITY OF CHICAGO  
5708 SOUTH CAMPUS DRIVE  
CHICAGO, ILLINOIS 60637  
TEL: 773-936-3700  
FAX: 773-936-3701  
WWW: WWW.CHEM.UCHICAGO.EDU

DR. J. K. STILLE  
DEPARTMENT OF CHEMISTRY  
UNIVERSITY OF CHICAGO  
5708 SOUTH CAMPUS DRIVE  
CHICAGO, ILLINOIS 60637  
TEL: 773-936-3700  
FAX: 773-936-3701  
WWW: WWW.CHEM.UCHICAGO.EDU

DR. J. K. STILLE  
DEPARTMENT OF CHEMISTRY  
UNIVERSITY OF CHICAGO  
5708 SOUTH CAMPUS DRIVE  
CHICAGO, ILLINOIS 60637  
TEL: 773-936-3700  
FAX: 773-936-3701  
WWW: WWW.CHEM.UCHICAGO.EDU

DR. J. K. STILLE  
DEPARTMENT OF CHEMISTRY  
UNIVERSITY OF CHICAGO  
5708 SOUTH CAMPUS DRIVE  
CHICAGO, ILLINOIS 60637  
TEL: 773-936-3700  
FAX: 773-936-3701  
WWW: WWW.CHEM.UCHICAGO.EDU

DR. J. K. STILLE  
DEPARTMENT OF CHEMISTRY  
UNIVERSITY OF CHICAGO  
5708 SOUTH CAMPUS DRIVE  
CHICAGO, ILLINOIS 60637  
TEL: 773-936-3700  
FAX: 773-936-3701  
WWW: WWW.CHEM.UCHICAGO.EDU

INDICE

	Página
1. Introducción . . . . .	1
2. Problemática del diseño . . . . .	2
2.1 Definición, recopilación y análisis de los datos ambientales necesarios . . . . .	2
2.2. Establecimiento o fijación de los datos para el diseño. . . . .	5
2.3 Diseño propiamente dicho . . . . .	10
2.4 Otras etapas posteriores del rompeolas, que afectan al diseño . . . . .	12
3. Posibles criterios de diseño . . . . .	13
3.1 Criterios aplicables a la definición, recopilación y análisis de los datos ambientales. . . . .	14
3.2 Criterio para el establecimiento de los datos a adoptar para el diseño . . . . .	27
3.3 Criterios para el desarrollo del diseño propiamente dicho . . . . .	33
3.4 Criterios para tomar en consideración la influencia en el diseño de las etapas posteriores del rompeolas. . . . .	34
4. Bloques de la coraza. Aspectos a considerar en el diseño. . . . .	36
4.1 Descripción de algunos tipos de bloques. . . . .	36
4.2 Aspectos a considerar para el diseño de la coraza. . . . .	36
5. Conclusiones. . . . .	46

Nuevos Principios de diseño. Bloques de la Coraza

1.- INTRODUCCION

El diseño de un rompeolas se compone de dos partes básicas por todos bien conocidas que son:

A) El diseño funcional u operacional del rompeolas: es decir su definición de modo que cumpla la función para la que es requerido (abrigo de obras portuarias, detención de asolves, defensa o protección de costas u otras instalaciones, etc).

B) El diseño resistente de permanencia o supervivencia: es decir la definición de las diversas secciones y zonas del dique, de modo que en su conjunto sea capaz de resistir y permanecer util durante la vida prevista para la obra.

Esta ponencia se refiere especialmente a la segunda parte del diseño, analizando las diversas etapas de desarrollo de la misma e intentando establecer en base a ellas unos criterios generales o NORMATIVA DE DISEÑO, lógicamente abierta a cualquier crítica para su mejora y en cualquier caso sujeta a la revisión y actualización, especialmente si tenemos en cuenta el rápido progreso que la técnica está teniendo en este campo concreto y en el de la ingeniería marítima en general.

Asimismo en la segunda parte de esta ponencia se incluye una recopilación más detallada de información, relativa a los bloques para corazas, y un análisis de los mismos como elemento o componente del conjunto rompeolas.

2.- PROBLEMÁTICA DEL DISEÑO

Ante todo debemos tener en cuenta (Ver fig. 1) que un rompeolas es siempre una obra lineal compuesta generalmente de una serie de TRAMOS, con condiciones y características distintas de uno a otro (variación batimétrica, geotécnica, incluso variación geométrica y funcional). A su vez dentro de un mismo tramo y por lo tanto con condiciones y características más o menos iguales, la sección tipo del rompeolas (ver fig. 2) está constituida por varios ELEMENTOS o COMPONENTES (núcleo, muros secundarios, muro principal o coraza, bermas o banquetas de pie, protección del fondo, parapeto o espaldón, etc.....)

Así pues para que el diseño de un rompeolas sea correcto, debe serlo el de cada uno de sus ELEMENTOS Y TRAMOS, puesto que al igual que en una cadena el fallo de un eslabón supone el fallo del conjunto, y por lo tanto la fiabilidad del rompeolas será la menor de la de cualquiera de sus elementos y tramos.

Para el desarrollo de el diseño resistente de cada uno de estos elementos y por lo tanto del conjunto del rompeolas existen básicamente tres etapas fundamentales que son:

Etapas 1<sup>a</sup>: Definición, recopilación y análisis de los datos necesarios.

Etapas 2<sup>a</sup>: Establecimiento o fijación de entre ellos de los datos o condiciones para el diseño.

Etapas 3<sup>a</sup>: El diseño propiamente dicho en base a los datos de cálculo anteriormente establecidos.

A continuación analizamos la problemática asociada a cada una de estas etapas.

### 2.1.- Definición, recopilación, y análisis de los datos ambientales necesarios.

El primer problema con el que nos encontramos es precisamente el definir cuales son éstos datos necesarios que debemos intentar recopilar y analizar, aunque seamos conscientes, tal como lo demuestra la continua evolución de la técnica, de que aún quedan muchos fenómenos o acciones asociadas a la naturaleza cuya importancia e influencia en el diseño todavía no se dominan.

Aunque posteriormente en el punto "3.- Posibles criterios de diseño", se indican cuales son estos datos básicos y su influencia en el diseño, es necesario exponer ahora los dos grupos fundamentales en que pueden agruparse para así analizar la problemática de cada uno.

Estos grupos son:

- I) DATOS FIJOS, es decir aquellos cuya variación a lo largo del tiempo es muy pequeña o conocida (geología, geotecnia, e incluso batimetría y topografía dependiendo del tipo de fondos).
- II) DATOS VARIANTES, es decir aquellos que están continuamente cambiando a lo largo del tiempo (oleaje, mareas, corrientes, etc....)

Además de estos datos existen otros que denominamos "DATOS NO AMBIENTALES" para distinguirlos de estos y que se analizan posteriormente en el apartado 2.4 de esta ponencia.

Así pues una vez definidos los DATOS AMBIENTALES NECESARIOS se deberá proceder a su recopilación.

La problemática asociada a la recopilación de los del grupo I.- DATOS FIJOS, es relativamente sencilla puesto que al no variar importantemente en el tiempo su validez es independiente del momento y duración de la campaña de recogida y por lo tanto su calidad solo depende de la intensidad de recogida y de la calidad de los medios empleados.

Por el contrario no sucede igual con el grupo II.- DATOS VARIANTES para los que es necesario ante todo tener en cuenta que existan dos clases de enfoque posible a la hora de recopilarlos, y que son:

A) Desde el punto de vista funcional u operacional.

B) Desde el punto de vista resistente o de permanencia.

En el primer caso se vá buscando el porcentaje de tiempo durante un determinado periodo (meses, estaciones, años, etc....) en los que dichos datos superan determinados valores a partir de los cuales la instalación no es operativa (fuera de servicio = riesgos de paralización).

En el segundo caso lo que se contempla es que el margen de que la instalación sea o no operativa, ésta deberá resistir las acciones extremas ambientales que pueden presentarse durante su vida (supervivencia o permanencia de la instalación = riesgos de rotura).

Así pues, mientras que para el primer análisis se requieren distribuciones medias en periodos de tiempo relativamente cortos, en el segundo caso se necesitan distribuciones extremas (hiperanales) con periodos de tiempo generalmente mucho mayores, y que también es necesario establecer.

Fijados los datos básicos necesarios para el diseño de cada uno de los ELEMENTOS del rompeolas (mareas astronómicas, meteorológicas, corrientes, oleajes, etc....) y las variables a considerar para cada uno (niveles, velocidades y direcciones, alturas de ola, periodos de oleaje, grupos de olas, persistencias, direcciones, etc....),

así como los períodos de tiempo y tipos de distribución a buscar (regímenes medios mensuales, estacionales, anuales u otros y regímenes extremales hiperanuales centenarios, milenarios u otros), es necesario obtener dicha información.

Lo ideal teóricamente sería proceder a la toma de datos "in situ" por períodos de tiempo similares a los requeridos para el diseño. De este modo, los datos serían de una fiabilidad muy buena, dependiente sólo de la exactitud y precisión de los equipos de medida e interpretación.

Sin embargo, teniendo en cuenta que estamos hablando de períodos de tiempo realmente grandes, tal como luego veremos, resulta casi siempre imposible el proceder por este método, pudiendo aspirar como mucho a períodos de registro de uno o varios años, cuando no es a períodos inferiores de tiempo y por lo tanto con una validez estadística relativa, función de dicho período de registro.

Por todo ello, resulta generalmente imprescindible acudir a fuentes de datos ya existentes, siendo los problemas básicos que entonces aparecen los siguientes:

a) Los datos disponibles en general no corresponden exactamente al punto que nos interesa, en el que se ha previsto ubicar la obra.

En estos casos resulta necesario establecer una CORRELACION TOMA-OBRA que permita pasar los datos de la zona o punto de toma al punto de ubicación de la obra. Lógicamente ambos puntos deben estar relativamente próximos, climáticamente hablando, ya que en caso contrario la validez de los datos llegaría a ser nula.

b) En muchas ocasiones los registros no corresponden exactamente a los datos y variables que buscamos, por lo que resulta necesario establecer una CORRELACION DATOS REGISTRADOS-DATOS BUSCADOS, como por ejemplo:

- Niveles de marca meteorológica en función de presiones atmosféricas, vientos, otros.

- Oleajes en función de vientos, duraciones y fetches.

- Tsunamis en función de terremotos.

c) La fiabilidad de los sistemas de obtención e interpretación de dichos datos registrados es muy diversa. En unos casos son datos instrumentales registrados uniformemente en el tiempo, pero en otros casos éstos pueden

ser de otro tipo registrado, aleatoriamente en el tiempo e incluso influenciados en su toma por las propias condiciones climáticas (datos visuales de buques navegando en la zona: los buques tienden a eludir condiciones extremales del mar y a su vez los criterios de medición están condicionados totalmente al observador - que los toma que varían de un buque a otro).

Por este motivo resulta también necesario aplicar criterios distintos a unos u otros datos estableciendo factores de CORRECCION POR SISTEMA DE OBTENCION.

d) Además de los anteriores está el problema relativo al período de registro disponible, especialmente escaso - cuando hablamos de datos hiperanuales, que son precisamente los que más afectan al diseño resistente del rompeolas.

Este hecho llevará implícito el dar peso distinto según cual sea el período de registro disponible, estableciendo un factor de CORRECCION POR PERIODO DE REGISTRO.

e) Por último, una vez recopilados los datos nos encontramos con el problema de su análisis e interpretación, tales como pueden ser:

- El tipo de ajuste a utilizar para unas u otras funciones (normal, Weibull, asíntota I, etc...) que pueden llevarnos a resultados considerablemente dispares (Fig. 3).

- Aún estableciendo un tipo de ajuste más adecuado, cual es el nivel o banda de confianza a adoptar (media 65% ó 90% de confianza, etc.), ya que también los resultados pueden variar sensiblemente (figura 4).

- Tipo y grado de dependencia a establecer entre unas y otras variables, puesto que generalmente este tipo de fenómenos nunca son totalmente independientes (probabilidades conjuntas de presentación), y sin embargo en muchas ocasiones los datos disponibles no están correlacionados por ser incluso de fuentes distintas.

## 2.2.- Establecimiento o fijación de los datos para el diseño

Cuando haya sido posible, por uno u otro sistema, recopilar y definir las funciones de distribución de los diversos datos o fenómenos para el punto de ubicación de la obra, resulta necesario en una siguiente etapa seleccionar y establecer de entre ellos los DATOS Y CONDICIONES A ADOPTAR PARA EL DISEÑO de las obras.

Esto en general no es un problema para los DATOS FIJOS, si la recopilación de información ha sido correcta, sin embargo si resulta más problemático en el caso de los DATOS VARIANTES.

Para estos existen básicamente tres sistemas para su deducción:

- a) Criterios de optimización económica.
- b) Criterios de riesgo.
- c) Criterios de normativa.

A continuación se analiza brevemente la filosofía básica de estos sistemas para así señalar los problemas principales asociados a cada uno de ellos.

2.2.1.- Criterios de optimización económica

Este sistema (fig. 5) consiste esquemáticamente en lo siguiente:

a) A cada valor fijado para los DATOS O CONDICIONES PARA EL DISEÑO, según sea su enfoque:

- a.1) Funcional u operativo
- a.2) Resistente o de permanencia

Van asociados dos tipos de costes

b) Por un lado un COSTE INMEDIATO O DE IMPLANTACION correspondiente a la construcción de la obra que se diseña para:

- b.1) Permitir la operatividad hasta las condiciones de diseño funcional u operativo antes fijadas.
- b.2) Resistir y permanecer hasta las condiciones de diseño resistente o de permanencia antes fijadas.

c) Por otro lado unos COSTES DIFERIDOS, correspondientes a:

- c.1) Costes directos o indirectos producidos por la paralización del servicio cuando se superen DATOS O CONDICIONES DE CALCULO POR OPERATIVIDAD.
- c.2) Costes directos o indirectos correspondientes a diversos niveles de daño o avería (incluso rotu

ra total) asociados a diversos niveles de condiciones extremales superiores a los DATOS O CONDICIONES DE CALCULO POR PERMANENCIA.

d) Estos costes diferidos van a su vez asociados estáticamente a una probabilidad de ocurrencia:

- d.1) Probabilidad o porcentaje de tiempo "no operativo" en que se superan las condiciones de cálculo durante la VIDA o PERIODO OPERATIVO de la obra o instalación.
- d.2) Probabilidad o riesgo de que se superen las diversas condiciones extremas asociadas a los diversos niveles de daño durante la VIDA DE PERMANENCIA de la obra o instalación.

e) Esto nos permite utilizando las correspondientes tasas de interés y actualización el poder establecer para cada valor de los DATOS O CONDICIONES DE CALCULO unos COSTES INMEDIATOS y PROBABLES COSTES DIFERIDOS productos de los propios costes diferidos por la probabilidad de ocurrencia de cada uno de ellos.

Sumando ambos podemos obtener los COSTES TOTALES - MAS PROBABLES asociados a cada DATO O CONDICION DE DISEÑO.

f) Buscando el mínimo de dichos COSTES TOTALES automáticamente nos quedan definidos los DATOS O CONDICIONES DE CALCULO O DISEÑO óptimas, económicamente hablando, tanto desde el punto de vista operatividad como desde el punto de vista de permanencia.

Los principales problemas de este sistema son básicamente los siguientes:

1º) Para obtener una curva de COSTES INMEDIATOS es necesario el desarrollo previo de una serie razonablemente amplia de diseños correspondientes a las diversas hipótesis de DATOS DE CALCULO.

En cualquier caso este es el menor de los problemas ya que en principio no se requiere un diseño definitivo y detallado para cada hipótesis, siendo suficiente un prediseño y en todo caso es sólo un problema de tiempo y costes de estudio.

2º) Para obtener los COSTES DIFERIDOS es necesario acudir a estimaciones de los mismos principalmente en los indirectos siendo éstos generalmente de muy difícil evaluación

Este aspecto no sería importante si la sensibilidad del sistema fuese baja a posibles errores en estas estimaciones de costes.

Sin embargo generalmente esto no es así, y a pequeñas variaciones en los COSTES DIFERIDOS van asociadas variaciones importantes en los DATOS DE DISEÑO OPTIMOS, o lo que es lo mismo en el diseño resultante (fig. 5).

3º) A su vez para pequeños incrementos en los COSTES respecto al mínimo, es decir muy próximos al óptimo, se suelen producir grandes variaciones en los DATOS DE DISEÑO a considerar (fig. 7).

4º) Otro problema importante de este sistema es que para los DATOS DE CALCULO deducidos por el OPTIMO ECONOMICO pueden resultar frecuencias de aparición durante la VIDA OPERATIVA O DE PERMANENCIA de la obra relativamente altas; o lo que es lo mismo RIESGO DE PARALIZACION O RIESGOS DE ROTURA quizás altos y en cualquier caso no considerados directamente al establecer dichos DATOS DE DISEÑO.

5º) Por último y quizás lo más importante desde el punto de vista de DISEÑO DE PERMANENCIA es que el método parte de una premisa no siempre cierta y que es suponer que la obra va a tener una continuada y correcta inspección y conservación durante toda su vida.

### 2.2.2.- Criterios de riesgo

En este sistema básicamente se olvidan los aspectos económicos prevaleciendo únicamente los aspectos de riesgo, consistiendo esquemáticamente en lo siguiente:

a) Establecer a priori unos valores admisibles para los;

a.1) RIESGOS DE PARALIZACION durante la VIDA OPERATIVA.

a.2) RIESGOS DE DAÑOS Y/O DE ROTURA durante una VIDA DE PERMANENCIA de las obras.

b) Automáticamente una vez establecidos estos valores y conocidas las funciones de distribución de los diversos datos o condiciones es posible definir:

b.1) DATOS DE DISEÑO PARA OPERATIVIDAD

b.2) DATOS DE DISEÑO PARA PERMANENCIA

Los problemas principales que se plantean para este segundo sistema son básicamente los siguientes:

1º) Al no contemplarse aspectos económicos se pueden estar adoptando para el cálculo unos datos no óptimos económicamente, aun cuando estos datos óptimos pudieran tener frecuencias de presentación inferiores a los adoptados y por lo tanto con RIESGOS inferiores a los admisibles establecidos, es decir también aceptables.

2º) El otro problema y quizás el más importante de este sistema es el propio establecimiento de los riesgos admisibles.

En general esta decisión depende única y exclusivamente del Proyectista y en todo caso es compartida con el Propietario cuando éste es conocedor del tema y por lo tanto está capacitado para decidir al respecto.

Esta decisión lleva implícito siempre el condicionante que supone el estado de ánimo, grado de conservadurismo, etc.... de esta o estas personas en el momento de tomar la decisión, a parte de otros tipos de condicionantes como pueden ser la disponibilidad de capital para atardar la inversión inicial, la urgencia en los plazos de puesta en servicio, etc., lo que puede propiciar decisiones arriesgadas en unos casos o excesivamente conservadoras en otros.

Teniendo además en cuenta que al crecer la obra en importancia, esta afecta ya no sólo al proyectista y al propietario, sino que a su vez va creciendo el número de personas o bienes directa o indirectamente afectables por la misma, resulta evidente la aparición de un tercer método, que es el CRITERIO DE NORMATIVA ya extendido a gran parte de las ramas de la ingeniería marina tales como el diseño de buques o el de estructuras off-shore.

### 2.2.3.- Criterios de normativa

Esto es quizás el sistema más idóneo para el establecimiento de los DATOS O CONDICIONES DE DISEÑO consistentes básicamente en que estas sean fijadas mediante una NORMA, bien sea definiendo directamente las acciones de cálculo a considerar (sobrecargas de nieve y presiones de viento en edificación, variaciones térmicas o terremotos de cálculo para estructuras, avenidas de río para





el diseño de aliviaderos de presas, etc...), o bien sea definiéndolas de un modo indirecto (fijación de un riesgo admisible o de un período de retorno del fenómeno a considerar para el cálculo).

Dichas normas que en función de la importancia de las micras podrán tener un nivel comarcal, regional, nacional o incluso internacional, generalmente son establecidas de un modo técnico-democrático por un conjunto de personas más o menos amplio dependiendo del nivel de la misma, que en cualquier caso son especialistas y conocedores del tema y por lo tanto capacitados para analizar y sopesar la toma de decisión reflejada en la propia norma.

De este modo se establecen los límites existentes entre los que cabría denominar **CONDICIONES NORMALES O ADMISIBLES** que las obras a diseñar deben ser capaces de admitir o soportar y las **CONDICIONES EXCEPCIONALES O CATASTRÓFICAS** para las que no es imprescindible que las obras estén capacitadas.

La única condición que este sistema requiere es una continua actualización y puesta al día, es decir la norma debe estar viva, pero generalmente esto sucede así para la mayoría de las normativas existentes.

### 2.3.- Diseño propiamente dicho

Una vez establecidos los **DATOS DE DISEÑO** podrá iniciarse la tercera y última etapa de desarrollo del mismo, es decir el **DISEÑO PROPIAMENTE DICHO**, que como recordaremos debe incluir el diseño de cada uno de los **ELEMENTOS O COMPONENTES** del rompeolas.

Como es sabido la fiabilidad final resultante no es solo una función, aunque si influya considerablemente, de la fiabilidad de los **DATOS DE DISEÑO**, si no que también es función del sistema o método de diseño adoptado.

Puede establecerse que básicamente estos son de tres tipos:

- a.- Métodos empíricos, basados en fórmulas o teorías más o menos aproximadas, en muchas ocasiones deducidas de ensayos.
- b.- Modelos matemáticos, que en general representa una sofisticación y en muchas ocasiones un grado de mejora más del sistema anterior.

c.- Modelos físicos, que intentan reproducir las condiciones de diseño y comprobar el comportamiento de los diversos elementos del rompeolas ante ellas.

En base a lo anteriormente expuesto se deduce la necesidad de aplicar un nuevo factor al diseño que podemos denominar **CONRECCION POR EL METODO DE DISEÑO**.

Para poder mejor sopesar la importancia de este factor, se analiza brevemente a continuación la problemática asociada a cada uno de los métodos antes expuestos.

#### 2.3.1.- Métodos empíricos

Los principales problemas a considerar son:

- En general estos métodos están deducidos en base a análisis de casos que poco o nada tienen que ver con nuestro concreto y están sujetos a la metodología utilizada en su obtención. A veces parten de modelos físicos y por lo tanto están también sujetos a los problemas asociados a estos, y que posteriormente se analizan.
- En muchas ocasiones no contemplan conjunta y completa mente todas las acciones o datos que pueden afectar al diseño del elemento.
- Los resultados que por lo tanto se obtienen con ellos pueden ser totalmente dispares.

Por ejemplo si nos referimos al caso concreto de los métodos empíricos para el diseño del elemento **BLDQUES DE LA CORAZA**, (fig. 6), en general son fórmulas deducidas para taludes indefinidos, en muchas ocasiones con oleaje regular y que no contemplan más que la influencia parcial de sólo algunas variables, lo que lleva a una discrepancia de resultados considerable (fig. 7).

Analogamente sucede con los métodos empíricos para definir leyes de presiones y subpresiones en los espaldones o coronamientos de los rompeolas, o para diseñar piezas de las banquetas inferiores, etc... (fórmulas y leyes de Iribarrau, Goda y otras).

#### 2.3.2.- Modelos matemáticos

Los problemas de estos métodos son similares a los del sistema anterior.

### 2.3.3.- Modelos físicos

En principio es este el método que pueda resultar más exacto en cuanto que se acercan más al caso concreto - que queremos estudiar. Sin embargo también tiene sus problemas importantes y que básicamente son:

- Dificultad en reproducir exactamente las condiciones reales, no tanto en lo que se refiere a generar las condiciones o datos de diseño sino más bien en lo que se refiere al propio rompeolas (método constructivo, materiales y sus características, etc...)
- Fenómenos de escala que afectan en ocasiones de un modo muy considerable a los resultados, y no siempre de un modo conservador (fig. 8).
- En general no existe una metodología única y a veces adecuada para medir los resultados del ensayo.

### 2.4.- Otras etapas del rompeolas que afectan al diseño

Los factores que afectan al diseño no solo acaban en la etapa anteriormente descrita sino que se van importantemente influenciadas por las etapas posteriores del propio rompeolas.

Concretamente estas son:

- Construcción y supervisión de la obra
- Inspección y conservación durante la vida de la misma

Con objeto de no extendernos excesivamente, ya que otras ponencias se refieren a estos aspectos concretos, solo se indica de un modo breve la influencia directa que estos tienen en el propio diseño.

#### a) Construcción y supervisión

- Influencia en la definición de cotas, anchuras, protecciones, etc. necesarias de acuerdo con el proceso y medios constructivos previstos.
- Influencia en la selección y definición de los materiales para diseño y sus características, función de las disponibilidades naturales y de los medios de fabricación y control a emplear durante la construcción.
- Influencia en el afinamiento o sobredimensionamiento de espesores, tamaños de piezas, etc. función del grado de calidad previsto en el sistema de ejecución y control de la obra.

#### b) Inspección y conservación futura

- Influencia directa, tal como vimos en 2.2.1 sobre la validez del método de optimización para fijar los datos para diseño.
- Influencia incluso en el método de riesgo, ya que lo pícamente el nivel de riesgo aceptable es distinto si se prevé una correcta inspección (medición de datos reales y de efectos sobre el rompeolas) y conservación (campañas periódicas de mantenimiento), que si el rompeolas se va a dejar totalmente abandonado a su suerte.

De acuerdo con todo lo anterior cabría establecer otros dos factores a considerar para el diseño:

#### a) CORRECCION POR EL NIVEL DE CALIDAD PREVISTO PARA LA CONSTRUCCION Y SUPERVISION

#### b) CORRECCION POR EL GRADO DE INSPECCION Y CONSERVACION PREVISTOS PARA EL FUTURO

También en base a lo anterior cabe establecer otra serie de DATOS definamoslos como "NO AMBIENTALES", para distinguirlos de los anteriormente citados, que resultan igualmente imprescindibles para la realización de un diseño correcto, y que básicamente son los siguientes:

- Materiales naturales disponibles y sus características.
- Materiales artificiales fabricables y sus características previsibles.
- Definiciones geométricas (anchuras y cotas) fijadas por el o los sistemas constructivos previsibles.
- Definición de etapas intermedias a comprobar y diseñar resistentemente para una vida más corta (periodo constructivo) en función del o de los sistemas constructivos previsibles.
- Definiciones geométricas (anchuras y cotas) condicionadas por la posible conservación futura de la obra.

### 3.- POSIBLES CRITERIOS DE DISEÑO

Tras haber repasado el proceso básico de diseño y haber recordado los problemas principales que en él aparecen se propone en base a ello un esquema previo de criterios aplicables que puedan servir de base para su discusión y crítica conducentes a una definición más correcta y exacta de los mismos con cara al futuro de la ingeniería marítima y en concreto al diseño de:

### 3.1.- Criterios aplicables a la definición, recopilación y análisis de datos ambientales

#### 3.1.1.- Factores a considerar

- a.- Será imprescindible definir previamente los datos ambientales (X = mareas; Y = corrientes, Z = oleajes, etc....) y las variables correspondientes a dichos datos (X = niveles, Y = velocidades ó direcciones, Z = alturas o períodos, etc...) que de acuerdo con los conocimientos técnicos actuales se sepa puedan afectar al diseño del conjunto o de cada uno de los elementos del rompeolas.

A tal efecto se incluye en la fig. 9 una relación de las principales datos básicos y sus variables que afectan al diseño de un rompeolas, especialmente desde el punto de vista resistente o de permanencia, indicando su influencia.

- a.1.- Se establecerá un orden de prioridades en dichos datos y sus variables de acuerdo con el grado de influencia que técnicamente se sepa pueden tener en el diseño, pudiendo entonces desecharse aquellos para los que se conozca con certeza que su influencia es mínima y despreciable.
- a.2.- En caso de duda bien porque se estime que en los rangos de presentación previsible su influencia va a ser baja o bien porque no se conozca con exactitud cual es esta influencia será recomendable su recopilación y análisis, ya que siempre cabrá el no considerarlo en etapas posteriores cuando se tenga mayor certeza de que su influencia es despreciable.
- a.3.- Estas prioridades deberán prevalecer a lo largo de todo el desarrollo del diseño, debiéndose siempre prestar mayor atención, tanto a la hora de recopilar datos como a la hora de analizarlos, a las variables con mayor grado de prioridad frente a las de menor grado.
- a.4.- Cuando una variable pueda tener varios grados de prioridad en función de diversos aspectos en que pueda influir en el diseño, de cada uno de los elementos o componentes del rompeolas, dicha variable deberá ser tratada y considerada de acuerdo con el mayor grado de prioridad dentro de los que le correspondan

- b.- En lo que respecta a la recopilación de los DATOS AMBIENTALES FIJOS, existen algunas recomendaciones o normativas en uso y que a continuación se resumen en lo que se refiere al diseño de rompeolas.

- b.1.- Los perfiles topográficos-batimétricos deberán hacerse con equipo de precisión tanto para la definición de cotas verticales como de coordenadas horizontales (fig. 10).

Las tolerancias aconsejables serían del orden de:

+ 1 al 2% en la definición de profundidades.  
± 1 mm, gráfico en las coordenadas horizontales.

- b.2.- La separación aconsejable entre perfiles es del orden del 1 cm. gráfico, aunque para la definición exacta deberá tener en cuenta la mayor o menor homogeneidad de los fondos.

- b.3.- Así mismo y en el caso concreto del diseño de rompeolas las escalas aconsejables de los planos y cartas topográfico-batimétricos a utilizar en el diseño son los siguientes:

1:10000 a 1:5000 hasta profundidades indefinidas (L/2).

1:5000 a 1:1000 en las proximidades del dique (planos generales y para reproducción en modelos).

>1:1000 para la definición en detalle de los tramos del rompeolas.

- b.4.- En lo que respecta a reconocimientos geológico-geotécnicos la normativa es más amplia, pudiendo ser de utilidad para el caso de rompeolas las Recomendaciones EAU del Comité Aleman para obras en Puertos y Riberas (fig. 11).

En cualquier caso a este respecto siempre es aconsejable si los terrenos lo permiten la combinación de una geofísica con la campaña de sondeos mecánicos, ya que así puede tenerse un perfil geotécnico continuo aunque las muestras y características geotécnicas correspondan a puntos aislados.

- c.- En lo que respecta a los DATOS VARIANTES en el tiempo será ante todo necesario definir el tipo de enfoque para el que cada variable es necesaria:

Enfoque A.- Desde el punto de vista operación o explotación ( $X_{iA}$ )

Enfoque B.- Desde el punto de vista supervivencia o permanencia ( $Y_{jB}$ )

c.1.- Esto llevará implícito el tipo de información a obtener: regímenes o distribuciones medias (mensuales, estacionales, anuales u otras) o por el contrario regímenes extremos (hasta períodos de retorno 10, 100 u otros años), etc.

c.2.- Una variable  $X_i$  podrá pertenecer en ocasiones a los dos tipos de enfoque ( $X_{iA}$ ,  $X_{iB}$ ) requiriéndose en tal caso ambos tipos de información.

c.3.- A cada una de estas variables según sea de ENFOQUE A ó B deberá ir asociado una unidad de tiempo que hemos denominado anteriormente como:

A - VIDA O PERIODO OPERATIVO ( $V_o$ )

B - VIDA DE PERMANENCIA ( $V_p$ )

De algún modo estas unidades de tiempo nos permitirán definir el período más adecuado de registro a abarcar para cada una de las variables requeridas.

c.4.- La vida o período operativo ( $V_o$ ) se define como el máximo período de tiempo para el cual es admisible la no operatividad. Por ejemplo en el caso de un rompeolas que abriga a un área portuaria, este período sería función de las previsiones de volúmenes de tráfico a lo largo del tiempo y de la mayor o menor capacidad de las instalaciones de almacenaje para absorber las posibles paralizaciones del puerto.

c.5.- La vida o período de permanencia ( $V_p$ ) es función de la vida prevista para la obra, a su vez función de un período de amortización, más reservas de exportación o importación, etc. en el caso de un puerto.

d.- A partir de este momento será necesario obtener TODOS los datos variantes establecidos en los apartados anteriores, en base a la recopilación y elaboración de la información disponible (directa o de otras fuentes), por muy escasa que esta pueda ser, ya que en función de ello se definirán los "COEFICIENTES DE INSEGURIDAD" a aplicar según su análisis en el apartado 3.1.7. de esta ponencia.

d.1.- Siempre que sea posible se deberá buscar:

- Medición directa en el sitio.
- Medición directa de la o las variables que buscaremos.
- Utilización de equipos de precisión con duplicidad de datos.
- Registro por un PERIODO DE REGISTRO ACONSEJABLE ( $t_a$ ) que se podría establecer como  $K_i$  veces el período o vida asociado a cada tipo de variable, es decir:

$$t_{a_o} = K_o \cdot V_o \quad t_{a_p} = K_p \cdot V_p$$

En principio cabría establecer para el caso de un rompeolas portuario que:  $K_o \approx 3$  y  $K_p \approx 0,5$ , lo que quiere decir que si PERIODO OPERATIVO DE CALCULO es el mes, se deberá abarcar tres veces el mes pésimo para obtener el régimen medio de esa variable (por ejemplo si el mes pésimo para esa variable es Diciembre, se deberán abarcar 3 Diciembres)

A su vez si el PERIODO O VIDA DE PERMANENCIA es de veinte años, se deberá intentar abarcar datos extremos durante 10 años, siempre que sea posible tal como se ha dicho al principio de este punto.

Logicamente estos valores serían mínimos aconsejables y por lo tanto no limitativos, es decir cuanto mayor sea el período de registro mayor fiabilidad de los datos.

d.2.- Cuando lo anterior no sea posible se acudirán a cuantas fuentes de datos se dispongan, incluso para una misma variable, con objeto de poder así contrastar resultados por diversos caminos.

d.3.- Cuando los datos se obtengan a partir de los recopilados en otro punto próximo y válido técnicamente hablando, aunque distinto del que interesa investigar, se deberá aplicar la CORRELACION TOMA-OBRA ( $K_{1,1}$ ). Esta podrá obtenerse por alguno de los métodos descritos a continuación según su orden de preferencia.

$K_{1,1}$  - Correlación directa o "in situ"

Para ello se medirá simultáneamente en ambos puntos (toma y obra) la variable que se -



esté analizando durante un período de tiempo  $t_{1,1}$  fracción del período de registro aconsejable ( $t_0$ ) asociado a dicha variable estableciéndose en base a ello la correlación correspondiente. A ser posible  $t_{1,1} = t_0/3$ .

#### $K_{1,2}$ - Correlación por modelo

Se procederá, mediante el empleo de un modelo (físico o matemático) sancionado por la práctica, a buscar dicha correlación - generando y midiendo la variable en cuestión en ambos puntos del modelo (toma y obra).

Cuando el modelo así lo requiera deberá ir suplementado con una calibración que lógicamente requerirá de una medición previa "in situ" ( $K_{1,2-1}$ ), o bien el modelo podrá servir de complemento a una correlación in situ para extrapolarla a otros datos correspondientes a períodos de tiempo superiores a los registrados "in situ" ( $K_{1,1-2}$ )

#### $K_{1,3}$ - Correlación teórica:

En este caso se aplicarán teorías, fórmulas o tablas aceptadas en la práctica para establecer dicha correlación (por ejemplo, planos de oleaje en lo que respecta a este dato).

d.4.- Cuando los datos buscados haya que obtenerlos a través de otro u otros datos de los que exista información recopilada y que a su vez nos permitan definir el dato buscado, será necesario establecer la CORRELACION DATOS REGISTRADOS-DATOS BUSCADOS ( $K_2$ ) pudiéndose proceder de modo análogo al anteriormente expuesto.

#### $K_{2,1}$ - Correlación directa:

A través de medición directa "in situ" de ambos datos (registrado y buscado) durante tiempo  $t_{2,1}$  (aconsejable  $t_{2,1} = t_0/3$ )

#### $K_{2,2}$ - Correlación por modelo

#### $K_{2,3}$ - Correlación teórica

d.5.- Cuando los datos registrados que se vayan a utilizar como base de partida no sean datos instrumentales homogéneos, por lo tanto de garantía aceptable, será necesario el establecer una CORRELACION DATOS REGISTRADOS-DATOS REALES ( $K_3$ ). Esta correlación podrá obtenerse por uno de los dos de todos siguientes:

#### $K_{3,1}$ - Correlación directa:

A través de la medición simultánea durante un período de tiempo  $t_{3,1}$  por ambos tipos temas (sistema utilizado para los datos - recopilados - medición instrumental de los mismos datos).

#### $K_{3,2}$ - Correlación teórica:

A través de teorías o fórmulas establecidas por otros en casos similares (correlaciones: alturas de ola visuales-instrumentales, períodos visuales-instrumentales, etc...)

e.- Una vez obtenidos con lo anterior una serie de valores procedentes de diversas fuentes para cada una de las variables que se desea conocer en el punto que se desea investigar se procederá del modo siguiente en cada una de ellas:

e.1.- Se tantearán al menos dos tipos de ajuste para cada serie (fuente) de los normalmente aceptados, seleccionando de ellos aquel que encaje mejor con los datos disponibles.

e.2.- El ajuste de cada serie se hará siempre con la media de los datos disponibles en dicha serie.

e.3.- Para los regimenes extremales se intentará siempre proceder de acuerdo con los dos puntos anteriores. Solo en el caso de que los valores extremos de que se dispone no sean suficientes (al menos para un período  $t_{min} > 1/4$  de la vida de permanencia o supervivencia) como para obtener un regimen razonable, estos regimenes extremales podrán obtenerse teóricamente a partir de los regimenes medios de dicha variable (Suarez Bories, Copeira, Gumbel o otras teorías estadísticas).

e.4.- En caso de requerirse distribuciones o regimenes conjuntos de varias variables, se intentará obtenerlos directamente de los datos registrados. Cuando esto no sea factible podrá buscarse el grado

de dependencia de las variables de modo teórico y si aún así esto no resultará factible se adoptará el criterio que resulte más conservador en cada caso de los dos siguientes:

- Variables totalmente dependientes: la probabilidad correspondiente al conjunto de las variables será igual a la mayor probabilidad correspondiente a cada una aisladamente.
- Variables totalmente independientes: la probabilidad correspondiente al conjunto es el producto de las probabilidades correspondientes a cada una de ellas separadamente.

### 3.1.2.- Coefficientes correctores o de inseguridad

a.- Para los DATOS FIJOS (batimetría, geotecnia, etc.) en general no deberán ser necesarios coeficientes correctores si su obtención se ha hecho de acuerdo con lo anteriormente expuesto.

Solo en el caso de no haber seguido las recomendaciones será preciso aplicar coeficientes correctos o de inseguridad.

a.1.- Las cotas batimétricas deberán subirse o bajarse según sea lo más conservador en cada caso en proporción a la tolerancia tenida en su obtención y en cualquier caso nunca deberían aceptarse tolerancias mayores del 5 al 10% de la profundidad. Tengase en cuenta que la profundidad está directamente ligada a la altura de las olas rompientes en la zona, y consideremos la importancia que dicho dato puede tener en el diseño del rompeolas.

a.2.- El perfil geotécnico a considerar para el diseño de un determinado tramo será el peor de los dos sondeos limitantes del tramo y en ningún caso se aceptarán separaciones entre sondeos superiores al doble de lo recomendado anteriormente a menos que existan estudios geofísicos complementarios que lo justifiquen.

a.3.- Las características geotécnicas a considerar para los diversos suelos de un mismo estrato se establecen según las recomendaciones existentes ya citadas, en función del número de ensayos de cada tipo realizados y de la dispersión de los resultados obtenidos.

b.- En lo que respecta a los DATOS VARIANTES, según lo anterior, dispondremos de una serie de regimenes - ("modios" si el enfoque es operacional o "Extremas" si el enfoque es de supervivencia o permanencia) para cada una de las variables ( $X_{iA}$ ,  $X_{iB}$ ,  $Y_{jA}$  etc....)

El número de regimenes (n) deberá crecer cuanto mayor sea el grado de prioridad de la variable correspondiente ( $X_{iA}$ ) ya que cuanto más importante sea mayor número de fuentes y mayor número de métodos se habrán utilizado para sus investigaciones.

El régimen definitivo a utilizar para el estudio de dicha variable ( $X_{iA}$ ) se obtendrá a partir de la media ponderada de los (n) regimenes existentes.

Los criterios de ponderación deberán ser función del conjunto de factores descritos anteriormente (apartado 3.1.1.) que han servido de base para obtener cada uno de los regimenes, siendo una posibilidad o base para discusión los que a continuación exponemos.

b.1.- Se podría partir de que al régimen obtenido por el método aconsejable expuesto en 3.1.1.d.1 (medición directa in situ de la variable deseada con equipo de precisión durante el PERIODO ACONSEJABLE  $t_a$ ) se le diese un PESO UNIDAD ( $P_a$ ) a establecer.

b.2.- Si el PERIODO DE REGISTRO ( $t$ ) variase con respecto al ACONSEJABLE ( $t_a$ ) se podría establecer el siguiente criterio:

b.2.1.- Si  $t \geq 2t_a$  se podría considerar que se ha cubierto un PERIODO DE REGISTRO OPTIMO ( $t_o$ ) y que al régimen obtenido es el óptimo y por lo tanto debiera ser el elegido como definitivo o sea con peso  $P_o$ .

Tengase en cuenta que con esto resultaría:

$t_o \approx 2t_a \approx \begin{cases} 6V_o & \text{(6 veces registrada la vida operativa)} \\ 1V_p & \text{(registrados periodos de retorno similares a la vida de permanencia).} \end{cases}$

b.2.2.- Si por el contrario el período de registro  $t$  es muy bajo y por lo tanto el régimen de muy baja fiabilidad el peso que debiera dársele sería muy bajo.

b.2.3.- Así cabría establecer el criterio de que el PESO (P) a aplicar a cada régimen en función del PERIODO DE REGISTRO ( $t$ ) podría ser una función del tipo:

$$P(t) = P_a (t/t_a)^\alpha$$

siendo:

$P(t)$  = Peso a aplicar

$t$  = Período de registro según lo descrito anteriormente (3.1.1)

$t_a$  =  $3 V_o$  si se trata de un régimen medio de vida o período operativo ( $V_o$ )

$t_a$  =  $0,5 V_p$  si se trata de un régimen extremo de vida de supervivencia o permanencia ( $V_p$ )

$P_a$  = Peso unidad. Valor constante a definir en la norma a establecer en el futuro. (En principio podría ser del orden de  $P_a = 10$ ).

$\alpha$  = Constante a fijar. En principio podría ser 1 a 2.

b.2.4.- Cuando se trate de ponderar un régimen extremo no obtenido en base a datos extremales, sino a partir del régimen medio de la variable, según lo descrito en 3.1.1.e.1., este podría ponderarse con un peso  $\{P(t) \cdot 1/K\}$  fracción del peso Peco ( $P(t)$ ) que corresponde al régimen medio del que se ha obtenido. (En principio esta fracción podría ser del orden de 1/2).

b.3.- Si el régimen a ponderar proviene de aplicar a otros regímenes las correlaciones establecidas en 3.1.1.d.3, d.4 y d.5 (CORRELACIONES TOTA OBRA, DATOS REGISTRADOS-DATOS BUSCADOS, D. REGISTRADOS-D. REALES) el peso a aplicar será función de el n° y tipo de correlaciones aplicadas, al margen de que previamente ya tengan un peso  $P(t)$  función del tiempo de registro del régimen original según los criterios citados en el apartado anterior.

Estos pesos  $P(K_i)$  función del tipo de correlación ( $K_i$ ), que ya se definieron en 3.1.1.d.4, d.5 y d.6, podrían establecerse como factores correctores por inseguridad ( $C_{i,1} \leq 1$ ) a aplicar al peso  $P(t)$  con objeto de disminuir así el peso resultante para dicho régimen.

b.3.1.- Cuando no se haya aplicado ninguna correlación el peso resultante debiera ser solo el debido al tiempo de registro  $P(t)$  y por lo tanto el factor corrector debiera ser  $C_{i,1} = 1$ .

b.3.2.- En contra de lo anterior cuando se haya aplicado alguna correlación ( $K_i$ ) el peso a aplicar  $C_{i,1}$  será función del método de correlación utilizado.

b.3.3.- Correlación directa ( $C_{i,1}$ )

En tal caso el factor corrector ( $C_{i,1}$ ) debe ser función del período de registro ( $t_{i,1}$ ) utilizado para establecer la correlación, de biendo entonces:

$$C_{i,1} = 1 \quad \text{si } t_{i,1} \geq t_a$$

$$C_{i,1} = 0,66 \quad \text{si } t_{i,1} \geq t_a/3$$

$$C_{i,1} = 0 \quad \text{si } t_{i,1} \rightarrow 0$$

Pudiendo establecer en principio que:

$$C_{i,1}(t_{i,1}) = \left( \frac{t_{i,1}}{t_a} \right)^{\frac{t_a - t_{i,1}}{K_{c1}}} \quad \text{para } t_{i,1} \leq t_a$$

$$C_{i,1}(t_{i,1}) = 1 \quad \text{para } t_{i,1} > t_a$$

siendo:

$C_{i,1}$  = factor corrector del peso  $P(t)$  por correlación directa.

$t_{i,1}$  = tiempo de registro para establecer la correlación

$t_a = K_a \cdot V = (V_o \text{ o } V_p)$  según se describió antes.

$K_{c1}$  = constante a definir por la norma a establecer (en principio podría ser del orden de  $K_{c1} = 1,8$ )





b.3.4.- Correlación por modelo (C<sub>i,2</sub>) y correlación teórica (C<sub>i,3</sub>)

En estos dos casos los factores de correlación lógicamente debieran ser menores que la unidad y también en principio menor el C<sub>i,3</sub> que el C<sub>i,2</sub>

En principio podría establecerse como fracciones del coeficiente relativo a correlación directa obtenido según lo recomendado (t<sub>i,1</sub> = t<sub>a</sub>/3), es decir:

C<sub>i,2</sub> = 1/K<sub>c2</sub> ; C<sub>i,1</sub>(t<sub>i,1</sub>=t<sub>a</sub>/3) = 1/K<sub>c2</sub> (1/3)<sup>0.66</sup> K<sub>c1</sub>

C<sub>i,3</sub> = 1/K<sub>c3</sub> ; C<sub>i,1</sub>(t<sub>i,1</sub>=t<sub>a</sub>/3) = 1/K<sub>c3</sub> (1/3)<sup>0.66</sup> K<sub>c1</sub>

siendo:

C<sub>i,2</sub> = factor corrector del peso P(t) por correlación por modelo.

C<sub>i,3</sub> = idem por correlación teórica

C<sub>i,1</sub> = idem por correlación directa

K<sub>c1</sub> = Constante ya definida anteriormente

K<sub>c2</sub> y K<sub>c3</sub> = Constantes a definir por la norma establecida (en principio podrían ser del orden de K<sub>c2</sub> ≈ 1.5; K<sub>c3</sub> ≈ 2)

b.3.5.- Cuando una correlación directa con periodo de registro (t<sub>i,1</sub>) se haya complementado con correlación por modelo aplicada al resto de los datos iniciales registrados durante un periodo de registro (t), según se describió en el apartado 3.1.1.d.3., el factor corrector a aplicar serán entonces en función de ambos periodos de registro:

C<sub>i,1-2</sub>(t<sub>i,1</sub>, t) = 1/2 (C<sub>i,1</sub>(t<sub>i,1</sub>) + C<sub>i,2</sub>(t)) = 1/2 ((t<sub>i,1}/t<sub>a</sub>)<sup>0.66</sup> K<sub>c1</sub> + 1/K<sub>c2</sub> (t/t<sub>a</sub>)<sup>0.66</sup> K<sub>c1</sub>)</sub>

b.3.6.- Cuando un regimen se haya obtenido a través de varias correlaciones (K<sub>a,j</sub> x K<sub>a,g</sub> etc.), el factor corrector a aplicar al peso P(t) de dicho regimen será el producto de los factores correctores relativos a cada una de las correlaciones utilizadas (C<sub>i,j</sub> x C<sub>a,g</sub> x etc.)

b.4.- De acuerdo con todo lo anterior se podrá establecer el peso de ponderación final (P<sub>ij</sub>) que corresponde a cada regimen (F<sub>ij</sub>) obtenido de la misma variable X<sub>i</sub>, como:

P<sub>ij</sub> = P<sub>ij</sub>(t) x C<sub>a,j</sub> x C<sub>h,k</sub> x etc.

b.4.1.- Una vez establecidos los pesos finales se podrá obtener el REGIMEN DEFINITIVO (F<sub>i</sub>) de la variable en cuestión (X<sub>i</sub>) como media ponderada de todos ellos:

F<sub>i</sub>(X<sub>i</sub>) = Σ F<sub>ij</sub>(X<sub>i</sub>) x P<sub>ij</sub> / Σ P<sub>ij</sub>

b.4.2.- Para cada regimen definitivo (F<sub>i</sub>) se podrá deducir el PESO DEFINITIVO P<sub>i</sub> medio, resultante de los pesos individuales (P<sub>ij</sub>) de los (n) regimenes base utilizados:

P<sub>i</sub> = Σ P<sub>ij</sub> / n

b.4.3.- La fiabilidad del REGIMEN DEFINITIVO obtenido será función directa de la relación PESO DEFINITIVO/PESO UNIDAD (P<sub>i</sub>/P<sub>a</sub>)

Así pues si resultase P<sub>i</sub>/P<sub>a</sub> > 1, en principio el regimen sería aceptable y por lo tanto no requeriría de ningún COEFICIENTE POR INSEGURIDAD (I<sub>i</sub> = 1)

Si en contra de lo anterior resultase P<sub>i</sub>/P<sub>a</sub> < 1 en tal caso sería conveniente aplicar al REGIMEN DEFINITIVO un coeficiente (I<sub>i</sub> < 1) que sería multiplicador o divisor de los valores de la variable, según correspondiese desde una posición conservadora de diseño.

Este COEFICIENTE DE INSEGURIDAD podría ser del tipo:

I<sub>i</sub> = (P<sub>a</sub>/P<sub>i</sub>)<sup>1/2</sup> para P<sub>i</sub>/P<sub>a</sub> < 1

I<sub>i</sub> = 1 para P<sub>i</sub>/P<sub>a</sub> > 1



$I_1$  = Coeficiente por integridad multiplicador o divisor de los valores de la variable, según convenga.

$P_a$  = P = Peso unidad

$P_i$  = Peso medio del regimen definitivo o peso definitivo.

I = Constante a definir según la norma a establecer (En principio podría ser del orden de  $1 \approx 10$ ).

Como puede deducirse de la formula anterior en el caso de que información disponible sea muy mala o nula es decir ( $P_i \rightarrow 0$ ) el COEFICIENTE POR INSEGURIDAD a aplicar a dicho dato o variable sería  $I_1 \rightarrow \infty$  lo que equivale a decir que sería aconsejable no realizar dicho diseño hasta no conocer mejor dicha variable.

Esto debiera ser así en el caso de que se trate de una variable de alta prioridad en el diseño (alturas de oleaje, niveles del mar, etc...) aunque quizás no para variables de baja prioridad. A tal efecto cabría recomendar en estos casos lo siguiente:

1º) Si para dicha variable se sabe que para determinados valores finitos críticos pueden producirse efectos pesimos en el diseño del rompeolas o de cualquiera de los elementos de este (por ejemplo periodos de oleaje T para los que resulte un número de Iribarren crítico para el diseño, o grupos de olas pesimos para alguno de los elementos del rompeolas, corra espaldon, banquetá, etc) será aconsejable y deberá darse por supuesto la existencia de tales variables críticas.

2º) Si por el contrario alguna de las variables de las que no se dispone de información suficiente no tiene valores críticos finitos para los efectos pesimos sobre el diseño (por ejemplo: duración de los temporales, repetición de temporales, etc que como sabemos no tienen un valor crítico finito sino que cuanto mayores crecen sus efectos en el diseño), será conveniente:

2.1) Adoptar con criterio conservador valores de dichas variables incluso de zonas climáticamente distintas a la de las obras, realizando un análisis de sensibilidad del diseño frente a dichos valores.

2.2) Si de ello se deduce una ALTA PRIORIDAD para dicha variable, o si ya se conocia esta prioridad sin análisis de sensibilidad y además dicha variable es no limitable (por ejemplo: alturas de olas en rompeolas en grandes profundidades) se deberá recomendar la cancelación del diseño hasta disponer de una información más adecuada de dicha variable.

2.3) Si siendo de ALTA PRIORIDAD pero limitable (por ejemplo: alturas de oleaje en rompeolas en profundidades limitadas) se podrá optar por lo descrito en 2.2. o por adoptar el valor límite para dicha variable.

2.4) Si por el contrario se trata de una variable de BAJA PRIORIDAD se podrá adoptar un valor conservador tras el análisis de sensibilidad anteriormente citado.

### 3.2.- Criterios para el establecimiento de los datos a adoptar para el diseño.

Estos criterios solo afectan al establecimiento de los DATOS VARIANTES en el tiempo, ya que como se vio en 3.1.2.a. la fijación de los DATOS FIJOS a considerar para el diseño es inmediata según lo allí indicado.

Como ya se indicó en los apartados 2.2, 2.2.1, 2.2.2 y 2.2.3, existen básicamente tres sistemas para establecer los DATOS PARA EL CALCULO a partir de los regimenes obtenidos para cada uno de estos datos variantes que eran:

- a) Por criterios de optimización económica
- b) Por criterios de riesgo
- c) Por criterios de normativa

Tras el análisis hecho en los mencionados apartados cabe indicar que el sistema en principio más aconsejable es el tercero, siendo por ello objetivo de esta ponencia el establecer unas bases muy preliminares que pudieran servir de orientación para el enfoque de dicha norma.



### 3.2.1.- Factores a considerar

Como se ha visto existen dos tipos de enfoque:

- A.- Por operatividad o explotación
- B.- Por permanencia o supervivencia

Asociados cada uno a una VIDA ( $V_o$  ó  $V_p$ ).

Los factores que influyen en cada uno de ellos son distintos y por lo tanto distinto debe ser en principio el sistema empleado para establecer los datos de cálculo, pudiéndose señalar en base a ello lo siguiente:

a.- Para establecer los DATOS DE DISEÑO OPERATIVOS podrá generalmente utilizarse el sistema de OPTIMIZACIÓN ECONOMICA, ya descrito en 2.2.1.

a.1.- Solo en aquellos casos excepcionales en los que la no operación de la obra o instalación a diseñar representen daños considerables a terceros, será necesario acudir al CRITERIO DE RIESGOS, estableciendo en base a normas unos RIESGOS OPERATIVOS MAXIMOS ADMISIBLES ( $R_o$ ) o lo que es lo mismo GRADOS DE OPERATIVIDAD MÍNIMOS ADMISIBLES ( $G_o = 1 - R_o$ ).

En tales circunstancias siempre será factible el adoptar riesgos menores a los admisibles o, lo que es igual, grados de operatividad mayores a los admisibles si con ello se optimiza aún más la solución (OPTIMIZACIÓN ECONOMICA SUPEDITADA A UN RIESGO ADMISIBLE).

a.2.- En el caso de establecer un grado de operatividad o riesgo admisible ( $G_o = 1 - R_o$ ) los factores a considerar para su definición serán básicamente los siguientes:

$B_o$  : Bienes generados o defendidos propios o de otros, que podrían perderse por una no operación de la obra o instalación durante un periodo de tiempo  $V_o$ .

$L_o$  : Vidas, caso de que así fuese, dependientes de la no operación durante el mismo periodo  $V_o$ .

$C_o$  : Bienes generados directamente por la obra o instalación (propios) durante el periodo  $V_o$ .

$V_o$  : Vida o periodo operativo previsto para la obra o instalación, entendiéndose por tal - aquel periodo de tiempo máximo para el - que si dejase de operar la instalación - sólo se perderían los bienes propios  $C_o$  y por lo tanto  $V_o = 1_o$  ;  $L_o = 0$ .

b.- Para establecer los DATOS DE DISEÑO DE SUPERVIVENCIA, al revés que en el caso anterior, deberá generalmente utilizarse el sistema de RIESGO MAXIMO ADMISIBLE.

b.1.- Solo en el caso en que la obra o instalación sea de mínima importancia y en el supuesto de que su avería o rotura no causa daños a terceros se podrá optar por el sistema de OPTIMIZACIÓN ECONOMICA.

b.2.- Para la definición del RIESGO DE SUPERVIVENCIA ADMISIBLE los factores a considerar serán básicamente los siguientes:

$B_s$  : Bienes generados o defendidos propios o de otros que podrían perderse en caso de rotura de la obra o instalación.

$L_s$  : Vidas que podrían verse afectadas caso de rotura de la obra o instalación.

$C_s$  : Coste de la propia obra o instalación.

b.3.- Estos factores son aplicables al caso de ROTURA TOTAL, es decir para aquel tipo de diseño cuya "rotura es prácticamente instantánea" si se superan los DATOS O CONDICIONES DE CALCULO utilizadas para el diseño.

También sería aplicable en las obras o instalaciones cuya "rotura es de tipo progresivo", a aquellas CONDICIONES O DATOS DE CALCULO tales que el nivel de daños que se producirían en la obra fuese ya inadmisibles y por lo tanto equivalentes a una ROTURA TOTAL.

b.4.- En las obras de "rotura progresiva" cabe destacar una segunda definición de RIESGO MAXIMO ADMISIBLE ( $R_{s,r}$ ), asociado a las CONDICIONES DE CALCULO tales que en caso de ser ligeramente rebasadas se produciría el INICIO DE AVERIA; mientras que el definido anteriormente iría asociado a la ROTURA TOTAL ( $R_{s,r}$ ).

Sin embargo consideramos que sea cual fuese el tipo de rotura de la obra a diseñar, el criterio de fijación de los datos de cálculo debe ser en base al riesgo de rotura total  $R_{s,i}$  lo que de algún modo lleva implícito una fijación del  $R_{s,i}$  máximo admisible.

Es decir que podrán adoptarse valores de  $R_{s,i}$  que más convengan (optimización económica) siempre y cuando ello no signifique que se están aceptando riesgos de rotura total  $R_{s,i}$  mayores de los admisibles establecidos por norma.

### 3.2.2.- Criterio de riesgo, Riesgo máximo admisible y Período de retorno mínimo para el cálculo.

a.- La definición de RIESGO MAXIMO ADMISIBLE POR OPERATIVIDAD ( $R_o$ ) podría establecerse en base a los siguientes criterios:

a.1.- Si la importancia de la obra es mínima, las únicas pérdidas por no operación serán las propias por lo que:

$$B_o = C_o \quad \text{y} \quad L_o = 0$$

$$\text{o sea: } Y_o = \frac{B_o + K_L L_o}{C_o} = 1$$

en tal caso el riesgo  $R_o$  deberá coincidir con el máximo de la norma:

$$R_o = R_{\max} \quad (\text{en principio podría ser } R_{\max} = 1 \text{ certeza})$$

a.2.- En el caso contrario cuando la importancia sea muy grande:  $Y_o \rightarrow \infty$ , y en tal caso el riesgo deberá coincidir con el mínimo establecido en la norma:

$$R_o = R_{\min} \quad (\text{en principio este podría ser } 0 \leq R_{\min} \leq 0,1)$$

a.3.- A partir de estos dos casos límites es posible establecer múltiples funciones para definir  $R_o$ . Posteriormente en el punto C. de este mismo apartado se analizan algunas de estas posibles funciones.

b.- La definición del RIESGO MAXIMO ADMISIBLE POR SUPERVIVENCIA ( $R_s$  siempre =  $R_{s,i}$ ) podría establecerse en base a criterios muy similares, es decir:

b.1.- En el caso de que la obra sea de mínima importancia resultará que:

$$L_s = 0 \quad \text{y} \quad B_s = C_s$$

Por lo tanto la relación  $Y_s$  entre pérdidas por roturas y coste de la obra tendería a la unidad:

$$Y_s = \frac{B_s + K_L L_s}{C_s} = 1$$

En tal caso el riesgo admisible  $R_s$  debería de coincidir con el máximo admitido en la norma:

$$R_s = R_{\max} \quad (\text{en principio podría ser } R_{\max} \in 0,5)$$

b.2.- En contra de lo anterior, a medida que crezca el valor de  $Y_s$  deberá decrecer el de  $R_s$  y en el caso de que  $Y_s \rightarrow \infty$  el valor de  $R_s$  deberá coincidir con el mínimo que se establezca en la norma:

$$Y_s \rightarrow \infty$$

$$R_s \rightarrow R_{\min} \quad (\text{en principio podría ser } 0 < R_{\min} \leq 0,1)$$

b.3.- A partir de estos dos valores límites es posible establecer múltiples criterios para definir  $R_s$ .

c.- En la figura 12 se han presentado gráficamente algunas posibles fórmulas para la definición de  $R_o$  y  $R_s$ .

A continuación se escriben dichas fórmulas de acuerdo con el número dado a su representación gráfica en la figura.

$$1.- R = \frac{R_{\max}}{Y_s}$$

$$2.- R = \frac{R_{\max} - R_{\min}}{Y_s} + R_{\min}$$

$$3.- R = \frac{R_{max}}{1 + K L E Y_s}$$

$$4.- R = \frac{R_{max}}{1 + K L E Y_s}$$

c.1.- En principio las funciones 3 y 4 definen una zona que pudiera ser razonablemente válida, por lo que opinamos que la función definitiva podría ser del tipo:

$$R = \frac{R_{max}}{1 + K L E Y_s}$$

donde para  $K = 1$  se obtendría la función 3 y para  $K = 2, 3$  se tendería a la función 4. Así pues en principio  $K$  podría establecerse entre 1 y 2.

c.2.- Definido el valor del RIESGO OPERATIVO ADMISIBLE  $R$ , se podrán obtener los DATOS DE CÁLCULO OPERATIVOS sin más que entrar con dicho riesgo en el REGIMEN MEDIO DEFINITIVO PARA LA VIDA OPERATIVA, obtenido anteriormente según lo descrito en el apartado 2.2.

c.3.- Análogamente, una vez conocido el RIESGO ADMISIBLE POR SUPERVIVENCIA ( $R_s$ ) automáticamente se podrá definir el PERÍODO DE RETORNO MÍNIMO a considerar para las CONDICIONES O DATOS DE CÁLCULO, en función de la VIDA DE SUPERVIVENCIA O PERMANENCIA DE LA OBRA ( $V_p$ )

$$T_s = \frac{1}{1 - (1 - R_s)^{1/V_p}}$$

donde sustituyendo  $R_s$  por la fórmula inicialmente propuesta resultará.

$$R_s = \frac{1}{1 - \left(1 - \frac{R_{max}}{1 + K L E Y_s}\right)^{1/V_p}}$$

$$R_s = \frac{1}{1 - \left(1 - \frac{R_{max}}{1 + K L E \frac{H \cdot K \cdot L}{C}}\right)^{1/V_p}}$$

c.4.- Conocido  $T$  automáticamente quedan definidos los DATOS PARA EL CÁLCULO a partir del REGIMEN EXTREMAL DEFINITIVO establecido según lo descrito en el apartado 1.1.

### 3.3.- Criterios para el desarrollo del diseño propiamente dicho.

Refiriéndonos especialmente al DISEÑO RESISTENTE O DE PERMANENCIA del rompeolas cabe establecer:

a) El diseño resultante del rompeolas será función del método empleado en su desarrollo (métodos empíricos, modelos matemáticos, modelos físicos). A este respecto son de destacar las conclusiones establecidas por la Comisión Internacional del PIANC para el estudio del efecto del oleaje, y que delimita el empleo de los métodos empíricos, para el diseño de los elementos de la obra, al nivel previo o anteproyecto recomendado el empleo de modelos físicos para el diseño definitivo de las piezas del manto.

b) El diseño deberá abarcar por igual a todas las componentes o elementos de la sección del rompeolas (muros, espaldón, bermas, etc) contemplando su resistencia o estabilidad:

- Hidráulica.
- Geotécnica
- Estructural

A este respecto debe señalarse la dificultad incluso en el empleo de modelos físicos para obtener resultados fiables especialmente en el aspecto estructural, por la influencia que los efectos de escala tienen en la definición de los esfuerzos a que se someten a los diversos elementos del rompeolas.

c) En base a lo anterior cabe establecer unos factores de CORRECCION POR EL METODO DE DISEÑO empleado para definir cada uno de los elementos del rompeolas según los diversos aspectos antes mencionados, y que en principio se estima que podrían ser del tipo siguientes:

- Desde el punto de vista hidráulico, una mayoración en el peso y espesores de los distintos elementos.
- Desde el punto de vista geotécnico la exigencia de coeficientes de seguridad al deslizamiento, hundimiento





to, etc, más conservadores dentro de los límites establecidos por las normas geotécnicas ya existentes.

- Desde el punto de vista estructural al considerar coeficientes de mayoración conservadores a los esfuerzos de diseño estimados para definir las características resistentes de los diversos elementos.

### 3.4.- Criterios para tomar en consideración la influencia en el diseño de las etapas posteriores del rompelas.

Como se analizó en el punto 2.4, la influencia que deberán tener en el diseño del rompelas las etapas posteriores del mismo (construcción y supervisión, inspección y conservación) es importantísima.

Tal como allí se indicó esta influencia es de dos tipos:

a.- Definición de datos básicos de diseño allí denominados **NO AMBIENTALES** (materiales disponibles, geometría para construcción, geometría para conservación, etapas constructivas intermedias a comprobar, etc)

b.- Correcciones a aplicar al diseño por:

- Nivel de calidad previsto en la construcción y supervisión.
- Grado de inspección y conservación previstos durante la vida futura del rompelas.

b.1.- La primera afectará al diseño en cada uno de sus aspectos:

- Hidráulicamente, tomando en consideración las tolerancias previsibles en taludes, cotas, anchuras de banquetas, espesores de los mantos, porosidad de los muros, densidades, etc... se comprobará que el diseño sea capaz de resistir incluso en los límites de dichas tolerancias previsibles.
- Geotécnicamente, el diseño también deberá ser válido en los límites de la tolerancia antes citadas, aunque en este caso sean aceptables los coeficientes de seguridad al deslizamiento, hundimiento, etc. establecidos en las normas geotécnicas.
- Estructuralmente deberá comprobarse que el diseño de cada elemento es válido teniendo en cuenta para ello la mayoración de esfuerzos permisivos y la minoración de las tensiones admisibles que pueden conllevar las tolerancias previsibles, considerando dichas condiciones como casos límites de acuerdo con los criterios que las normas es-

tructurales establecen.

b.2.- De lo anterior resultará un sobredimensionamiento aparente aunque no real del rompelas función del nivel de calidad previsible, que podrá afectar principalmente a sobreespesores en capos y en encarpas de banquetas, así como tamaños y resistencias características mayores para los diversos elementos del mismo.

b.3.- En el caso de que se tenga la seguridad de que existiera una futura y correcta inspección y conservación del rompelas esto permitirá aumentar el riesgo admisible o lo que es lo mismo reducir el periodo de retorno a considerar para el establecimiento de los datos de diseño descrito en 3.2.2. pudiendo establecer en primera aproximación del modo siguiente:

$$T_s \geq T_{s1} \text{ y } T_{s2}$$

siendo:

$$T_{s1} = \frac{0,7}{1 - \left(1 - \frac{R_{max}}{1 + K \frac{L}{C}}\right)^{1/V}} \frac{1}{P}$$

$$T_{s2} = \frac{1}{1 - \left(1 - \frac{R_{max}}{1 + K \frac{L}{C}}\right)^{1/r}}$$

donde:

$T_s$  = Periodo de retorno a considerar  
 $r$  = Periodo previsto entre las campañas de conservación del rompelas.

Los demás valores son los indicados anteriormente en el apartado 3.2.2.

#### 4.- BLOQUES DE LA CORAZA. ASPECTOS A CONSIDERAR EN EL DISEÑO

##### 4.1.- Descripción de algunos tipos de bloques.

En las últimas décadas han proliferado enormemente el número y tipo de bloques para la coraza de rompeolas.

De entre todos ellos se han seleccionado algunos más representativos del conjunto, incluyendo algunos de sus datos principales en la tabla (fig. 13).

Así mismo se incluyen las características geométricas básicas de estos:

- Tetrapodo (fig. 14)
- Cuadropodo (fig. 15)
- Tribar (fig. 16)
- Dolos (fig. 17)
- Stabit (fig. 18)
- Algunos tipos de cubos (fig. 19)
- Accropodo (fig. 20)
- Hexapodo (fig. 21)
- Algunos otros tipos (fig. 22)

Dado que las figuras son suficientemente explicativas, no se considera necesario ningún tipo de descripción complementaria.

A continuación se analizarán los diversos aspectos a considerar para los diseños del elemento del rompeolas "coraza o manto principal", aisladamente, o sea, dando por supuesto que están correctamente los demás elementos del rompeolas que pueden afectarla como son, banquetas de pies, mantos secundarios, parapetos, etc.

##### 4.2.- Aspectos a considerar para el Diseño de la coraza.

Para seleccionar adecuadamente el tipo de bloque idóneo para la coraza de un rompeolas debemos tomar en consideración varios aspectos básicos que son:

- a- La estabilidad del bloque y forma en que esta evoluciona.
- b- La resistencia estructural en relación a los esfuerzos previsible.
- c- Los aspectos constructivos y económicos.

A continuación se dan algunos datos de interés relativos a estos aspectos:

##### a.- Estabilidad.

a.1.- En la tabla de la fig. 13 se indican los valores de  $K_p$  correspondiente a los diversos bloques antes citados, para incidencia normal del oleaje con ola rota o sin romper.

Aunque  $K_p$  no sea un factor totalmente definitivo, según ya se ha dicho, si es cierto que de algún modo representa una mayor o menor estabilidad de cada tipo de pieza.

Como puede verse los valores oscilan desde 3,5 hasta 30, es decir en relaciones de hasta 0,6/1, lo cual en principio representa una considerable disminución en el peso de unos elementos frente a otros.

a.2.- Para también tener en consideración el efecto que la INCIDENCIA OBLICUA del oleaje puede tener en la estabilidad se han representado en la fig. 23, los factores multiplicadores del peso resultante para los elementos en el caso de ser bloques del morro del rompeolas, también para ola rota o sin romper. De esta tabla se deduce que estos incrementos de peso pueden oscilar desde un 5% a un 90% según cual sea el elemento, lo que de algún modo reduce algo el abanico inicial tan grande.

a.2.1. Quizás sean más representativas de esta influencia de la INCIDENCIA OBLICUA las figuras 24 a 27 en las que Gimenez Curto y Losada, basados en resultados de ensayos recopilados, analizan el efecto para cinco tipos de elementos (Rip-rap, bloques paralelepípedicos, tetrapodos y dolos) con diversos taludes.

De ellas se deducen los siguientes datos básicos:

a.2.2. La influencia de la incidencia oblicua del oleaje es mínima para escolleras en general, incluso mejorando la estabilidad al aumentar el ángulo de ataque del oleaje.

Por el contrario esta influencia es muy importante tanto para tetrapodos como para dolos, para los que existe un ángulo de incidencia crítico (alrededor de los 45 a 60°) para el que la estabilidad decrece considerablemente.

Los bloques paralelepípedicos se encuentran en una situación intermedia, aunque claramente más próximos al comportamiento de las escolleras que al de los dolos o tetrapodos.

a.2.3. Los resultados anteriores coinciden sensiblemente con los obtenidos por Whilloek y Price para dolos (fig. 29)

a.3.- Otro factor de gran importancia en la estabilidad de cualquier tipo de bloque (Fig. 30 a 34) es el PERIODO DEL OLEAJE, tal como lo han demostrado entre otros Bruun y Ahrens, y que ha hecho que el PIANC lo recalque especialmente en sus conclusiones, según se dijo. En las figuras antes mencionadas se analiza la evolución de la función de estabilidad  $\Psi$ :

$$\Psi = \frac{W(S_T - 1)^2}{H^2 \cdot \gamma_T}$$

frente a la variación del número de Iribarren: directamente ligado al período del oleaje:

$$I_r = \xi = \text{tg} \sqrt{H/L_0} = \text{tg} \sqrt{H/KT_0}$$

Del análisis de dichas figuras se deduce claramente lo siguiente:

a.3.1. La influencia del período en la estabilidad es evidente independientemente de cual sea el talud y el tipo de bloque considerados.

a.3.2. La influencia se acentúa siempre para los taludes más verticales, decreciendo rápidamente para los más tendidos, independientemente del tipo de bloque considerado.

a.3.3. Los valores críticos del número de Iribarren para los que se produce la menor estabilidad, están comprendidos entre 1,5 y 4,5, estando el centro de gravedad de dichos valores alrededor de 2,5 a 3, según cual sea el tipo de elemento y el talud considerado.

a.3.4. Así mismo se observa que la amplitud del intervalo de  $\xi$  en el cual se produce el mínimo de estabilidad es menor para escolleras, creciendo sensiblemente para tetrapodos, siendo intermedio y más próximo al de las escolleras el correspondiente a bloques paralelepípedicos. Esto quiere decir que el rango de períodos del oleaje que afectan más fuertemente a la estabilidad es ligeramente menor para las escolleras que para los bloques, creciendo considerablemente para los tetrapodos.

a.3.5. Esta influencia del período también puede comprobarse para los dolos, tal como lo hicieron Whilloek y Price (fig. 35).

a.4.- Otro aspecto muy importante a considerar es la forma que tiene la EVOLUCIÓN DE DAÑOS o, lo que es lo mismo, el tipo de degradación o rotura del manto principal en función del tipo de bloque utilizado.

A este respecto son de utilidad las investigaciones de Hudson relativas a la variación de  $K_D$  y del porcentaje de daños  $D\%$  en relación al incremento de altura de ola respecto a la de no daños ( $H/H_D$ ). (fig. 36)

a.4.1. A este respecto quizás resulte más representativa la (fig. 37) en la que Whilloek y Price analizan el mismo fenómeno para escolleras, tetrapodos y dolos. De ella se deduce lo siguiente:

a.4.2. Para alturas de ola entre 1,0 y 1,6 veces la de daños  $0\%$ , se observa que la evolución de daños es similar para escolleras y tetrapodos ( $D=15$  a  $20\%$ ), siendo sensiblemente menos para los dolos ( $D=5\%$ ). Sin embargo a partir de esa altura de ola es decir para  $H/H_D > 1,6$  el fenómeno parece invertirse produciéndose una rotura total rápida para los dolos mientras que para las escolleras continúa siendo progresiva aunque con mayor pendiente.

Debe hacerse notar que en el anterior ensayo los daños son valorados como piezas movidas de la co- rraza, es decir daño por fallo de estabilidad hidráulica, pero no tienen en consideración la posibilidad de fallo por rotura del elemento.

a.4.3. De los ensayos realizados por Iribarren se deduce para bloques paralelepípedicos un comportamiento muy similar al descrito para las escolleras (fig. 38).

Tomando en consideración su opinión en cuanto a que para niveles de daño del orden del 30% podía considerarse que se había alcanzado el nivel de colapso del rompeolas (ya que en esas condiciones queda gran parte de los mantos secundarios expuestos directamente al oleaje) podríamos estar diciendo que dicha situación se alcanza para alturas de ola del orden de 1,5 a 1,7 veces la de no daños, siendo prácticamente igual para cualquiera de los tipos de bloque antes citados.

a.5.- Otro aspecto que puede influir en la estabilidad del rompeolas y en su geometría, aunque no sea afectando directamente a la coraza pero sí relacionado con ella, es el ASCENSO y DESCENSO (Rup y Rundown) que puede ser causa de daños en el parapeto, talud interior y banquetas de pie del rompeolas.

A este respecto es muy útil el análisis hecho por J. Curto y Losada y que queda resumido en la fig. 39. De ello se deducen algunos aspectos importantes.

a.5.1. Aquí aparece otra vez la importancia que tiene el período del oleaje a través del número de Iribarren, tal como ya lo comprobaron Bruun y Gunback entre otros.

De ello se comprueba que independientemente del tipo de talud, el ascenso y descenso crece al crecer el número de Iribarren.

a.5.2. La variación es mayor para el ASCENSO siendo este mayor en escolleras y decreciendo para los tetrapodos.

a.5.3. El máximo maximorum se produce para taludes impermeables lisos, de donde se deduce la gran importancia de la porosidad y permeabilidad del manto.

a.5.4. La variación es menor en el DESCENSO y resultan de muy similar para todos los elementos.

a.6.- También pueden afectar a la estabilidad del rompeolas por la influencia en la erosión del pie las REFLEXIONES del oleaje en el talud. (fig.40)

a.6.1. También se comprueba la influencia del período, siendo crecientes las reflexiones al crecer el número de Iribarren.

a.6.2. Los máximos se producen para taludes lisos e impermeables (importancia de la porosidad y permeabilidad).

a.6.3. La reflexión en principio resulta menor para esollera que para rip-rap o dolos.

a.7.- Por último es interesante indicar los resultados obtenidos por Price en unos ensayos, muy especiales por su enfoque, relativos a la TRABAZÓN-ESTABILIDAD de algunos tipos de bloques y para diversas taludes.

En ellos se intentaba extraer algún bloque del manto midiendo la fuerza necesaria y comparándola con el peso del elemento. Los resultados se resumen en las fig. 41 y 42 deduciéndose de ella lo siguiente:

a.7.1. La trabazón (F/W) para piezas en desorden (random) es máxima para dolos y escolleras decreciendo para estabitos y tetrapodos, pero también las dispersiones (σ) en los valores obtenidos crecen en igual sentido.

Este hecho está muy ligado al tema ya comentado en la primera parte de esta ponencia relativa a las bandas o niveles de confianza a adoptar en el diseño para los diversos fenómenos o variables a considerar.

a.7.2. Así mismo se deduce que tanto para los dolos como para los stabit existe un talud crítico para el cual la trabazón (F/W) es máxima y que está alrededor de  $\alpha=25$  a  $30^\circ$ .

b.- Resistencia estructural y esfuerzos.

Este es un campo mucho menos investigado que el de la estabilidad como lo demuestra la menor información existente al respecto y que además se dedica casi exclusivamente a un solo tipo de bloque: el dolo.

Probablemente el motivo de ello sea la dificultad que encierra el evaluar correctamente los esfuerzos a que las piezas de una coraza están sometidas una vez colocadas.

19 Porque los cálculos teorías son en este caso de una inexactitud desconocida, dada la multitud de factores que influyen en ello y la imposibilidad de estimar su influencia.

- Factores geotécnicos: asentamientos, deslizamientos, etc.

- Factores ambientales: oleaje, mareas, terremotos, etc.

- Factores propios del elemento: peso, geometría, trabazón etc...

2) Porque los resultados obtenidos en base a módulos reducidos tampoco son de gran fiabilidad:

- Por la gran influencia en este caso de los efectos de escala.
- Por la dificultad de reproducir correctamente todos los fenómenos antes citados.

3) Por las dificultades implícitas en una medición directa en el prototipo, instrumentando los bloques.

A pesar de ello y como proyectistas tenemos la responsabilidad de seguir diseñando las obras cuando se nos solicite, razón por la que insisto en la conveniencia de definir y aplicar unos criterios de CORRECCIÓN POR INSEGURIDAD O IGNORANCIA ya mencionados en la primera parte de la ponencia.

En cualquier caso, existen una serie de razonamientos lógicos respecto a la resistencia y esfuerzos en los bloques, que nos pueden ayudar en el diseño

b.1.1. Aunque no se haya podido medir, sí cabe intuir que los esfuerzos máximos producidos por posibles asentamientos del rompeolas (geotécnico, de maduración) deben ser mayores en principio para los bloques muy entrelazados que para los que trabajan más por su propio peso, aunque en contrapartida el peso de estos últimos a igualdad de estabilidad será mayor que el de los primeros.

b.2.- Aunque no está clara la influencia del tamaño del bloque en la relación esfuerzos/capacidad resistente, precisamente por la falta de datos respecto a los esfuerzos, en principio puede establecerse lo siguiente:

b.2.1 Si se considerase que los esfuerzos son equiparables a los que se producen por la caída del bloque desde una altura proporcional a su dimensión básica, parece claro, de acuerdo con algunas pruebas de este tipo realizadas con Dolos y con Tetrapodos (fig. 43), que a mayor tamaño mayores esfuerzos o, lo que es igual, mayor riesgo de roturas por lo que nos para estos dos tipos de bloques.

b.4.- Un aspecto muy importante a tener en cuenta en el diseño es el efecto que las roturas pueden tener en el futuro del rompeolas.

Resulta evidente que el resultado debe ser malo, intuyéndose que debe ser distinto el enfoque según sean piezas que trabajen más por peso propio y rozamiento con las vecinas o bien de las que trabajan más por trabazón con ellas.

- En el primer caso se producirá una bajada súbita en la capacidad de estabilidad hidráulica, que en principio se intuye proporcional a la relación de peso trozos rotos/pieza completa, ya que los rozamientos deben seguir actuando.

- En el segundo caso se advierte que además de la pérdida de capacidad antes citada, debe aparecer otra debida a la pérdida de trabazón entre los elementos.

b.4.1. En base a lo anterior cabría establecer un coeficiente  $P_e$  de PÉRDIDA DE EFICACIA HIDRAULICA que podría ser la relación entre el  $K_D$  resultante de ensayar la sección con un determinado porcentaje de piezas rotas  $X$ , y el  $K_D$  inicial sin roturas.

En base a la evolución de la curva  $P_e/X$  podríamos tener una mejor idea del comportamiento previsible en caso de rotura, aunque no por ello ibamos a saber si se romperían o no.

b.4.2. Respecto a este comportamiento hidráulico con bloques rotos, se han realizado diversas investigaciones para el caso de dolos con algunos resultados espectaculares.

b.5.- Las experiencias obtenidas con el empleo de bloques reforzados con armadura demuestra que a largo plazo el resultado obtenido no es favorable.

Existen intentos e investigaciones encaminadas a obtener materiales más idóneos para este tipo de elementos, pero los resultados obtenidos son aún muy escasos.

C.- Aspectos constructivos y económicos.

C.1.- En la fig. 49 se incluyen algunas comparaciones en cuanto a volumen de concreto, número y tamaño de elementos que resultan necesarios por unidad de superficie de coraza o unidad de longitud de rompeolas.

b.7. Lo que respecta a medición de tensiones, existían algunos datos de interés relativos a dolos. El estudio con inclusión de ensayos fotoclasticos realizado por Lillkamp, es quizás el más completo, deduciéndose de él la concentración de tensiones que para este tipo de piezas se produce en la unión del alma con las patas (fig. 44). Mettan realizó un estudio de tensiones estáticas y dinámicas en dolos sometidos a diversas fuerzas de valor igual al peso de la pieza (fig. 45), deduciéndose de ello valores máximos de las tensiones estáticas del orden de las 200 a 300 Tn/m<sup>2</sup>, según sea dolo modificado o el antiguo.

Por último, son de destacar los resultados obtenidos en ensayos mediante instrumentación de los dolos presentados por Paape (fig. 46) de los que se deducen tensiones de pico de hasta 35 a 40 Kg/cm<sup>2</sup>, suponiendo el dolo de 42 Tn. y sometido a un oleaje con altura 0,8 veces la altura de ola para no daños.

b.2.3. También es interesante el nuevo sistema de medir daños considerado por Haggren en lo que respecta a dolos, midiendo el grado de movimiento de dolos para alturas de ola inferiores a la H<sub>d</sub> (fig. 47)

De ella se deduce que si los dolos para resistir no debieran sufrir movimientos importantes, el dimensionamiento debería hacerse en base a alturas de ola entre 0,5 y 0,7 de la H<sub>d</sub> convencional deducida por razones de estabilidad hidráulica.

Si esto fuese así, ello nos conduciría a que este tipo de bloques y similares debieran ser considerados como obra rígida similar a los diques verticales, debiéndose considerar para su dimensionamiento a nivel previo alturas de ola próximas a la H<sub>max</sub>.

b.3.- Otro razonamiento lógico es considerar que cuanto más robusta o menos esbelta sea la pieza, mejor debe comportarse desde el punto de vista resistente.

b.3.1. A estos efectos es interesante el factor ROBUSTEZ definido por Sogreah, (fig. 48) y que nos da una idea respecto a este punto, aplicándolo al caso de dolo, tetrapodo y acropodo.

Debe tenerse en cuenta que estos valores están obtenidos en base a una misma capacidad de estabilidad hidráulica basada en la fórmula de Hudson y por lo tanto no contempla las influencias de todos los demás fenómenos que afectan a la estabilidad de una coraza y que se han analizado anteriormente.

Así mismo dicha comparación parte de la base de la validez, desde el punto de vista resistente, de todos los bloques tipo allí comparados.

Dando por válidos estos condicionantes, de la citada figura 49, se deducen los siguientes datos de interés:

- c.1.1. Desde el punto de vista construcción se deducen ventajas según sea el tipo de bloque que se adopte, especialmente en los casos siguientes:
- Cuando no sean adecuadas los materiales naturales de la zona.
  - Cuando se trate de rompeolas excepcionales, bien sea por los calados o por las severas condiciones ambientales que requieran el empleo de bloques de gran tamaño a colocar a grandes distancias exigiendo medios de construcción excepcionales y fuera de lo standard.
- c.1.2. Por el contrario cuando sean aprovechables los materiales naturales de la zona o nos encontremos en dimensiones de bloques dentro de lo convencional, desde el punto de vista constructivo no se deducen grandes ventajas por el empleo de un tipo de bloques frente a otros puesto que en general cuando decrece el volumen de concreto por metros de rompeolas (ventajas en fabricación), crece el número de unidades de bloque a manejar y colocar. Esto únicamente no se cumple en el caso de bloques colocados en una sola capa, que como contrapartida requieren una colocación más exacta en el manto y unas tolerancias mucho menores para la ejecución de capas inferiores.
- c.1.3. Respecto al proceso constructivo y de control insistimos en la importancia que tanto ha recordado Bruun y que ya se analizó en la primera parte de esta ponencia.

Dicha importancia se agudiza aún más en el caso de utilizar bloques delicados que exigen una mayor precisión y cuidado en su control, fabricación, manejo y colocación. A este respecto es de interés el estudio realizado por Vasco Costa relativo a la colocación de bloques desde un medio flotante, deduciéndose de él la importancia que los movimientos del flotador pueden tener en el movimiento resultante en el bloque (periodos críticos)

- c.2.- Desde el punto de vista económico no están claras las ventajas del empleo de un tipo de bloques frente a otro ya que, en general, lo que se ahorra en materiales se encarece en fabricación y manejo (ver comparación de Holmes y Park fig.49). De acuerdo con lo anterior es evidente que el resultado económico estará directamente afectado por la relación de costes entre materiales y medios de manejo y colocación que se den en cada sitio, lo que a su vez se verá afectado en el caso de excepcionalidad en el peso de las piezas y la necesidad de pasar de medios convencionales a medios especiales para su manejo.

## 5.- CONCLUSIONES

Las conclusiones que cabe establecer para cada una de las dos partes de la ponencia son las siguientes:

- a.- Primera parte. Problemática y criterios del diseño.
- a.1. Es imprescindible una definición y análisis completo de todas las variables que puedan afectar al diseño, tanto en lo que respecta a datos ambientales, como constructivos o de conservación del rompeolas.
- a.2. En cuanto a los datos ambientales, una especial atención es requerida en lo que respecta al periodo y agrupamiento del oleaje, por su influencia en tan tos aspectos del diseño.
- a.3. Los métodos empíricos para el diseño deben solo utilizarse a nivel de anteproyecto siendo aconsejable el recurrir a ensayos en modelo para el diseño definitivo.
- a.4. Sería aconsejable el establecimiento de una normativa o de unas recomendaciones a nivel internacional, que permitiera un contraste previo de criterios y una selección y homogeneización de los mismos, tal como se ha hecho en otras ramas de la ingeniería.

- a.5. Dichas recomendaciones deberían prestar especial atención al aspecto de riesgos a considerar para las acciones extremales de diseño, especialmente cuando por las condiciones físicas de la obra (p.e: grandes calados) no exista una limitación natural de dichas acciones extremales.

## b.- Bloques de la coraza.

- b.1. Es necesaria mayor investigación en este campo, especialmente en lo que se refiere a la definición de esfuerzos en los bloques y lo que ello conlleva (efectos de escala).
- b.2. Es evidente la gran influencia que tienen el número de Trébarren, el ángulo de incidencia del oleaje y la porosidad y permeabilidad del manto, afectando directamente al diseño y también a la construcción especialmente en lo que se refiere a tolerancias en el talud.
- b.3. Sería conveniente establecer una homogeneidad de criterios en cuanto a los métodos de evaluar el resultado de los ensayos (forma de medir daños, niveles o bandas de confianza a utilizar para definir resultados).
- b.4. Dado el alto grado de duda que existe en cuanto a los aspectos resistencia/esfuerzos para los diversos tipos de bloques así como las grandes variaciones posibles en las ventajas técnicas constructivas y económicas, resulta aconsejable el adoptar posturas razonablemente conservadoras en el momento de adoptar el tipo de bloque a utilizar en un determinado rompeolas.



## BIBLIOGRAFIA CONSULTADA

- Ahrens, J.P. y McCartney, B.L. - Wave period effect on the stability of tip rap, Proc. C.Eng. in the Oceans/III Vol.1975
- Borgman Leon E. Risk criteria. Proc. Am. Soc. C. Eng. Water and Harbors Division Ag. 1963.
- Bruun P. Common reasons for damage or breakdown of mound breakwaters. Coastal Eng. 1979.
- Bruun P y Günbak A.R. New design principles for rubble mound structures. Proc. Conf. on Coastal Eng. 15th 1976.
- Bruun P y Günbak A.R. Stability of sloping structures in relation to  $S = \tan \sqrt{H/L_0}$  risk criteria in design. Coastal Eng. 1978.
- Comita Aleman para obras en Puertos y Riberas. Recomendaciones EAU 1970.
- Copeiro del Villa E. Un método práctico de prever oleaje extremo para el cálculo de estructuras marinas. Rev. de O. Públicas Jun 1976.
- Copeiro, E. Extremal prediction of significant wave height. Proc. Conf. on Coastal Eng. 16th 1978.
- Del Moral C.R. y Berenguer P.J. Curso de Ingeniería de Puertos y Costas M.O.P.U. España 1980.
- Donald D. y Dennis. Effect of broken dolosse on break water stability. Proc. Conf. on Coastal Eng. 15th 1976.
- Fdez. Dupuy y Brennan W. Wave data and the Design Process. Symp. on Design of R.M. Breakwaters. B.H.C. 1977.
- Fdez. Dupuy V. Criterios de riesgo para el diseño de las obras marítimas de una Central Nuclear Costera. VII Reunión Anual de la Soc. de Energía Nuclear 1981.
- Harshkumar, C.D. Volume and Strength of a dolos. Journal of the Wat.w. Harb. and Coastal Eng. Div. Feb. 1976.
- Hudson R.Y. Laboratory Investigation of rubble mound breakwaters. J. Water Harb. Div. ASCE 1959.
- Iribarreu R. Una fórmula para el cálculo de los diques de escollera. M. Bermejillo, Pasajes, España 1938.
- Iribarren R y Nogales C. Generalización de la fórmula para el cálculo de los diques de escollera y comprobación de sus coeficientes. Revista de O.P. 1950.
- Lillevang, O.J. y Wayne E.H. Experimental study of stresses within the breakwater armor piece "dolos". Proc. Conf. on Coastal Eng. 15th 1976.
- Losada M y Gimenez Curto L. Revisión de los parametros de la fórmula de Iribarreu para diques de escollera. Influencia de la duración y del periodo en la probabilidad del fallo. Rev. O. Públicas 1970.
- Losada M. y Gimenez Curto L. Comportamiento de los diques rompeolas bajo la acción del oleaje. Univ. de Santander. 1979-1980
- Hagoon O. y Baird W.F. Breakage of breakwaters armor units. Symp. Des. R.M. Breakwater. B.H.C. 1977.
- Merrifield E.M. y Zwamborn J.A. The economic value of a new breakwater armor unit "dolos". Proc. Conf. Coastal Eng. 10th. 1966.
- Mettam J.D. Design of main breakwater at Sines Harbor. Proc. Conf. on Coastal Eng. 15th 1976.
- Paape A. Lightering M. Model investigation as a part of the design of rubble-mound breakwater. Int. en. Semin. on Crit. Des. and Const. of Breakwaters. Santander 1980.
- Permanent international Association of Navigation Congresses. (PIANC)
- Sogreah. Accropode pour une protection efficace et économique des brise-lames 1980.
- Sogreah. Le tetrapode
- Stabit Id. A new type of artificial armor block for breakwaters and Sea Defence Works.
- Suarez Bares. P. Multivariate risk and optimum economic analysis in marine structures. Symp. on Des. of R.M. Breakwater. BHC 1977
- U.S. Army Coastal Engineering Research Center. Shore Protection manual 1977.
- U.S. Corp. of Engineers. Rapport of the Committee on Artificial Armor Units for Coastal structures. Jan 1972.
- Van der Kreeke y Paape. On optimum breakwater design. Proc. 9th Conf. on Coastal Eng. 1964.
- Vasco Costa. Rubble mound breakwaters as dissipaters of wave energy. The DCH Auth. Ap. 1981
- Whillock A.R. y Price W.A. Armour blocks as slope protection. Proc. Conf. on Coastal Eng. 15th 1976.

## INDICE DE FIGURAS

- 1.- Planta de un rompeolas
- 2.- Sección tipo de un rompeolas
- 3.- Diversos tipos de ajuste para la distribución extremal de una misma variable.
- 4.- Curvas de control o bandas de confianza de un ajuste
- 5.- Criterio de optimización económica.
- 6.- Formulas empíricas para el diseño de los bloques de la coraza
- 7.- Dispersión de las fórmulas para el diseño de los bloques de la coraza.
- 8.- Efectos de escala para modelos basados en la constancia del número de Froud.
- 9.- Datos ambientales necesarios, para el diseño resistente o de permanencia de un rompeolas
- 10.- Recomendaciones para los levantamientos topográficos-batimétricos.
- 11.- Recomendaciones EAU en cuanto a la distribución de sondeos geotécnicos.
- 12.- Posibles funciones del riesgo admisible.
- 13.- Principales bloques para corazas.
- 14.- Tetrapodo.
- 15.- Cuadrípodo
- 16.- Tríbar
- 17.- Dolos
- 18.- Stabit
- 19.- Algunos cubos
- 20.- Accropodo
- 21.- Hexapodo
- 22.- Algunos otros tipos de bloques
- 23.- Factor multiplicador de peso para bloques del morro.
- 24.- Influencia del ángulo de incidencia en rip-rap.
- 25.- " " " Escolleras
- 26.- " " " Bloques paralelepípedicos
- 27.- " " " Tetrapodos
- 28.- " " " Dolos
- 29.- Efecto del ángulo de incidencia en Dolos
- 30.- Función de estabilidad para rip-rap, en relación al nº de Iribarreca.
- 31.- " " " escolleras " "
- 32.- " " " escolleras " "
- 33.- " " " bloques paral. " "
- 34.- " " " Tetrapodos " "
- 35.- Efecto del período en dolos
- 36.- Valores de  $K_D$  en función de la relación  $H/H_{02}$  y Daños
- 37.- Evolución de daños en escolleras, tetrapodos y dolos
- 38.- Evolución daños según Iribarreca.
- 39.- Comparación de la altura de ascenso-descenso del agua sobre taludes de distintas características
- 40.- Comparación de la reflexión sobre taludes de distintas características.
- 41.- Relación fuerza de extracción/peso del bloque para diversos tipos de elementos
- 42.- Variación de la fuerza de extracción en función del talud
- 43.- Altura de caída para rotura de bloques
- 44.- Tensiones en dolos (Fuente: Lillewang)
- 45.- Tensiones estáticas y dinámica en dolos.
- 46.- Tensiones medidas en dolos instrumentados en modelo (Fuente: Paape)
- 47.- Grado de movimiento de dolos en función de  $H$ .
- 48.- Factor robustez del bloque
- 49.- Volumen de concreto y nº de unidades para diversos bloques tipo

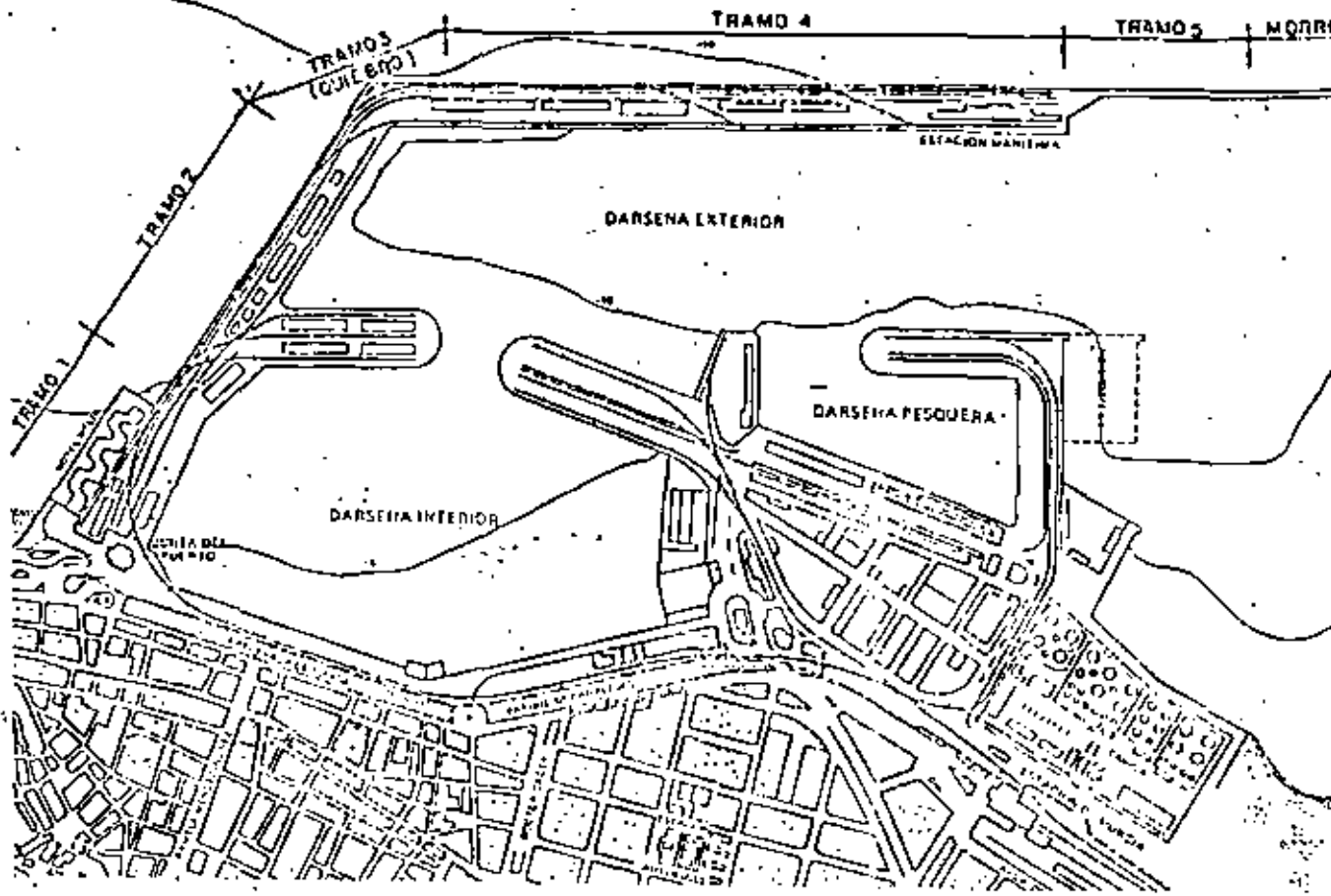


FIG. 1.- PLANTA DE UN ROMPEOLAS

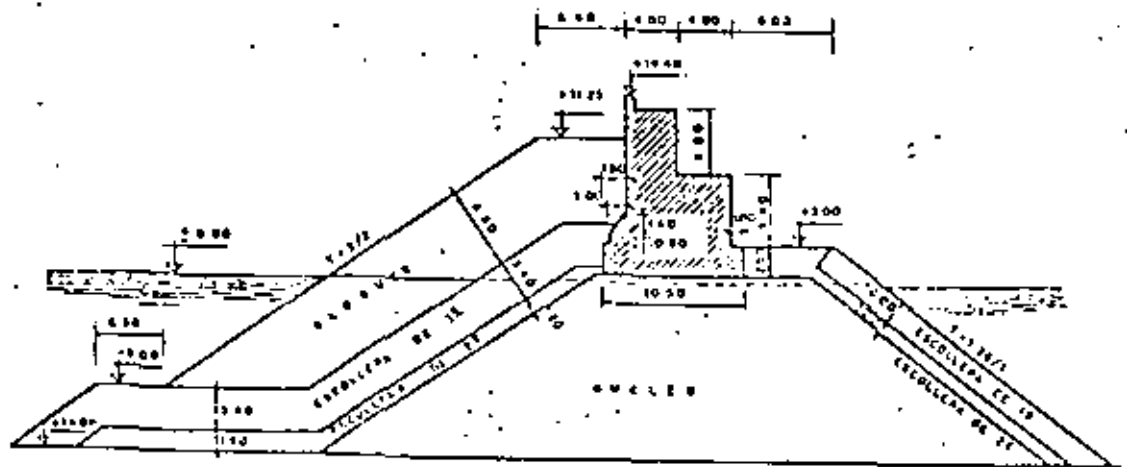


FIG. 2.- SECCION TIPO DE UN ROMPEOLAS

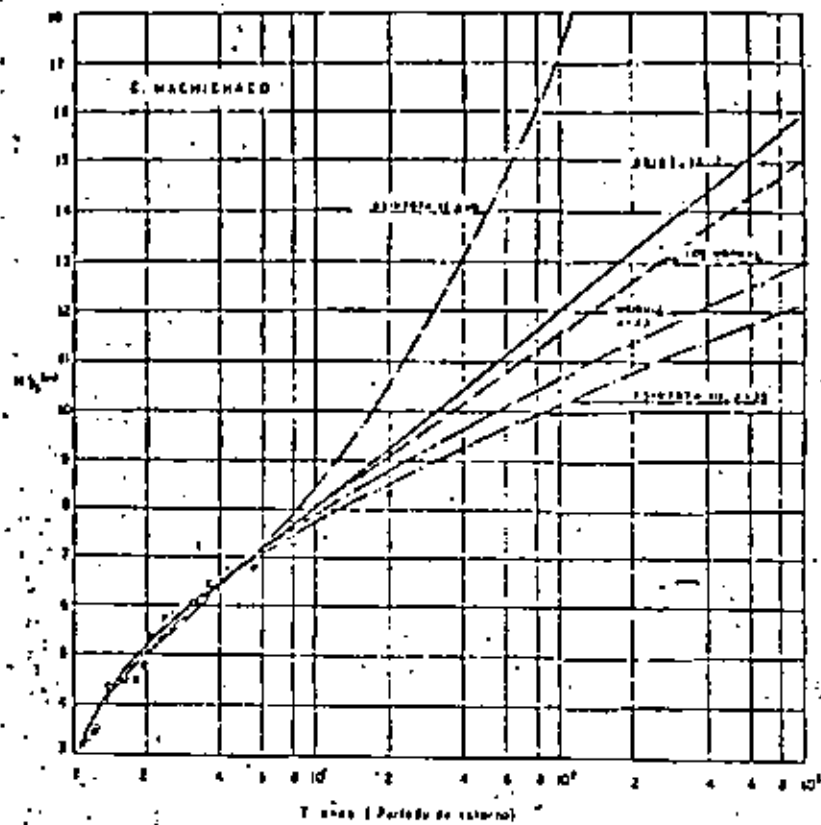


FIG. 3- DIVERSOS TIPOS DE AJUSTE PARA LA DISTRIBUCION EXTREMAL DE UNA MISMA VARIABLE.

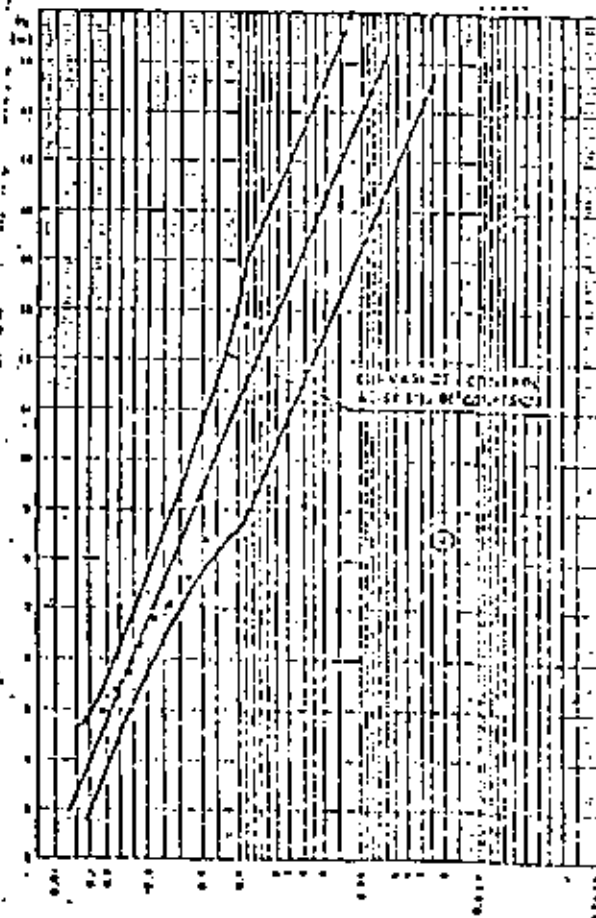


FIG. 4. CURVAS DE CONTROL O BANDAS DE CONFIANZA DE UN AJUSTE.

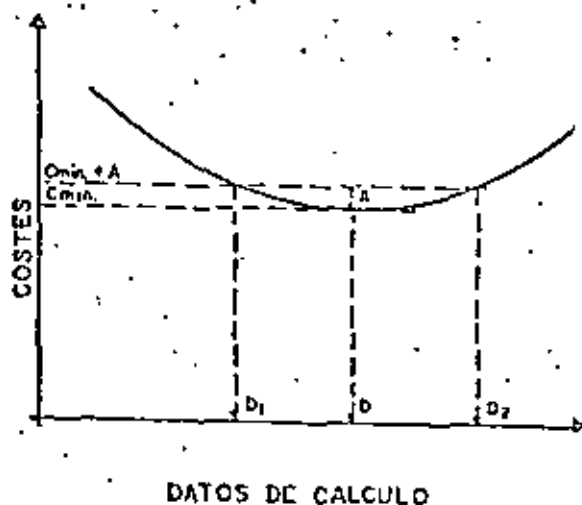
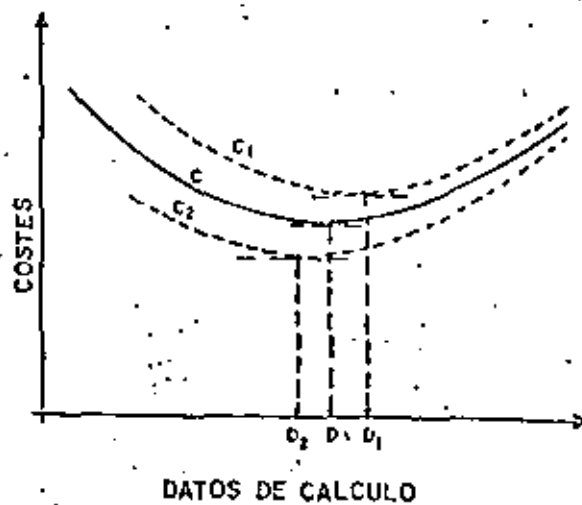
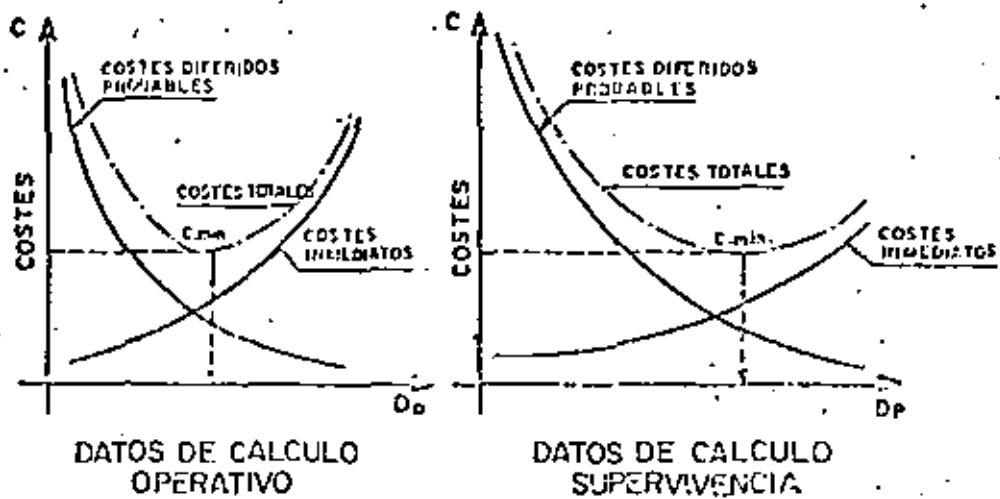


FIG.5.-CRITERIO DE OPTIMIZACION ECONOMICA

PAIS Autores	FORMULAS GENERALES	FIGURA	
		Aplicaciones numéricas	$f(u) =$
España Castro	$W = \frac{0,704}{(\cotg \alpha + 1)^2 \cdot \sqrt{\cotg \alpha - \frac{2}{\rho s}}} \cdot \frac{H^3 \cdot \rho s}{\left(\frac{\rho s}{\rho w} - 1\right)^2}$	$\rho s = 2,65$	$\frac{0,704}{(\cotg \alpha + 1)^2 \cdot \sqrt{\cotg \alpha - 0,754}}$
Iribarren*	$W = \frac{K}{(\cos \alpha - \sin \alpha)^2} \cdot \frac{H^3 \cdot \rho s}{\left(\frac{\rho s}{\rho w} - 1\right)^2}$	$K = 0,023$ (para $d < 0,06 L$ )	$\frac{0,023}{(\cos \alpha - \sin \alpha)^2}$
Iribarren**	$W = \frac{K}{(\mu \cos \alpha - \sin \alpha)^2} \cdot \frac{H^3 \cdot \rho s}{\left(\frac{\rho s}{\rho w} - 1\right)^2}$	$K = 0,43$ $\mu = 2,38$	$\frac{0,43}{(2,38 \cos \alpha - \sin \alpha)^2}$
Estados Unidos: Mathews (no publicada)	$W = \frac{0,0149}{(\cos \alpha - 0,75 \sin \alpha)^2} \cdot \frac{H^3 \cdot T \cdot \rho s}{\left(\frac{\rho s}{\rho w} - 1\right)^2}$	$T = 2,5 H$	$\frac{0,03725}{(\cos \alpha - 0,75 \sin \alpha)^2}$
Epstein and Tyrrel	$W = \frac{K}{(\mu - \lg \mu)^2} \cdot \frac{H^3 \cdot \rho s}{\left(\frac{\rho s}{\rho w} - 1\right)^2}$		
Hickson and Rodolf	$W = \frac{0,0162}{\lg^2 \left(45^\circ - \frac{\alpha}{2}\right)} \cdot \frac{H^3 \cdot T \cdot \rho s}{\left(\frac{\rho s}{\rho w} - 1\right)^2}$	$T = 2,5 H$	$\frac{0,0405}{\lg^2 \left(45^\circ - \frac{\alpha}{2}\right)}$
Hudson	$W = \frac{1}{K_d \cdot \cotg^2 \alpha} \cdot \frac{H^3 \cdot \rho s}{\left(\frac{\rho s}{\rho w} - 1\right)^2}$	$K_d = 3,2$ (para 0-1% daño) $K_d = 15,9$ (para 30-60% daño)	$\frac{1}{3,2 \cotg^2 \alpha}$ $\frac{1}{15,9 \cotg^2 \alpha}$
Francia: Larras	$W = \frac{K \cdot \left[ \frac{2\pi H}{L} \right]}{\left[ \sin h \cdot \frac{4\pi Z}{L} \right]} \cdot \frac{H^3 \cdot \rho s}{\left(\frac{\rho s}{\rho w} - 1\right)^2}$	$K = 0,0152$ $\text{con: } Z = \frac{H}{2}$ $\gamma$ $\frac{H}{L} < \sim 0,1$	$\frac{0,0152}{(\cos \alpha - \sin \alpha)^2}$
Beaudévin	$W = K \cdot K_s \cdot \frac{1}{\cotg \alpha - 0,8} - 0,15 \cdot \frac{H^3 \cdot \rho s}{\left(\frac{\rho s}{\rho w} - 1\right)^2}$	$K = 0,10$ $K_s = 2,5$	$0,25 \left( \frac{1}{\cotg \alpha - 0,8} - 0,15 \right)$
Suecia: Hedar*	$W = \frac{K}{(\cos \alpha - \sin \alpha)^2} \cdot \frac{H^3 \cdot \rho s}{\left(\frac{\rho s}{\rho w} - 1\right)^2}$	$K = 0,015$	$\frac{0,015}{(\cos \alpha - \sin \alpha)^2}$

PAIS Autores	FORMULAS GENERALES	FIGURA	
		Aplicaciones numéricas	f(n) =
Hedar**	$W = \frac{K \cdot K_1^2}{(\mu \cos \alpha - \sin \alpha)^2} \cdot \frac{H^2 \cdot \rho s}{\left(\frac{\rho s}{\rho w} - 1\right)^2}$ <p>con: <math>K_1 = K</math>, (n: núcleo de permeabilidad) y <math>\alpha &gt; \sim 15^\circ</math></p>	$K = 0,1113 \cdot 10^3$ $\mu = 1,11$ núcleo permeable: $K_1(15^\circ) = 7,44$ $K_1(20^\circ) = 7,48$ $K_1(25^\circ) = 6,36$ $K_1(30^\circ) = 5,29$ $K_1(35^\circ) = 4,70$ $K_1(40^\circ) = 3,00^*$ $K_1(45^\circ) = 1,40^*$ *extrapolación	$= \frac{0,1113 \cdot 10^3 \cdot K_1^2}{(1,11 \cos \alpha - \sin \alpha)^2}$
Noruega:			
Svec	$W = \frac{K}{\cos^2 \alpha} \cdot \frac{H^2 \cdot \rho s}{\left(\frac{\rho s}{\rho w} - 1\right)^2}$	$K = 0,12$	$\frac{0,12}{\cos^2 \alpha}$
URSS:			
SN-92-60	$W = \frac{K}{\sqrt{1 + \cotg^2 \alpha}} \cdot \frac{H^2 \cdot L \cdot \rho s}{\left(\frac{\rho s}{\rho w} - 1\right)^2}$	$K = 0,025$ $L = 20 \text{ m}$	$\frac{0,5}{\sqrt{1 + \cotg^2 \alpha}}$
Rybichovsky	$W = \frac{K}{\cos^2 \alpha \cdot \sqrt{\cotg^2 \alpha}} \cdot \frac{H^2 \cdot L \cdot \rho s}{\left(\frac{\rho s}{\rho w} - 1\right)^2}$	$K = 0,015$ $L = 20 \text{ m}$	$\frac{0,3}{\cos^2 \alpha \cdot \sqrt{\cotg^2 \alpha}}$
Metelicyna	$W = \frac{K \cdot K_1}{\cos^2 (23^\circ + \alpha)} \cdot \frac{H^2 \cdot \rho s}{\left(\frac{\rho s}{\rho w} - 1\right)^2}$	$K = 0,025$ $K_1 = 1,5$	$\frac{0,0375}{\cos^2 (23 + \alpha)}$
Goldschtein y Kenonenko	$W = 0,3 \cdot K \cdot 1g^{1,11} \alpha \cdot \frac{H^2 \cdot \rho s}{\left(\frac{\rho s}{\rho w} - 1\right)^2}$	$K = 1,4$ (para: $H < 5 \text{ m}$ )	$0,42 (1g^{1,11} \alpha)$

FIG. 6.- CONTINUACION.

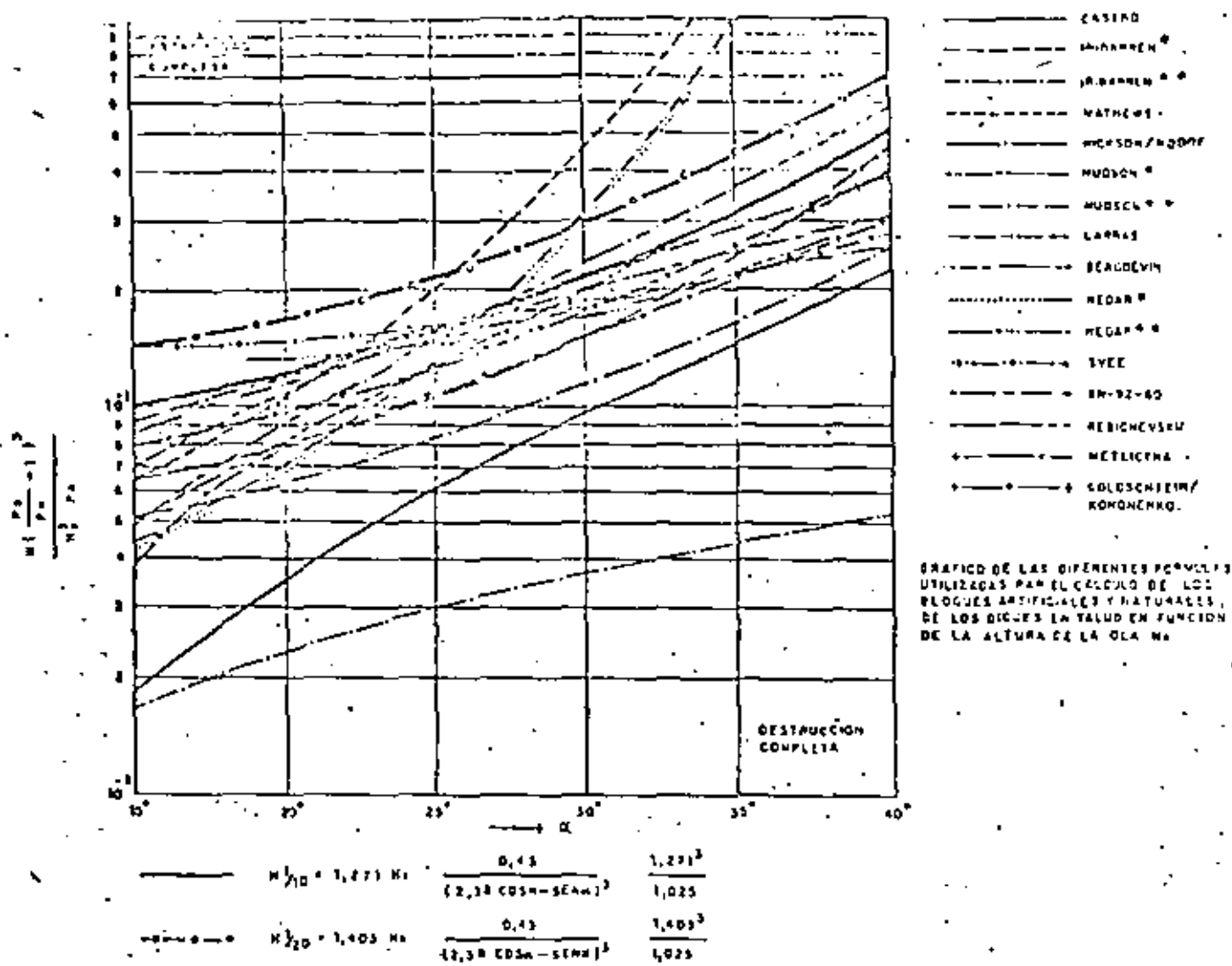


FIG. 7.- DISPERSION DE LAS FOMULAS PARA EL DISEÑO DE LOS BLOQUES DE LA CORAZA.

ESCALAS LONGITUDES	MODELO TIEMPOS	FACTORES COMPRESIBILI.	MULTIPLICADOR. VISCOSIDAD	TENSION SUPER. TEMS. SUPERF.
$L_r$	$L_r^{1,2}$	$L_r^2 + L_r^3 = L_r^{1,3}$	$L_r^{1,2} + L_r^3 = L_r^{1,3}$	$L_r + L_r^3 = L_r^{1,3}$
1/10	1/3.2	10	32	100
1/20	1/4.5	20	89	400
1/30	1/5.3	30	164	900
1/40	1/6.3	40	253	1 600
1/50	1/7.1	50	356	2 500
1/60	1/7.7	60	465	3 600
1/70	1/8.4	70	586	4 900
1/80	1/8.9	80	716	6 400
1/90	1/9.5	90	854	8 100
1/100	1/10	100	1 000	10 000

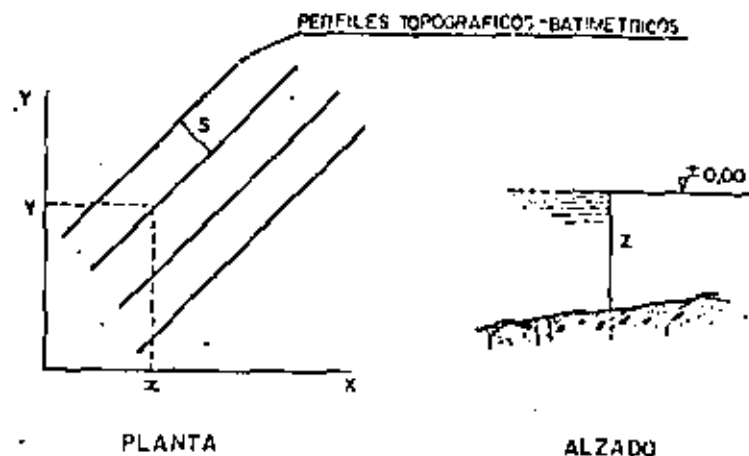
FIG. 8.- EFECTOS DE ESCALA PARA MODELOS BASADOS EN LA CONSTANCIA DEL NUMERO DE FRANKE



FIG. 9.- DATOS AMBIENTALES NECESARIOS PARA EL DISEÑO RESISTENTE O DE PERMANENCIA DE UN ROMPEOLAS.

TIPO	DATOS	VARIABLES	AFECTA PRINCIPALMENTE AL DISEÑO EN:	PRIORIDAD	INFLUYE EN OTROS DATOS	METODO DE ANALISIS
DATOS FIJOS	TOPOGRAFIA	COCORDENADAS	GEOMETRIA	MUY ALTA	OLEAJE NIVELES MAR DIN LITORAL	—
	BATIMETRIA	COTAS				
DATOS FIJOS	GEOLOGIA Y GEOTECNA	COTAS ESPECTRO CARACTERISTICAS, GEOTEC.	ESTABILIDAD GEOMETRIA RESISTENCIA ELEMENTOS (ASENTAMIENTOS) PROCESO CONSTRUCTIVO	ALTA	DIN LITORAL	—
	OLEAJE	ALTURAS PERIODOS DIRECCIONES ESPECTRO AGUJACION DURACION REPETICION	GEOMETRIA ESTABILIDAD RESISTENCIA DE LOS ELEMENTOS PROCESO CONSTRUCTIVO DISEÑO OPERATIVO	MUY ALTA	NIVELES MAR DIN LITORAL CORRIENTES	ESTADISTICO
DATOS VARIANTES	MAREA ASTRONOMICA	NIVELES MAX NIVELES MIN. FORMA	GEOMETRIA ESTABILIDAD (MES) PROCESO CONSTRUCTIVO	ALTA A MEDIA SEGUN	OLEAJE CORRIENTES DIN. LITORAL	ANALIZADOR
	MAREA METEOROLOGICA	NIVELES MAX. NIVELES MIN.	IDEM MAREA ASTRONOMICA	IDEM	IDEM	ESTADISTICO
	CORRIENTES	VELOCIDADES DIRECCIONES DURACIONES	ESTABILIDAD DE PIE GEOMETRIA DISEÑO OPERATIVO	MEDIA A ALTA SEGUN	DIN LITORAL	ESTADISTICO
	TSUNAMIS	ALTURA PERIODO DIRECCION	ESTABILIDAD	MEDIA A ALTA SEGUN		—
	DINAMICA LITORAL	EVOLUCION DE LOS FONDOS	ESTABILIDAD DISEÑO OPERATIVO	MEDIA A ALTA SEGUN	BATIMETRIA OLEAJE NIVELES MAR	—
	TERREMOTOS	ACELERACIONES DURACION	ESTABILIDAD	BAJA A ALTA	TSUNAMIS	ESTADISTICO O NORMATIVA
	VIENTOS	VELOCIDADES DIRECCIONES DURACIONES	DISEÑO OPERATIVO GEOMETRIA (REBASES)	BAJA	OLEAJE NIVELES MAR CORRIENTES	ESTADISTICO
	OTROS DATOS	HIELO NIEVE TEMPERATURA PRESIONES				

FIG. 10.- RECOMENDACIONES PARA LOS LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS-BATIMETRICOS



CARACTERISTICAS ACONSEJABLES

	En la Escala Gráfica		En la realidad si	
	E:1/1000	E:1/5000	E:1/5000	E:1/10000
Separación entre perfiles S	1 cm.	10 m.	50 m.	100 m.
Tolerancia horizontal Ax, Ay	± 1 mm.	± 1 m.	± 5 m.	± 10 m.
Tolerancia vertical Ax	± 0.01 a 0.02 en z real			

ESCALAS ACONSEJABLES PARA LOS PLANOS

Plano	Escala
General hasta profundidades indefinidas (Z=0/?)	1/5000 a 1/10000
General hasta las proximidades del rompeolas	1/1000 a 1/5000
De detalle de tramos del rompeolas	> 1/1000



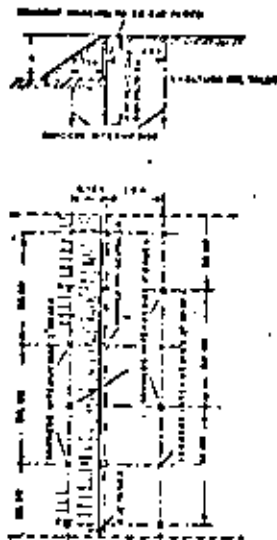


FIG. 11.- RECOMENDACIONES EAU PARA DISTRIBUCION DE SONDEOS GEOTECNICOS.

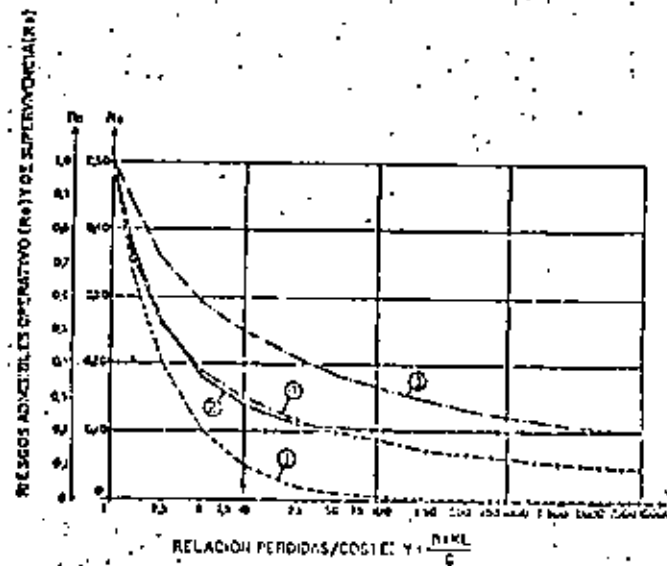


FIG. 12.- POSIBLES FUNCIONES DEL RIESGO ADMISIBLE

UNIDADES	Nº	COLOCACION	R <sub>0</sub> HUDSON		PENDIENTE Coef. α	País	Año de aparición
			OLA ROSA	OLA ROJO ROSA			
Escollera	2	arrojado	3,5	4	1,5 a 3	--	--
"	3	"	3,9	4,5	1,5 a 3	--	--
Tetrápodo	2	"	7,2	8,3	1,5 a 3	Francia	1.950
Cuadrípodo	2	"	7,2	8,3	1,5 a 3	USA	1.959
Triobar	2	"	9	10,4	1,5 a 3	USA	1.958
"	1	colocada	12	15	1,5 a 3		
Dolos	2	arrojado	22	25	1 a 2	S. Afr. CA	1.963
Stabít	2	"	8	9	1 a 2	Inglaterra	1.961
Cúbicos	2	"	6,8	7,8	1 a 2	--	--
Hexápodo	2	"	8,2	9,5	1 a 2	USA	1.959
Hexápodo	2	colocados	29	30	1 a 2	Mejico	1.978
"	2	arrojados	21	22	1 a 2		
Dinosaurio	1	arrojado	29	30	1 a 2	Francia	1.974
Acrópodo	1	colocado	12	15	1.33	Francia	≈ 1.980

FIG. 13.- PRINCIPALES BLOQUES PARA CORAZAS

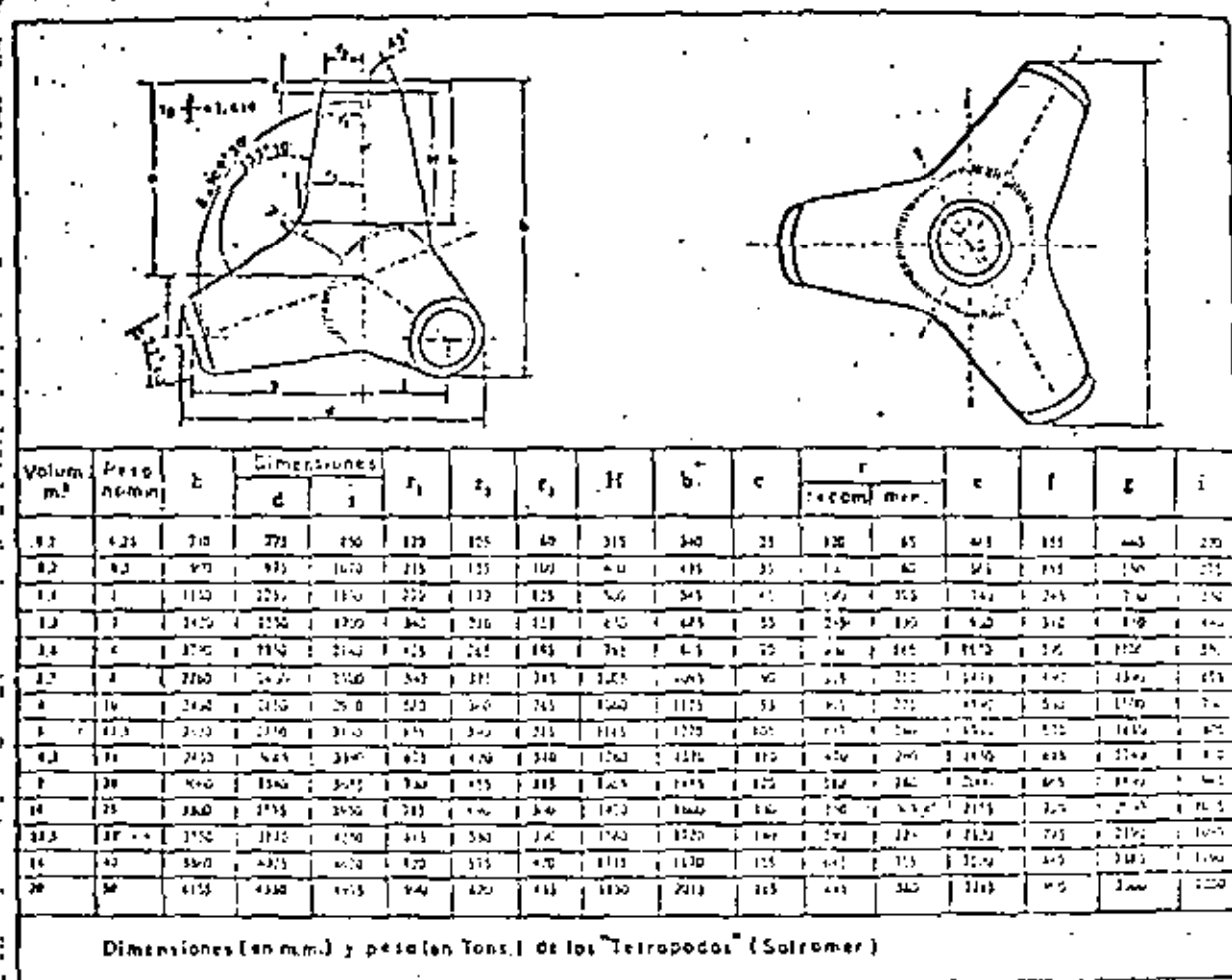
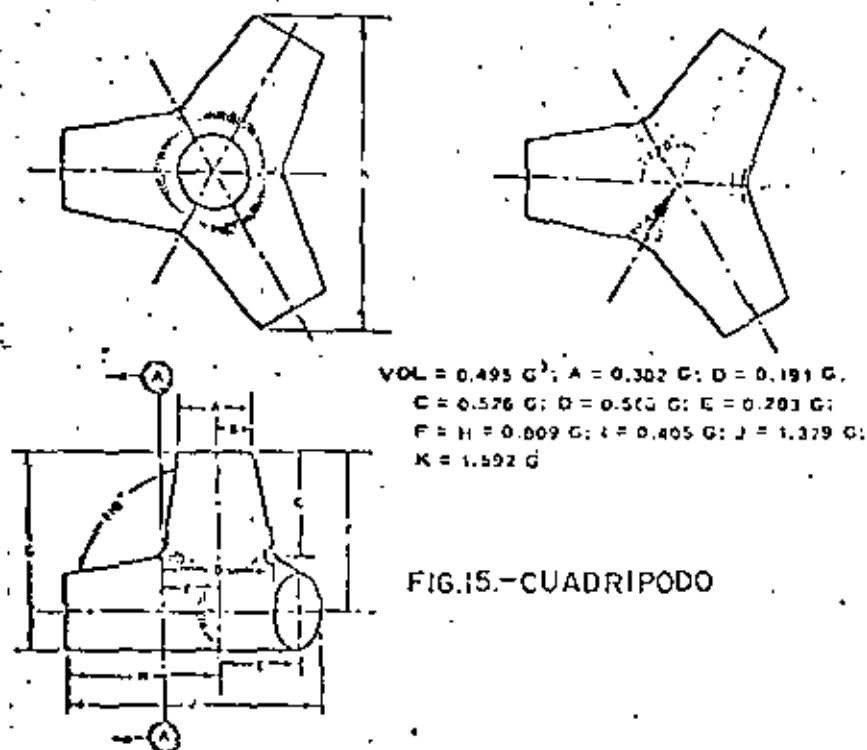
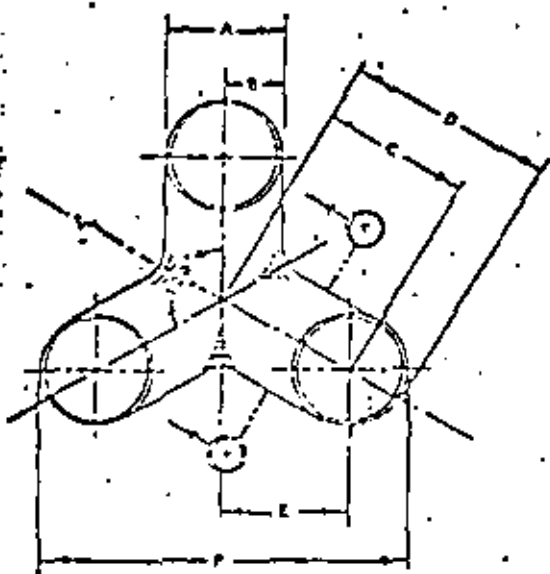


FIG. 14.-TETRAPODO





PLANTA

SECCION A-A

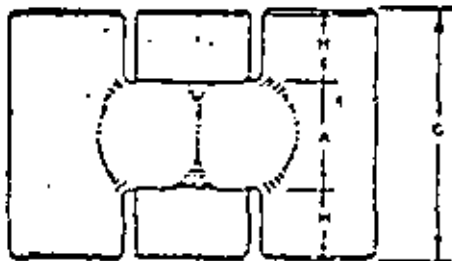
Volumen de las unidades es:  
 $V = A^3 (2.36k_1 + 3.42)$

A = al diámetro de un brazo  
 $k_1 = CA$

C = la distancia del centro del  
 elemento al centro de un brazo

G = 2A

C = 1/2 A



PERFIL

VOLUMEN DE CADA UNIDAD (PIES CUBICOS)

1.00	14.00	20.00	21.41	24.00	27.00	30.00	33.00	37.00	40.00	45.00
------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

PESO ESPECIFICO  
 LB/PIE<sup>3</sup>

104.0	0.90	1.00	0.99	0.98	0.96	0.94	0.92	0.90	0.88	0.85
104.0	0.90	1.00	0.99	0.98	0.96	0.94	0.92	0.90	0.88	0.85
104.0	0.90	1.00	0.99	0.98	0.96	0.94	0.92	0.90	0.88	0.85
102.0	0.90	1.00	0.99	0.98	0.96	0.94	0.92	0.90	0.88	0.85

PESO DE CADA UNIDAD (LIBRAS)

1.00	14.00	20.00	21.41	24.00	27.00	30.00	33.00	37.00	40.00	45.00
1.00	14.00	20.00	21.41	24.00	27.00	30.00	33.00	37.00	40.00	45.00
1.00	14.00	20.00	21.41	24.00	27.00	30.00	33.00	37.00	40.00	45.00
1.00	14.00	20.00	21.41	24.00	27.00	30.00	33.00	37.00	40.00	45.00

ESPESOR MEDIO DE CADA CAPA (PIES)

0.10	0.14	0.20	0.21	0.24	0.27	0.30	0.33	0.37	0.40	0.45
------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------

ESPESOR MEDIO DE DOS CAPAS (PIES)

0.10	0.14	0.20	0.21	0.24	0.27	0.30	0.33	0.37	0.40	0.45
------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------

NUMERO DE UNIDADES POR 1000 PIES CUADRADOS

101.00	101.00	140.00	140.00	140.00	140.00	140.00	140.00	140.00	140.00	140.00
--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

NUMERO DE UNIDADES POR 1000 PIES CUADRADOS (Cálculos a pie)

101.00	101.00	140.00	140.00	140.00	140.00	140.00	140.00	140.00	140.00	140.00
--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

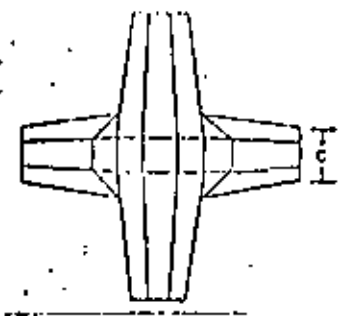
SIMPLE

DIMENSIONES DE LAS UNIDADES (PIES)

A	1.00	1.00	1.00	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.70	0.65	0.60
B	0.97	0.94	0.91	0.88	0.85	0.82	0.79	0.76	0.73	0.70	0.67
C	1.25	1.24	1.23	1.22	1.21	1.20	1.19	1.18	1.17	1.16	1.15
D	1.70	1.74	1.78	1.82	1.86	1.90	1.94	1.98	2.02	2.06	2.10
E	1.00	1.00	1.00	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.70	0.65	0.60
F	1.22	1.24	1.26	1.28	1.30	1.32	1.34	1.36	1.38	1.40	1.42
G	2.00	2.00	2.00	1.90	1.80	1.70	1.60	1.50	1.40	1.30	1.20
H	0.97	0.94	0.91	0.88	0.85	0.82	0.79	0.76	0.73	0.70	0.67

Nota: Sección y dimensiones obtenidos de diversos experimentos

FIG. 16.- TRIBAR.



$VOL = 0.16 A^3$   
 $D = 0.32 A$   
 $C = 0.23 A$   
 $D = 0.059 A$

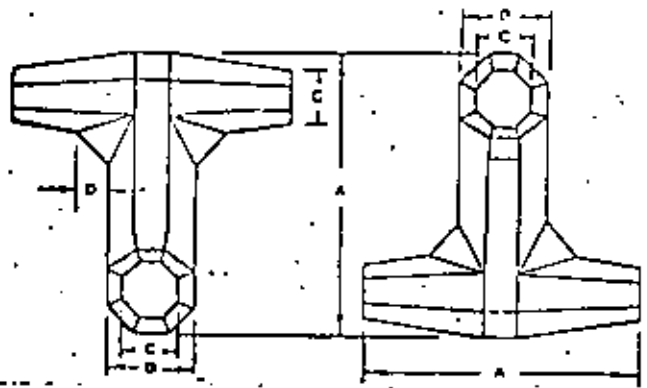
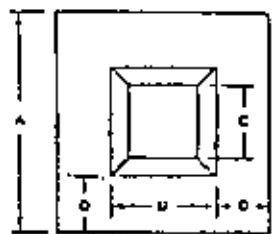
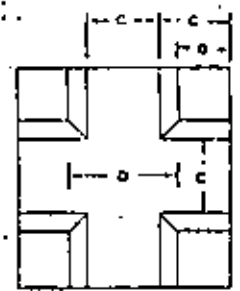
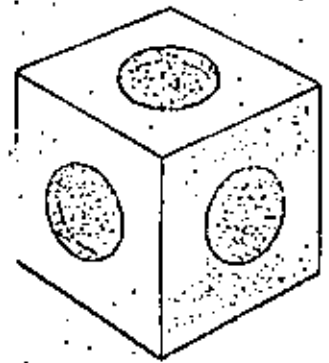
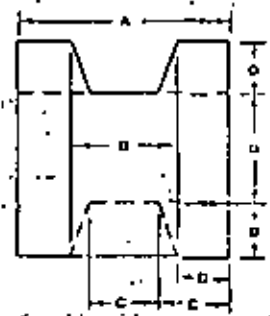


FIG.17.- DOLOS

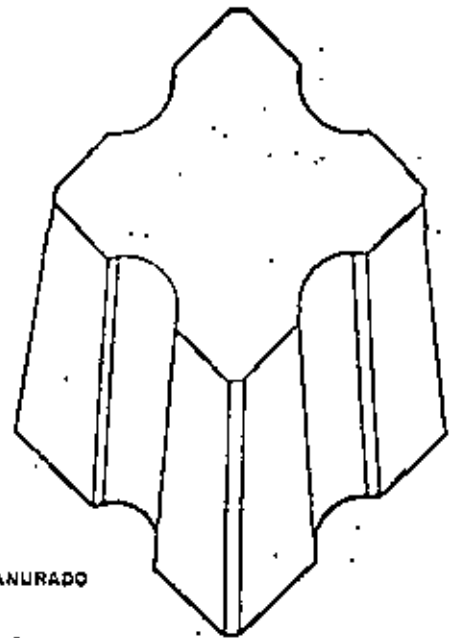


$VOL = 0.781 A^3$   
 $C = 0.503 A$   
 $C = 0.325 A$   
 $D = 0.248 A$

CUBO MODIFICADO

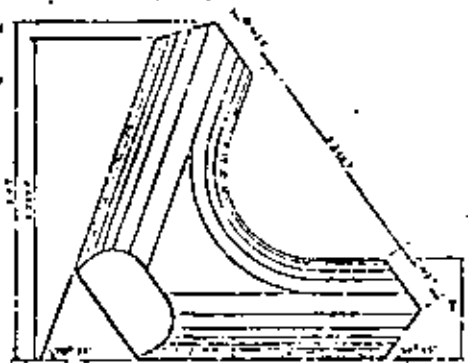
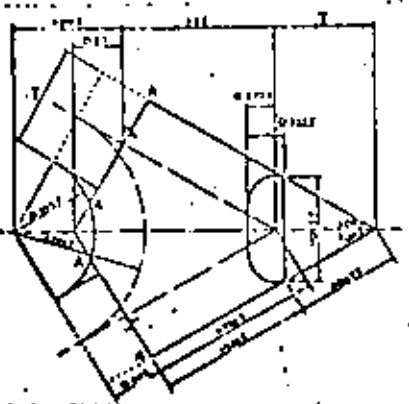


CUBO STOLK



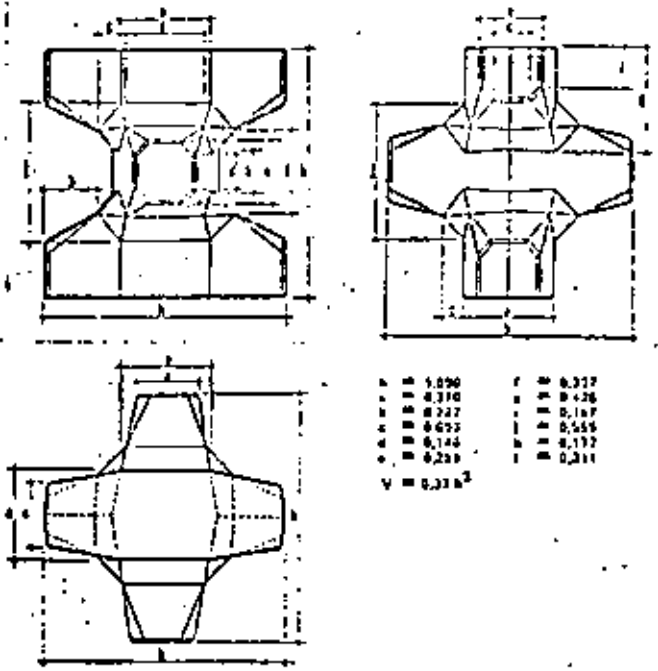
CUBO RANURADO

FIG.19.- ALGUNOS CUBOS



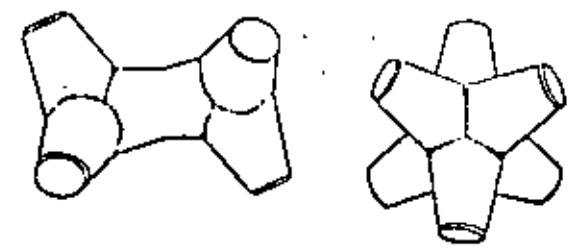
$VOL = 11,34 T^2$

FIG.18.- STABIT



$V = 1.890$	$f = 0.327$
$h = 0.370$	$r = 0.426$
$l = 0.227$	$s = 0.167$
$a = 0.652$	$t = 0.555$
$b = 0.146$	$u = 0.177$
$c = 0.238$	$v = 0.211$
$V = 0.336^2$	

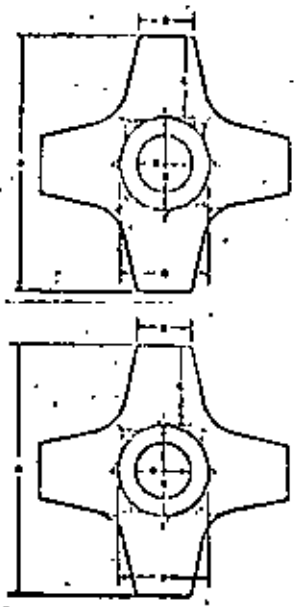
FIG. 20.- ACROPODO



MEXAPODO

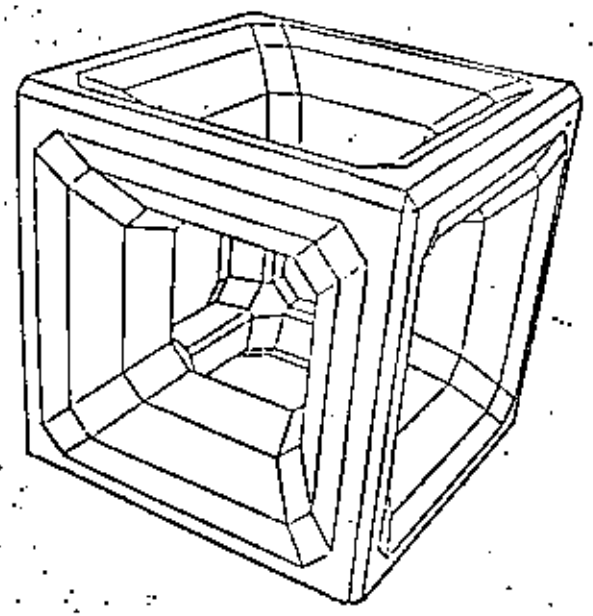


EL DINOSAURIO



$VOL = 0.176 A^3$
$\phi = 0.327 A$
$C = 0.322 A$
$D = 0.215 A$

FIG. 21.- HEXAPODO



EL C6B

FIG. 22.- ALGUNOS OTROS TIPOS DE BLOQUES

Tipo del elemento del manto exterior	Número de capas	Modo de puesta en obra	Coeficiente multiplicador		Pendiente del talud: base por unidad de altura
			clas rotas	clas no rotas	
Materiales de cantera					
a) Lisas redondeadas	2	"en desorden"	1,25	1,25	1,5 x 3,0
b) Lisas redondeadas	3	"	1,35	1,40	1,5 x 3,0
c) Rugosas angulares	1	"	NR	1,25	1,5 x 3,0
d) Rugosas angulares	2	"	1,20	1,25	1,5
"	2	"	1,40	1,40	2,0
"	2	"	1,75	1,75	3,0
e) Rugosas angulares	3	"	1,05	1,10	1,5 x 3,0
f) Rugosas angulares	3	especiales	1,40	1,20	1,5 x 3,0
Tetrapodos	2	"en desorden"	1,20	1,25	1,5
"	2	"	1,30	1,35	2,0
"	2	"	1,80	1,90	3,0
Tribars	2	"en desorden"	1,10	1,15	1,5
"	2	"	1,15	1,20	2,0
"	2	"	1,30	1,35	3,0
Dolos	1	"en desorden"	1,50	1,50	2,0
"	2	"	1,60	1,65	3,0
Cubo modificado	2	"en desorden"	-	1,55	1,5 x 3,0
Hexápodos	2	"en desorden"	1,65	1,35	1,5 x 3,0
Tribars	1	uniforme	1,60	1,60	1,5 x 3,0

FIG. 23.- FACTOR MULTIPLICADOR DEL PESO PARA BLOQUES DEL MORRO

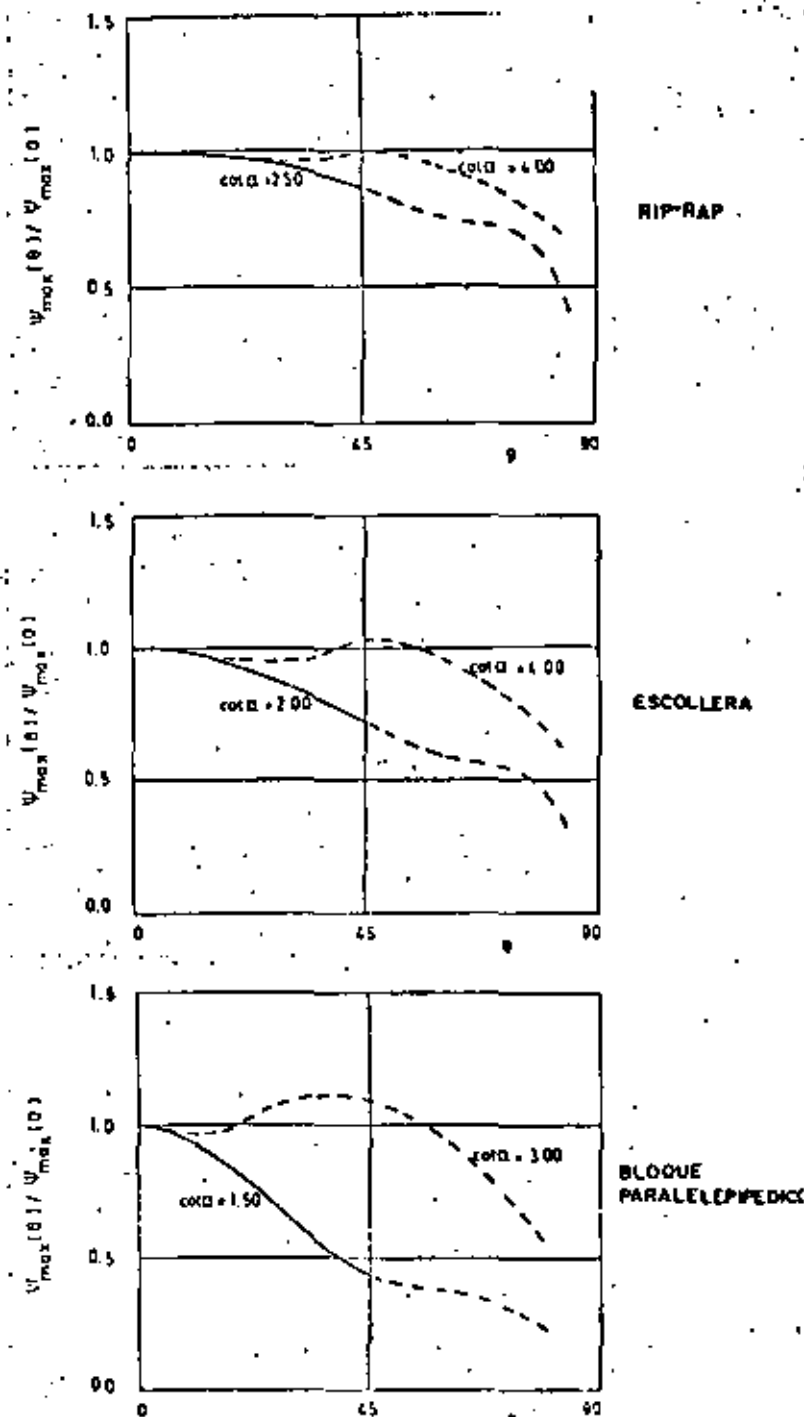


FIG. 24, 25, 26 INFLUENCIA DEL ANGULO DE INCIDENCIA EN RIP-RAP, ESCOLLERA, BLOQUE PARALELEPÍPEDO. FUENTE: LOSADA, G. CUITADO.



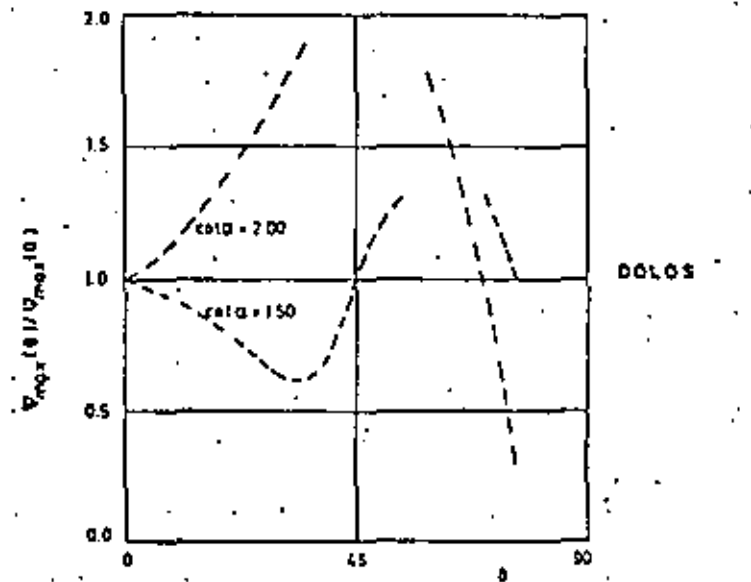
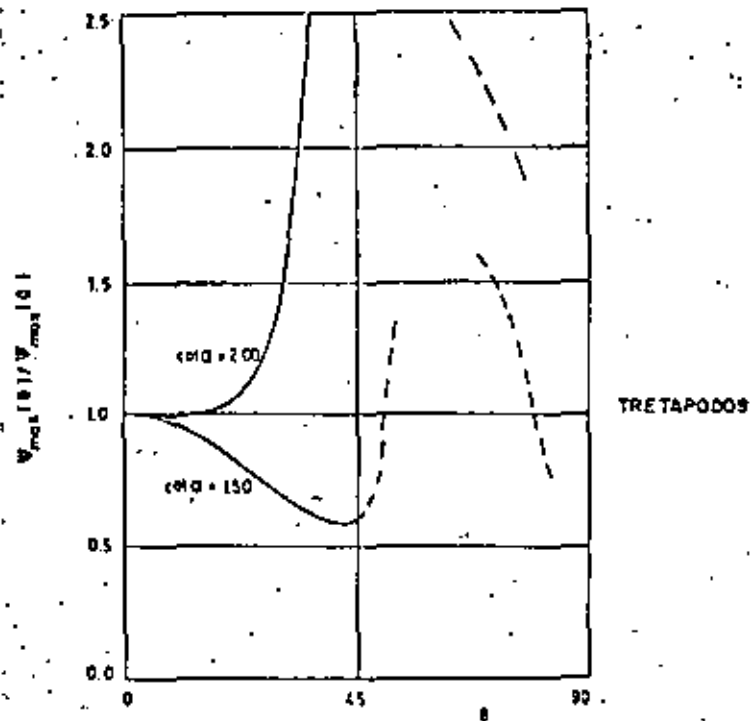


FIG. 27,28.- INFLUENCIA DEL ANGULO DE INCIDENCIA EN RIP-RAP.

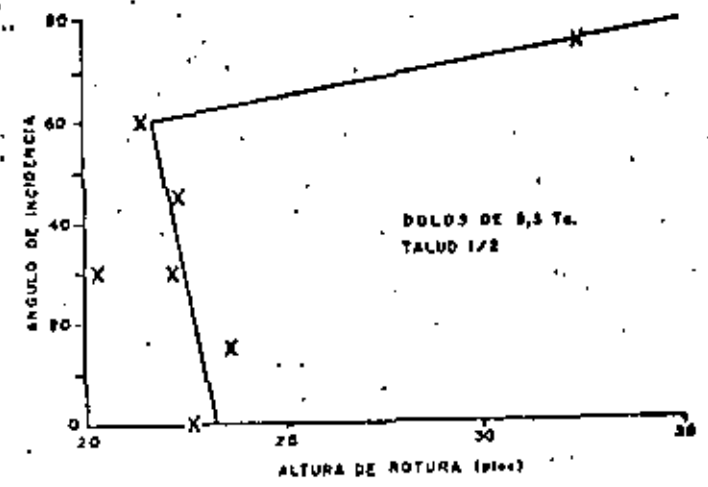
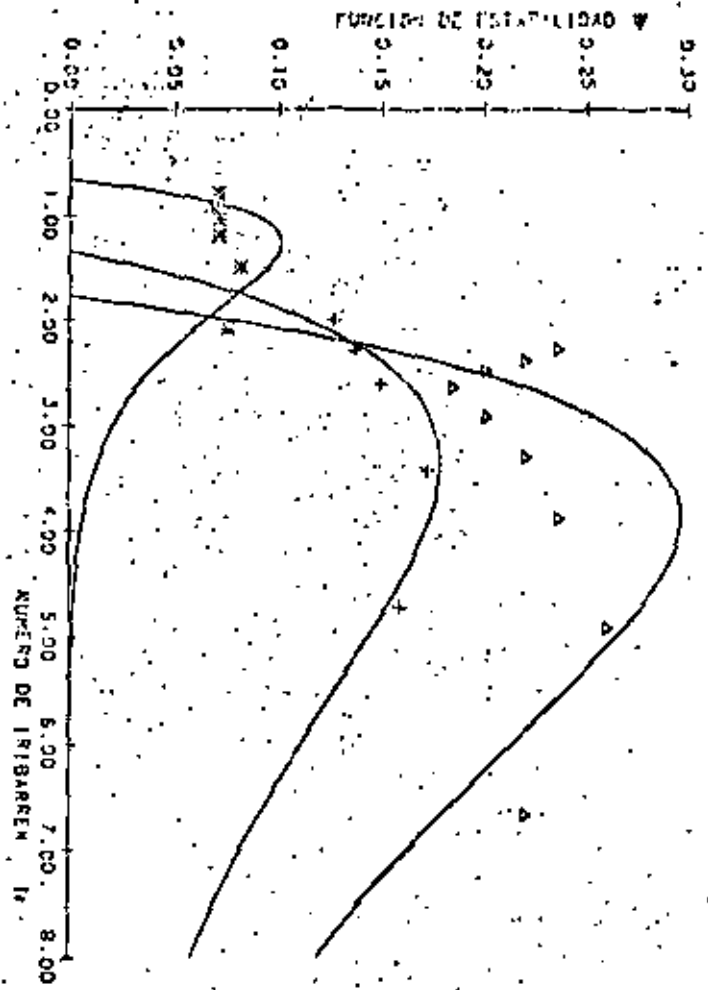


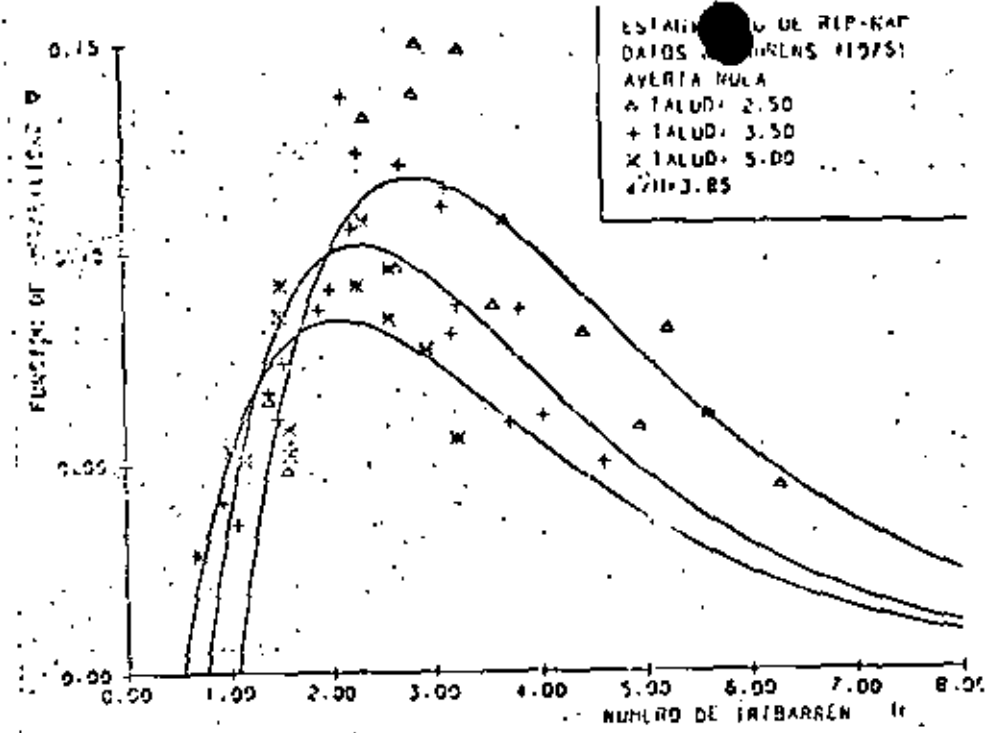
FIG. 29.- EFECTO DEL ANGULO DE INCIDENCIA

FUENTE: WHILLOCK Y PRICE

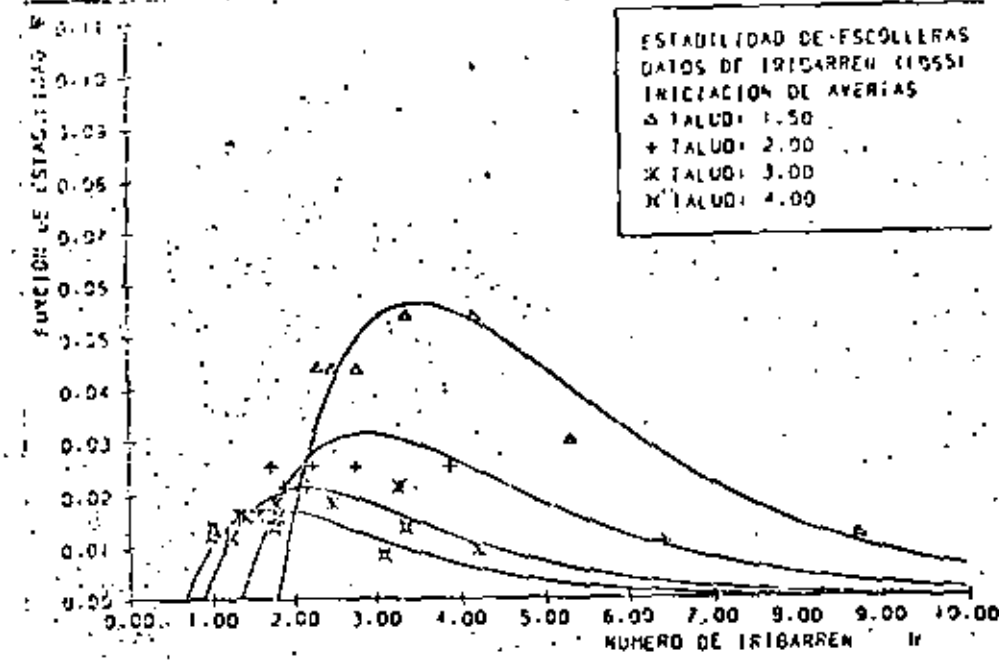
FIG. 32- FUNCION DE ESTABILIDAD EN RELACION AL NUMERO DE IRIBARREN  
(CURVAS DE MEJOR AJUSTE)



ESTABILIDAD DE ESCOLLERAS  
DATOS DE MOSCOW (1955)  
SIN AVERIAS  
Δ TALUD: 1.50  
+ TALUD: 2.00  
x TALUD: 4.00



ESTABILIDAD DE RIP-RAP  
DATOS DE MOORE (1975)  
AYERIA NULA  
Δ TALUD: 2.50  
+ TALUD: 3.50  
x TALUD: 5.00  
● TALUD: 3.85



ESTABILIDAD DE ESCOLLERAS  
DATOS DE IRIBARREN (1955)  
INICIACION DE AVERIAS  
Δ TALUD: 1.50  
+ TALUD: 2.00  
x TALUD: 3.00  
● TALUD: 4.00

FIG. 30,31- FUNCION DE ESTABILIDAD EN RELACION AL NUMERO DE IRIBARREN.  
(CURVAS DE MEJOR AJUSTE)

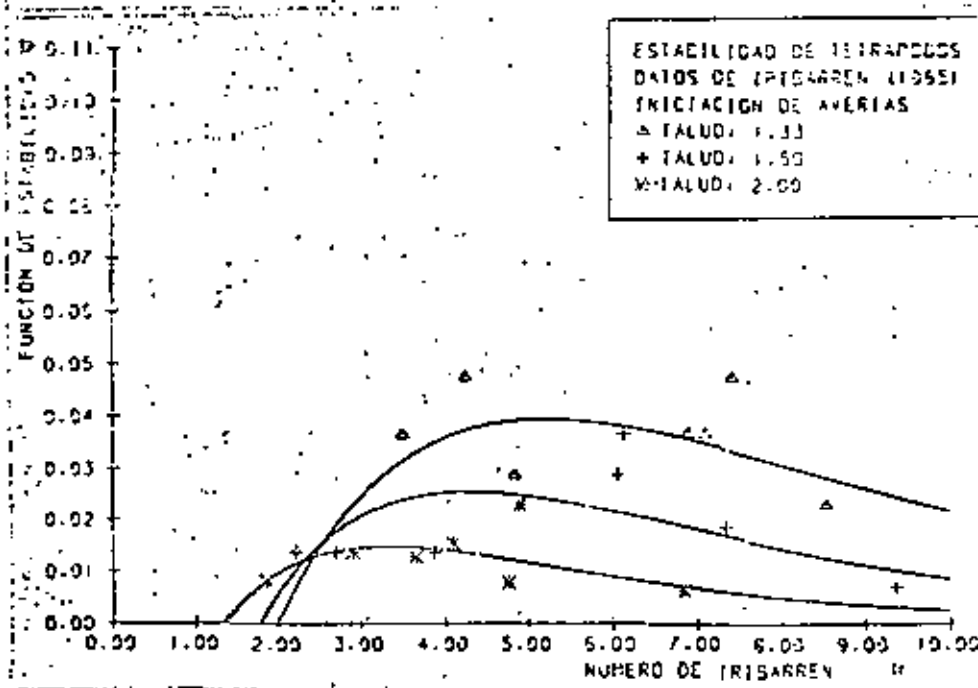
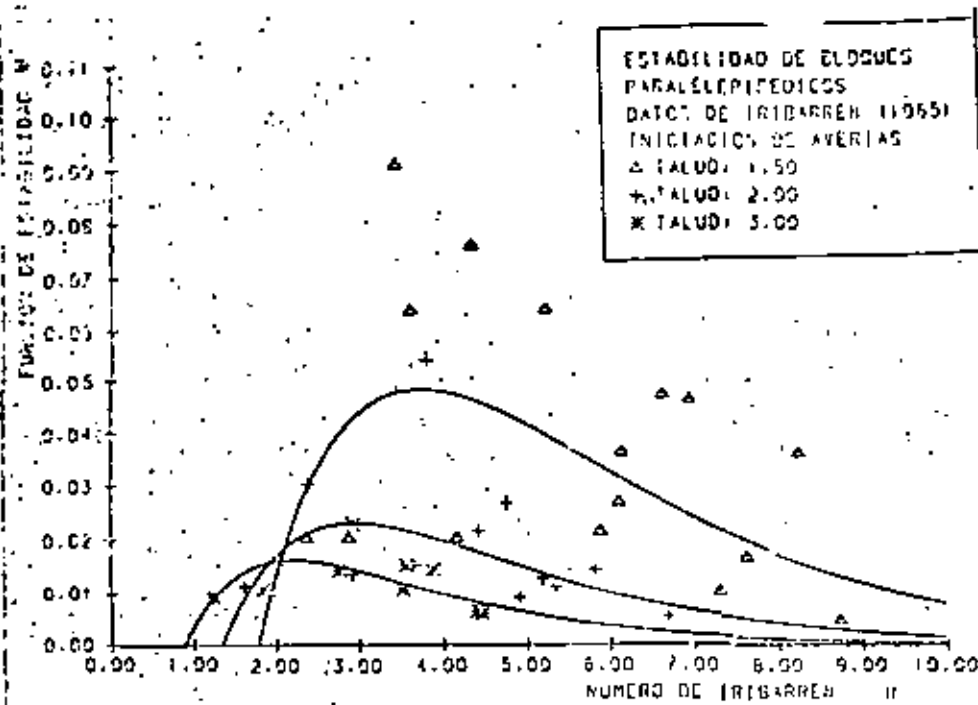


FIG. 33,34 FUNCIÓN DE ESTABILIDAD EN RELACION AL NUMERO DE IRIBARREN  
(CURVAS DE MEJOR AJUSTE)

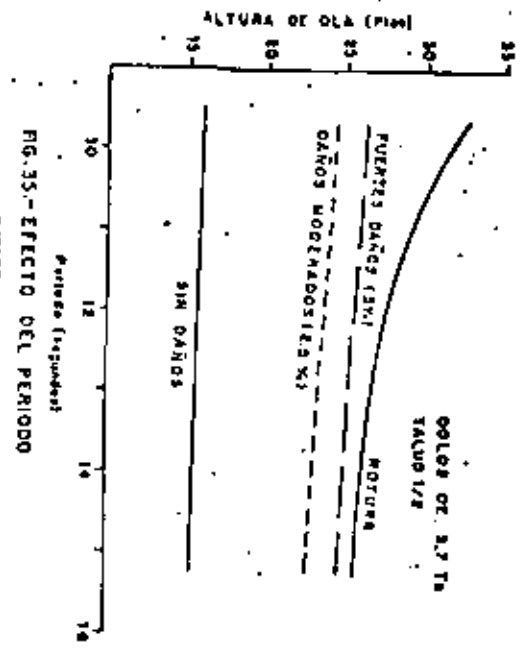


FIG. 35-EFECTO DEL PERIODO

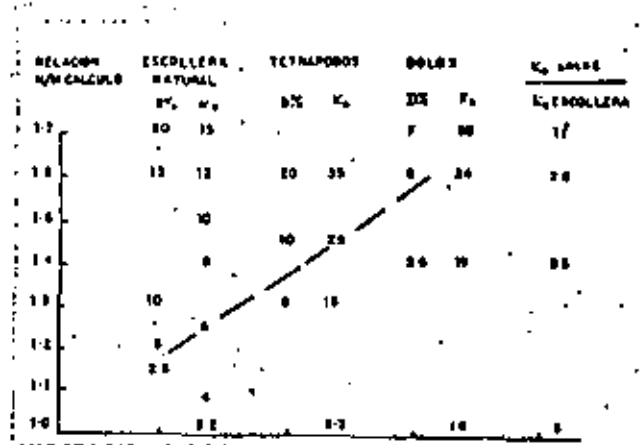


FIG.36- VALORES DE  $K_d$  EN FUNCION DE H/H0 Y DAÑOS

TIPO BLOQUE	H/H0	NIVEL DE DAÑOS %	$K_d$
ESCOLLERA LISA	1.00	1-5	2.6
	1.08	5-10	5.6
	1.19	10-15	7.5
	1.29	15-20	9.3
	1.41	20-30	11.5
ESCOLLERA RASOSA	1.37	30-40	14.8
	1.00	1-5	8.5
	1.09	5-10	10.8
	1.21	10-20	14.5
	1.32	20-30	18.2
CUADRIPODO	1.41	30-40	23.1
	1.50	40-50	27.8
	1.00	1-5	12.0
	1.11	5-10	16.4
	1.23	10-15	22.3
TRIAR	1.36	15-20	30.1
	1.50	20-30	40.7
	1.59	30-40	49.2
	1.69	40-50	58.8

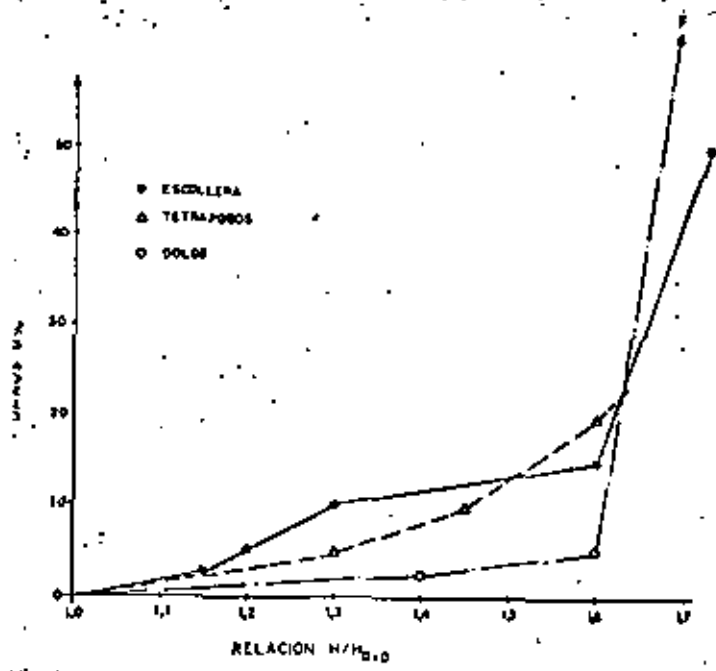


FIG.37- EVOLUCION DE DAÑOS EN ESCOLLERAS TETRAPODOS Y DOLOS

FUENTE: WHALLOCK Y PRICE

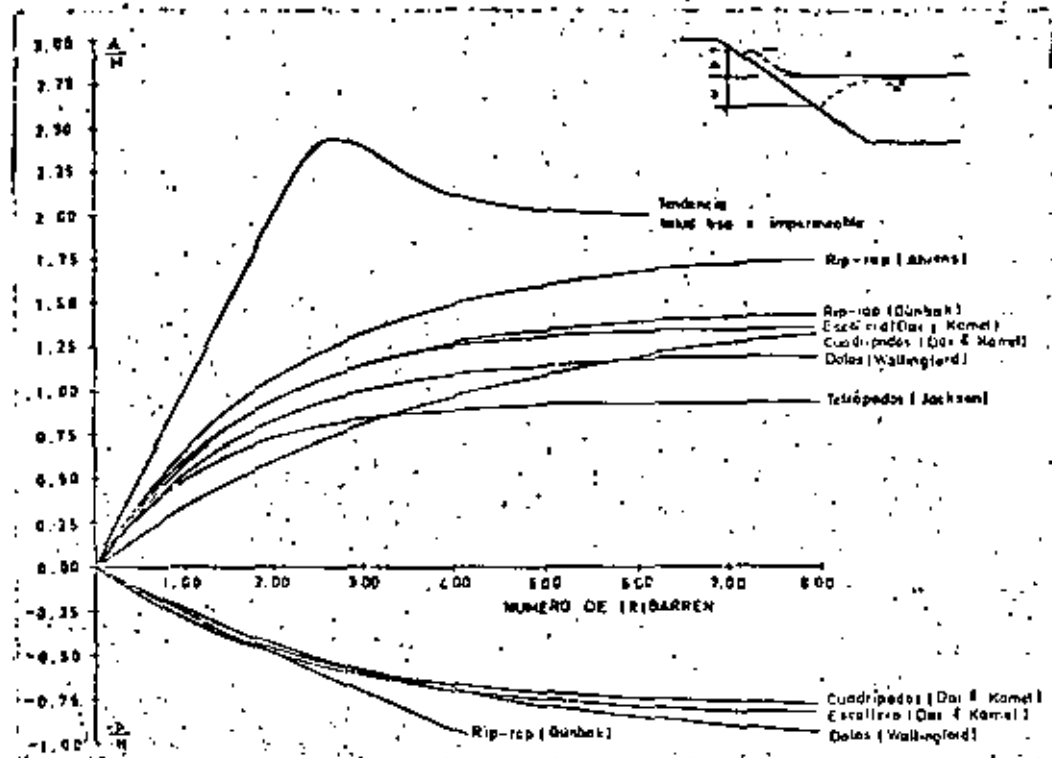


FIG. 39.- COMPARACION DE LA ALTURA DE ASCENSO DESENCENSO DEL AGUA SOBRE TALUDES DE DISTINTAS CARACTERISTICAS.

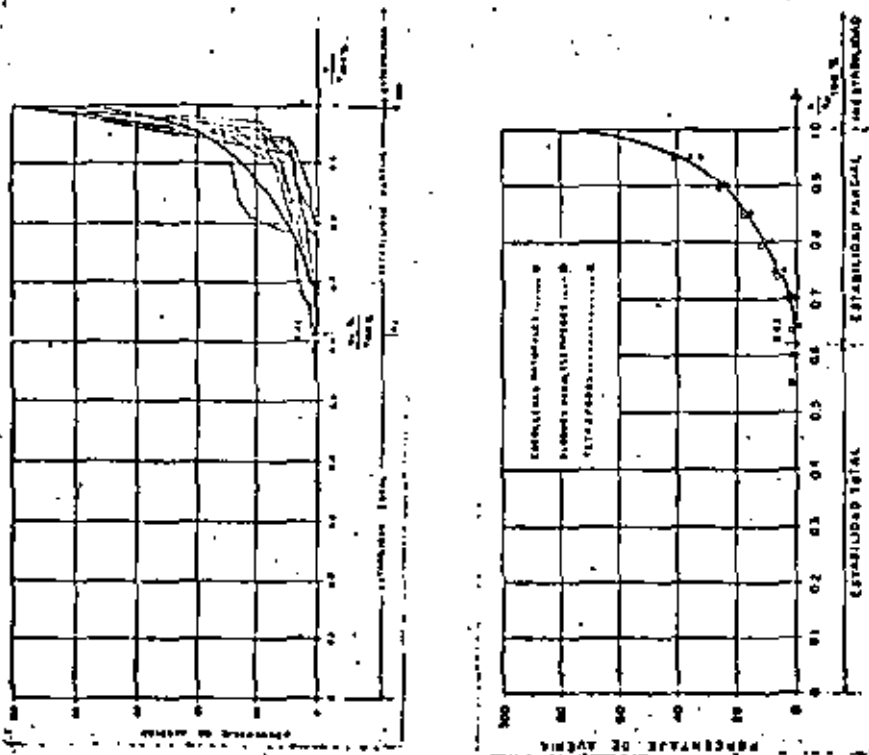


FIG. 38.- EVOLUCION DAÑOS SEGUN IRIBARREN

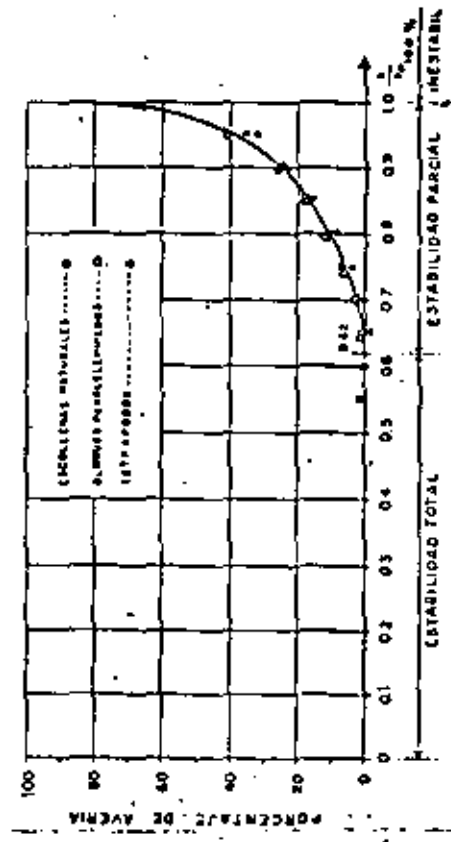
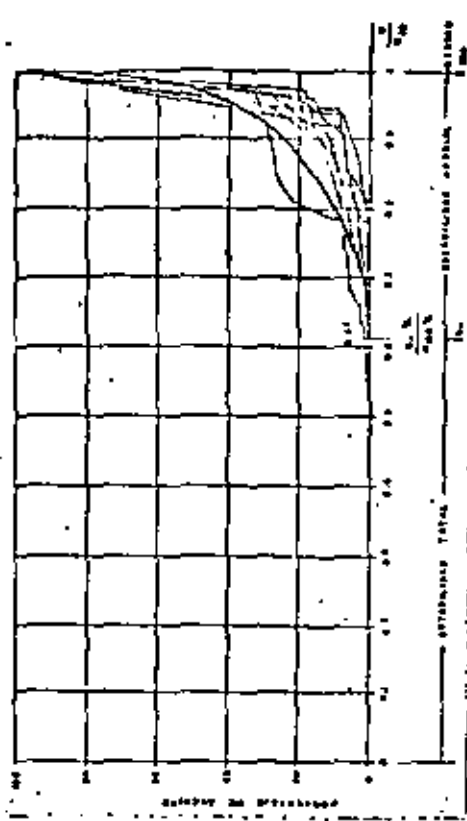


FIG. 38.-EVOLUCION DAÑOS SEGUN IRIBARREN

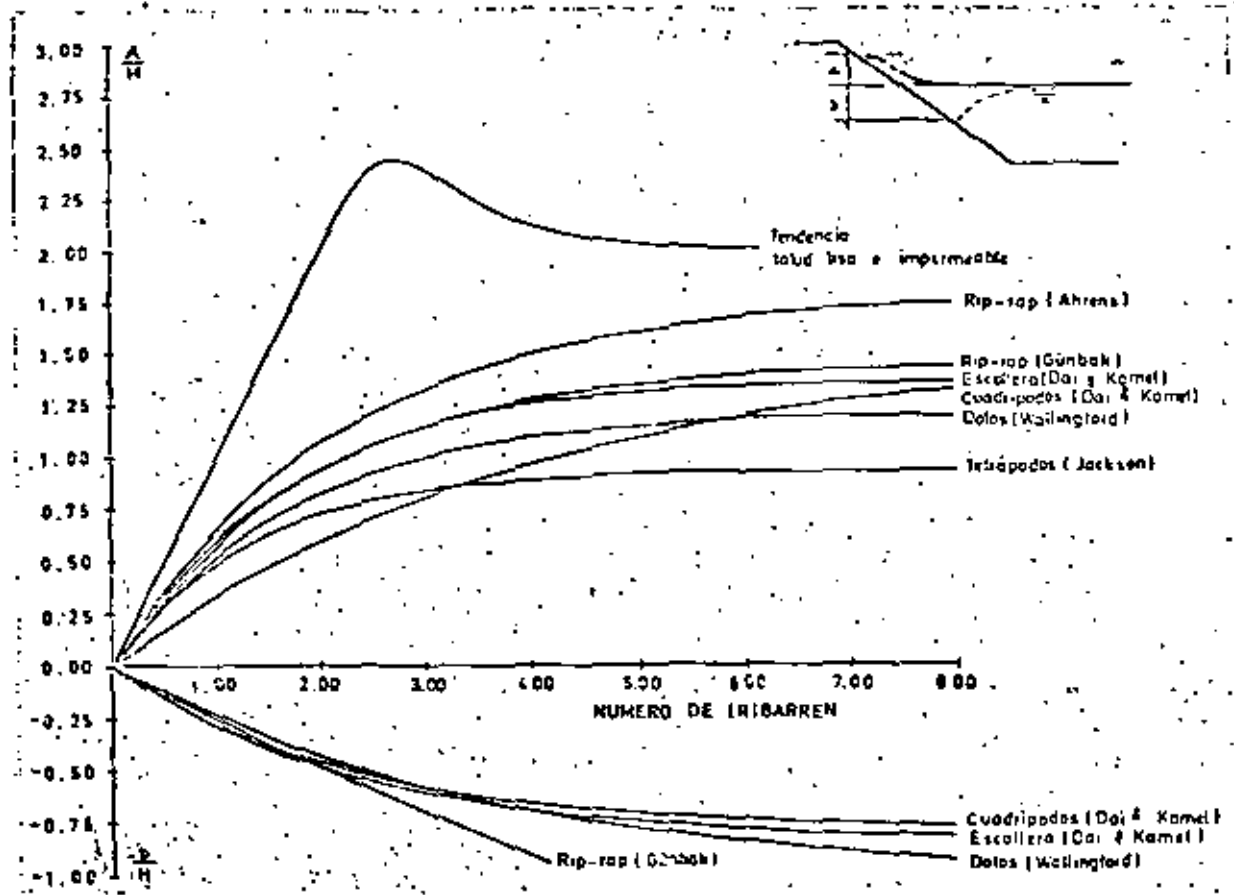


FIG. 39.-COMPARACION DE LA ALTURA DE ASCENSO DESCENSO DEL AGUA SOBRE TALUDES DE DISTINTAS CARACTERISTICAS.

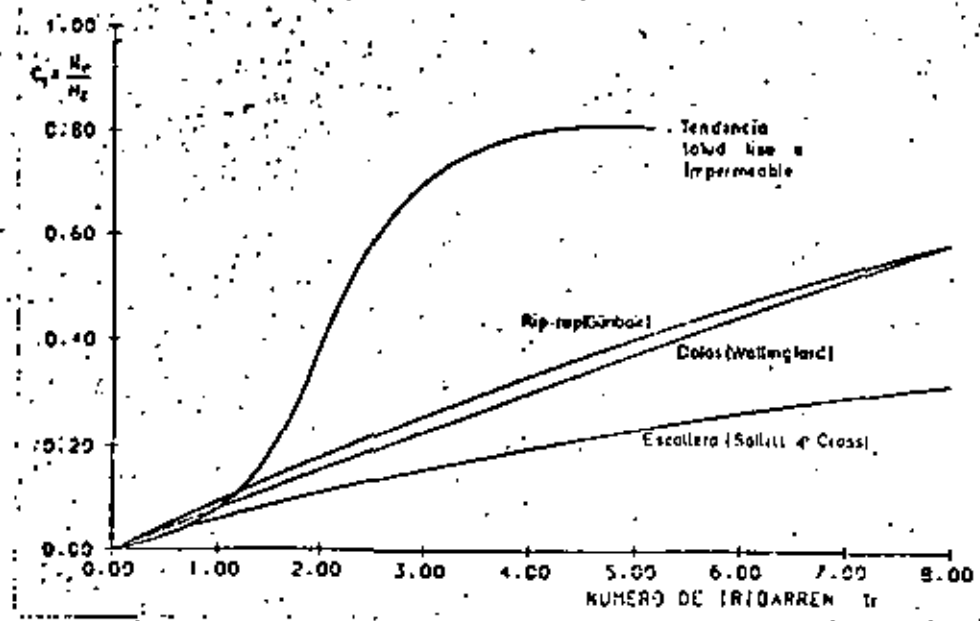


FIG. 40.- COMPARACION DE LA RELEXION SOBRE TALUDES DE DISTINTAS CARACTERISTICAS

	F/W		Dispersión (%)
Stabla (ordenada)	6.78	Stabla (ordenada)	0.18
Dolos	3.62	Trípodos	0.31
Escalera	2.14	Stabla (no ordenada)	0.60
Stabla (no ordenada)	1.75	Escalera	0.90
Trípodos	1.53	Dolos	1.44

FIG. 41.- RELACION FUERZA DE EXTRACCION/PESO DEL BLOQUE PARA DIVERSOS TIPOS DE ELEMENTOS

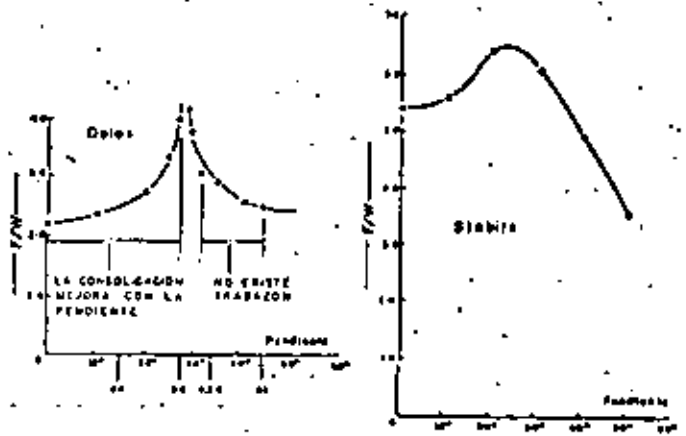


FIG. 42.- VARIACION DE LA FUERZA DE EXTRACCION EN FUNCION DEL TALUD

Fig. 43.- ALTURA DE CAIDA PARA ROTURA DE BLOQUES

<p>TETRAPODOS: - Independiente del tamaño.                  - 1 M. sobre losa de concreto.                  - 1 M. sobre escollera                  - Estos valores crecen al existir lamina de agua incluso pequeña.</p>	
Fuente: SOGREAH	
<p>STABIT: - 15 pies sobre escollera.                  - Tipo Mark III de 29 Tn.</p>	
Fuente: STABIT LIMITED	

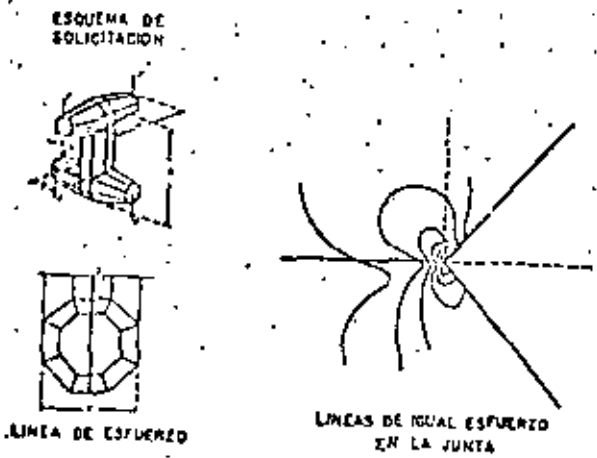


FIG.44.- TENSIONES EN DOLOS ( FUENTE LILLEWANG )

CARGA		1	2	3	4	5	6	7
TIPO DE CARGA								
TENSION ESTADICA	EAST LONDON	33 (100%)	33 (100%)	107 (100%)	143 (100%)	111 (100%)	205 (100%)	217 (100%)
	NACINA	31 (94%)	31 (94%)	101 (97%)	137 (97%)	104 (97%)	201 (94%)	204 (94%)
TENSION DINAMICA RELATIVA	EAST LONDON	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
	NACINA	100%	95%	100%	99%	100%	91%	99%

TOODAS LAS FUERZAS IGUAL AL PESO UNITARIO W  
 TENSIONES EN Tn/cm<sup>2</sup>

FUENTE: METRAM

FIG.45.- TENSIONES ESTADISTICAS Y DINAMICAS EN DOLOS

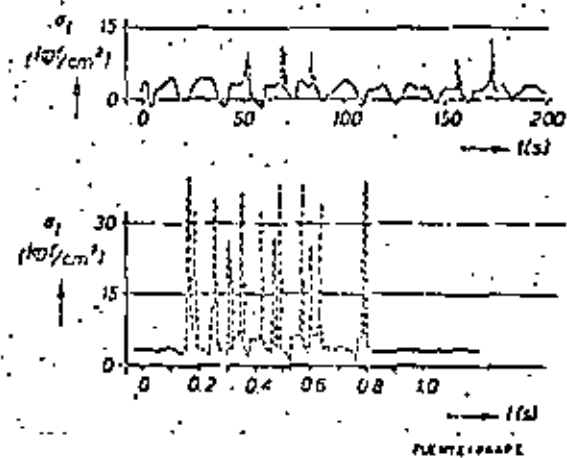


FIG.46.- TENSIONES MEDIDAS EN MODELO EN DOLOS INSTRUMENTADOS





H	GRADO DE MOVIMIENTO
de 0 a 0,5 H <sub>0</sub>	no hay movimiento
de 0,5 a 0,7 H <sub>0</sub>	algunas oscilaciones.
de 0,7 a 0,9 H <sub>0</sub>	oscilaciones y algún desplazamiento ocasional.
de 0,9 a 1 H <sub>0</sub>	Fuertes oscilaciones y desplazamientos significativos
H <sub>0</sub>	Fuertes desplazamientos

FIG. 47.- GRADO DE MOVIMIENTO DE DOLOS EN FUNCION DE H. (FUENTE: MAGOON)

FACTORA ROBUSTEZ DEL BLOQUE

$$L_f = \frac{V_1 + V_2}{S \cdot V} = \frac{1}{L_f} = \frac{S}{V_1} + \frac{S}{V_2}$$

siendo: L<sub>f</sub> = Factor de robustez  
 V = V<sub>1</sub> + V<sub>2</sub> = Volumen del bloque entero  
 V<sub>1</sub> y V<sub>2</sub> = Volumen de los trozos rotos  
 S = Sección de la rotura

BLOQUE	L <sub>f</sub>	TIPO DE ROTURA
Acropado	0,4	Una de las 6 protuberancias.
Tetrapado	0,4	Una de las 4 patas
Dolo	3,2	Un pie completo

FIG. 48.- FACTOR ROBUSTEZ DEL BLOQUE

Fuente: SOGREAH.

FIGURA 49.- VOLUMEN DE CONCRETO Y NUMERO DE UNIDADES PARA DIVERSOS BLOQUES TIPO.

BLOQUE	DONALDINO	ACROPADOS	TETRAPADOS	DOLO	TRIBAR	CUBO
Carga	1,33	1,33	1,33	2	1,5	1,5
Nº CAPAS	1	1	2	2	2	2
K <sub>D</sub>	29	15	9,3	2,5	10,4	7
VOLUMEN UNITARIO EQUIVALENTE DE CADA BLOQUE	4,2	10	18	4	12,8	19
VOLUMEN DE CONCRETO EQUIVALENTE POR METRO CUADRADO DE CORAZA	0,9	1	2,06	1,06	1,67	2,4
VOLUMEN DE CONCRETO EQUIVALENTE POR METRO LINEAL DE ROMPEOLAS	0,9	1	2,04	1,56	1,78	2,81
NUMERO EQUIVALENTE DE UNIDADES POR METRO CUADRADO DE CORAZA	17	10	11,5	20,5	13	13,7
NUMERO EQUIVALENTE DE UNIDADES POR METRO LINEAL DE ROMPEOLAS	17	10	11,5	34	13,6	14,6

FUENTE: HOLMES Y FROE

FUENTE: SOGREAH

UNIDAD	K <sub>D</sub>	PESO (kg)	Nº APAR EN CAJET
TETRAPADO	18,7	19,4	257
TRIBAR	27,9	16,75	184
STABIF	199	18,75	605
ARCON	276	12,6	1.145

NOTAS

CONCEPTO	TIPO A	TIPO B	TIPO C	TIPO D	TIPO E
CANTIDAD Y PESO	20	13	15	13,5	20
COSTE	10	6,5	13	8,5	9
OTROS FACTORES (3)	10	4,5	4	6	10
RANKING	40	24,3	29	26,1	39





**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**CURSO:**

**INGENIERIA OCEANICA**

**DRAGADO**

**PROFESOR: ING. J.P.C. Van Den Kieboom.**

**MARZO 25, 1982.**

INTRODUCCION

En los últimos años, la descarga de desechos humanos e industriales dentro del ambiente marino, ha ido en aumento convirtiendo las áreas dragadas, en depósitos de material contaminado.

Aunque en general el dragado y eliminación del material puede crear muchos problemas en el medio ambiente, en este particular caso puede ser solo atribuido al dragado en el sentido de que el existente problema puede ser agravado disturbando el estatus quo de un lugar en particular. En la mayoría de los casos, los efectos de las áreas dragadas, como un fenómeno momentáneo, podría ser menos objetable que las causas naturales, tales como: tormentas, inundaciones, las que podrían convertirse en benéficas a largo plazo.

Si las intencionadas operaciones de dragado presentaran aspectos dañinos u objetables, se deberá de elaborar una evaluación detallada del proyecto, concediendo apropiada consideración a los beneficios del proyecto así como los efectos en el medio ambiente.

No se considerarán aquí los efectos evidentes por sí mismos - principalmente de naturaleza psicológica - tales como: ruido, obstáculos visuales y olfato así como turbiedad causada por los operaciones de dragado. Esto también es aplicable a las consideraciones económicas.

GENERAL

Las consecuencias de la eliminación del material dragado en el medio ambiente, consiste en la presencia de contaminantes y específicamente el posible transporte de aquellos a otro medio ambiente (la movilidad). El medio ambiente se deberá de identificar aquí como: agua freática, cosechas, organismos animales, etc. Como resultado del método de dragado aplicado, método de transporte del sedimento y de procesos químicos/físicos, contaminantes tales como: materias orgánicas, metales pesados, petróleo y otras materias alienantes al medio ambiente; podrán ser liberadas y movidas. Los efectos en el medio ambiente por la descarga en el mar, lagos y tierra serán considerados en esta exposición.

Esta ponencia ha sido preparada por el suscrito, con la ocasión del Simposio de Oceanología, organizado por PEMEX - Petróleos Mexicanos en marzo de 1982 - Ciudad de México.

Ing. J.P.C. van den Kieboom  
Royal Boskalis Westminster N.V.

Asimismo se puede también investigar, qué pasaría si los trabajos de dragado tuvieran que ser detenidos (alternativa cero) y qué posibilidades puede brindar el desarrollo de depósitos alternativos y métodos de tratamiento.

Se hará uso de información de distintas fuentes, tal como un reporte preliminar completado en 1978 con relación al efecto del medio ambiente de depósitos de dragado en el puerto más grande del mundo: ROTTERDAM

### Cantidades

Corrientes de agua.

Para poder entender la provisión, cantidad y composición del material dragado, es necesario saber acerca del movimiento del agua.

El movimiento de aguas en ríos, mares y océanos dependen especialmente del origen y dispersión de los contaminantes.

### Provisión de sedimento

A este respecto, se deberá de entender que una lengua de agua salada penetra interiormente cerca del fondo de los ríos, teniendo una gran influencia en el asentamiento del sedimento transportado por éstos. Debido a esta lengua de agua salada, el sedimento del mar será depositado en los puertos y vías navegables que se encuentran más cerca al mar.

Como un ejemplo tenemos: En Rotterdam los ríos proveen 30 - 50 m<sup>3</sup> de sedimento por litro durante una descarga normal de agua (2200 m<sup>3</sup>/sec.) Esta corriente de sedimento no se encuentra completamente sincronizada al movimiento del agua. Sin embargo, en la ausencia de un método más preciso, los cálculos para la provisión y distribución de las diversas corrientes, están basados en los movimientos conocidos de agua. En el caso de Rotterdam los cálculos muestran que, del sedimento proveído a través de las descargas de los ríos en el delta del Rin, aproximadamente el 40% se asienta en los puertos y accesos portuarios. De esta manera, los ríos proveen por año de 3 a 4 millones de toneladas de sedimento. El mar provee aproximadamente 7 millones de toneladas de materia en suspensión a los puertos y vías navegables que se encuentran cerca del mar. La cantidad total de sedimento dragado es de un volumen anual de 21 millones de m<sup>3</sup> de material mojado (11 millones de toneladas, peso de material seco).

Para poner estos datos en perspectiva, podría ser de interés observar que, Pequignat y Smith (referencia), cuando manifiestan que la mayoría de sedimento de grano fino alcanza el océano a través de los ríos. Ellos estiman que alrededor del mundo, una cantidad anual de  $8 \times 10^9$  de toneladas métricas es depositada en el talud continental y su ascenso contiguo. Por lo menos el 40% de éste es arrastrado por, más o menos, una docena de ríos mayores. Solo el río Mississippi transporta anualmente 200 millones de metros cúbico de sedimento a y más allá de su delta. También estiman que solo en la dársena Argentina se dan entre 30 y 300 millones de toneladas métricas de material suspendido.

### Composición granulada

La composición granulada de los diferentes tipos de material dragado (variando de lugar de dragado) no es constante. La composición es importante cuando se clasifica y compara la naturaleza y características de las diversas muestras.

A este respecto, se debe de comprender que la contaminación del material dragado será determinado principalmente, por las partículas más finas.

### Contaminación

Del sedimento del Rin, data de los siglos 15 y 16, se ha establecido que los metales pesados se dan naturalmente. Sin embargo, hoy en día el contenido de metales pesados así como otros contaminantes, son mucho más significativos.

Los siguientes contaminantes serán revisados en esta exposición:

- metales pesados
- cuerpos extraños al medio ambiente, tales como pesticidas
- petróleo
- cloruro
- cuerpos orgánicos
- alimento, tales como: nitrógeno y fósforo
- micro-organismos tales como: virus y bacterias

Cuando se tiene en cuenta metales pesados, se prestará atención a aquellos elementos que por su acción tóxica, pueden ser probados o esmerados.

Cuerpos extraños al medio ambiente son aquellos que nunca o casi nunca se dieron anteriormente en sedimentos. Acciones humanas han causado su distribución. Estos cuerpos, o no se desintegran, o lo hacen muy lentamente. La acumulación de estos cuerpos y sus derivados revelan extraordinariamente aspectos del problema.

El petróleo consiste de muchos componentes con variables características peligrosas. Estas son muy a menudo difíciles de desintegrar. Alimentos tales como nit-ógeno y fósforo son también considerados como contaminantes. Ellos pueden causar un crecimiento excesivo de algas. Las grandes cantidades de contaminantes pueden ser renovados a través del drenado de mantenimiento, dependiendo del grado de contaminación del material.

Se verificó de cálculos globales destinados a apreciar los distintos contaminantes, que en Rotterdam se podía renovar:

- 10% a casi 100% de materiales pesados, de preferencia aquellos unidos al sedimento con el material drenado.
- 50 - 60% del aceite, incluyendo derramamiento en el área portuaria.
- menos del 10% de los hidrocarburos.
- casi el 100% de los cuerpos orgánicos y fósforo.

#### Comportamiento

Comportamiento de la contaminación.

La contaminación puede ser conpuesta de varias formas: por ejemplo, disuelta en el agua, fijadas intercaladamente a partículas sólidas o como compuesto químico estable. El grado de composición es determinado por condiciones químicas, físicas y bacteriológicas.

Lo más conocido es acerca de metales pesados.

#### Descarga en el agua

Como consecuencia de la descarga del material drenado en el agua, se da mezcla y dilución. En el mar, las partículas pequeñas, relativamente

las más contaminadas, serán desplegadas sobre una gran área. La mayoría de los metales pesados disueltos, serán transformados en finos cuerpos sólidos suspendidos (óxido metal) causado por el oxígeno y/o ácidos alzado. Las partículas de sedimento pueden actuar como "filtro de polvo". Finalmente, la contaminación será anilada en el sedimento del fondo.

#### Descarga en tierra

Dependiendo de la composición del material drenado a ser almacenado en tierra, los contaminantes libres pueden unirse con otras partículas de arcilla o humus o ser transformados por procesos biológicos de demolición. La extensión en la que los contaminantes son liberados, depende de: lluvia y evaporación, porosidad del material drenado y características del subsuelo.

#### Posibilidades de liberación de los contaminantes

Del despojo drenado, se distinguen los siguientes puntos principales:

- a) en el mar : separación, baja acidez, agua salada, dispersión amplia.
- b) en lagos : separación limitada, agua fresca o salobre, dispersión y dilución limitada.
- c) en tierra : no hay separación, transporte limitado, poca absorción, vegetación capa superior rica en oxígeno.

EFFECTOS EN EL MEDIO AMBIENTE POR DESCARGA EN EL MAR - ZOCALO CONTINENTAL  
O ALTAMAR

Debido al considerable volumen de material dragado de ciertos lugares portuarios, la descarga en el mar de un material dragado relativamente limpio, es inevitable.

Ha sido establecido que en Rotterdam, especialmente en condiciones severas de tiempo, una parte del material dragado descargado en el mar, reocresa al acceso portuario.

El presente

Los mares y océanos son usados para diferentes finalidades. En este contexto la pesca es importante.

Se conoce muy poco acerca de la calidad de los fondos acuáticos y sedimento de los mares y océanos.

Plancton es la base para la vida marina. Plancton es la fuente de alimento para los pescados quienes a su vez son la fuente alimenticia para aves y mamíferos. Plancton que muere regresará a la cadena alimenticia, usualmente a través de los organismos del fondo acuático.

Efectos

Cuando se descarga el material dragado, la vida del fondo acuático del lugar es destruida y la formación del plancton es obstaculizada.

La provisión de sedimento por ejemplo por ríos, es parcialmente un proceso natural, más no así el bombeo del material dragado contaminado en un lugar cualquiera. La influencia de contaminación de plancton es difícil de establecer debido a la distribución de estos organismos. El plancton se restituye así mismo muy rápidamente en un nutrido ambiente marino. Los efectos de especies de fondos más amplios, tales como: choros, ostras, langostas, etc. pueden ser calculados con precisión y pueden ser relacionados, hasta cierto punto, al origen de contaminación. De estas especies, especialmente, los choros y ostras pueden ser severamente dañados por la presencia de contaminantes filtrados y absorbidos por el agua.

Las consecuencias en los pescados también son conocidas pero debido a su movilidad es difícil de establecer una relación en el origen de contaminación.

Los pescados son vulnerables, especialmente cuando estos son aún pequeños y por ello necesitan de una maternidad limpia.

En las capas gruesas de los pescados, aves y especialmente mamíferos, los contaminantes tales como metales pesados y otros cuerpos extraños pueden acumularse.

Cuando estas capas de grasa son usadas como alimento de reserva, puede darse una muerte masiva.

Los mamíferos transmiten a la prole, por medio de la leche, la contaminación acumulada en el cuerpo de la madre.

Los hombres también pueden experimentar los efectos negativos a través del consumo de estos pescados y mariscos. En Japón han ocurrido casos muy serios.

Actualmente no es posible relacionar la descarga en el mar de material dragado contaminado con un posible incremento de efectos peligrosos.

Sin embargo, se sabe que si no es controlado, estas descargas aumentarán la contaminación en el ambiente marino considerablemente, haciendo que tales consecuencias se den más marcadamente.

Altamar

Esto es definido por Pequemat y Smith (referencia) como:

Esa parte del océano al y más allá del margen exterior de la plataforma submarina - descanso de la plataforma. Este descanso puede darse a profundidades de hasta 200 m. Ellos sugieren que estos descansos a esa profundidad o más, son adecuados como lugares de depósitos del material dragado.

Teniendo en consideración que la tierra está cubierta de agua en un 71% del cual el 80% tiene una profundidad de 2000 metros, quedará claro que el área de la plataforma submarina es relativamente pequeña por cuanto, menos adecuada que altamar como lugar de depósito.

Más aún, los océanos producen menos del 1,5 al 2% del alimento mundial marino.

Tait y de Santo '72 (referencia) predicen que altamar nunca contribuirá con más del 1% del total mundial de pesca marina.

El complejo de la plataforma interior del estuario es el mejor productor de alimento marino.



Historia

En varios países, y principalmente en los Países Bajos, muchas áreas han sido rellenadas con material dragado. Esto también ocurrió en el área de Rotterdam material el cual provenía de la creación de nuevos puertos por tanto no contaminado y otra parte del dragado de mantenimiento de puertos y vías navegables existentes en el área. No obstante, se requiere de métodos de maduración muy perfeccionados y de grandes superficies para el depósito de material dragado (aproximadamente 150 hectáreas por año por millón de metros cúbicos de material dragado; en áreas sub-tropicales y tropicales, ésta podría ser menor dependiendo de: lluvia, subsuelo y vegetación).

Situación actual

Actualmente, la locación y paisaje del área de descarga será determinada por los factores tales como: espacio, erosión, sedimentación, condiciones de tiempo, etc. También será determinado por la vida racional, animal y vegetal, por el cultivo de tierra y el género humano.

Efectos

Cuando se descarga el material contaminado en tierra, la calidad de agua en la superficie y del fondo, organismos y flora del suelo marino, pueden ser afectados y finalmente a través de la cadena alimenticia, los animales y el género humano. Metales pesados y cuerpos extraños al ambiente pueden poseer características tóxicas agudas y acumularse en órganos causando cáncer, etc. Con relación a los metales pesados debe de notarse que esta acción puede ser aumentada a la presencia de otro metal (cadmio, zinc). Los efectos de esta contaminación se hacen visibles a través del reducido crecimiento y deformación de plantas, por síntomas de intoxicación crónica en los animales y consecuentemente seres humanos.

Pueden darse consecuencias indirectas comparables cuando el agua del fondo está contaminada debido al considerable asentamiento de capas de material dragado.

Agrí y horticultura

No existen reglamentos que dicten la composición del suelo destinado para la agrí y horticultura.

Vivienda, Industria

La contaminación del agua de superficie y fondo jugará un rol específico, cuando un área para depósito de material sea usada para vivienda e industria. El saneamiento del área será de importancia.

Recreación

Cuando la zona es destinada para uso recreativo, la naturaleza de la ubicación determinará los efectos a ser esperados. No existen líneas generales de calidad de suelo para zonas de uso recreativo.

General

La población costera seguirá creciendo alrededor del mundo. Consecuentemente la necesidad de espacio para vivienda y la utilización de riberas costeras competirán con áreas para producción de alimentos. En general, la zona costera es en donde el desecho de derivados marinos tendría que ser almacenada en tierra.

### Historia

Ya que es difícil en Holanda de encontrar áreas en tierra apropiadas para la disposición de material, se está considerando la posibilidad de disposición en lagos (especialmente aquellos creados por la remoción de arena, arenas y arcilla).

### Situación actual

Los lagos arriba referidos tienen generalmente, un gran volumen y podrían contribuir considerablemente con el problema de descarga. La composición y funcionamiento de vida sobre los lagos, es comparable a aquella en el mar, la sucesión de plancton, animales del fondo, peces, aves y humedades. Anul el plancton puede tener un desarrollo explosivo a través de los alimentos, o pueden morir y hundirse, originando falta de oxígeno en el agua. La provisión de fósforo, activará especialmente este proceso. El material dragado puede contener considerables cantidades de fósforo.

El agua en un lago está generalmente en contacto con el agua en la superficie, por lo que se da la distribución. De acuerdo con la estructura del subsuelo, el agua del lago puede encontrarse también en contacto con capas porosas. En estos lagos, como en este caso, las capas sin oxígeno pueden darse a grandes profundidades durante condiciones de tiempo de verano. Así debido también a la ausencia de luz a grandes profundidades, la vida biológica en estos lagos, especialmente la presencia de los animales del fondo, es limitada a pequeñas zonas al margen de los lagos.

Cuando se deposita el material dragado en lagos, se pueden esperar efectos del agua de calidad química y bacteriológica, vida hidrobiológica, el agua del fondo en la vecindad del lago y la claridad, salinidad y valor nutritivo del lago mismo.

### Efectos temporales

Los efectos se pueden dar directamente por la disolución de contaminantes en el agua durante el acto de disposición. El transporte de agua

puede causar también esta contaminación directa.

Durante la disposición es principalmente, el agua pura con sus contaminantes absorbidos, la que influye en la calidad del agua del lago. Los materiales pesados posiblemente disueltos podrán eventualmente oxidar y hundirse al fondo (en un medio ambiente rico en oxígeno) Este no es el caso con nitrógeno y cloruro y en un menor alcance, fósforo.

Un gran consumo de oxígeno del agua será utilizado por el óxido químico de material arcilloso.

La contaminación bacteriológica es de duración limitada, ya que las bacterias se atrofian rápidamente. Dependiendo del tamaño del lago, esto puede causar más o menos un serio disturbio o con la destrucción de la vida biológica, en donde el material dragado cubre el fondo.

### Efectos a largo plazo

Los efectos a largo plazo en la calidad del lago y sus alrededores son dependientes, entre otros, del contenido de oxígeno en el agua inmediata sobre el fondo. La contaminación (metales pesados) expulsada del fondo, puede quedar suspendida allí donde el agua no contiene oxígeno. En el caso de agua rica en oxígeno, el oxígeno reducirá el riesgo de la presencia de metales pesados. El agua contenida dentro del área de material depositado será expulsada por el asentamiento de dicho material. Esta agua puede afluir al lago y causar una contaminación gradual, lo cual puede reducirse solamente por el posible reaprovisionamiento del lago.

Los cuerpos extraños se disuelven generalmente pobremente en el agua y prefieren adherirse a partículas de material contaminado por petróleo. No se puede esperar una movilización a aguas abiertas o de fondo, debido a esta fuerte estabilidad química.

No es posible una sistemática revisión, debido a la considerable variedad de cuerpos extraños y sus residuos.

Lo arriba expuesto demuestra que la expulsión de cuerpos extraños y metales pesados es logrado casi exclusivamente a través de la absorción activa por la cadena de alimentos de la fauna y flora del fondo acuático.

### Alimentos

Considerando un gran contenido de fósforo en el material drenado, se puede esperar que una cierta cantidad de agua estancada en la superficie del material pueda ser atrofada y quedar así por un largo período.

La porosidad del material en su fase de inmadurez, es muy limitada (aproximadamente 0,5 - 1,0 mm/día).

### Relleno de lagos

En el caso de que un lago es rellenado con material drenado, se presenta una combinación de posibles efectos en el cual la capa superior (por ejemplo sobre el agua subterránea) puede ser considerado como material depositado en tierra.

### Objetivo

Examinar si es factible determinar que clase de material puede ser descargado y en donde, con el fin de minimizar los efectos negativos en el medio ambiente.

### Prevención a la base

No importa como enfoquemos las técnicas de disposición, la conclusión será invariablemente que la reducción y terminación de la descarga de contaminantes en la fuente será la más efectiva.

### Clasificación

El material drenado puede ser clasificado de diferentes maneras: por su origen, por su contaminación con metales pesados y por contaminación con cuernos extraños.

La clasificación por contaminación con cloruro y materias orgánicas, etc. puede ser de importancia solo en casos específicos.

### Perspectiva futura

Es importante saber como se desarrollará la calidad de material drenado. Las autoridades gubernamentales serán primeramente vistas para establecer reglas adecuadas para la descarga de contaminantes así como la observación de las regulaciones por contaminadores en potencia.

### Efectos en el medio ambiente

Cuando se examinan los efectos de estas posibilidades para descarga de material drenado en el medio ambiente, debemos de considerar 3 criterios importantes:

- Cuál es la naturaleza de la distribución (difusa o concentrada)
- Qué medidas existen para reducir la emisión
- Cómo se puede controlar la disposición del material drenado

Las 3 posibilidades de disposición consideradas, pueden resumirse como sigue:

Efectos en el mar

- Disposición en el mar: dilución considerable y distribución difusa, medidas de control no disponibles, pocos efectos apreciables, peligro de acumulación en la cadena alimenticia.
- Disposición en altamar: igual que lo arriba expuesto, pero existe muy poco peligro de acumulación en la cadena alimenticia..

Efectos en lagos

Disposición en un lago: distribución menos difusa, excepto la dispersión a través del transporte de agua, por el movimiento del agua en el lago y a través del agua subterránea.

La limitación de la emisión es parcialmente posible así como el control de emisión del material ya depositado. Sin embargo, existe el peligro de acumulación en la cadena alimenticia.

Efectos en tierra

Descarga en tierra: una distribución menos difusa que en el mar, es posible la emisión al agua subterránea y superficie. Existen posibilidades para limitar y controlar la emisión en material ya depositado. Sin embargo, debido a la imperfección humana existe peligro de acumulación en la cadena alimenticia.

La ausencia de normas y regulaciones pertinentes se pusieron de manifiesto cuando se intentaba investigar la descarga de material dragado en el área de Rotterdam.

Aunque existen acuerdos internacionales, no hay normas específicas que se atengan al vaciado en el mar.

Entre éstas, solo la "Convención de Londres", realizada en Noviembre 1972, que trató sobre la prevención de contaminación marina ocasionada por la descarga de desperdicios y otros cuerpos, tiene algún significado para la región latinoamericana, lo que fue ratificado por Argentina, Cuba, Chile, México, República Dominicana, Guatemala, Haití, Panamá, Surinam y los Estados Unidos.

La convención trata sobre todos los océanos y mares; prohíbe la descarga de algunos cuerpos y requiere de permisos especiales para la descarga de otros. Sin embargo, no se han dado pautas cuantitativas.

Recientemente, en Octubre 5/9 de 1981, tuvo lugar la sexta (6ta) reunión consultiva de las partes contratantes. Entre otros asuntos, se discutió sobre los métodos de cuidados especiales que se deberían de aplicar en la descarga de material dragado contaminado. Ellos incluyeron el cubrimiento de los lugares de descarga con material limbo, relleno de yacimientos con el subsecuente cubrimiento, descarga en barrancas marinas en pilones hipersalinos, en regiones abióticas del océano. Se ha acordado remitir esta técnicas de cuidados especiales, a centros de estudio de Investigación.

Otras convenciones similares como la de Oslo (72) y Paris (74), firmadas por los países de Europa occidental, prohíben la descarga de algunos contaminantes específicos y la reducción de cantidad de desperdicios contaminados con otros contaminantes específicos.

El contenido de metales pesados en el material dragado puede ser solo comparado a regulaciones para fertilizantes. Generalmente, no existen normas para regular la calidad del agua subterránea.

16

Alternativas relacionadas a:

Variante cero

La terminación de la descarga del material dragado y consecuentemente del dragado mismo (variante cero). En este caso se ha trazado una relación entre el no más funcionamiento del puerto y la transferencia de la actividad industrial a otras localidades portuarias.

El material contaminado últimamente no se asentará más en el área portuaria pero en el mar, al menos en aquellas áreas en donde el sedimento es transportado por los ríos en donde el puerto abandonado estuvo situado.

Reducción de la actividad del dragado

Reducción en volumen de material dragado. Se puede llevar la atención a experimentos y planes intencionados para la modificación de la descarga del régimen del río y reducir consiguientemente el volumen de material a dragarse.

Remoción de contaminantes

La remoción de contaminantes del material dragado. Se puede considerar la remoción de cuernos solubles en agua. El desalinamiento parece ser un método factible. La salinidad contenida en el material no solo depende del lugar dragado, sino también de la calidad del agua de transporte. La descarga de sal adicional río arriba, podría ocasionar conflictos con los acuerdos internacionales, como es el caso de Europa.

Aplicaciones alternativas

Se ha probado que es factible usar el material dragado del puerto de Rotterdam para la fabricación de ladrillo. Sin embargo, la dureza del ladrillo no es muy alta debido al gran contenido de cuerpos orgánicos. Más aún, la demanda de arcilla por la industria del ladrillo, es pequeña, con relación a la provisión de material dragado contaminado. Relleno de áreas también puede ser considerado como una solución alternativa. Los problemas más importantes aquí son el de la limitada capacidad de drenaje

(saneamiento) del material y la duración de tiempo requerido para la realización.

El material dragado puede ser también incinerado pero requiere de energía extra, apareciendo los contaminantes luego de la incineración, en las cenizas o residuos.

También es posible la utilización del material como sustituto de la arcilla para el levantamiento o arrandamiento de diques.

Alternativas operativas

Los pozos creados por la remoción de tierra (aprecados, etc.) puede ser visto como una alternativa operativa la cual en principio puede ser considerada como depósito de material dragado. Los efectos de éste en el medio ambiente puede ser interpretado como los efectos descritos en descarga en tierra o en lagos.

(Para una propia evaluación)

Además de los datos relacionados directamente al "Area del Problema", se necesita tener conocimiento e información sobre diversos asuntos relacionados, los cuales pueden ser subdivididos en 3 grupos principales:

Información básica

- Calidad del material drenado fuera del área portuaria.
- Factores que influyen en la capacidad de transporte de la contaminación.
- Información de la calidad del agua subterránea y del mar.
- La parte del mar contaminada por la descarga de material drenado en relación a la contaminación proporcionada por ríos y otras fuentes (otros orígenes).
- Características biológicas del material drenado.

Normas

- x Normas de calidad para el agua de mar.
- x Normas de calidad para el suelo de fondo.
- x Normas de calidad para el agua subterránea.

Efectos

- Penetración en la acumulación de la contaminación en la cadena alimenticia en un ambiente de agua fresca, no existe conocimiento de la relación entre la dosis y su efecto.
- Acumulación de contaminantes en cosechas no destinadas para el consumo.
- La influencia en la calidad del agua freática, por la descarga en tierra, debe de ser identificada más precisamente.

Poderes distinguir:

- 1.- Contaminación en el fondo.
- 2.- Contaminación en suspenso en la columna de agua.
- 3.- Contaminación en la superficie.

1.- Para remover sedimento contaminado del fondo con turbidez y derramamiento mínimo, las dragas más adecuadas serían:

transporte hidráulico	draga de succión tipo "Dustpan"
transporte neumático	"Air lift" - Pneumo, Oozer
transporte mecánico	Cucharón de quijada impermeable

Huelga decir que la severidad de contaminación, el volumen y la localidad del sedimento contaminado a ser removido, tendrá una gran influencia en la selección del equipo.

Una draga de rosario parece ser entonces una alternativa más razonable que una draga cortadora.

- 2.- Hasta el momento no se ha identificado un equipo específico de drenado, ni equipo auxiliar, para la remoción de material poluto en suspenso.
- 3.- En Holanda (IHC-Cosmos), ha desarrollado un equipo auxiliar tipo "espumadera", para la remoción de polución en la superficie del agua (como: derramamiento de petróleo), el cual puede ser acoplado a una draga de succión por arrastre especialmente diseñada, la que es utilizada en un contrato de dragado de mantenimiento de cinco años, en el canal de acceso del puerto de Rotterdam.

EPÍLOGO

La industria del dragado antes de ser identificada como un derradante del ambiente natural y de la calidad del agua por causar turbidez, se está ocupando actualmente de la limpieza del medio ambiente y se espera que en el futuro juegue un importante y creciente rol.

Ing. J.P.C. van den Kleboom  
Febrero 1982

Elements of Marine Ecology - 1972

por : R.V. Talt y R.S. de Santo

Evaluación del problema de dragado y descarga en los Estados Unidos

por : Raymond J. Krizek; Max W. Giner; Abdelsalam W. Salem  
del : Departamento de Ingeniería Civil del Instituto Tecnológico, Universidad Northwestern, Evanston, Illinois, USA - 1975

Efectos del Dragado en el medio ambiente - 1977

por : Ir. K. d'Amersmond - Royal Volker Stevin Group, Holanda  
en : Curso Internacional sobre Modernos procedimientos de dragado

Potential Impacts of Deep Ocean Disposal of Dredged Material - 1977

por : W.F. Pequennat Ph. D. - Texas A & M University, USA  
D.D. Smit, Ph. D. - David D. Smith and Assoc. USA

Disposal Site Selection in Rhode Island Sound as determined by Research Submersible and Scuba Surveys - 1977

por : G.L. Chase, MS, Med. - U.S. Army Corps of Engineers  
en : Segundo Simposium Internacional sobre Tecnología de Dragado - BHSA

Final report of the International Commission for the Study of Environmental Effects of Dredning and Disposal of Dredged Materials - 1977

por : Permanent International Association of Navigation Congresses - PIANC

Preliminary Report on Environmental Effects of the Disposal of Dredged Spoil - 4 volumens - 1979

por : Steering Committee Disposal Dredged Spoil  
para : Provincial Authorities of South Holland

Disposal of Dredged Material within the New York District: Volume I Present Practices and Candidate Alternatives.

por : W.G. Conner, D. Aurand, M. Leslie, J. Staunton, A. Amr, F.I. Ravenscroft; The Mitre Corporation  
para : U.S. Army Corps of Engineers





IAPH Documento remitido para la Sexta Reunión Consultiva de Partes  
Contratantes para la Convención sobre Prevención de Contaminación  
Marina por Descarga de Desperdicios y otros Cuerpos.

- Port and Harbours - Nov. 1981

Environmental aspects to the application of "Matured" Dredged Spoil  
in Dike Construction (Holandés)

por : J.R. Willet de Heidemil. - Consultores

J.C. Cavelaars - Ingeniero - Holanda

en : Revista Politécnica, 36, Noviembre de 1981

Sistemas de Drenado para el Mejoramiento del Ambiente

por : J. Leslie Goodier P.E.

en : Revisión Internacional de Drenado, Oct. 1981



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**CURSO:**

**INGENIERIA OCEANICA**

**PRINCIPALES ASPECTOS A CONSIDERAR  
EN UNA EVALUACION DE IMPACTO AMBIENTAL**

**ING. JORGE ROBERTO LIMON FLORES**

**MARZO 25, 1982.**

## PRINCIPALES ASPECTOS A CONSIDERAR EN UNA EVALUACION DE IMPACTO AMBIENTAL.

Esta previsión requiere fundamentalmente:

### 1. - Definición del entorno físico-social, económico, y condiciones ambientales actuales, "estado cero".

(Incluimos la definición del entorno y la del "estado cero" en la misma fase, porque al ser los dos aspectos que requieren trabajos sobre el terreno es interesante realizarlos, en lo posible, conjuntamente, lo cual exige disponer ya en ese momento de un Estudio Preliminar de Impacto Ambiental).

### 2. - Definición del estado del medio previsible para el futuro si el proyecto no se lleva a cabo, "estado futuro sin proyecto".

### 3. - Definición del "estado futuro con proyecto" o adición al "estado futuro sin proyecto" del "impacto ambiental" del proyecto.

Estas tres partes, operativamente se reducen a dos fases:

1. Definición del entorno y de su estado ambiental a través de recogida de información existente y de campañas de encuestas, mediciones, ensayos y análisis sobre el terreno.

2. Previsión de la incidencia del Proyecto sobre su entorno, con trabajos de gabinete basados en la información anterior (extrapolaciones, modelos matemáticos, ...) o realización de simulaciones sobre el terreno o en modelo reducido.

Considerando que el objetivo final de estas lecciones es el de hacer una introducción a los sistemas y métodos de interpretación y comunicación de estas previsiones, vamos asimismo a revisar de forma muy esquemática la segunda fase, para conocer los datos con que nos vamos a encontrar a la hora de hacer la evaluación final del impacto ambiental de un Proyecto:

#### Previsión de la incidencia sobre el medio.

Al identificación de factores ambientales o parámetros definidores de las alteraciones o efectos que pueden sufrir los distintos medios.

Estos parámetros deben referirse a efectos esperados en el medio y que pueden resumirse para el medio o biotopo y la biocenosis, en:

<u>Medio</u>	<u>Alteración en.</u>
Aire	- Calidad - Climatología - Estética (Olor, Sonidos)
Agua	- Calidad - Cantidad - Distribución estacional - Distribución espacial - Disponibilidad - Estética (Olor, Aspecto, ...)



<u>Medio</u>	<u>Alteración en:</u>
Suelo	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Calidad (profundidad, fertilidad, salinidad, acidez...)</li> <li>- Estabilidad (Erosión)</li> <li>- Explotabilidad (Superficie cultivable, bosques ...)</li> <li>- Diversidad de usos</li> <li>- Estética (Paisaje)</li> </ul>
Biocenosis	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Abundancia/escasez de especies</li> <li>- Extensión de cultivos, ecosistemas, vegetación, cosechas</li> <li>- Diversidad de especies</li> <li>- Extensión de recursos para especies migrantes</li> <li>- Abundancia/escasez de plagas y enfermedades</li> <li>- Estética (Diversidad, estado doméstico o salvaje).</li> </ul>

Junto a esto deberíamos considerar los efectos o alteraciones en el medio humano y social, muchos de los cuales suelen ser efectos de segundo orden o finales con respecto a los enunciados anteriormente.

<u>Medio</u>	<u>Alteración en:</u>
Humano, social	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Situación económica y nivel de empleo</li> <li>- Forma de vida</li> <li>- Servicios sociales y relaciones sociales</li> <li>- Aspectos psíquicos</li> <li>- Recreo y esparcimiento</li> <li>- Salud</li> <li>- Seguridad personal</li> <li>- Cultura</li> <li>- Política</li> </ul>

Esta lista de efectos o alteraciones es parcial y por supuesto discutible. A partir de ésta obtendríamos los factores ambientales que definen cada alteración y que es la lista final a contemplar en una identificación de este tipo; existen muchas listas de factores ambientales ordenados de muy diversas formas y con contenidos muy distintos, como más conocidas podemos citar las de Leopold (198) y Battelle (73), aunque en el caso de Leopold, como veremos posteriormente, esta identificación se facilita a través de una primera identificación de causas que puede ir seguida de la utilización de diagramas causa efecto, para obtener la lista de éstos.

Es muy importante advertir que aunque estas listas existentes son interesantes como información para revisión, el prestarles demasiada atención puede obligar a no contemplar ciertos factores ambientales específicos del proceso en cuestión no contenidos en aquella, por lo que en cualquier caso deben hacerse unas consideraciones ambientales sistemáticas independientes.

Como ejemplo de factores ambientales citaremos los correspondientes a Calidad del Agua y Aire, en el modelo de Battelle.

#### Calidad del Agua

- Disminución en hidrología de la cuenca
- Demanda bioquímica de oxígeno
- Oxígeno disuelto
- Coliformes fecales
- Carbono inorgánico
- Nitrógeno inorgánico
- Fosfato inorgánico
- Pesticidas
- pH
- Variación en caudal
- Temperatura
- Sólidos totales disueltos
- Productos tóxicos
- Turbidez

#### Calidad del Aire

- Monóxido de carbono
- Hidrocarburos
- Óxidos de Nitrógeno
- Partículas
- Oxidantes
- Anhídridos Sulfúricos y Sulfúrico
- Otros.

Este aspecto de identificación de factores ambientales es muy importante para el desarrollo del Estudio, y debe ir acompañado de una evaluación preliminar de su importancia, basándose en la experiencia en proyectos similares o en un simple proceso deductivo, al objeto de dedicar nuestra atención a aquellos que puedan ser significativos como impacto ambiental.

Como ayuda a la identificación, es muy importante desarrollar en paralelo una mejor identificación de las causas a través de un estudio detallado de los elementos del proyecto susceptibles de alterar el medio y de las medidas correctoras disponibles para minimizar dicha alteración, además esta información debe incluirse en el Estudio.

#### b) Definición de los elementos del proyecto susceptibles de alterar el medio y descripción de las medidas correctoras para minimizar dicha alteración.

La identificación de estos elementos debe hacerse en paralelo con la etapa anterior.

Estos elementos deben definirse solamente en los aspectos que interesan al medio ambiente y que pueden resumirse en:

- Proceso de incidencia sobre el medio (Emisión, vertido, ocupación)
- Parámetros que definen tal proceso de incidencia (Caudal de gases ...)
- Características técnicas de la instalación que condicionan la incidencia (Materias primas utilizadas, nivel de producción, materiales de construcción...)
- Medidas correctoras previstas
- Modificaciones posibles.

c) Evaluación de la alteración del medio físico (Vectores aire, agua suelo)

Las alteraciones del medio físico, suelen ser de primer orden, como además son normalmente bastante fáciles de medir, son casi siempre el objeto de la legislación en cuanto a limitaciones de vectores, por lo que se suelen utilizar como indicadores de impacto (factores ambientales indicadores del impacto ambiental neto de un proyecto), evaluándose la importancia de su alteración en función de los efectos de segundo, tercer orden y finales (bienestar y salud del hombre) que lleven consigo.

Por razón de su importancia, dedicaremos una atención especial a la evaluación de estos parámetros.

Normalmente se les suele llamar vectores ambientales en cuanto que son los portadores del efecto hacia sus destinatarios últimos, biocenosis, hombre.

Aire.

La alteración del aire, como hemos dicho anteriormente, se evalúa a través de su calidad (variación en su composición), por aporte de elementos extraños al mismo y con efectos indeseables, la concentración de los cuales a nivel respirable se define como nivel de inmisión. El proceso causa-efecto, se traduce en el diagrama de flujo:

EMISION → DISPERSION → INMISION

(Ver Fig. 8.3.15, como ejemplo)

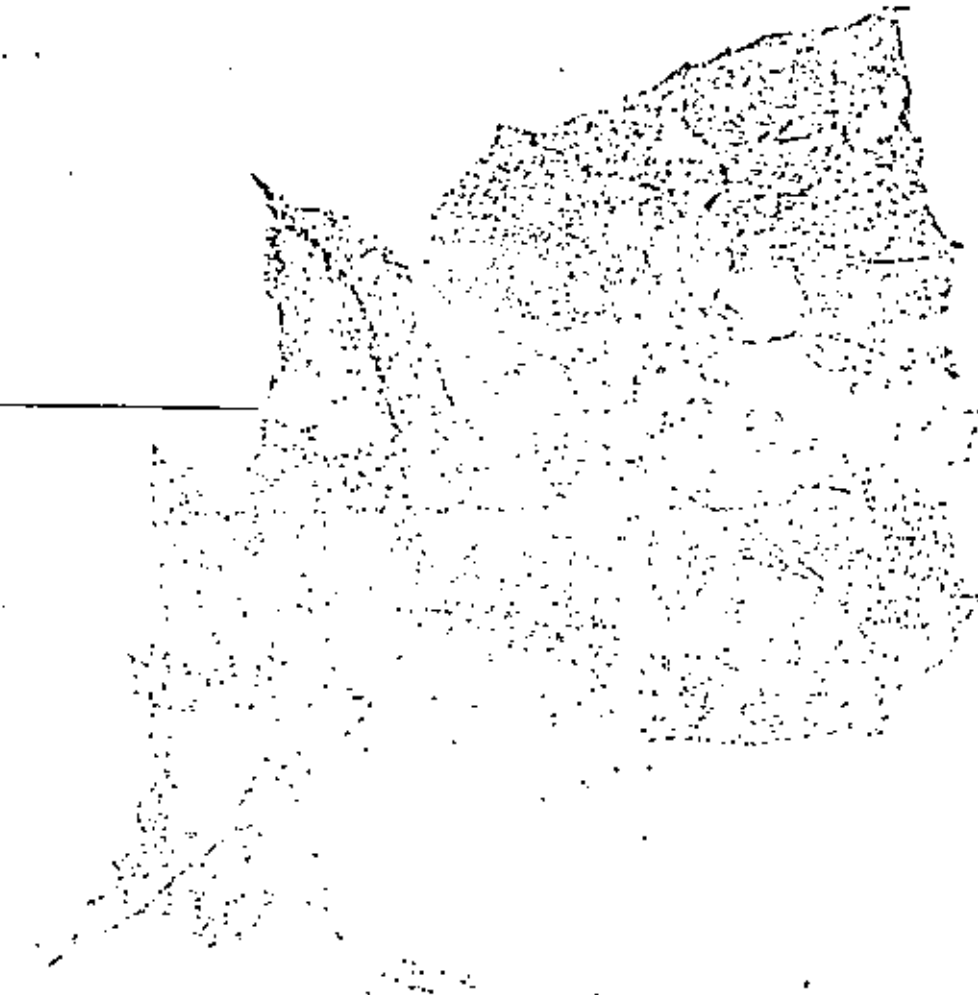
En el cual la emisión depende del proyecto en cuestión, la dispersión del medio atmosférico y físico (topografía) (climatología local) y la inmisión es el resultado final, condicionado por la calidad de la emisión y las condiciones de dispersión del medio.

La evaluación de los niveles de inmisión, o concentraciones resultantes, debe realizarse para los productos contaminantes lanzados a la atmósfera en cantidades significativas.

Siendo el proceso a seguir:

Evaluación de emisiones atmosféricas.

En primer lugar, y a través de los diagramas de proceso y planos de implantación de la planta, se definirá la localización de los puntos de vertido a la atmósfera (dándoles números de referencia idénticos



A instancias de la Subsecretaría de Mejoramiento del Ambiente, se realizó la reevaluación de la *Ley para Prevenir y Controlar la Contaminación Ambiental*, cuyo nuevo texto fue aprobado el mes de diciembre de 1981 y publicado en el *Diario Oficial de la Federación*, el 11 de enero de 1982.

Se programó la reestructuración de la ley con la intención de adicionar varios puntos que no se habían contemplado en la legislación respectiva, de 1971, y cuyos cambios estuvieran más de acuerdo con las nuevas condiciones de la realidad del país en materia ambiental, después de una década de experiencias administrativas en el control y prevención de la contaminación.

La nueva legislación ambiental, plantea múltiples oportunidades para la realización de programas y estrategias más efectivas dentro del marco legal para solucionar los graves problemas de contaminación atmosférica, del agua y del suelo, a los que debe enfrentarse la SMA.

Entre los aspectos que permiti-

LEY PARA  
PREVENIR  
Y CONTROLAR  
LA  
CONTAMINACIÓN  
AMBIENTAL

rán ejercer con mayor facilidad las acciones de control, prevención y disminución de la contaminación, se tiene el que la SSA propondrá al Ejecutivo Federal la expedición de medidas para localizar, clasificar y evaluar los tipos de fuentes de contaminación y, en general, cualquier actividad que degrade o dañe el ambiente; determinar las medidas, procesos y técnicas adecuadas para la prevención, control

y abatimiento de la contaminación ambiental; regular la exploración, explotación, producción, transporte, composición, almacenamiento y el uso y disposición final de energéticos, minerales, sustancias químicas y otros productos que puedan causar o causen contaminación del ambiente; realizar, contratar y ordenar los estudios, obras o trabajos para proteger el ambiente, y proteger la flora y la fauna, especialmente aquellas especies que estén en peligro de extinción, o se consideren benéficas para el equilibrio de los ecosistemas.

Asimismo, se ha determinado lo referente a la protección del medio marino, que no estaba contemplado en la ley de 1971.

En lo referente a la protección de suelos, la SSA conserva la facultad de autorizar las obras y las instalaciones que se harán en ellos con fines urbanos, industriales, agropecuarios y recreativos. Otro tópico nuevo es el de efectos contaminantes producidos por la energía térmica, ruido y vibraciones. También se dedicó especial atención al capítulo de *protección de alimentos y bebidas por efectos del ambiente*.

Los reglamentos específicos para el control de *contaminación atmosférica originada por emisión de polvos y humos* (17 de septiembre de 1971), el de *prevención y control de la contaminación de aguas* (29 de marzo 1973) y el de *prevención y control de la contaminación ambiental originada por la emisión de ruidos* (2 de enero 1976), estarán vigentes mientras se elaboran los nuevos reglamentos específicos, según los cambios y adiciones de la nueva ley que abroga definitivamente la del 12 de marzo de 1971.





DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

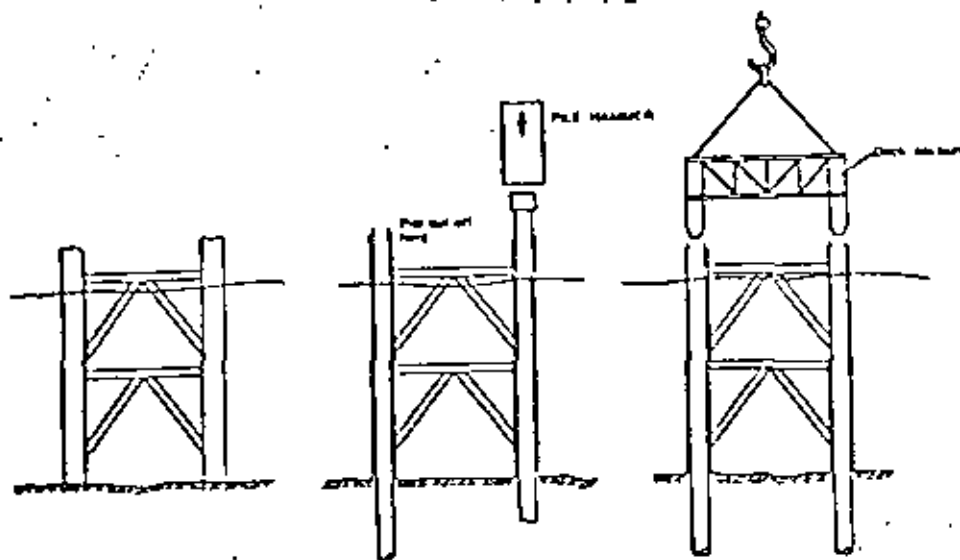
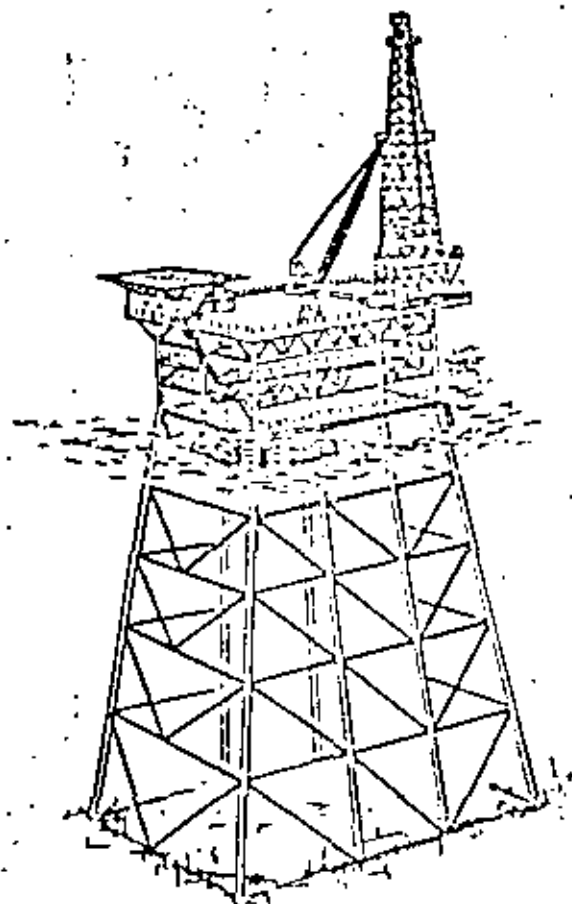
CURSO:

INGENIERIA OCEANICA

TEMA: ESTRUCTURAS COSTA AFUERA

PROF. DR. ROBERTO MELI P.

Marzo, 1982.

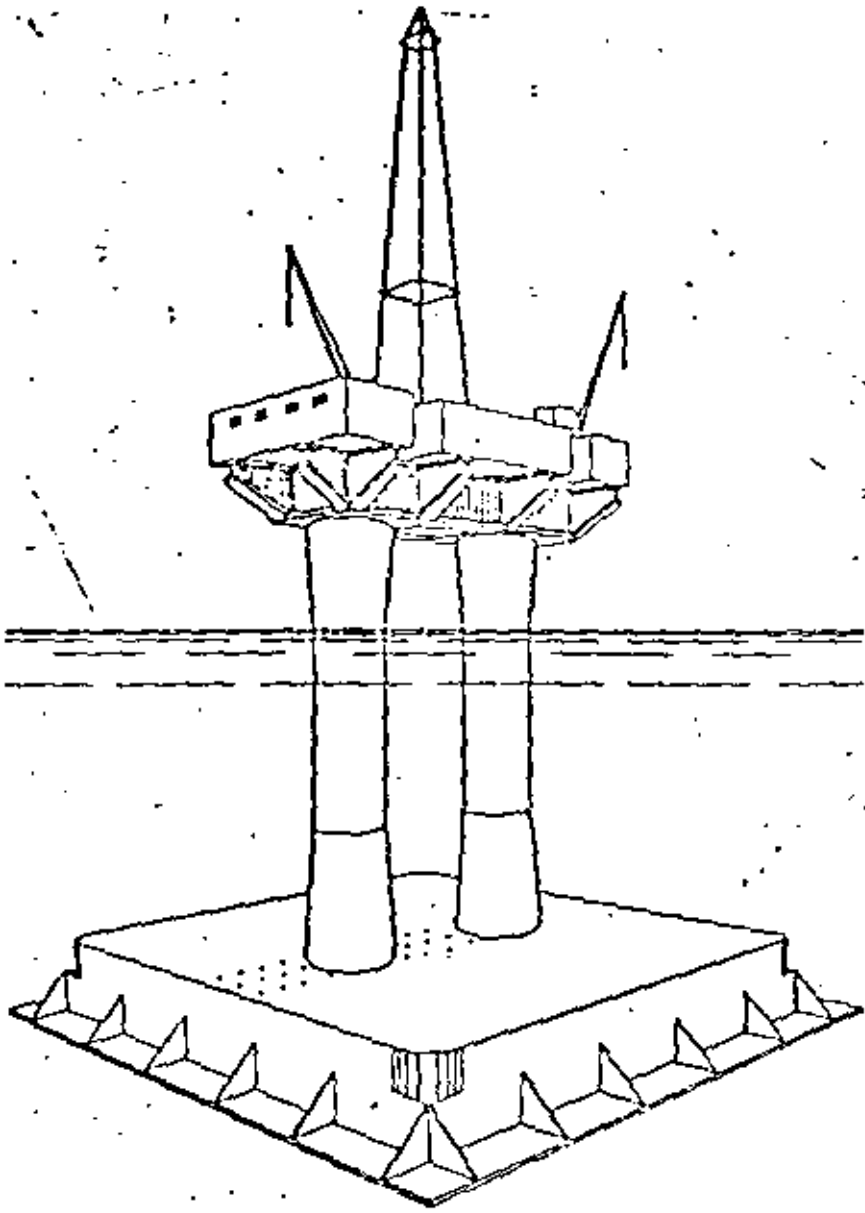


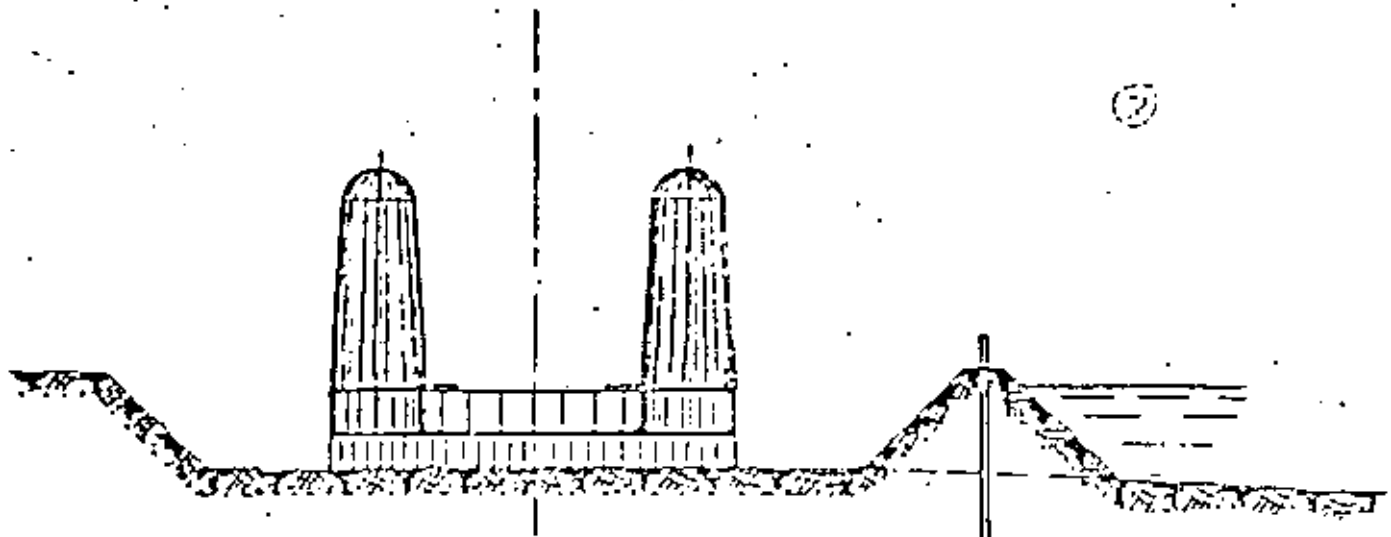
(a) PLACED IN POSITION

(b) PILES DRIVEN THROUGH LEGS

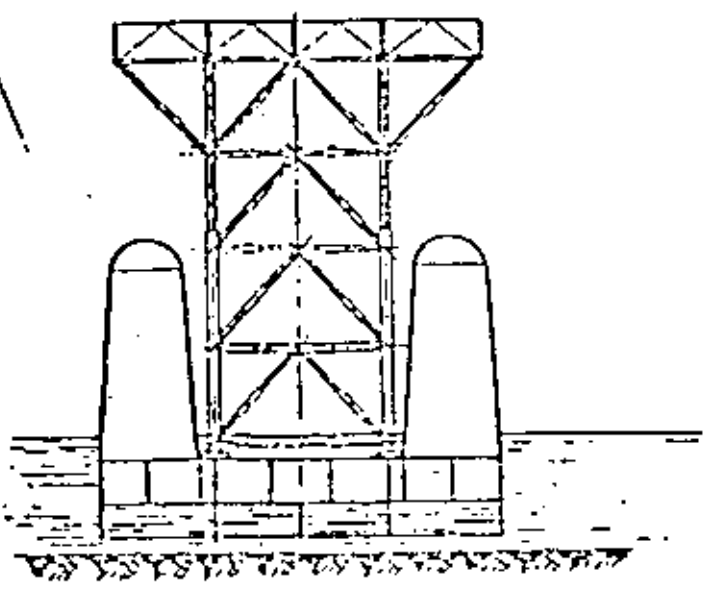
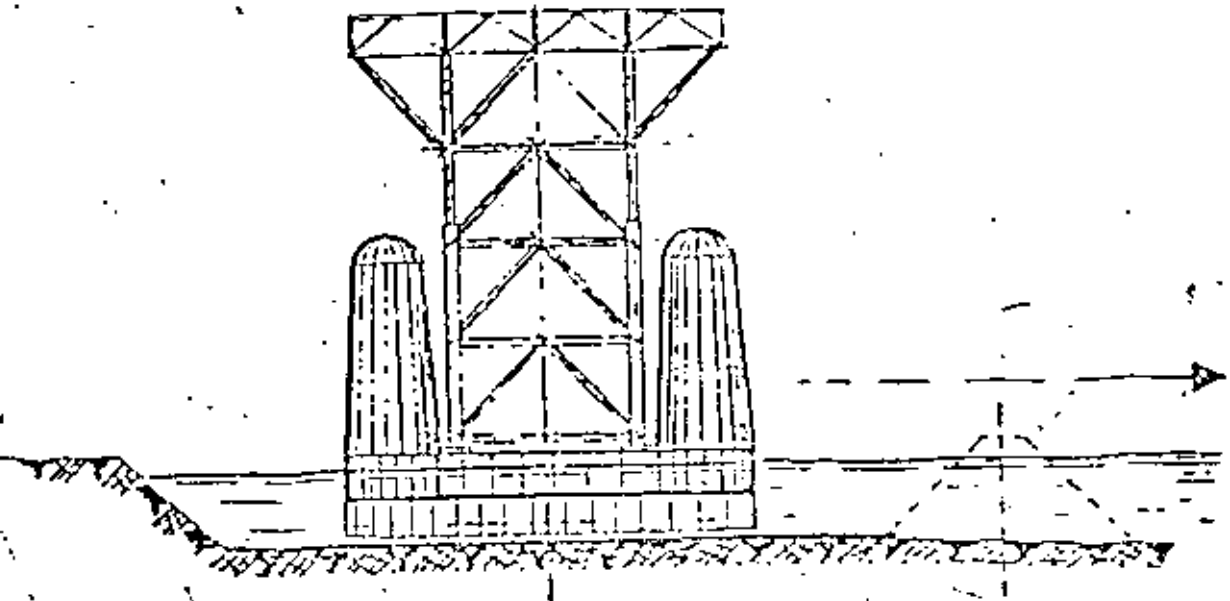
(c) DECK SECTION STABBED IN AND WELDED

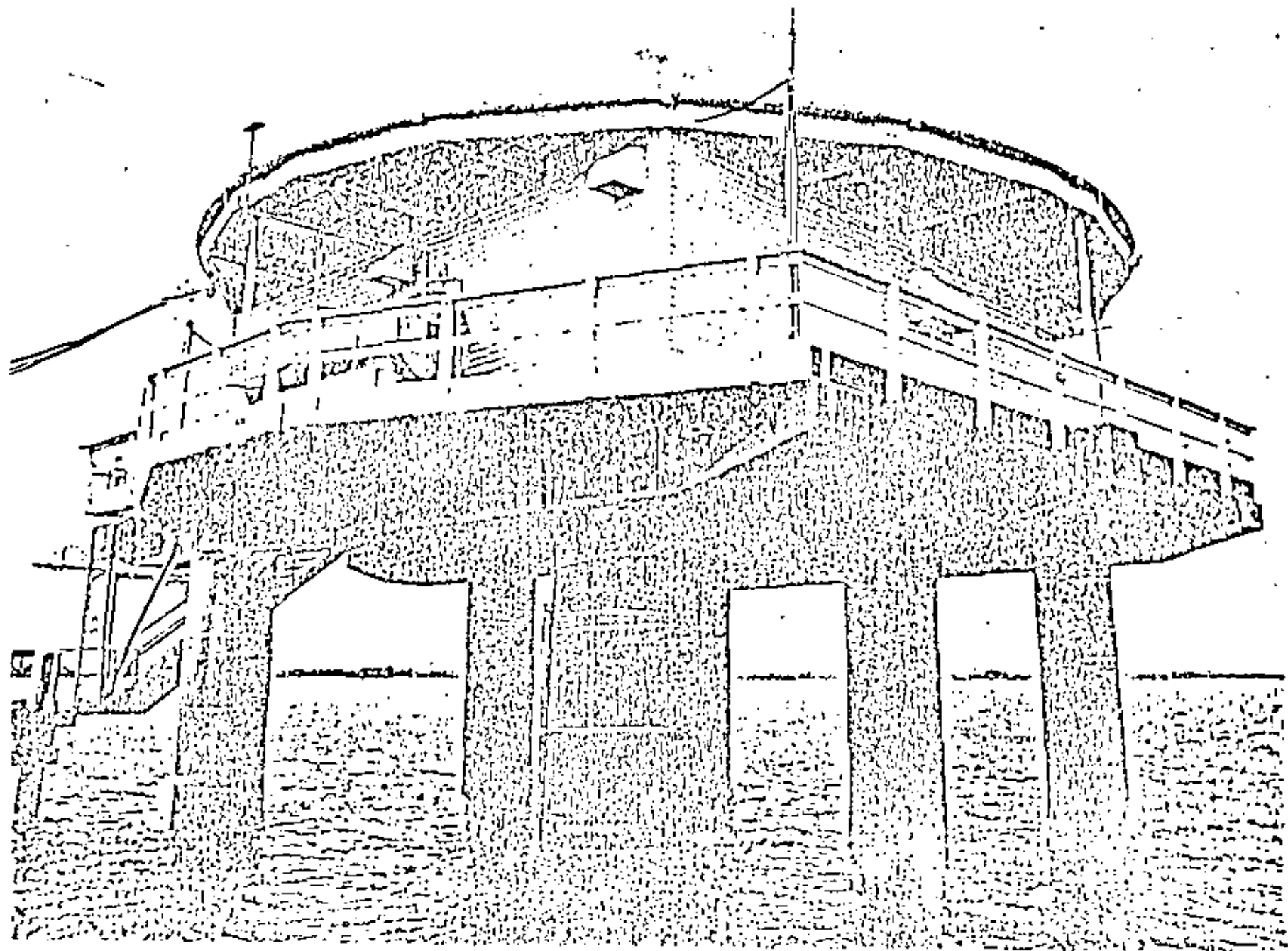
(2)

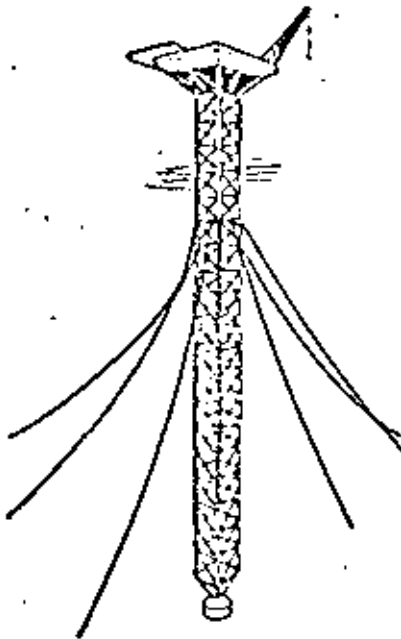
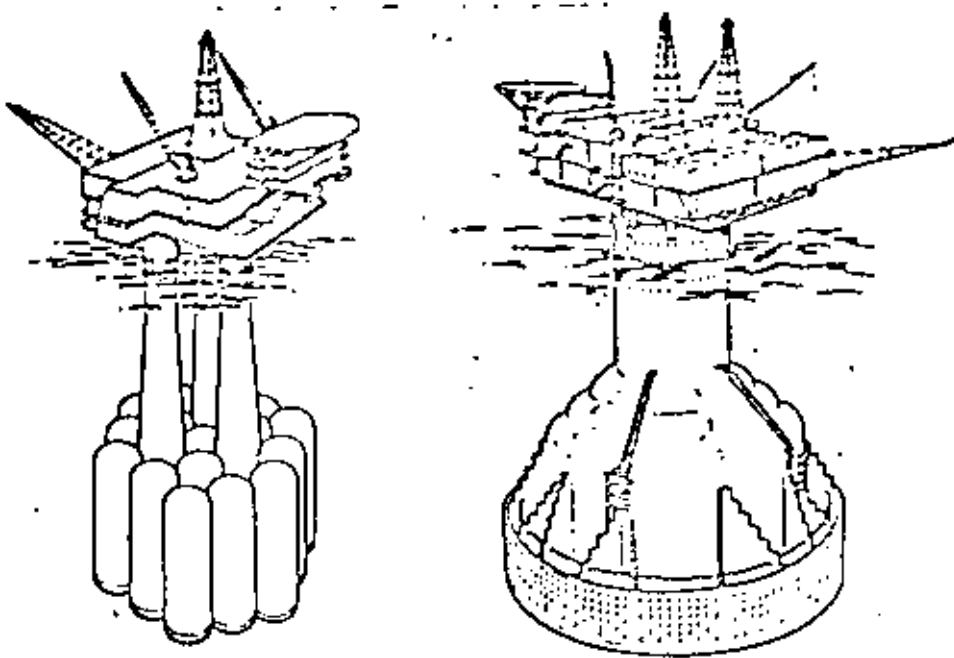




CONSTRUCTION OF THE CONCRETE SUBSTRUCTURE



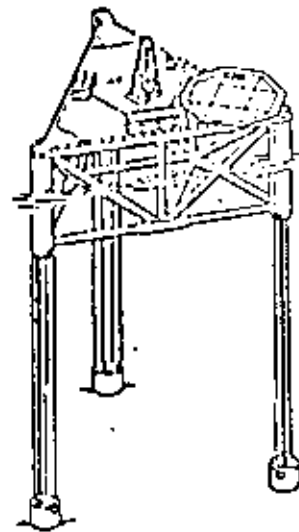




TAPERED TOWER

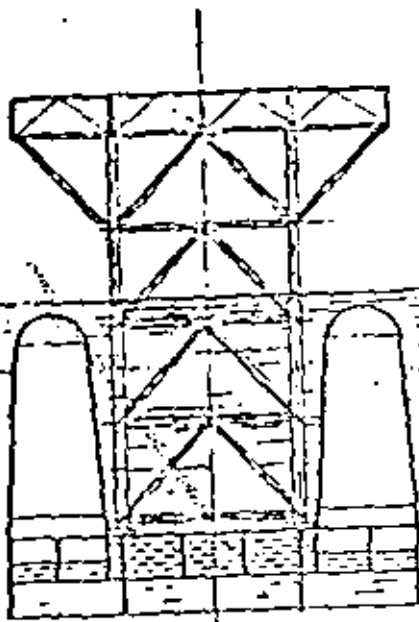


ARTICULATED FLARE

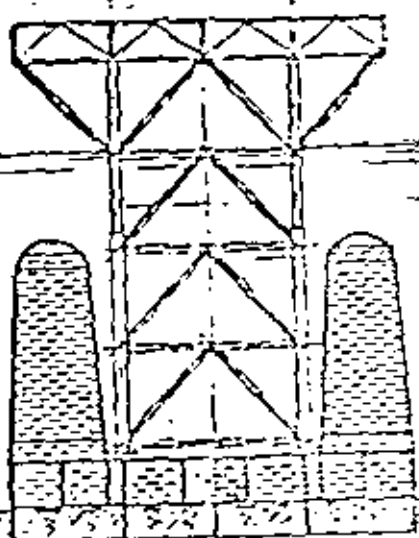


EXTENSION LEG PLATFORM

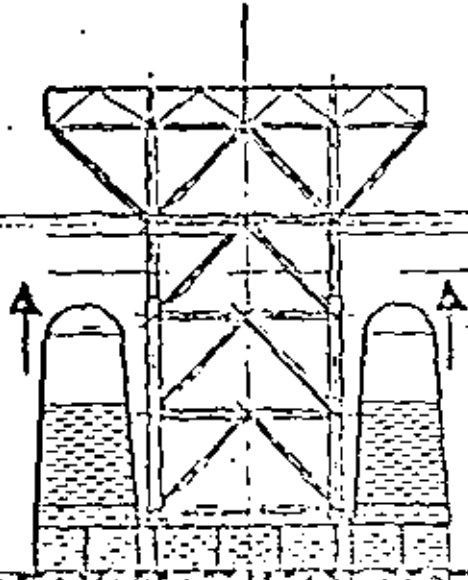
Figure 1.8 Compliant systems. (Reproduced by permission of Inst. Civil Eng.)



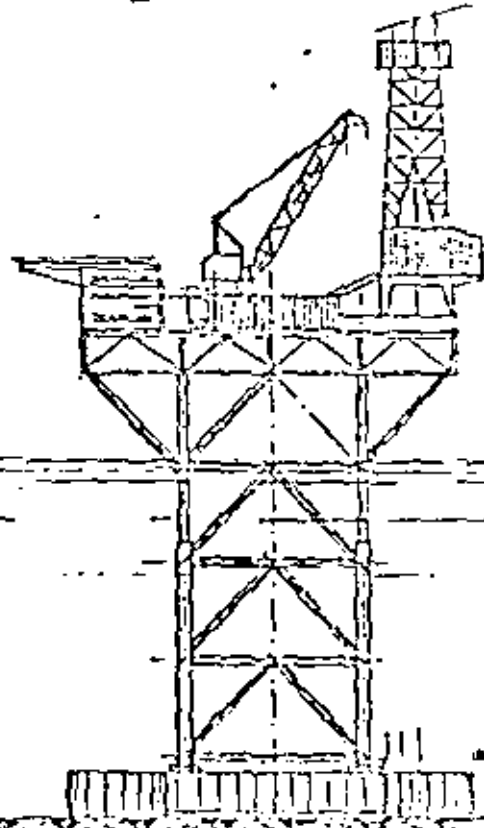
APPROACH AND TOUCH DOWN



STABILISATION ON THE SEA FLOOR  
BY SKIRTS PENETRATION



REMOVAL OF FLOATATION TOWERS



EQUIPMENT INSTALLATION AND EXPLOITATION

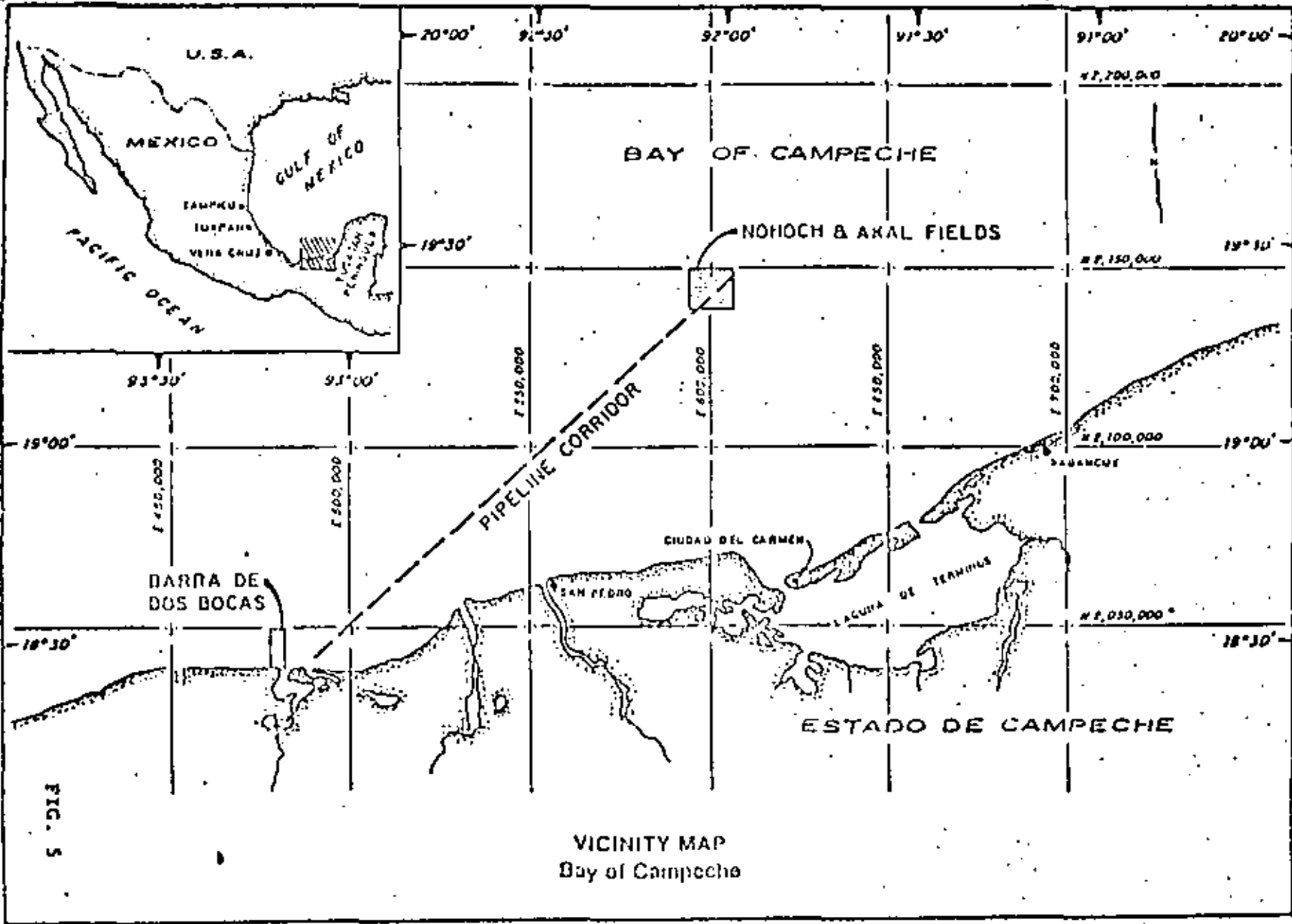
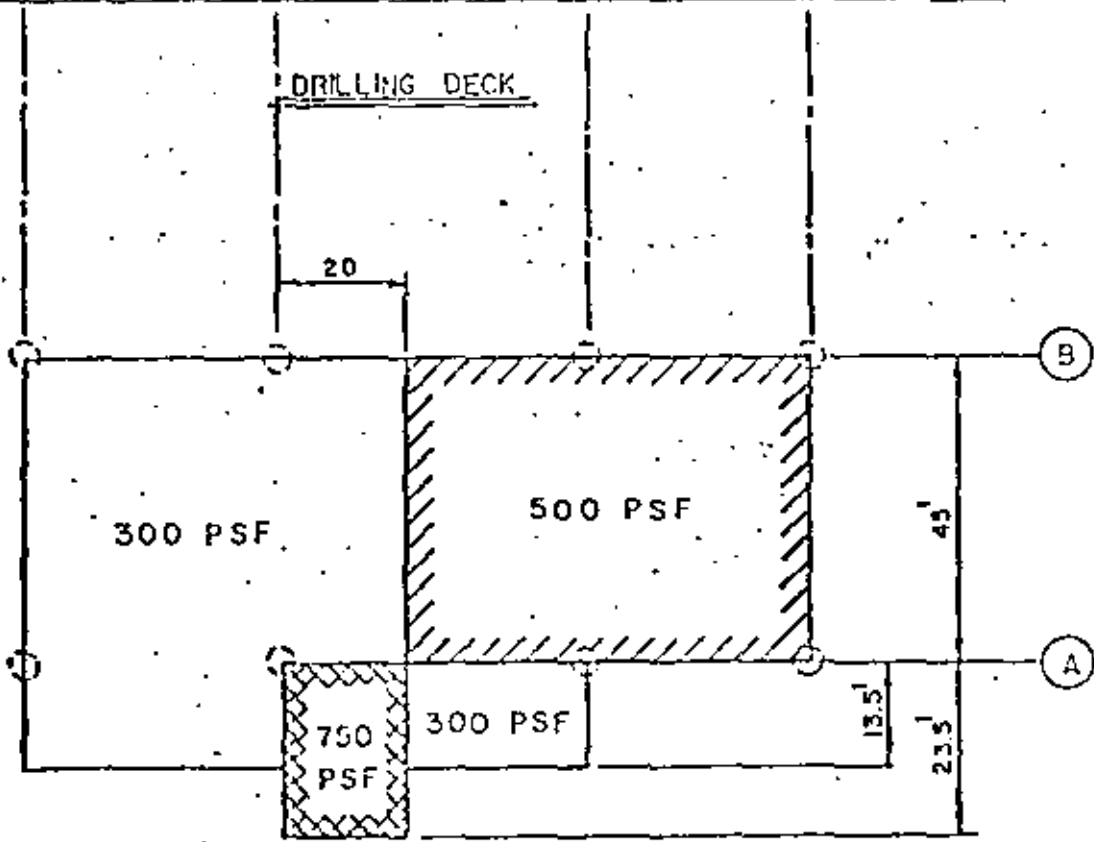
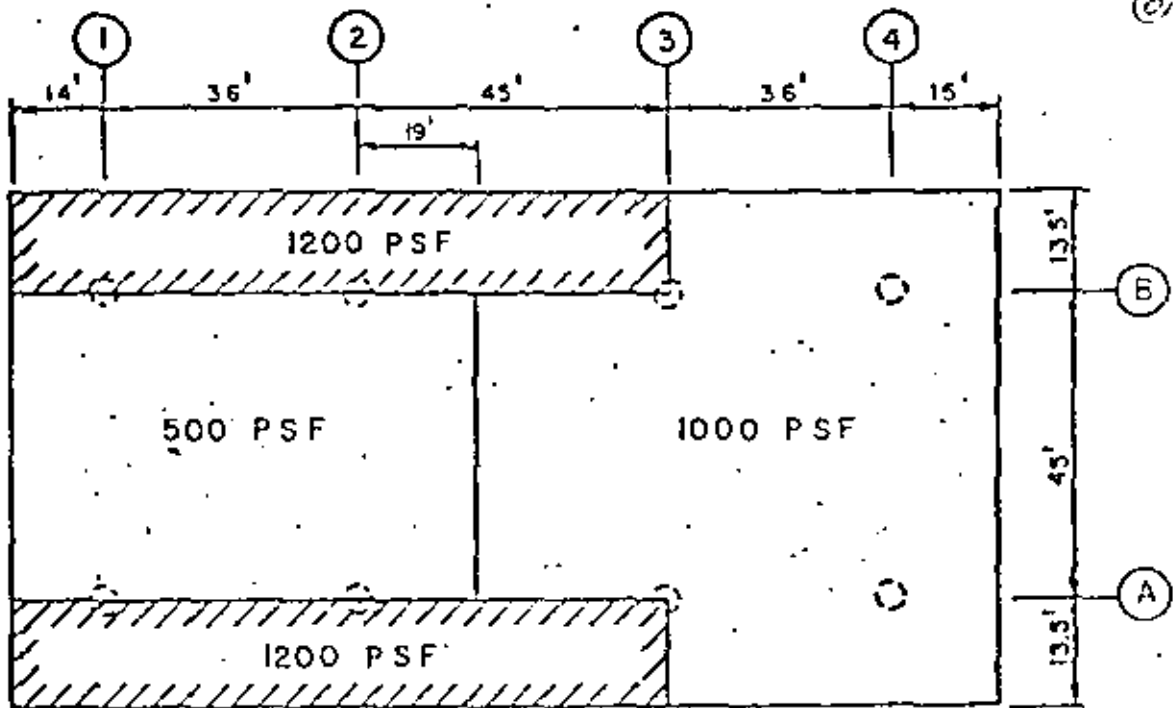


FIG. 5

VICINITY MAP  
Bay of Campeche

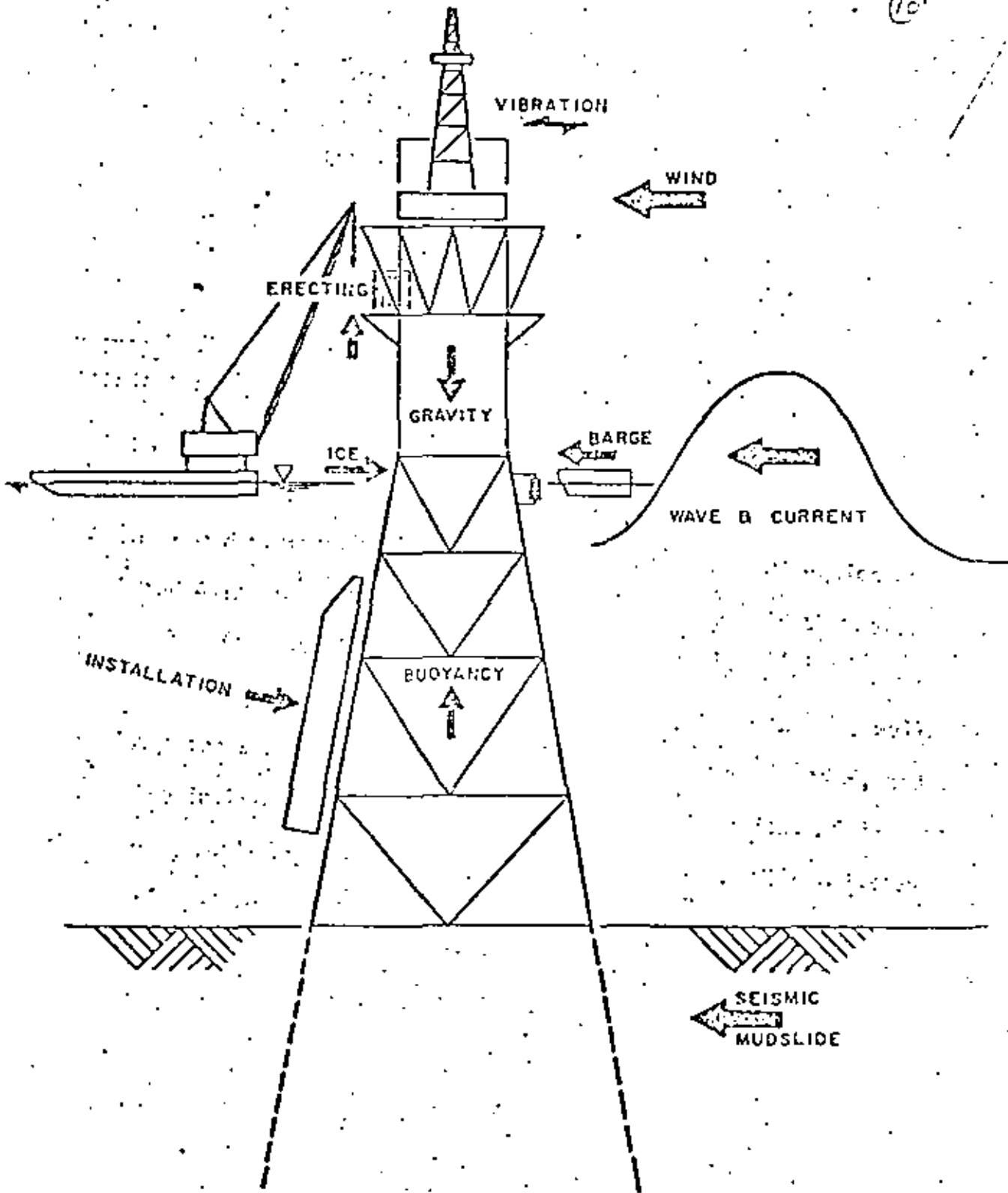




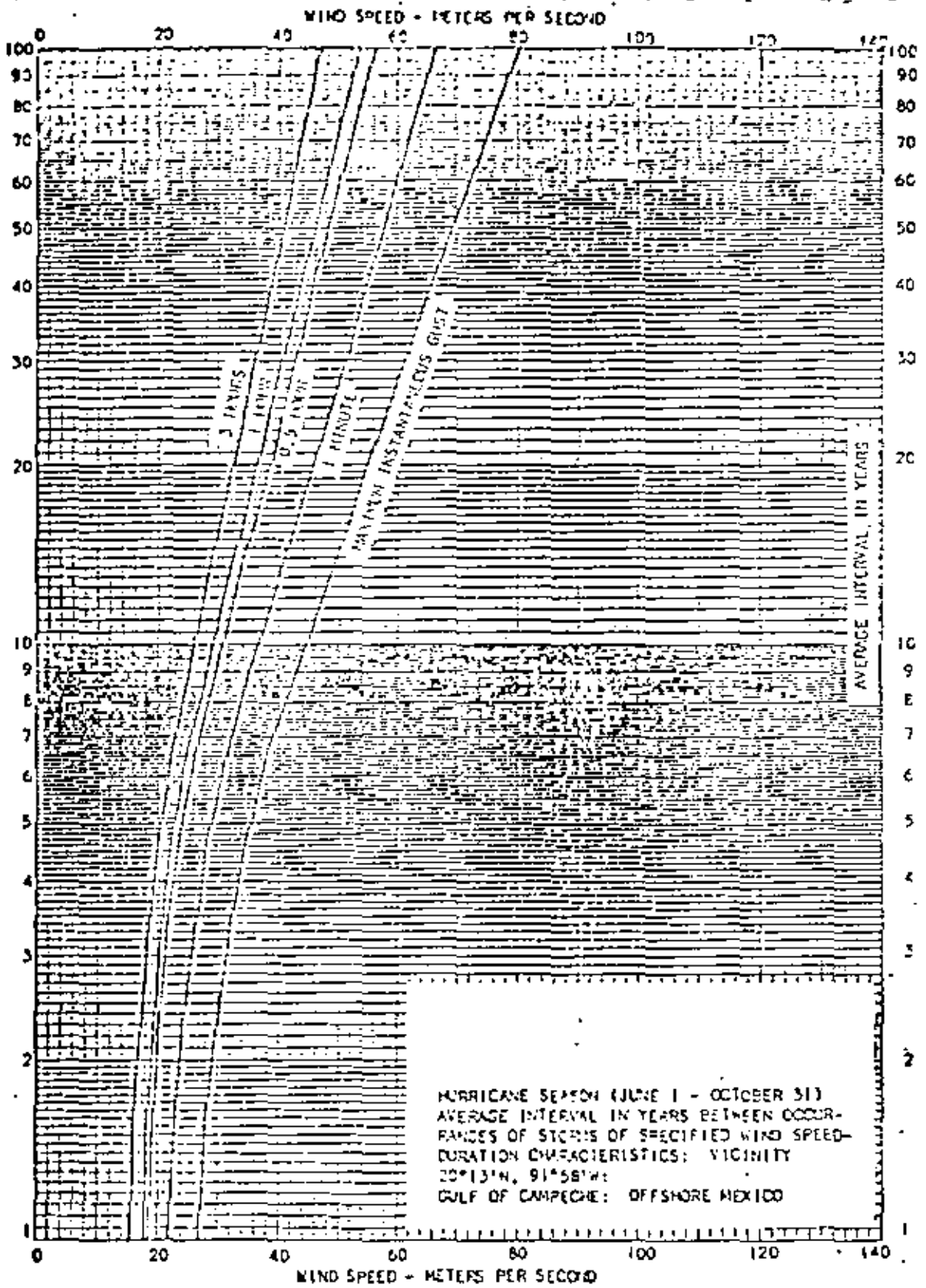
(8)

PLATE GIRDER PLAT.

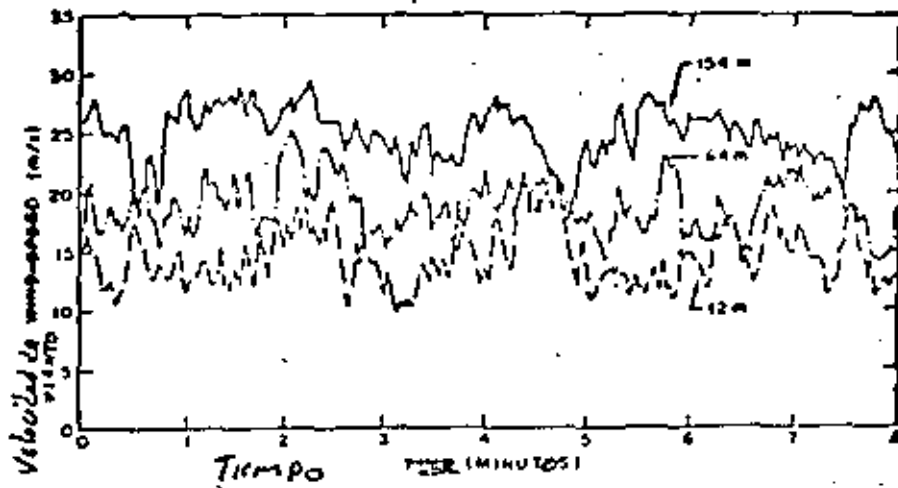
Decking	Tot.Wt. = <u>296<sup>k</sup></u> (15.9%)	
Drilling Deck	<u>Sub-Total</u>	
Timber	48.78 <sup>k</sup>	(2.62%)
Plate	136.97 <sup>k</sup>	(7.35%)
Production Deck		
Plate	99.54 <sup>k</sup>	(5.35%)
Grating	10.10 <sup>k</sup>	(0.54%)
Deck Beams	Tot.Wt. = <u>648<sup>k</sup></u> (34.8%)	
Drilling Deck	341.71 <sup>k</sup>	(18.36%)
Production Deck	306.54 <sup>k</sup>	(16.47%)
Girders	Tot.Wt. = <u>425<sup>k</sup></u> (22.8%)	
Trusses		
Columns	Tot.Wt. = <u>333<sup>k</sup></u> (17.9%)	
Appurtenances	Tot.Wt. = <u>159<sup>k</sup></u> ( 8.6%)	
Vent Stack	13.00 <sup>k</sup>	(0.7%)
Stairs	20.00 <sup>k</sup>	(1.1%)
Handrails	8.68 <sup>k</sup>	(0.5%)
Padeyes	5.00 <sup>k</sup>	(0.3%)
Drains	9.57 <sup>k</sup>	(0.5%)
Sub-Cellar	22.66 <sup>k</sup>	(1.2%)
Firewall	29.83 <sup>k</sup>	(1.6%)
Stiffeners (Incl. Ring Stiff.)	50.08 <sup>k</sup>	(2.7%)
	<u>Gross</u>	<u>1861<sup>k</sup></u> (100%)



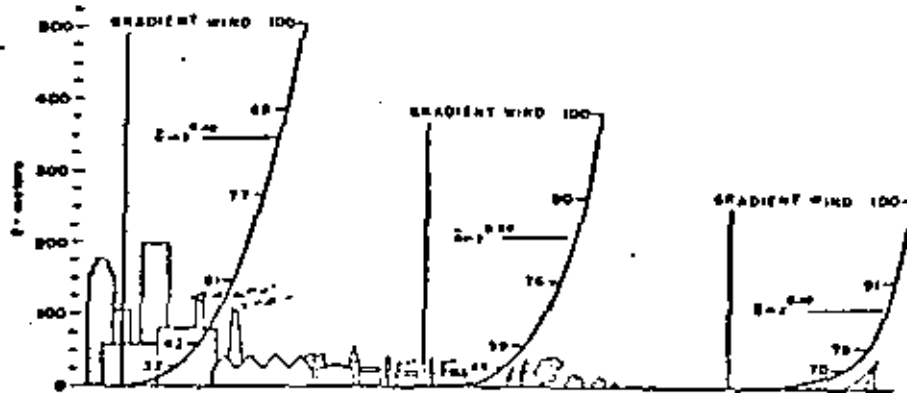
PLATFORM LOADS



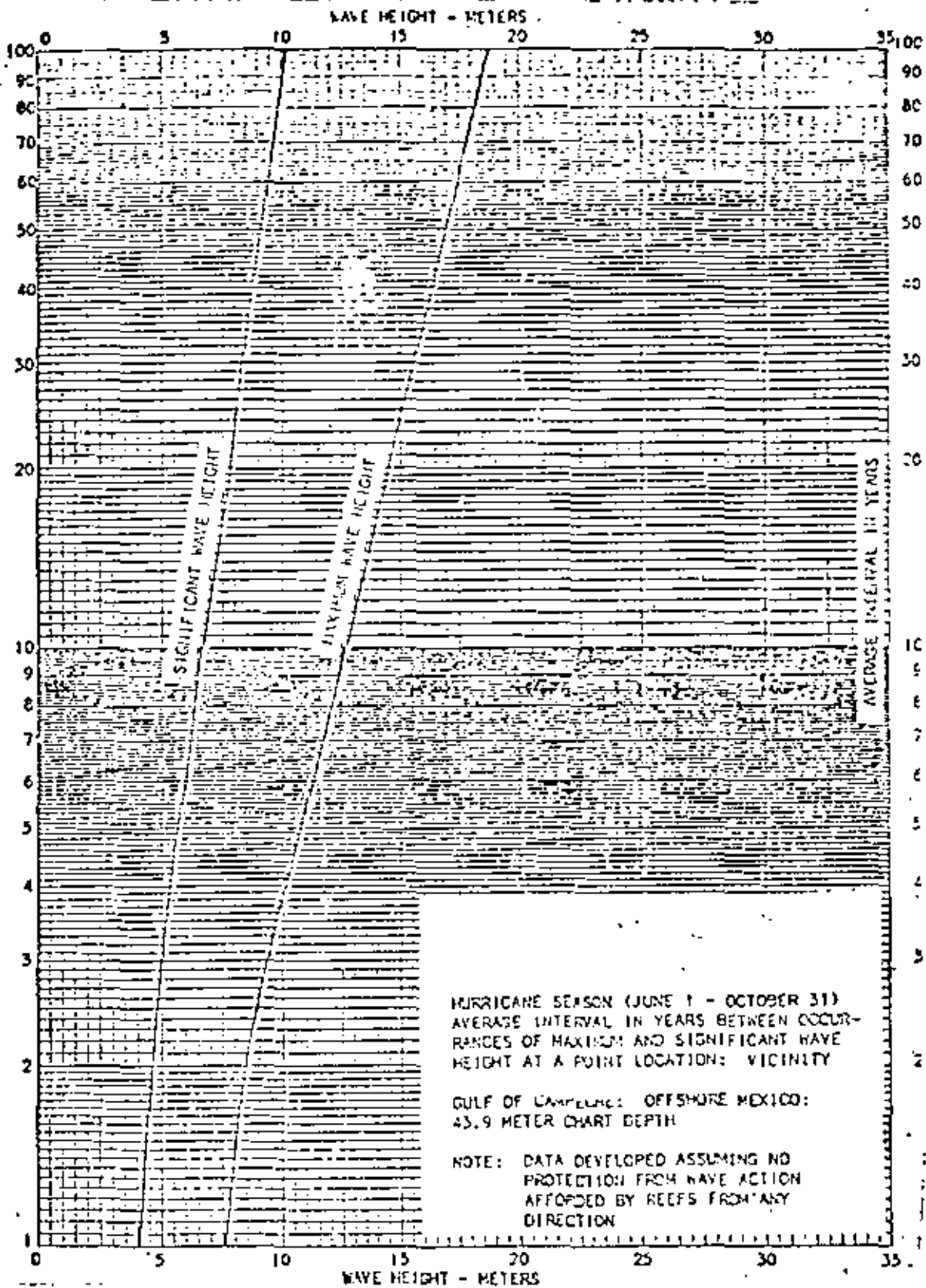
Periodos de recurrencia de diferentes  
velocidades de viento



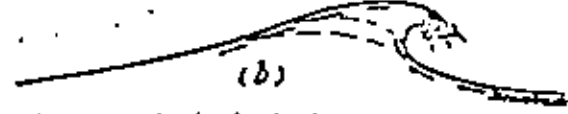
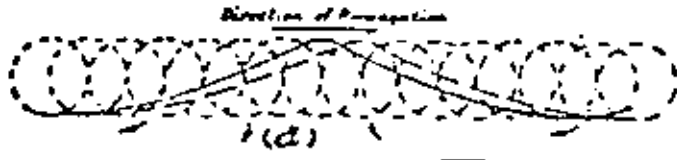
Registros de velocidades de viento a distintas alturas sobre el terreno  
(de Leon, 1955)



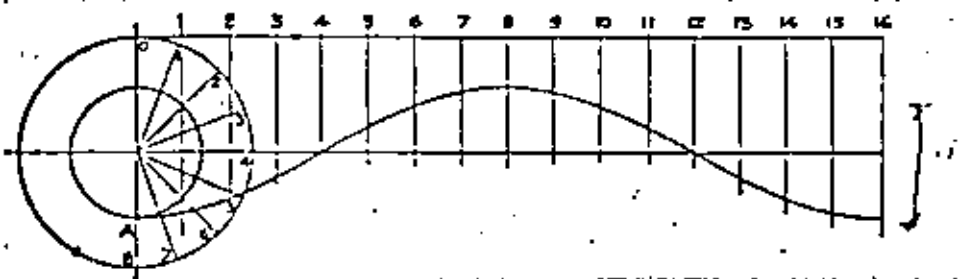
Variación de la velocidad media del viento con la altura, sobre terrenos  
de diferente rugosidad (de Davenport, 1967)



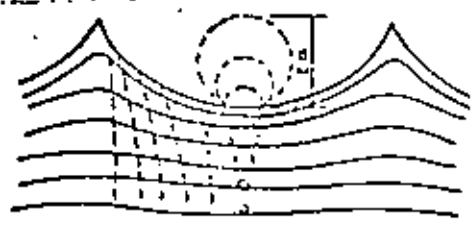
Periodos de recurrencia de la altura de ola  
 máxima



a) Movimiento circular de las partículas de agua en distintas posiciones

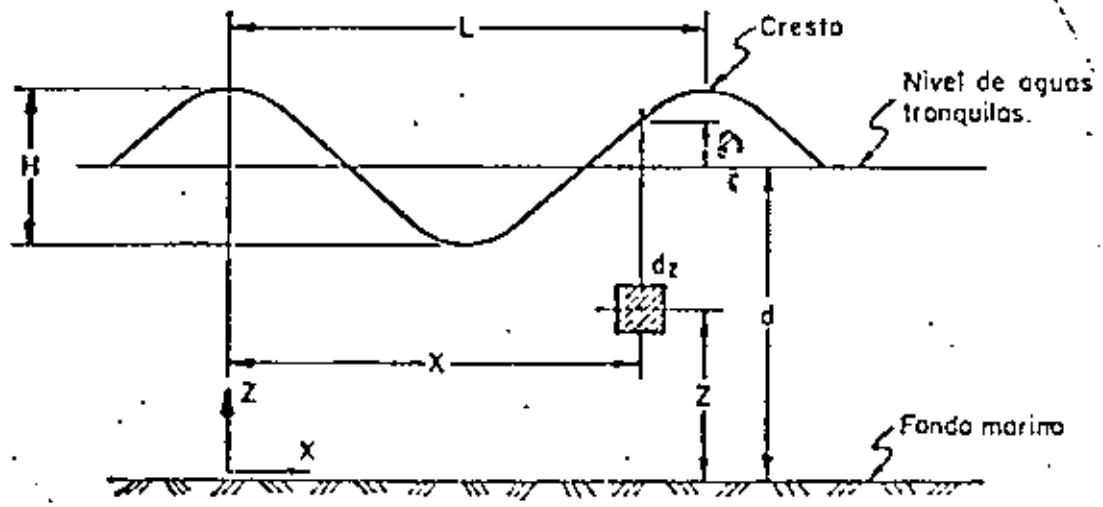


b) Perfil de la ola originado por el movimiento circular

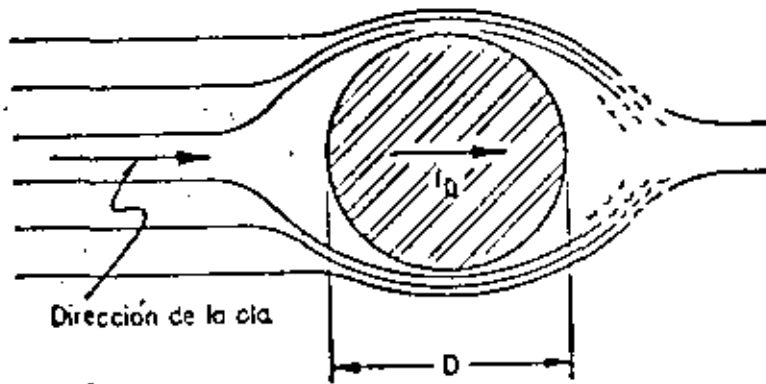


c) Variación del perfil a diferentes profundidades

Esquemas de las características de la ola (adaptado de Meinke, ref. 3)



Parámetros para el cálculo de fuerzas de oleaje.



Flujo de agua alrededor de un cuerpo cilíndrico.

Fuerza de arrastre

Fórmula de Morison

$$F_D = C_D \frac{\rho}{2g} D |u| u$$

$$F_T = F_D + F_I$$

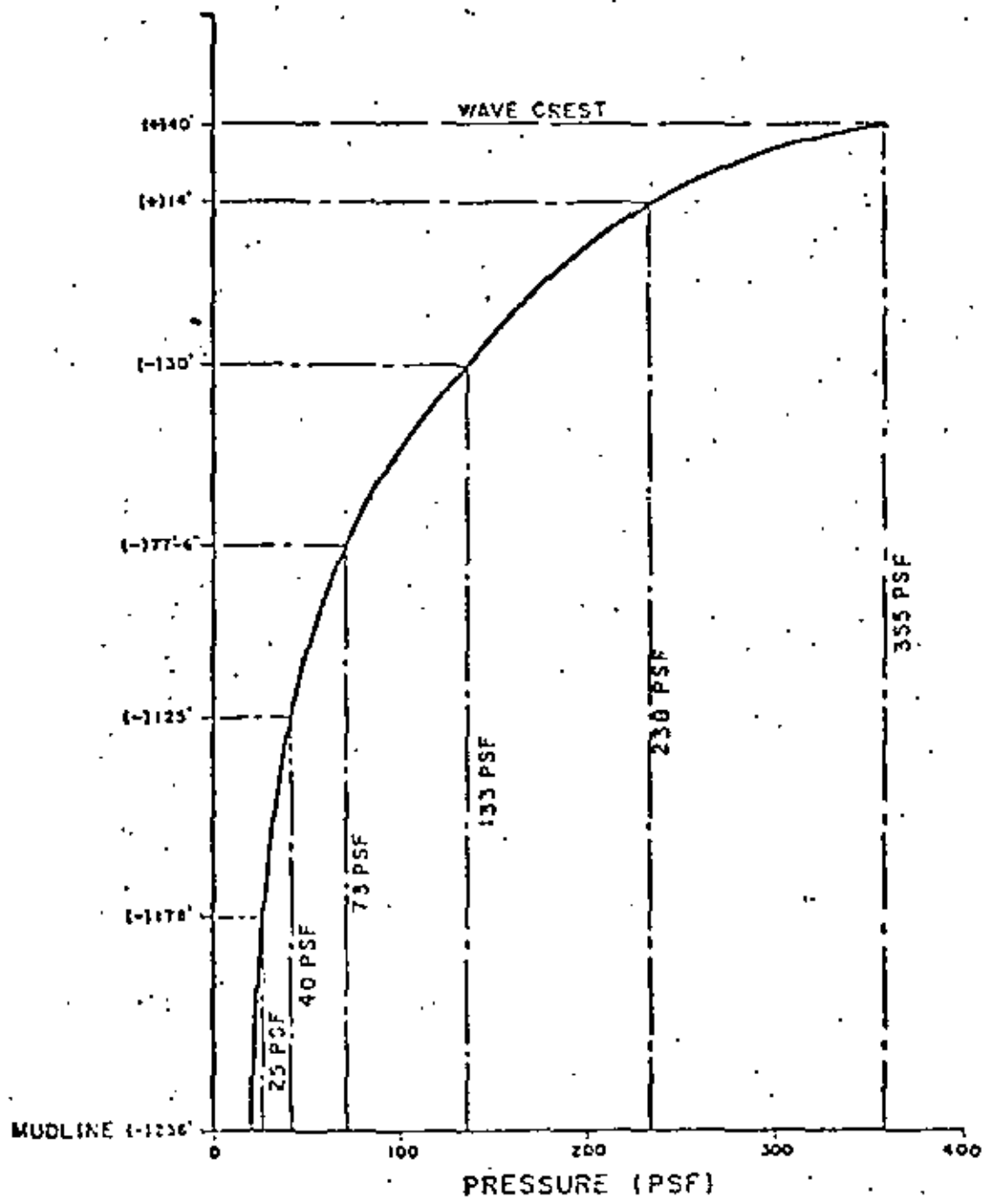
Fuerza de inercia...

$$F_I = C_I \frac{\rho}{g} \frac{\pi D^2}{4} \dot{u}$$

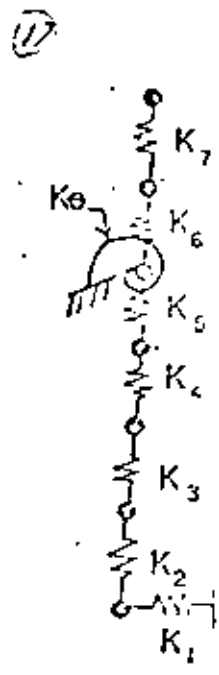
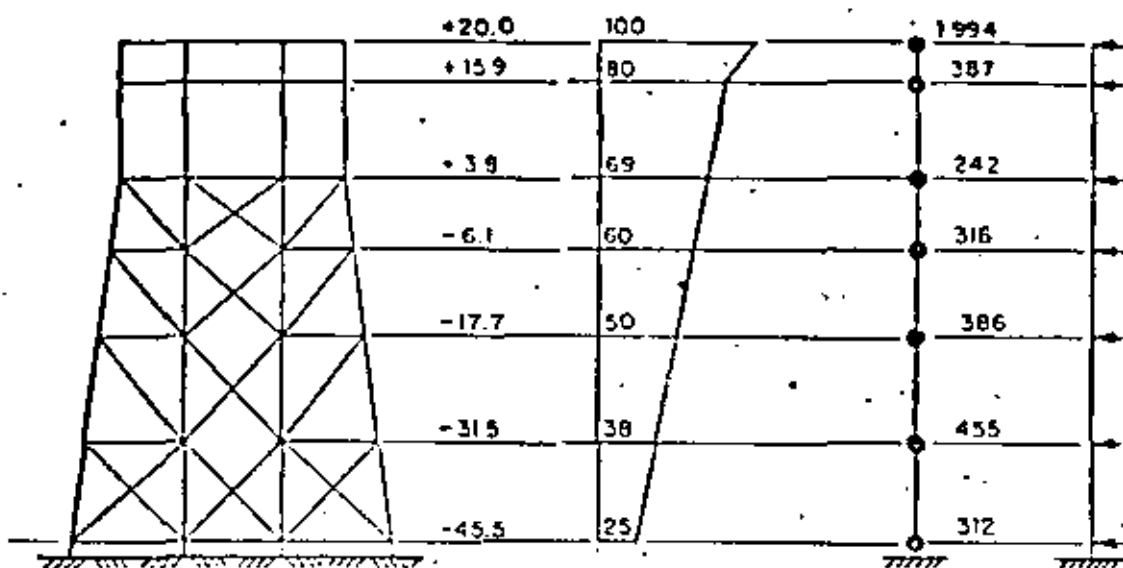
Empuje de ola de diseño para una plataforma típica del Golfo de Campeche

$$= 3000 \text{ tm}$$





AVERAGE WAVE  
PRESSURE PROFILE

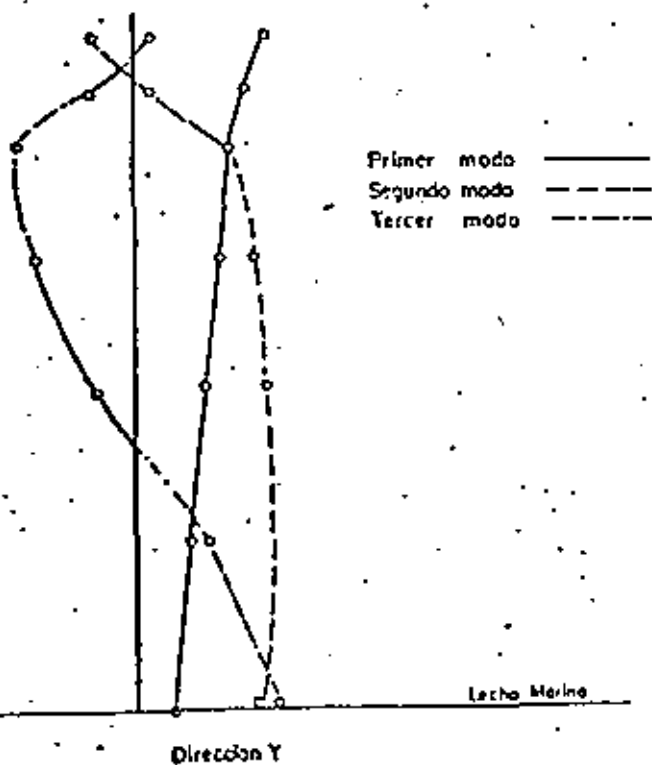


Esquema AKALE

Elevación, m

Distribución de aceleraciones con la altura, % de la aceleración en la cubierta superior.

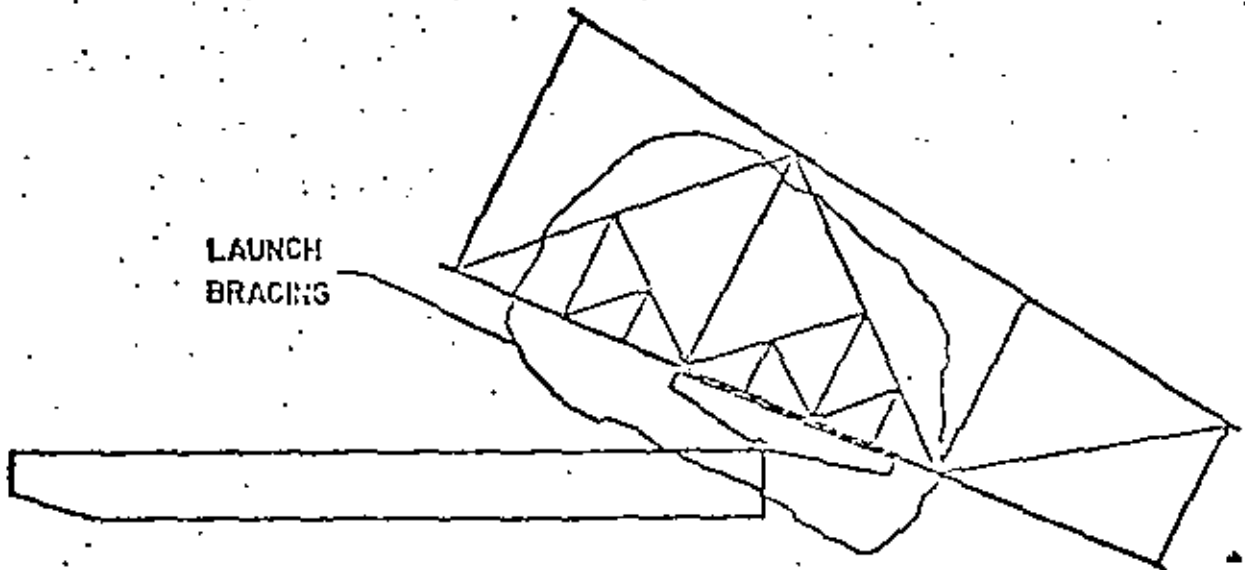
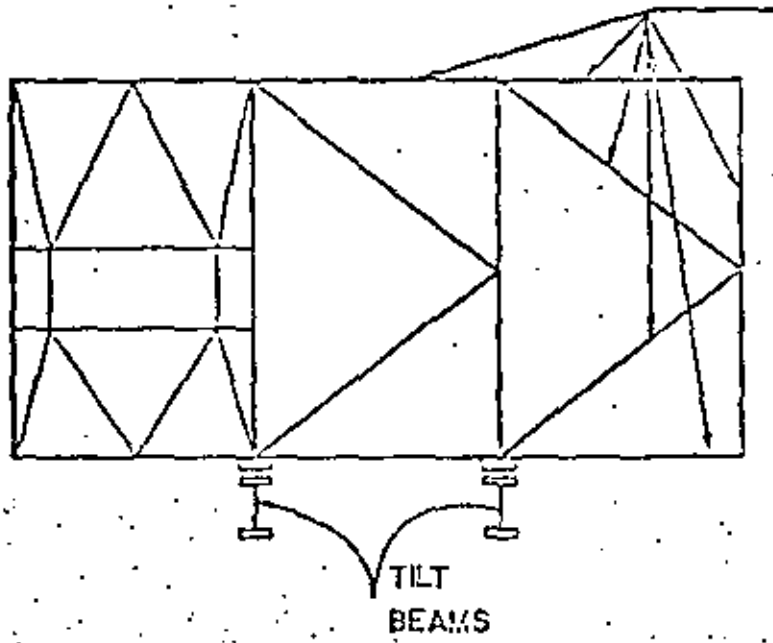
Pesos concentrados en los niveles, ton.

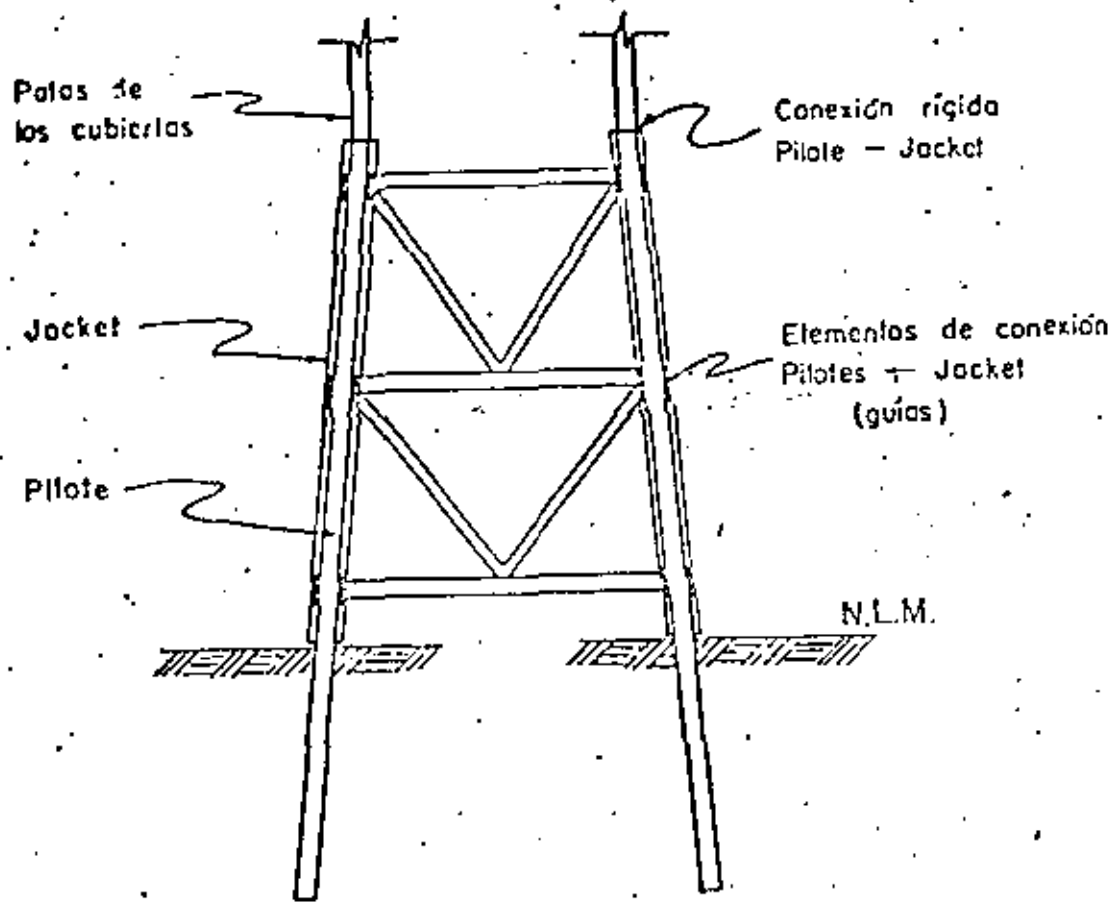


Dirección X

NODO	FUERZA CORTANTE (KIP)
8	575.15
7	749.56
6	842.14
5	865.39
4	906.07
3	967.06
2	1010.10

LAUNCH  
ANALYSIS  
MAY  
CONTROL  
DESIGN





Elementos de conexión entre los pilotes y la estructura

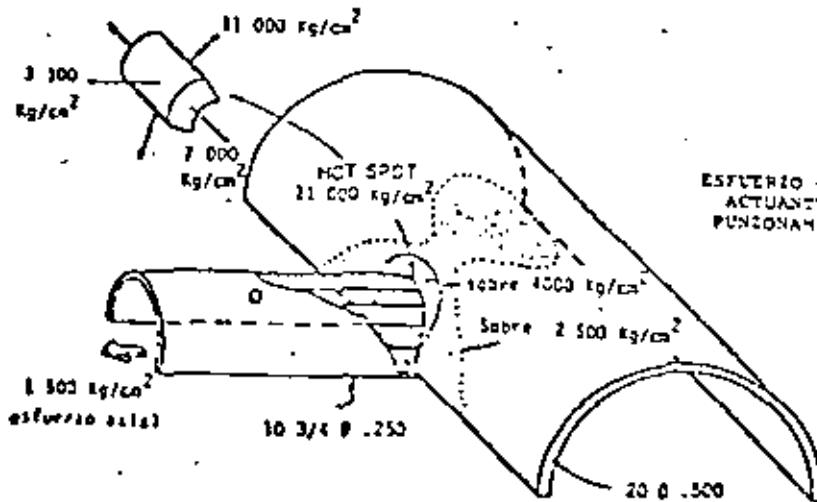


FIG. 1 ESFUERIOS ELASTICOS TEORICOS EN UNA CONEXION TIPO "T" CARGADA AXIALMENTE

$$\frac{P_u \text{ SEN } \theta}{\pi d r x_s} = v_{act}$$

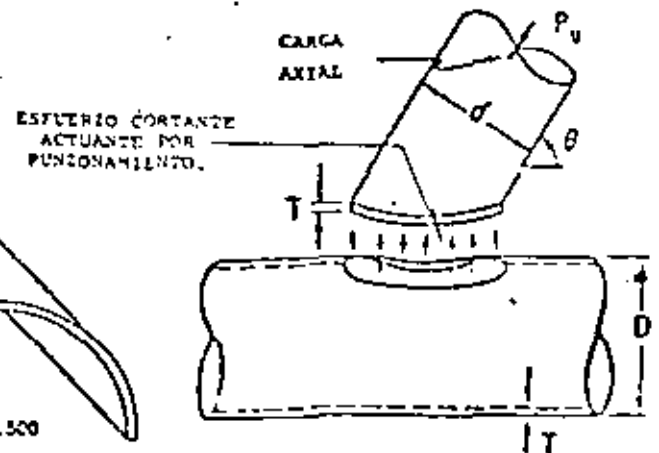
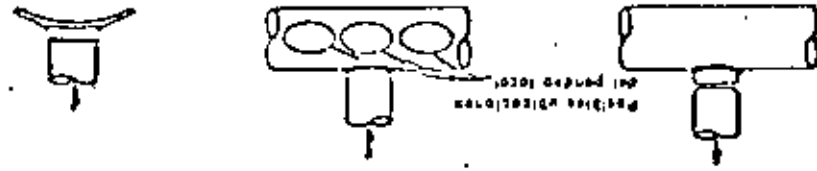


FIG. 2 CONEXION TUBULAR SINGLE TIPICA.

FIG. 6 MODOS DE FALLA EN UNA CONEXION TUBULAR

(e) Fallo en tensión, miembro secundario  
 (d) Fallo local  
 (c) Desgarroamiento lateral



(b) Fallo en compresión

(a) Fallo en tensión, miembro principal

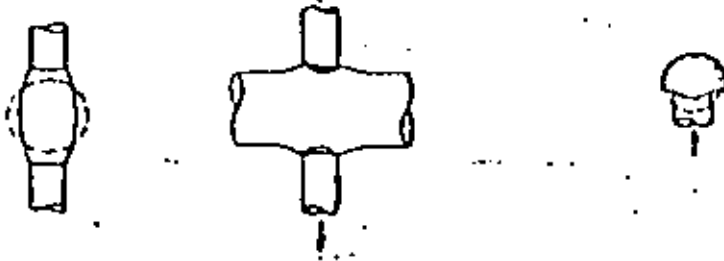


FIG. 5 MALLA TIPICA DE ELEMENTOS FINITOS

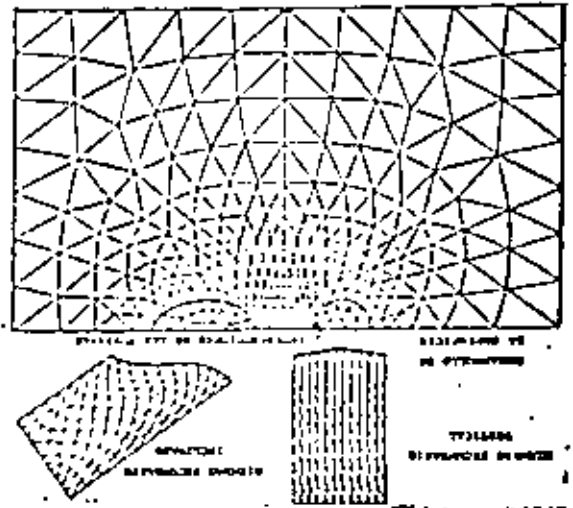
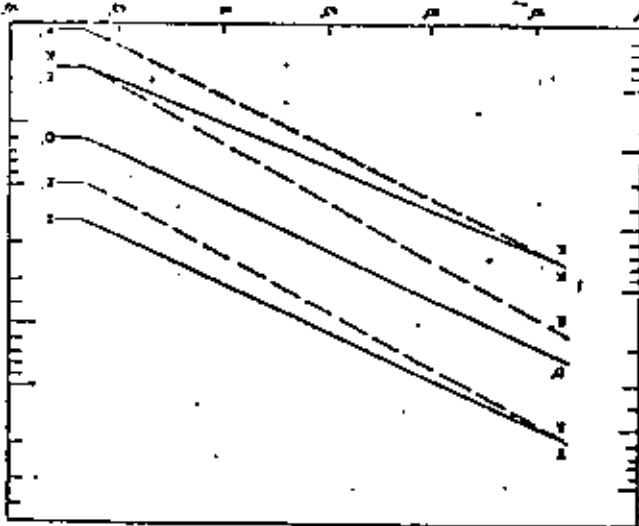


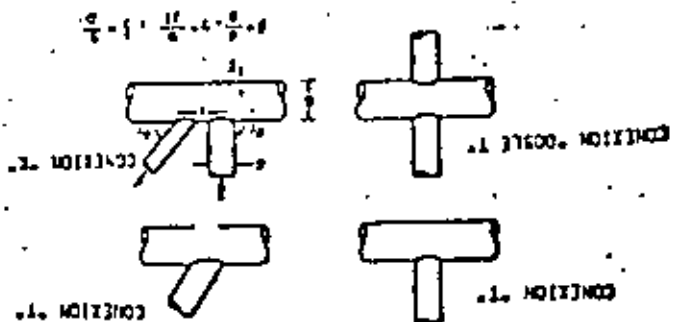
FIG. 4 CURVAS S-N PARA CONEXIONES TUBULARES.

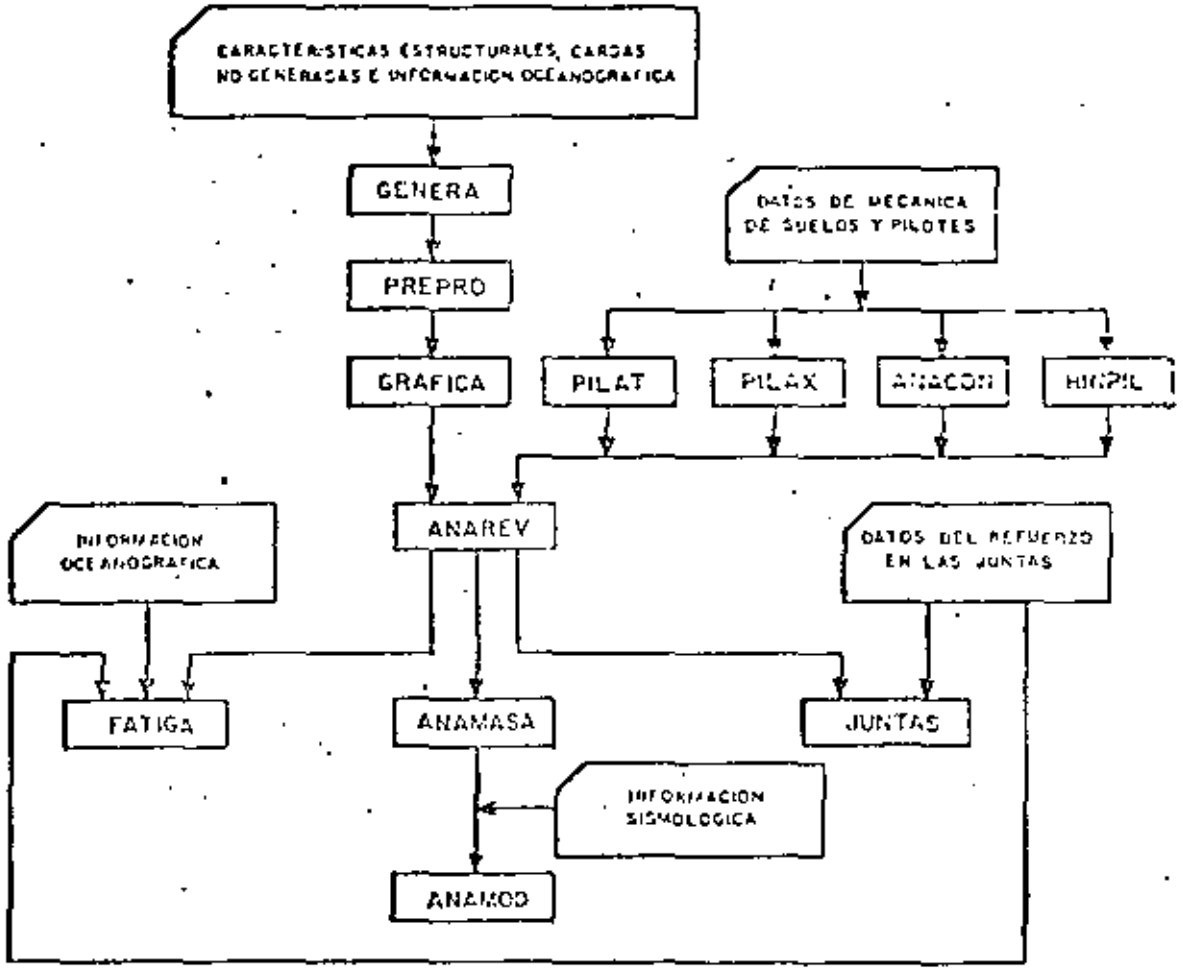
NÚMERO DE CICLOS FENOMENOS DE CARGA, N



INTERVALOS DE CICLOS DE REPRESOS (Kc) / S

FIG. 3 TIPOS DE CONEXIONES TUBULARES.









**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

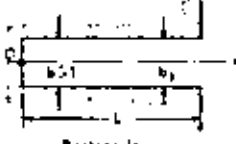
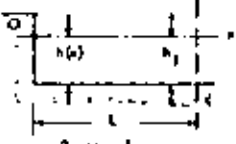
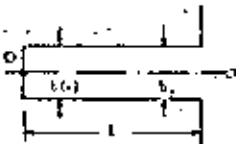
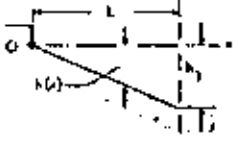
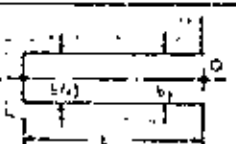

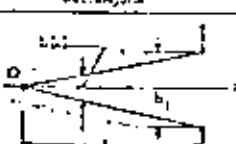
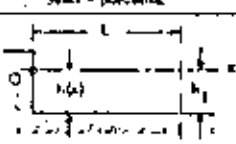



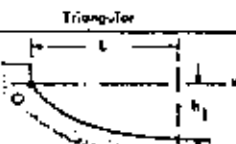
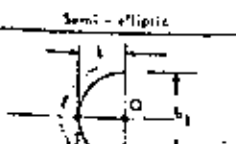
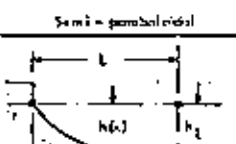
**SEMINARIO INGENIERIA OCEANICA**

**TEMA: PUERTOS**

**MARZO 23, 1982.**

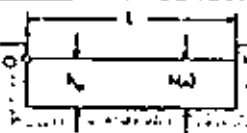
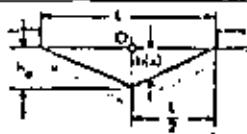
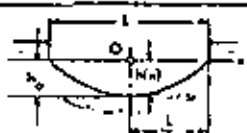
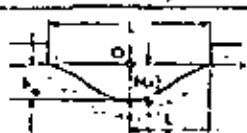
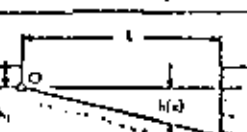
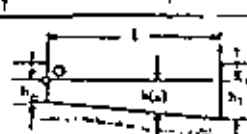
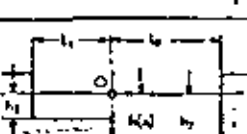


Table 2.4. Modes of Free Oscillation in Semi-enclosed Basins of Simple Geometrical Shape.\*

BASIN TYPE		PROFILE EQUATION	PERIODS OF FREE OSCILLATION				
Plan Form	Depth Profile		Fundamental $T_1$	Mode Ratios $T_n / T_1$ ( $n = \frac{1, 2, 3, 4}{2}$ )			
				n = 1	2	3	4
 Rectangular	 Rectangular	$h(x) = h_1$	$2.000 \frac{2L}{\sqrt{gh_1}}$	1.000	0.333	0.200	0.143
 Rectangular	 Triangular	$h(x) = \frac{h_1 x}{L}$	$2.418 \frac{2L}{\sqrt{gh_1}}$	1.000	0.435	0.278	0.203
 Rectangular	 Semi-parabolic	$h(x) = h_1 \left(1 - \frac{x^2}{L^2}\right)$	$2.720 \frac{2L}{\sqrt{gh_1}}$	1.000	0.477	0.258	0.197
 Triangular	 Rectangular	$b(x) = \frac{b_1 x}{L}$ $h(x) = h_1$	$1.308 \frac{2L}{\sqrt{gh_1}}$	1.000	0.435	0.278	0.203
 Triangular	 Triangular	$h(x) = \frac{b_1 x}{L}$ $h(x) = \frac{h_1 x}{L}$	$1.653 \frac{2L}{\sqrt{gh_1}}$	1.000	0.541	0.374	0.283
 Semi-elliptic	 Semi-paraboloidal	$b_1/L = 2$ $b_1/L = 4/3$ $b_1/L = 1$ $b_1/L = 2/3$	$2.720 \frac{2L}{\sqrt{gh_1}}$	1.000	0.707 0.554 0.447 0.317	0.578 0.493 0.468 0.455	0.378 0.323 0.264 0.185
 Semi-circular	 Semi-paraboloidal	$h(x) = h_1 \left(1 - \frac{x^2}{L^2}\right)$	$2.220 \frac{2L}{\sqrt{gh_1}}$	1.000	0.707	0.578	0.500

\*Lamb, 1932 and Goldbrough, 1930.

Table 2.5. Modes of Free Oscillation in Basins of Simple Geometrical Shape (Constant Width).

BASIN TYPE		PROFILE EQUATION	PERIODS OF FREE OSCILLATION					
Description	Dimensions		Fundamental $T_1^*$	Mode Ratio $T_n/T_1$				
				n = 1	2	3	4	
Rectangular		$h(x) = h_0$	$\frac{2l}{\sqrt{gh_0}}$	1.000	0.300	0.333	0.250	
Triangular (Inverted)		$h(x) = h_0 \left(1 - \frac{x}{l}\right)$	$1.305 \frac{2l}{\sqrt{gh_0}}$	1.000	0.678	0.436	0.340	
Parabolic		$h(x) = h_0 \left(1 - \frac{4x^2}{l^2}\right)$	$1.110 \frac{2l}{\sqrt{gh_0}}$	1.000	0.577	0.408	0.314	
Cubic		$h(x) = h_0 \left(1 - \frac{4x^3}{l^3}\right)$	$1.262 \frac{2l}{\sqrt{gh_0}}$	1.000	0.466	0.300	0.328	
Triangular (Right-angled)		$h(x) = \frac{hx}{l}$	$1.640 \frac{2l}{\sqrt{gh_0}}$	1.000	0.546	0.377	0.298	
Trapezoidal		$h(x) = h_0 + mx$ $m = \frac{b_1 - b_2}{l}$		1.000	0.546	0.377	0.228	
Coupled, Rectangular		$h(x) = h_1 \quad (x < 0)$ $h(x) = h_2 \quad (x > 0)$	$\frac{l_1}{l_2} = \frac{1}{2}$	$\frac{4l_1}{\sqrt{gh_1}}$	1.000	0.300	0.250	0.173
		$\left(\frac{l_1}{l_2} = \frac{1}{2}\right)$	$\frac{l_1}{l_2} = \frac{1}{3}$	$\frac{3.13l_1}{\sqrt{gh_1}}$	1.000	0.539	0.344	0.217
		$\left(\frac{l_1}{l_2} = \frac{1}{2}\right)$	$\frac{l_1}{l_2} = \frac{1}{4}$	$\frac{2.72l_1}{\sqrt{gh_1}}$	1.000	0.579	0.367	0.202
		$\left(\frac{l_1}{l_2} = \frac{1}{2}\right)$	$\frac{l_1}{l_2} = \frac{1}{8}$	$\frac{2.51l_1}{\sqrt{gh_1}}$	1.000	0.523	0.371	0.279

\* Formulas have not been given when not involved to state simply.

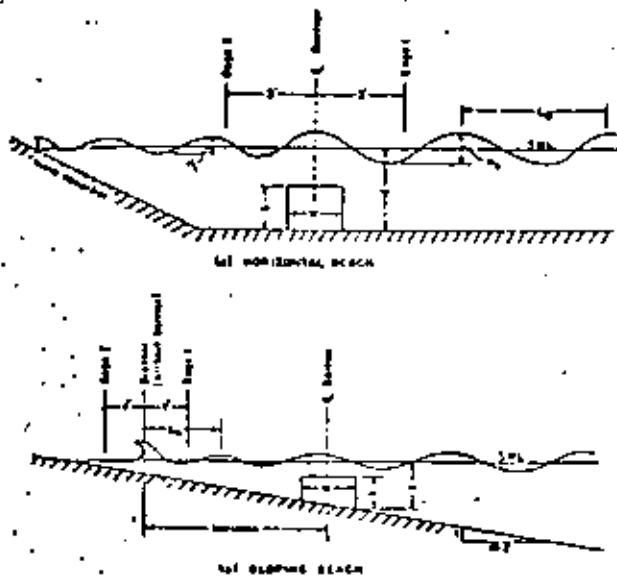


Figure 2.32a. Experimental equipment for test on submerged rectangular barriers (58).

higher the rate of attenuation will be. Therefore the optimum type section for safe navigation is a channel with a low  $B/H_0$  ratio. It may be seen that the period is important and each project should therefore be evaluated by hydraulic model experiments which include irregular waves. Permeable boundary structures reduce reflection back in the channel. In most practical cases, these slopes are rock slopes which absorb wave energy and further decrease penetration (Figure 2.26). Reference 73 analyzes the attenuation in a channel with rubble-mound side slopes.

The geometry describing the problem is as sketched in Figure 2.34c. Here,  $x$  = the horizontal coordinate measured in the direction of wave propagation;  $z$  = the vertical coordinate measured upwards from the still water level;  $d$  = the still water depth which is assumed constant;  $w$  = the channel width measured at the seabed, also assumed constant; and  $m$  = the (tangent) slope of the breakwaters. Waves of initial height  $H_0$  and of period  $T$  propagate along the channel and the variation of height along the channel,  $H(x)$ , is required.

In wave dampening theories this height variation is generally obtained by equating the

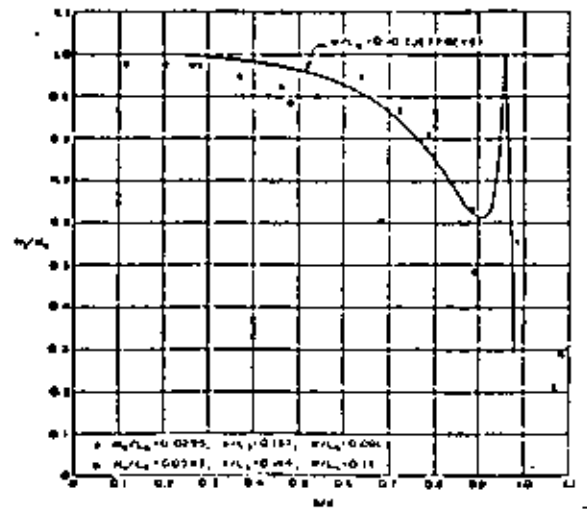


Figure 2.32b. Effect of wave steepness on wave action over a rectangular underwater barrier (58).

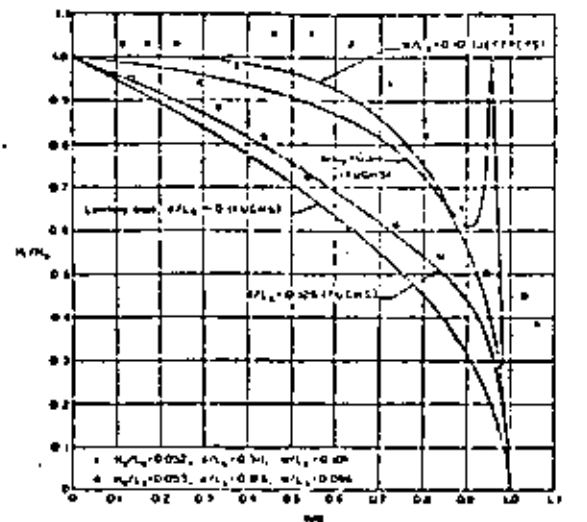


Figure 2.32c. Effect of relative depth on wave action over a rectangular barrier (58).

difference in the average rates of energy transfer across planes a short distance apart,  $dx$ , to the energy dissipation between those planes. That is:

$$\frac{dP}{dx} = -D \tag{2.19}$$

in which  $P$  = the average rate of energy transfer across a plane;  $x$  = constant; and  $D$  = the average

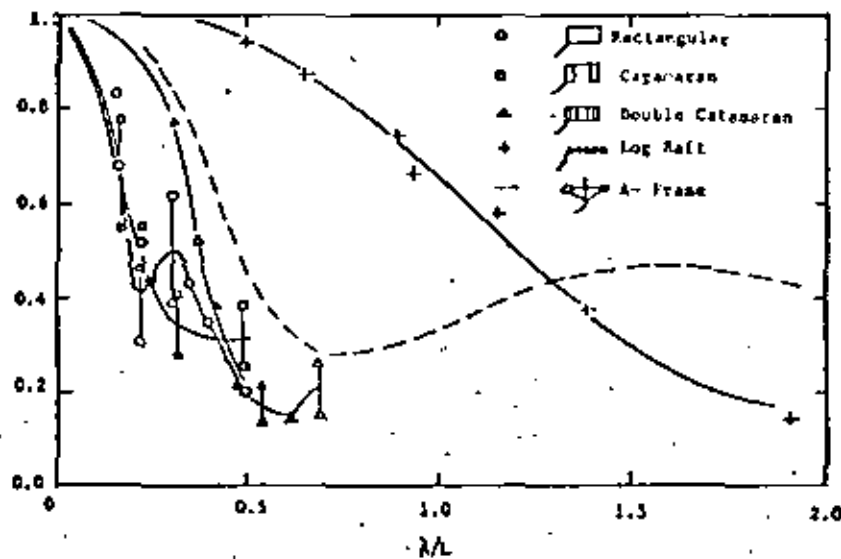


Figure 2.37. Transmission coefficients for some representative breakwaters in deepwater (72).

solid caisson. The motion of the floating breakwater units was reduced by mooring the base of the breakwater to the sea floor with four vertical wire ropes. The minimization of the breakwater motions is necessary to prevent the generation of large amplitude waves in the lee of the breakwater, and the formation of standing waves by reflections.

Fig. 2.37 was taken from the *Proceedings of the 1974 Floating Breakwaters Conference* at the University of Rhode Island (Marine Techn. Rep. Series Number 24) and shows transmission coefficients for some representative breakwaters in deep water (72).

Recent years have also brought about the development of large systems of anchored buoys. These buoys work on the same principles as the floating seaweed in the Sargasso Sea and as areas covered with drift ice. However, maintenance problems present difficulties with respect to practical application (72).

#### Floating Tire Breakwaters (72)

Among the low cost floating breakwaters is the "Wave-Maze," which consists of used truck tires bolted together and floated by foam in some of the tire casings. The Wave-Maze is a patented

breakwater jointly developed by Robert L. Stitt, Temple City, California, and H. Morgan Noble, Belvedere, California. It is very effective in attenuating steep wind waves developed by local storms with wave periods up to 4 seconds. As with all floating breakwaters, it is not effective with flat waves of longer periods.

The Wave-Maze is 5 feet high and is buoyed with flotation material so that it floats with 1-foot freeboard. (See Figure 2.38.) To attain this either polyurethane is sprayed into it or preformed polyethylene is placed in 30% of the tires. This foam is of a closed cell construction with density of at least 2 lbs per cubic foot.

The Wave-Maze is very easy to construct as there are only 4 items to assemble. The tires, in modules of four tires, reinforcing patches, and washers at the bolt holes in each tire contact, the flotation in the vertical tires. A more complete description and construction procedures follows. The Wave-Maze is likened to a series of flexible I beams with their webs fastened together in all directions. During passage of storms waves the Wave-Maze contorts into a twisting, heaving mass similar to a concertina movement.

To build such a breakwater, a drill jig should be used to ensure that the 3/4" holes drilled in the vertical tires line up with each other. Three

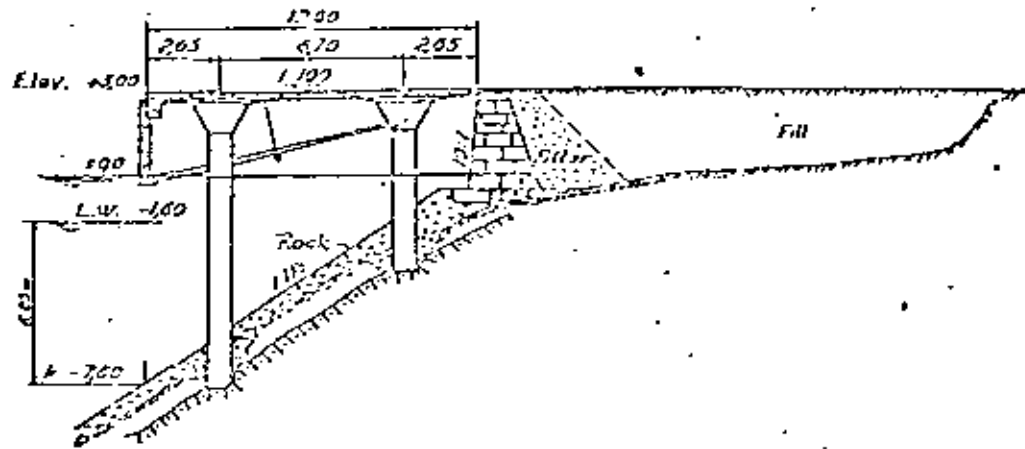


Figure 4.15. Norwegian pillar-quay.

Figure 4.18 shows a cross-section of an open pier built for the Southern Peru Copper Company at Ilo, Peru (26). Five-foot steel cylindrical piles filled with concrete are placed up to 62-foot depths at the outer end of the pier. Since using conventional piling was not feasible, and since the large earthquake forces had to be considered in the design of this heavy pier structure, it was decided to use concrete filled steel cylinders founded directly on the rock bottom. These 5-foot cylinders have 1/4-inch steel walls in the straight section, flaring out into a bell section of 3/8-inch steel walls, 11 feet in diameter at the bottom.

Each of the 30 pier bents is composed of three heavily reinforced cylinders which are capped with a large transverse reinforced concrete girder. Each bent was designed as a rigid frame to take the force of an earthquake (0.1 g) and the lateral docking and wind forces from a 40,000-dwt vessel.

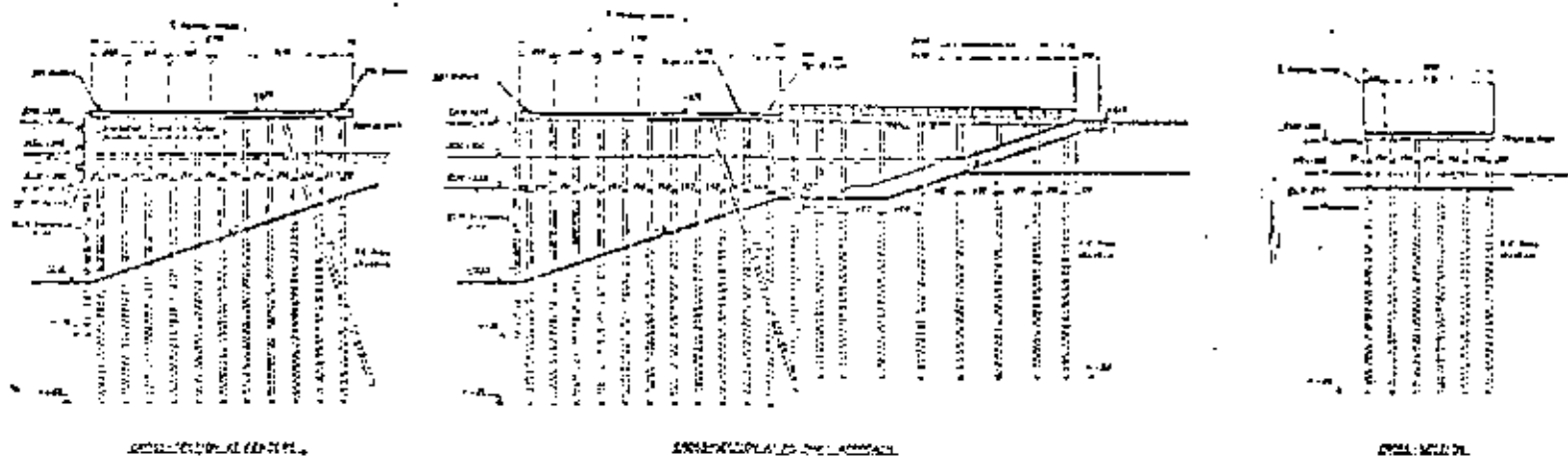
The pier was constructed by the overhead method, that is, without the use of floating equipment. This procedure consisted of using a pair of heavy steel mats designed to rest on top of the cylinders after they had been braced and concreted, to support a large crane and to permit it to advance offshore as work progressed by picking up the rear mat, swinging it around and placing it in position on the cylinders in the next bent in front

and then walking forward onto this mat. The cylinders were of welded construction, and the bottoms of the belled-out sections were cut to fit the contours of the rock bottom.

A relatively small prestressed concrete wharf design that is a very elegant and practical as well as an effective and economical breakwater wharf was built at Beaver Harbor, New Brunswick, Canada, on a small inlet connected to the Bay of Fundy (23).

The new breakwater/wharf (Figure 4.19) is 40 feet wide and extends 406 feet from the end of the rubble fill approach. The Bay of Fundy, which experiences some of the largest tides in the world, has an extreme tidal range of 25 feet at this site. Thus, it was necessary to establish the wharf deck 28 feet above low water. The piling consists of 14-inch concrete filled steel pipe. Along the seaward side of the structure, vertical and batter piles are installed in pairs at 6-foot centers. Along the shoreward side, or the berthing face, vertical piles are installed at 16-foot centers. The batter piles act in compression under mooring or berthing forces. From a point approximately 10 feet below the mud line to the underside of the pile cap, the piles have 3/8-inch walls. For economy the wall thickness of the pile lower sections embedded in the ground is reduced to 1/4 inch. To protect the piles from corrosion in the splash zone, they are en-

(text continued on page 322)



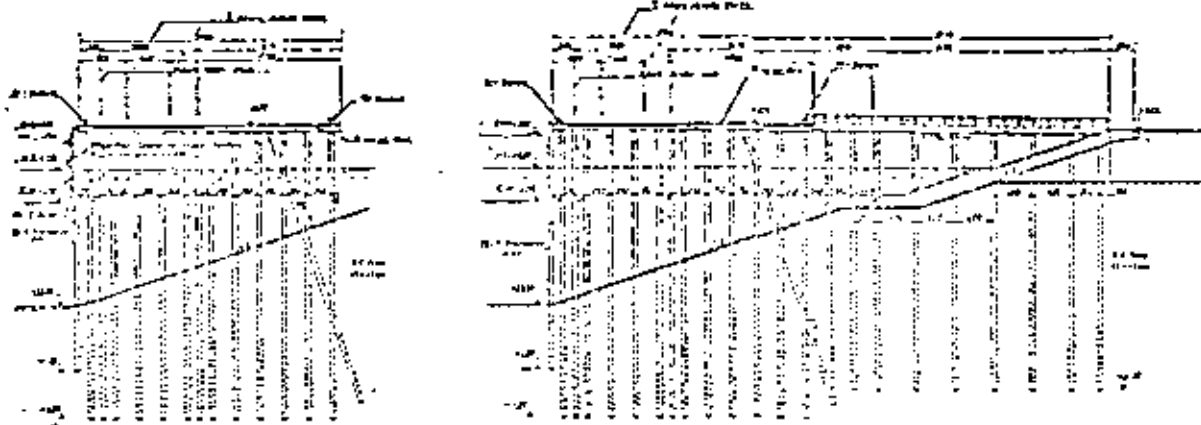
SECTIONAL ELEVATION

SECTIONAL ELEVATION

SECTIONAL ELEVATION

SECTIONAL ELEVATION

SECTIONAL ELEVATION



SECTIONAL ELEVATION

SECTIONAL ELEVATION

SECTIONAL ELEVATION

SECTIONAL ELEVATION

IMPERIAL GOVERNMENT OF IRAN	
SPECIAL CROSS SECTIONS	
GENERAL CROSS SECTIONS	

Figure 4.16. Open pier of reinforced concrete for Bandar Shahpour, Iran (KAMPSAX, Copenhagen).

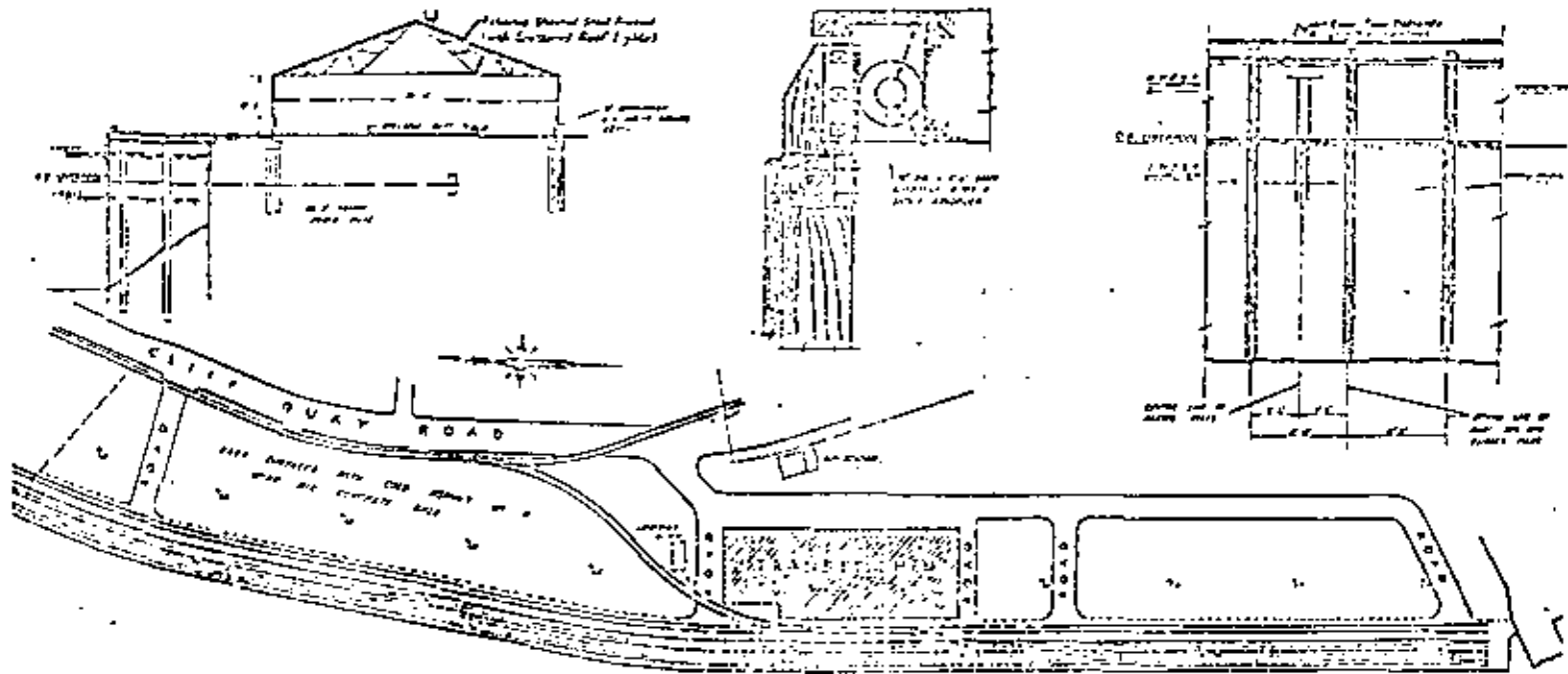


Figure 4.17. Open pier on steel piles, Ipswich, England (3).

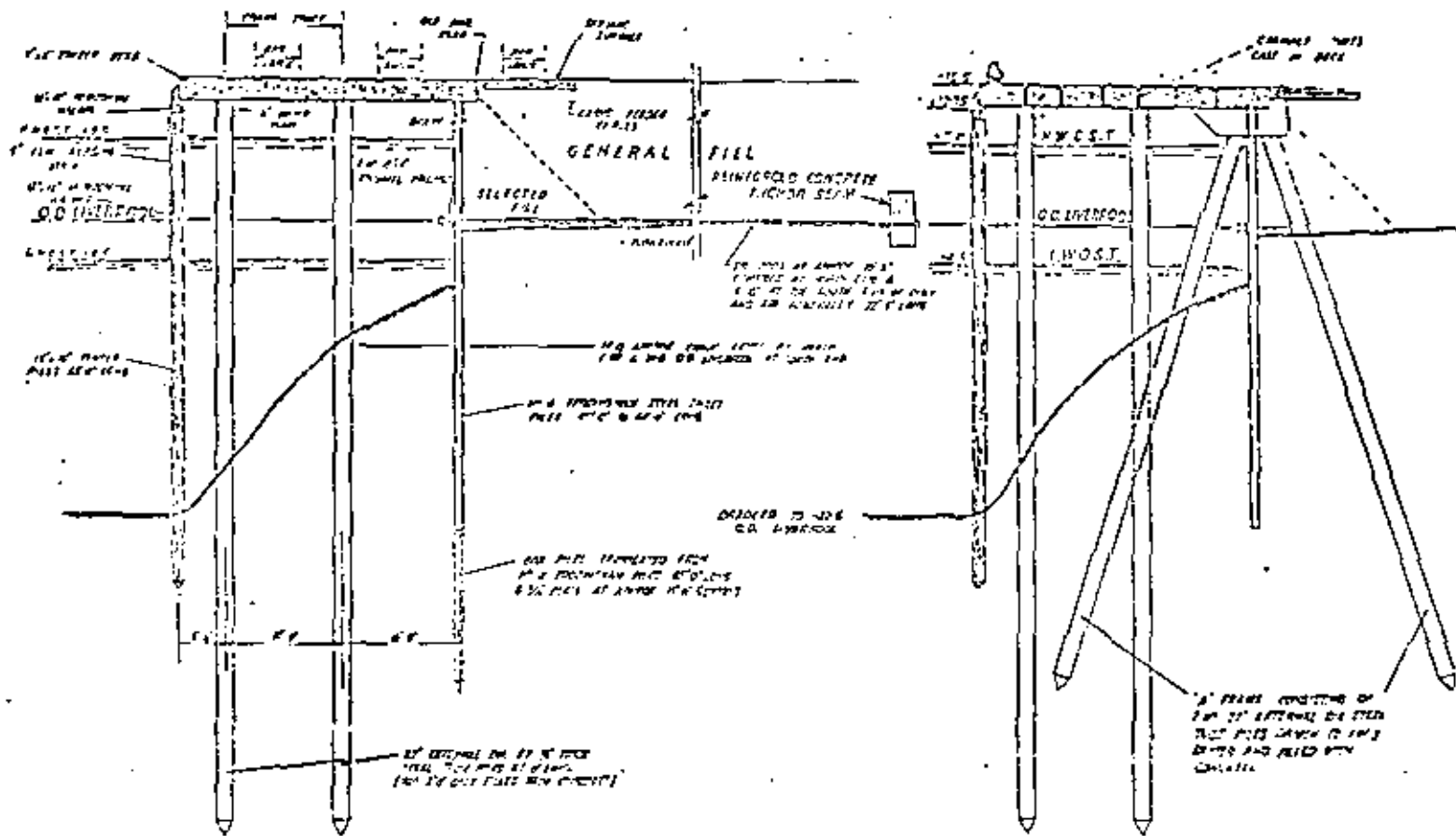


Figure 4.17. (continued).



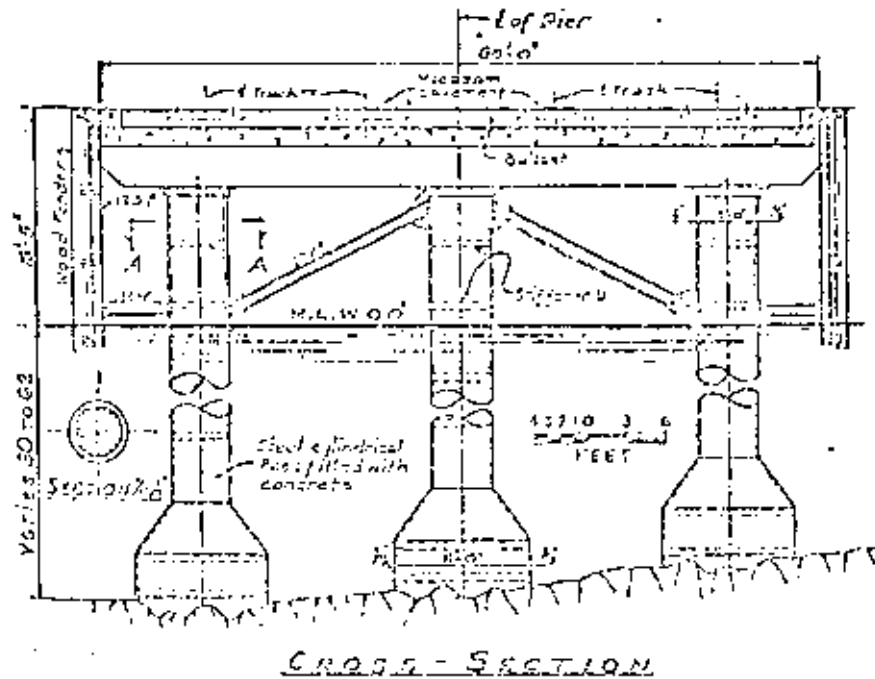


Figure 4.10. Cross section of pier for the Southern Pier Copper Company at Ilo, Peru (26).

closed in a 21-inch asbestos-bonded, asphalt-coated corrugated culvert pipe with the annular space between the pipe pile and the enclosure filled with concrete. The corrugated pipe extends from 2 feet below the low water level to the underside of the pile cap. The thicker walled piles include an allowance for corrosion in the submerged zone extending from the bottom of the corrugated pipe to the mid line.

To support the wharf deck, the piles are capped with cast-in-place, reinforced concrete beams running continuously along each side of the wharf. Transverse beams are placed only at the ends of the structure. The wharf deck consists of prestressed concrete channels spanning 37 feet across the wharf and topped with 4 inches of cast-in-place concrete. The deck is designed for the more critical live loading of 300 pounds per square foot or H20-S16 highway truck loading.

Prestressed concrete sheathing is installed on the seaward side and on the offshore end to act as a breakwater. These sections are driven 9 feet into

the underlying soils to provide toe embedment. A gravel berm covered with rip-rap prevents erosion on the seaward side of the sheathing. The sheathing, 2 feet 2 inches wide by 1 foot 4 inches thick and of tongue-and-groove section, is designed to withstand the forces resulting from an 8-foot wave.

The joint between the prestressed deck channels and the pile cap beam is achieved by extending reinforcement into the cast-in-place edge closure. Along the seaward face, the edge closure also engages reinforcing steel extending from the prestressed sheathing. The combination of channels, topping and edge beams forms a very rigid flat plate which assists in the lateral distribution of berthing or wave forces. Wharf traffic is protected from wave action during high tides by a 4-foot high reinforced concrete wave break constructed on the seaward side of the structure.

Fendering consists of a wood springing system with creosoted Douglas fir piles at 5-foot centers. The piles are driven some 16 feet into the subso-

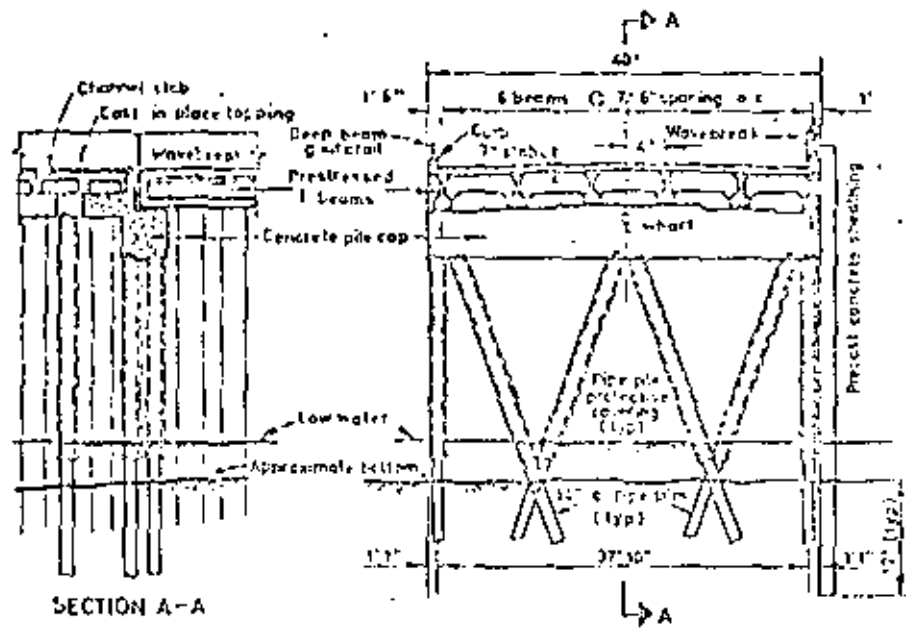
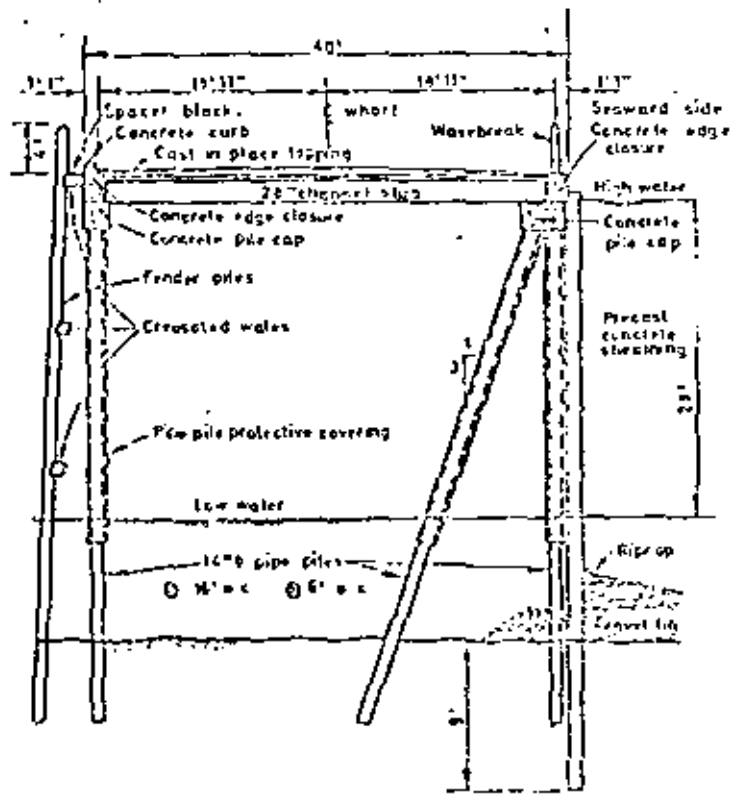


Figure 4.19. Prestressed concrete breakwater wharf at Bonver Harbor, New Brunswick, Canada; section through main wharf and approach pier (7/3).

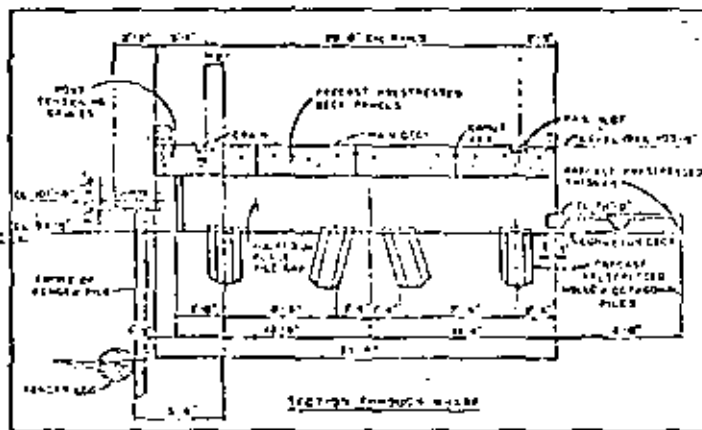


Figure 4.20. Cross section of prestressed concrete wharf in North Vancouver, Canada (25).

face soils and are bolted to crossoted wales at elevation +27.3, +18.5 and +7.0 feet. The upper wale is connected to the concrete edge closure at 10-foot centers with crossoted spacer blocks. The fendering continues across the end of the wharf to provide a temporary mooring point for vessels waiting to meet alongside the wharf or to discharge fish catches for the cannery.

The pipe piles were driven using an internal drop hammer and a screw mounted Link Belt LS98 crawler crane. The piles along the seaward side were positioned by threading them through a template fabricated from a discarded crane boom. The template was held in position by connecting one end to a previously driven pile and the other to temporary timber spud piles. The template held nine vertical and nine batter piles. For the majority of the piles, the contractor field-welded the pile sections into their final lengths on shore and floated them out to the template. Where the final pile length exceeded 100 feet, the pile was unwicked with the driving equipment available, so the pile was partially driven and a field splice made.

Just before driving the bottom 2 to 3 feet, each pile was filled with dry concrete. An 8,000-pound ram on the end of a line connected to the crane was lowered inside the pile and the driving commenced. By varying the height of the drop, the driving energy could be adjusted easily to suit the soil conditions. For further details on this design including its decking and sheathing, see Reference 23.

Another prestressed concrete wharf of interesting design was built in North Vancouver, British Columbia (25). Prestressed concrete was chosen for extension to a wharf of a deep-sea bulk loading terminal because of its many advantages over other structural systems. Load carrying capacity, ease of erection, fire resistivity, cost and resistance to deterioration were all factors leading to this choice.

With reference to Figure 4.20, ninety-six 80-foot long, 24-inch, octagonal, through-walld concrete piles with 14-inch hollow cores and 6,000 psi concrete were used in the substructure. Each pile contains 16 strands, 1/2-inch diameter, 270 ksi, stressed to apply 415 kips per pile.

The main deck consists of 72 panels, 6 feet wide by 27 1/2 feet long and 1 foot 4 inches thick, haunching to 2 feet thick at the supports. Haunching of these panels eliminated the need for delfeeted strand, thus permitting the entire 550-foot long deck to be post-tensioned from one end to form a continuous, ductile horizontal beam. Resistance to seismic and ship berthing loads was economically and efficiently achieved in this manner. An additional advantage was the increased capacity to absorb vertical loads both from concentrated wheel loads up to 50 tons and from storage loads up to 500 pounds per square foot.

The panels were pretensioned for construction and handling loads. The end bearing of these slabs was achieved by casting the haunched end into the second stage casting of the pile cap. Seventeen

conveyor deck trislabs, 8 feet 5 inches wide by 26 feet 8 inches long with 14-inch deep ribs and 2-inch flange thickness, were precast using 6,000 pounds per square inch concrete. They are prestressed using fifteen 1/2-inch diameter, 270 kips per square inch strands with an initial prestress of 390 kips per slab. The panels are designed for a wheel load of 4.5 kips or 100 pounds per square foot of uniformly distributed load.

The approach ramp uses twelve 4-foot wide by 3-foot deep precast, prestressed concrete bulb tees 70 feet long. They use eighteen 1/2-inch diameter, 270 kips per square inch strands with an initial prestress of 470 kips and 6,000 pounds per square inch concrete. Bearing for these beams was achieved by again casting their ends into the second stage of the two-part cast-in-place pile cap. Shear connection between the bulb tees and the 6-inch cast-in-place deck was achieved through mild steel projecting into the deck and a rough top flange. This structure was designed to take wheel loadings, but provision was made to incorporate it into a future storage area at which time additional supports will be built at the mid-span of the beams. Prestressed concrete piles have also been used for major wharf installations in San Francisco, and prestressed concrete is now invading the port engineering field at an increasing rate in piles, sheets, slabs, beams, etc.

#### Walls Classified According to Method of Absorbing Earth Pressures

The vertical impermeable designs shown in Figures 4.7 to 4.12 are subject to active earth pressures and mainly vertical work loads. They absorb these forces by compression and friction forces and, in the case of sheet pile walls, by passive earth pressures. If foundation material is weak, gravity walls must have a wide footing, or the weak material must be removed and replaced by better material. Most walls are placed on a mattress of coarse (rock) material. It is very difficult to place sheet pile walls in weak material for they must either be carried down to firm bottom, or the weak material must be replaced by better material which has a

reasonable friction angle. Sheet pilings in soft material of low friction angle are subject to higher pressures, and passive earth pressures are lower. In sedimentation geology, it often happens that soft layers of low friction angle and low shear stress cover layers of better material. It will then become necessary to absorb gravity forces by carrying them down to firm ground. Another problem arises if the material behind the wall has such a low friction angle that it may exert excessive horizontal pressures on a sheet piling, or when its slope angle is so low that the slope would extend "far out" in the harbor basin. In such cases relieving platforms are practical.

Figure 4.21 represents a form of wharf wall which may be regarded as standard design for this type if the soil is of poor quality and cannot be relied upon to develop sufficient resistance for anchorage ties or if long tie rods are inconvenient. In this design, the top of the front sheet piling, which may be of reinforced concrete or of interlocking steel, is held by the reinforced concrete "relieving platform," and the horizontal forces necessary to sustain the sheeting are combined with the vertical forces derived from the weight of the superimposed filling on the platform and that of the superstructure to produce compression in the front taking piles and tension or compression in the rear ones. Where the soil is capable of being stable at a reasonable slope, it may be economical to locate the sheet piling at the rear of the wharf, and the section of the sheet piling can then be lighter, due to the smaller height of the soil retained.

The quay walls used for the Port Elizabeth Port Authority Marine Terminal (Figure 4.22) are also of the relieving platform type. As described in detail in Reference 4, because of the large scope of this development which involves the eventual construction of almost 5 miles (8 kilometers) of quay, the study of the wharf designs was an exhaustive one. This study was intended to eliminate the more expensive types of construction from further consideration and thus narrow the field, for later and more detailed studies, to those types which offered the greatest potential for economy. Also, variation in subsurface conditions of the site made

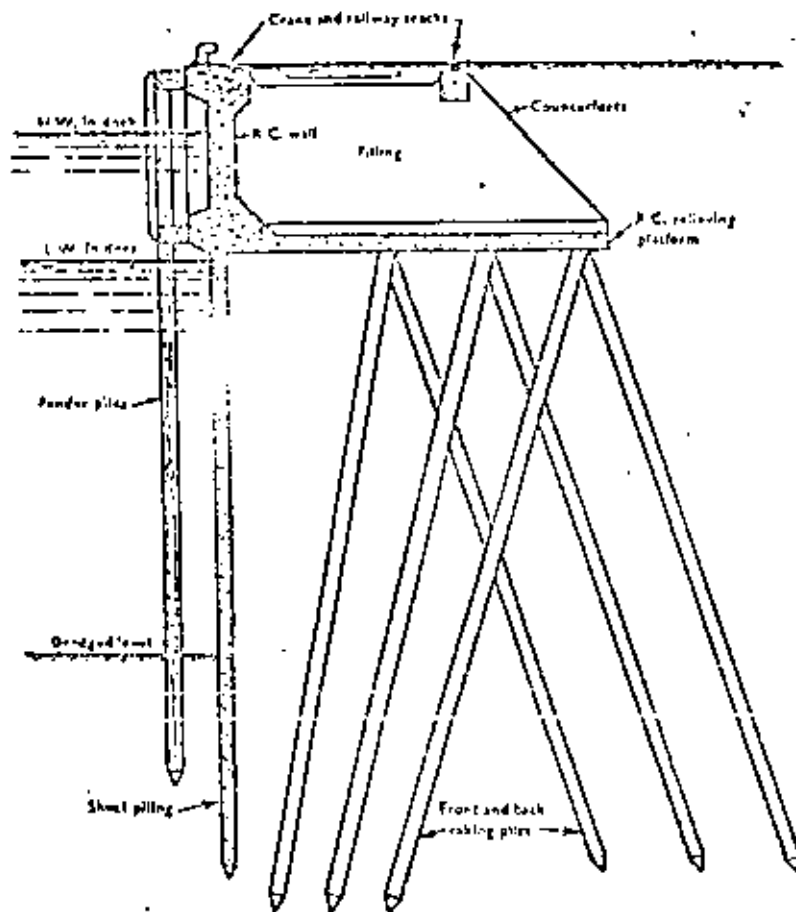


Figure 4.21. Quay wall with relieving platform on raking piles (7).

It is obvious that no one design would be the economical choice at every location. It was also realized that the development of new or improved designs or construction methods, as well as changes in the competitive bidding market, would make additional, more refined studies necessary as the development of the terminal progressed.

For the purpose of the study, controlling design criteria were established. The wharf structures were to be designed for a uniform live load of 500 pounds per square foot (2,417 kilograms per square meter), as well as for applicable railway and highway truck loading. Limiting pile load capacities were established as 30 tons for timber bearing piles, 100 tons for steel H or pipe bearing piles, 150 tons for precast concrete bearing piles and

200 tons for concrete caisson piles. These capacities were established on the basis of long experience with those types of piles in the adjacent Port Newark area. The nature of the subsurface material is such that friction piles would be of such low capacity as to be unworthy of consideration.

The study encompassed all conceivable basic designs, as well as many variations of those designs. The types of construction considered may be broadly characterized as follows:

1. High-level platforms supported on bearing piles or caissons.
2. Relieving platforms supported on bearing piles.
3. Straight-wall steel sheet pile bulkheads.



4. Cellular steel sheet pile bulkheads.
5. Concrete crib construction.

In general, it may be said that three of these basic types offered approximately equal low cost—the concrete relieving platform on timber piles, the high-level concrete deck on timber piles and the cellular steel sheet pile bulkhead.

The first major problem to be faced prior to the beginning of channel dredging operations in 1958 was disposing the organic silt and peat, the first material to be removed. This material, amounting to some 6,500,000 cubic yards (4,850,000 cubic meters), made up the top 15 feet (4.6 meters) of the cut and was not desirable as subgrade fill on the terminal site. One possibility was to pump the material to nearby spoil areas (if such could be found) away from the site. Alternatively, this material could be placed in barges and towed out to sea for dumping. Since the latter possibility apparently would cost approximately \$1.00 per cubic yard more than the cost of pumping it into a nearby disposal area, the obvious answer was to search out adequate spoil areas which were found. Dredging and reclamation were combined in a fortunate way as described in Reference 4.

In 1960, the first two wharf construction contracts were awarded. This work provided for the construction of the 800-foot (244-meter) berth at the west end of the main channel and the adjacent four berths totaling 2,400 feet (731 meter) in length along the south side. In this portion of the channel, the relatively high elevation of bedrock precluded the use of steel sheet pile bulkheads, and the high-level type of construction was eliminated because of the difficulty of relocating trackage or of making other possible future modifications. A review and refinement of the earlier construction study led to choosing the concrete relieving platform supported on timber piles (Figure 4.22).

The wisdom of eliminating the high-level wharf was apparent only five years later when it became necessary to install foundations and rails for wharf cranes to facilitate container operations

by Sea-Land Service at these berths. A relatively simple modification of this structure (Figure 4.22) served to provide the crane supports. Crane supports are also being installed in adjacent berths to the east in a similar manner.

A vertical wall will cause almost full reflection of wave motion, and it may therefore be necessary to cover the front face with rip-rap. Such design was employed at Newton Creek, New York (18). In this case, however, the rubble fill was also necessary in order to relieve the platform from some of the backfill pressure and keep the horizontal thrust within safe limits. Another type of wall, which in principle is very similar to Figure 4.21, was built in Copenhagen on ground of poor bearing quality (7). A modified form of mass concrete gravity wall, it consisted of a comparatively thin vertical wall stiffened by counter forts or buttresses with platforms, all of concrete. The general principle underlying this form of wall is the utilization of the weight of the earth superimposed on the platforms to increase stability against overturning. Great care must be taken as to the type of back-filling material used and the method of placing. If the material is porous, adequate drainage facilities must be provided.

The quay walls built recently (1968-69) during the expansion of the port of Ravenna on the Adriatic coast in Italy represent an interesting example of the application of the so-called "bentonite" process on a relieving platform design. The inner harbor at Ravenna is formed by the existing Candiano Canal which was deepened to -9.4 meters by dredging and pumping the material to form new industrial areas. Furthermore, an evolution basin and quay walls having a length of about 2,000 meters have recently been completed. The walls were built by employing continuous concrete vertical diaphragms, the concrete being placed inside a deep excavation, executed with the bentonite (slurry) system. The vertical loads were distributed only upon the vertical diaphragms and upon reinforced concrete piles by a powerful superstructure in reinforced concrete so that the diaphragm resists only the horizontal thrust of the ground under the superstructure.

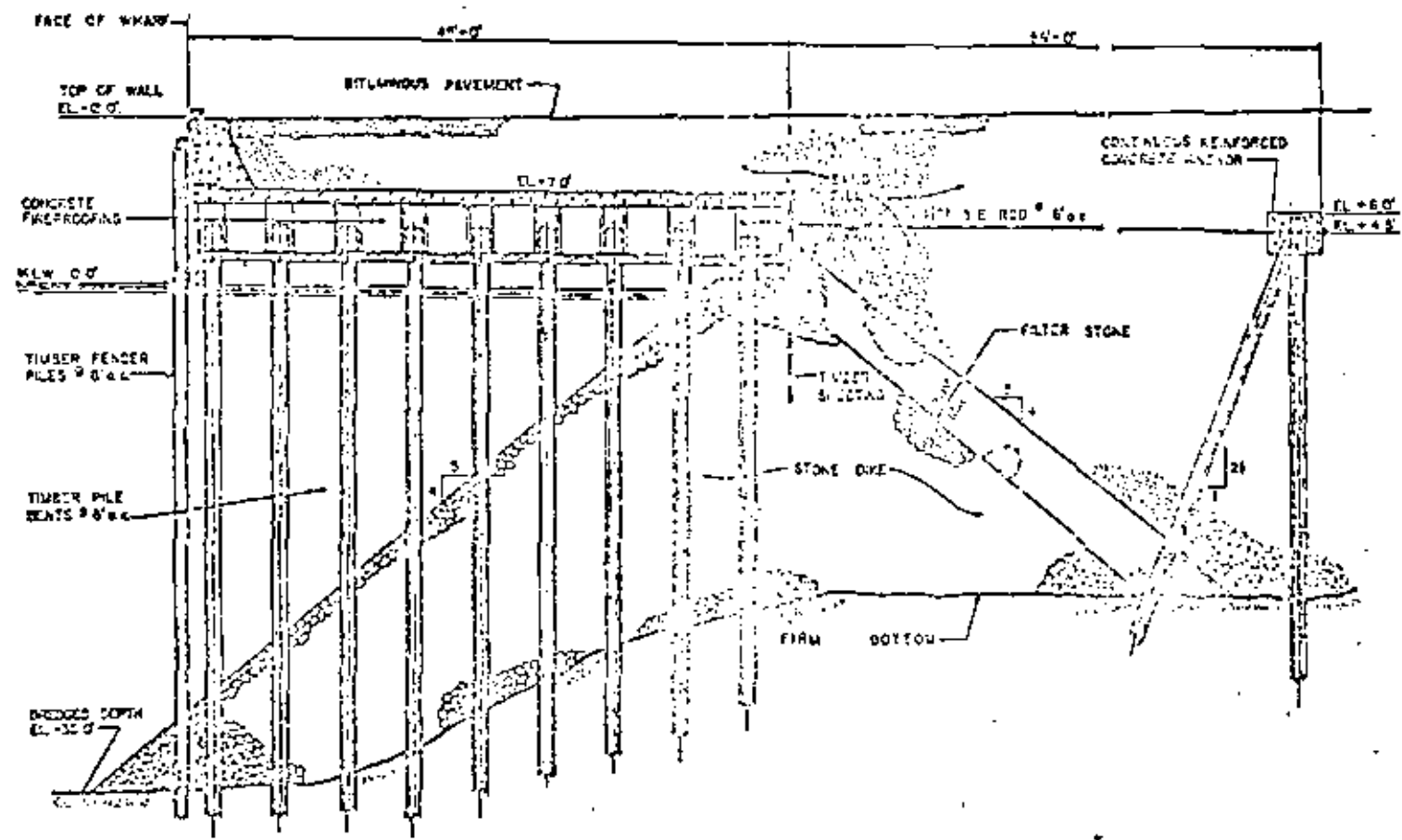


Figure 4.22. Port Elizabeth marine terminal wall (4).



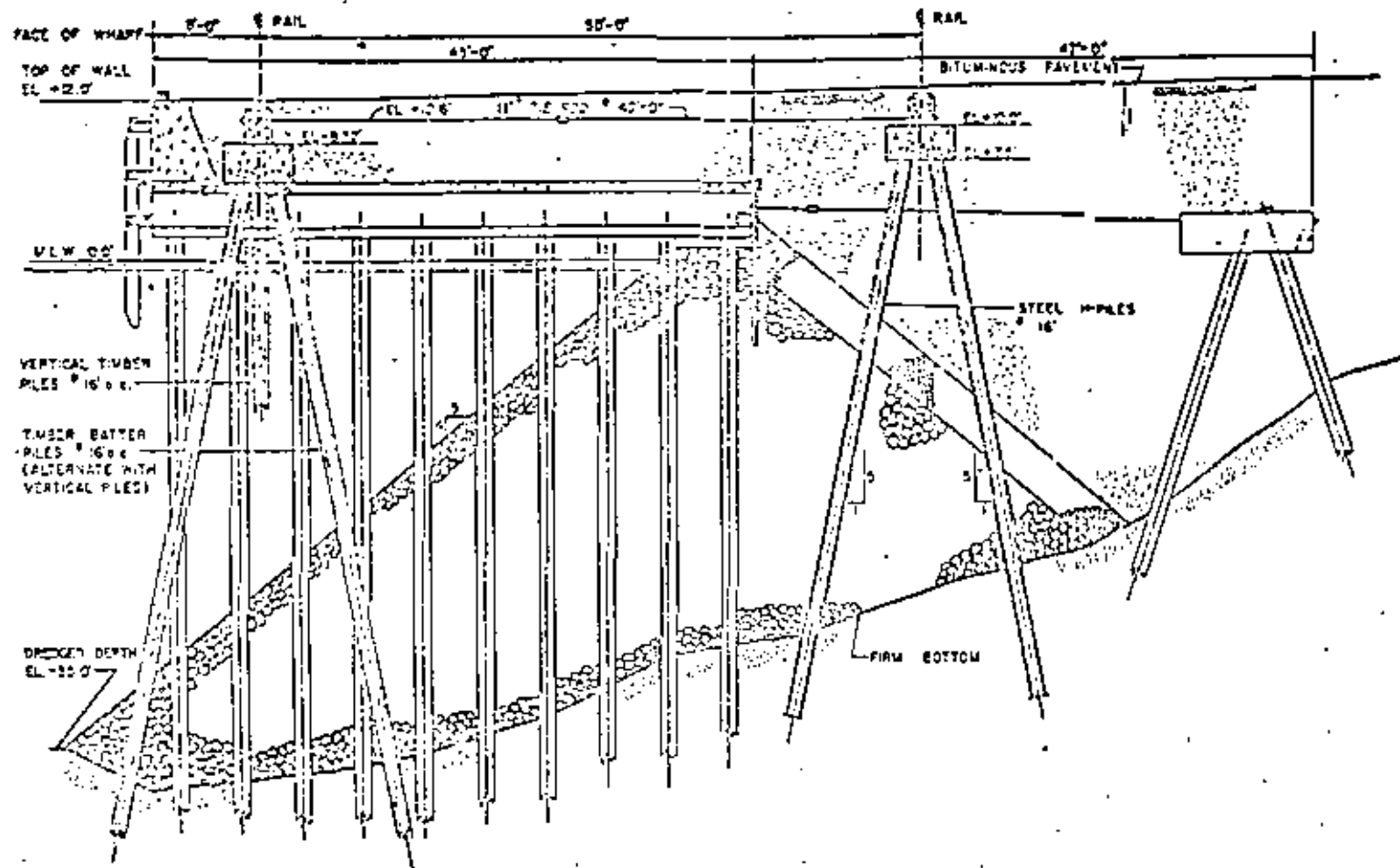


Figure 4.22. (continued).

Foundation of pile structure is mentioned specifically in Part 1 of Appendix C at the end of this chapter. For estimating ultimate and allowable loads on axially loaded piles, a static formula (for clay and homogeneous sand) and a semi-empirical pile driving formula (for sand) are proposed, including a criterion for determining the maximum allowable driving energy to avoid over-driving of concrete piles. It is suggested that settlement estimates of pile groups are obtained from an empirical diagram for sand and from the consolidation theory for clay and fine silt. For both friction and point-bearing piles, load tests are recommended.

Part 2 of Appendix C mentions anchored bulkheads. The free earth support theory together with Rowe's moment reduction curves (for sand) recommended as the basis for designing anchored bulkheads. For homogeneous soils with  $c = 0$ , simple diagrams for calculating the necessary driving depth below the deckline, the anchor pull, the length of the anchorage and the maximum free earth support moment are presented. The application of the proposed design methods is illustrated by numerical examples dealing with both sand and clay.

#### Berthing and Mooring Forces on Structures

The final movement by a vessel just before mooring at quay wall or pier is called the berthing maneuver. The basic principles involved in such maneuvers are described in Part 3 of Appendix C by Prof. Vasco Costa. Reference is also made to Chapter 2 which gives a few examples on approach and berthing maneuvers. Also see Reference 44.

The theory outlined by Appendix C allows computation of the amount of energy which has to be absorbed during an impact by a berthing vessel on a structure including its fender system. See Equation C.24 of Appendix C.

$$W = \frac{mv^2}{2} \frac{1}{1 + (u/k)^2}$$

Table 4.2. Impact Velocities and  $K$  Values (21).

dwt	Impact velocities (m/sec.)	$k$
20,000	0.11 - 0.3	0.50
40,000	0.11 - 0.27	0.50
60,000	0.08 - 0.25	0.45
80,000	0.08 - 0.25	0.35

was found. Figure C.23 of Appendix C shows the influence of the direction of the velocity in the amount of energy to be absorbed by the fender. The mass  $m$  includes the mass of water which moves with the vessel,

$$m = m(\text{ship}) + m(\text{hydrodynamic mass}) \\ m = (C_m)(m_s), \text{ where } C_m = \text{"mass coefficient"}$$

$C_m$  is a function of the vessel geometry, water depth and the way the impact is absorbed. An approximate expression (31) for  $C_m$  is

$$C_m = 1 + (2D/B) \quad (4.1)$$

where  $D$  is ship's draft and  $B$  is beam width.

According to Equation 4.1, the hydrodynamic mass is equal to ship mass when its draft equals half of its beam width. In order to compute the energy at impact, the velocity  $u$  must be known. It depends upon several factors, including ship characteristics, winds and currents and the human factor. With increasing size of vessel,  $u$  must necessarily decrease. For larger vessels (more than 20,000 dwt), it should not exceed 1 foot/second and be smaller (less than 1/2 foot/second) for heavy bulk carriers. The figures of Table 4.2 give impact velocities and  $k$ -values for vessels  $> 20,000$  dwt (21). In cases where tugboats are used, values are less.

The energy absorption of the quay wall is handled by fenders. Some energy is absorbed by rolling, deformation and vibration of the vessel. These energy losses are usually relatively small and can be ignored.

Table 4.3.  $C_w$  Coefficient for Wind Forces (31).

Wind Direction	$C_w$		
	Max.	Min.	Mean
Crosswise	1.40	0.80	1.11
Bow	1.04	0.62	0.82
Stern	1.02	0.64	0.77

#### Forces on Vessel at Berth

A vessel moored at a quay wall may be subjected to forces by winds, currents, waves and other accidental forces such as those caused by passing vessels.

Forces by wind may be computed as

$$F_{wi} = C_w \gamma_w A_w (V_w^2 / 2g) \quad \text{kilograms}$$

when  $C_w$  is a wind force coefficient,  $\gamma_w$  is the specific weight of air (1.225 kilograms per cubic meter)  $A_w$  is the area exposed to wind forces (square meters),  $V_w$  is the wind velocity (meters per second),  $g$  is acceleration of gravity (9.81 meters per second per second).

For a nonobstructed vessel,  $C_w$  may have values approximately equal to those indicated in Table 4.3 (31).

The maximum wind velocity occurring as gustiness should be used for computation.

Forces by currents may be computed as

$$F_c = C_c \gamma A_c (V_c^2 / 2g) \quad (\gamma = 1)$$

The current force coefficient,  $C_c$ , is a function of the geometry of the vessel and of the water depth.  $C_c$  increases with decreasing depth and for crosscurrents is approximately 1.5 for deep water and up to 6.0 at the quay wall. For parallel currents  $C_c$  has the order of magnitude 0.2-0.6 (15).

Wave forces are often the most important problem, particularly when they occur as long period waves causing surge (Chapter 2).

The wave force parallel to a vessel at berth may be computed as

$$F_{wa} = m g a k \epsilon \beta \cos \omega t$$

when  $m$  is the moving mass (ship mass plus added mass),  $a$  is  $H/2$  is half wave height,  $k = 2\pi/L$ ,  $\epsilon = (1/kD) (\sinh kd - \sinh kh) / \cosh kd$ ,  $D =$  ship's draft,  $h =$  keel clearance of vessel.

$$\beta = \frac{3(\sinh kl - kl \cosh kl)}{(kl)^3}$$

$2l =$  length of vessel.

Factor  $\epsilon$  is approximately 1 for long period waves and for long short period waves.

$\beta$  is a function of the ratio between ship's length and the wave length. Wave forces perpendicular to a vessel at berth are complicated. Model experiments are necessary to get a quantitative evaluation. Experiments are usually also necessary in order to evaluate the ability of mooring devices for surge motion. For further information on berthing forces, the reader is referred to References 19, 20, 21, 27, 31 and 34.

#### Fenders

A fender system is supposed to assure safe berthing without damage to vessel or wall and to absorb forces which might occur while the vessel is moored at the quay wall. Only part of the forces between vessel and wall is absorbed by the fenders. The forces in the mooring system are supposed to take care of most of the forces working parallel to the wall, but they are unable to handle forces perpendicular to and against the wall.

Fenders may be divided into two main groups: (a) *protective fenders*, which are supposed to function as an energy absorbing protective pad



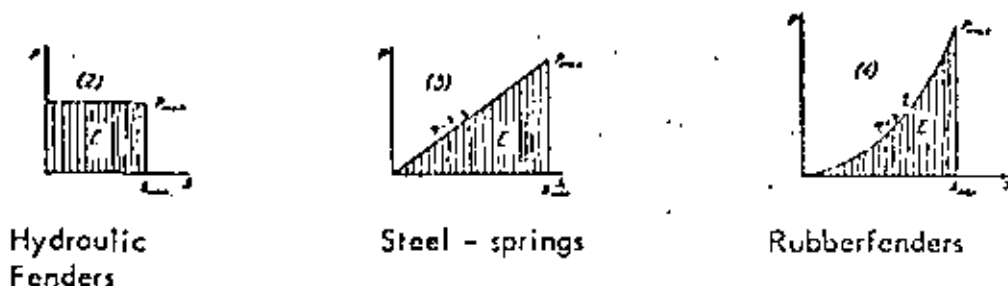


Figure 4.23. Deformation diagrams for fenders.

between the vessel and the wall available at all times, and (b) *impact fenders*, which are supposed to absorb impact particularly during the berthing maneuvers.

The absorption of energy by a particular fender may be compacted from its deformation diagram:

$$\text{Absorption } E = \int_0^s F(s) ds$$

when  $F(s)$  = force, and  $s$  = travel distance of fender.

Figure 4.23 shows examples of such diagrams for three different systems—hydraulic, steel springs and rubber. The best system in principle is the linear spring system. The hydraulic system may be a little hard to the vessel, and the system indicated as "rubber" (not necessarily just rubber) is often too "ship-friendly" on the cost of the quay wall. However, not all rubber fenders have this characteristic.

The protective fenders are usually wood or rubber. The wooden fenders may be arranged as shown in Figure 4.24 with horizontal and vertical members. Exposed timber members may be provided with a relatively thin protection of hard wood which may be fastened to the main vertical members by spikes. Crocoted canals (floating timber) or hard wood had been used much earlier (34).

Various kinds of rubber fenders are used as protection. Hollow round or square rubber fenders can be hung on the wall (Figure 4.25). Solid rubber members or tubes may also be used on the

front side or behind or between other members (see Figures 4.26 and 4.27). Old tires may serve the same purpose. They may be hung up directly on the wall or be put together as "Cordhapp fenders"—horizontally or vertically. The fenders mentioned above all have energy absorption diagrams like rubber fenders in Figure 4.23. Figure 4.28 is an example of a deformation diagram for 12 by 12 inch rubber block fenders.

Damage to a quay wall usually results from impacts during the berthing maneuver. Heavy protective fenders also function as impact fenders, but typical fenders must have a stronger design.

Energy absorption of impacts may be provided by compression bending or shear of rubber materials, compression of steel springs, hydraulic compression systems, gravity systems, pneumatic systems and hydropneumatic systems.

Figure 4.29 shows the "Raykin" rubber fender when the rubber is put to work mainly in shear. The resilient unit is built of steel and rubber sandwiches bolted together to form an arched beam. Each sandwich is a rubber block vulcanized to two steel plates. The unit may be attached vertically or horizontally to the face of the wharf, and in front of them there are timber or steel piles carrying the rubbing timbers. Raykin fenders may be damaged by overloading them.

The Japanese V-shaped Seibu-fender absorbs the energy by compression and bending. It is used where very heavy bulk carriers load or discharge; Narvik ore-port Norway is a typical example. The Lord fender (Figure 4.30) absorbs the energy by bending.

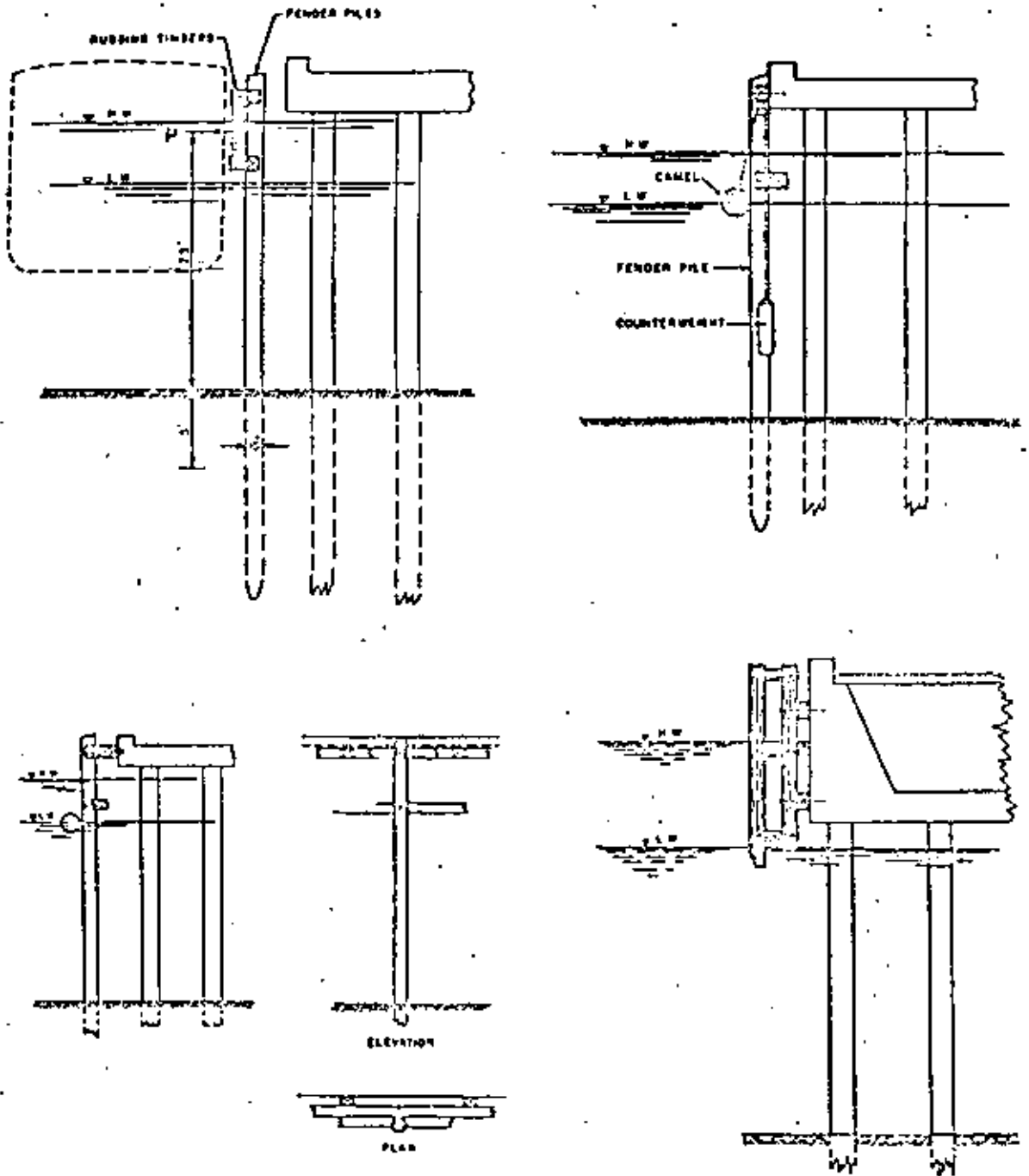


Figure 4.24. Wooden fenders (34).

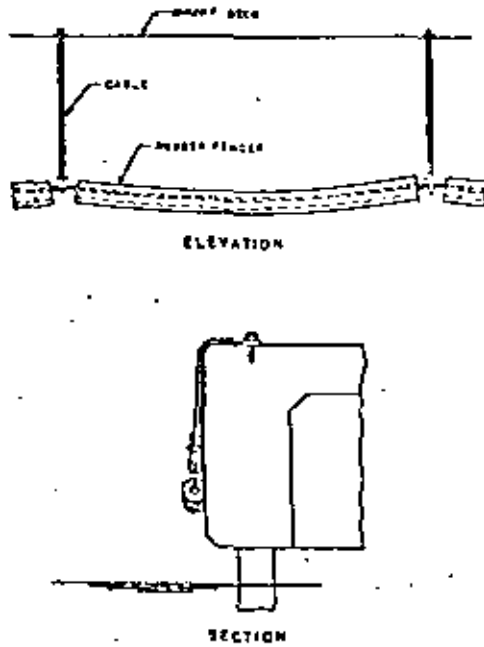


Figure 4.25. Rubber tube for fendering (34).

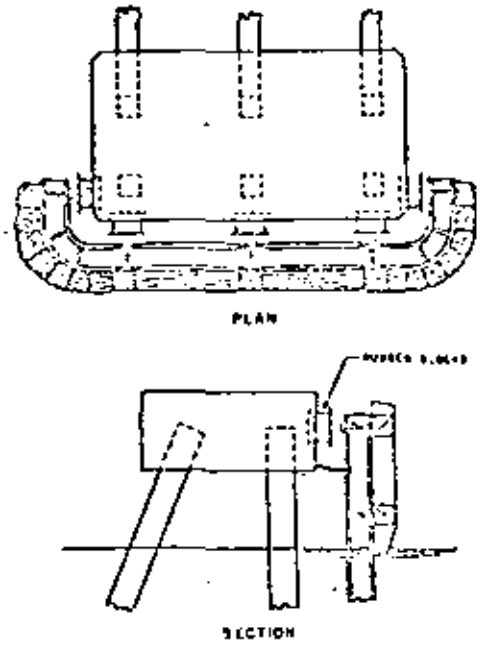


Figure 4.27. Rubber block between dolphin and fender pile (34).

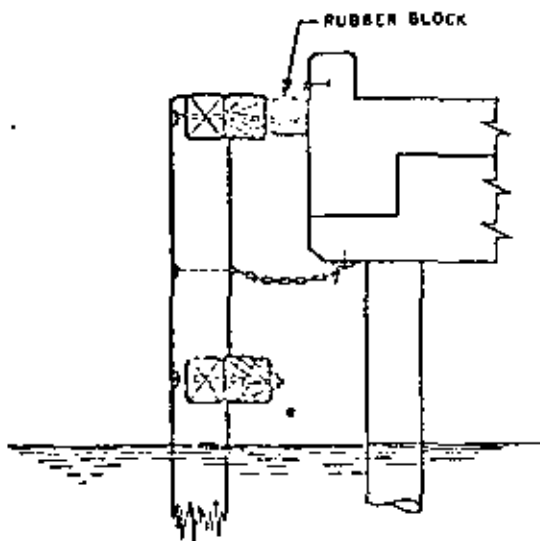


Figure 4.26. Rubber block between fender pile and wall (34).

The gravity fender system works on the pendulum principle and depends on heavy chains. Limited use has been found in the Brooklyn Naval Yard and in tanker berths where it has proved to be a satisfactory answer to the problem of avoiding heavy jarring from glancing blows.

Spring, hydraulic and hydropneumatic systems are most suitable for ferry berths. Hydraulic systems have also been used in ferry-rings for off-shore platforms.

Table 4.4 gives an impression of the energy absorbing ability of various fender systems.

A new principle in fendering, which may prove to be useful particularly for breasting dolphins, is mentioned in Reference 28. It utilizes the torque principle and is called "Cambridge fenders," because it is based on research work on plastic deformation of metals at Cambridge University, England. Each fender consists of timber pads or rotating pneumatic fender units carried between the extremities of a pair of torque arms.

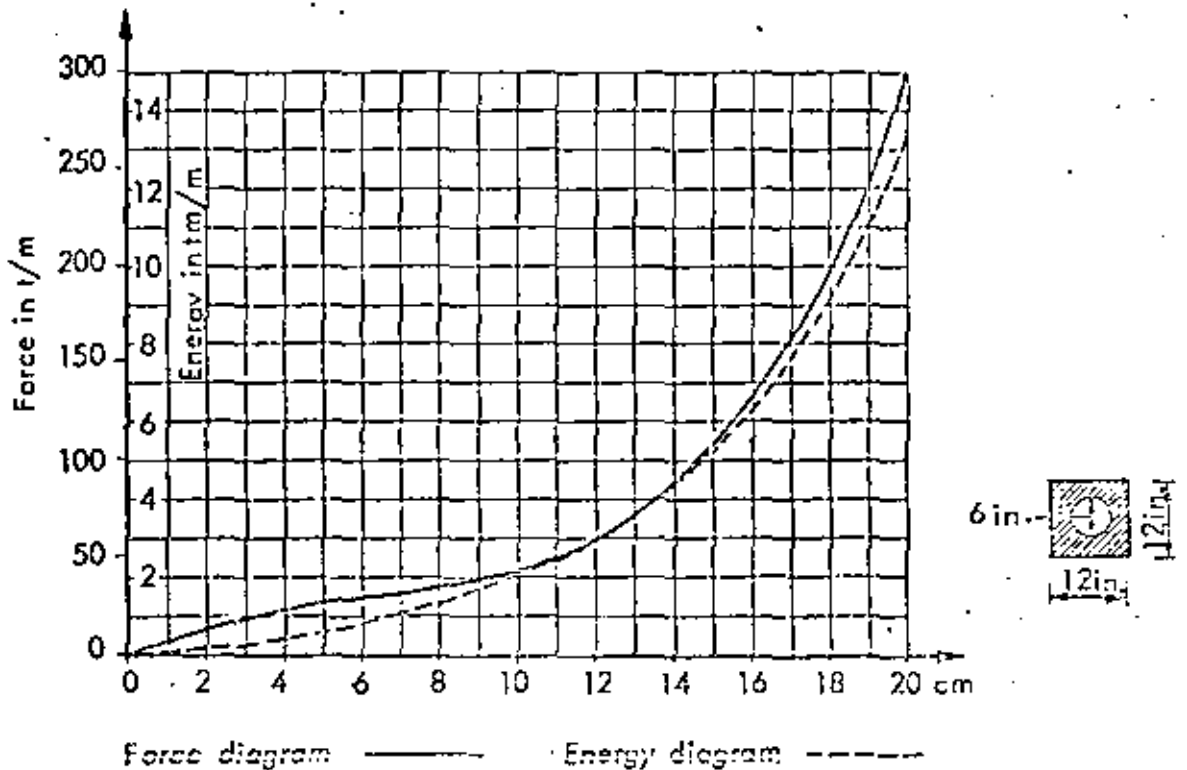


Figure 4.20. Deformation diagram for a 12-inch by 12-inch butyl rubber fender (commercial catalog).

These torque arms are rigidly attached to a vertical torque tube which rotates in journals fixed to dockside or dolphin. The impact energy of the ship is absorbed by the torsional deflection of a bar concentrically mounted within the torque tube with one end fixed to the dock side. Two identical units are fitted to one of the dolphins of an oil tanker terminal. In the installation at Grays Thurrock, England, the torque arms are 5 feet long, and the timber fender they support is 30 feet high. Energy absorption at the full deflection of 36 inches is 560 tonft, and the maximum load exerted on the ship is 30 tonft. This design is suitable for 25,000 dwt, but according to Reference 28, it may easily be expanded to 100,000 dwt or more.

For further information on fender systems, see References 8, 17, 21, 22, 23, 26, 29, and 34, and a following section on "Forced Fendering."

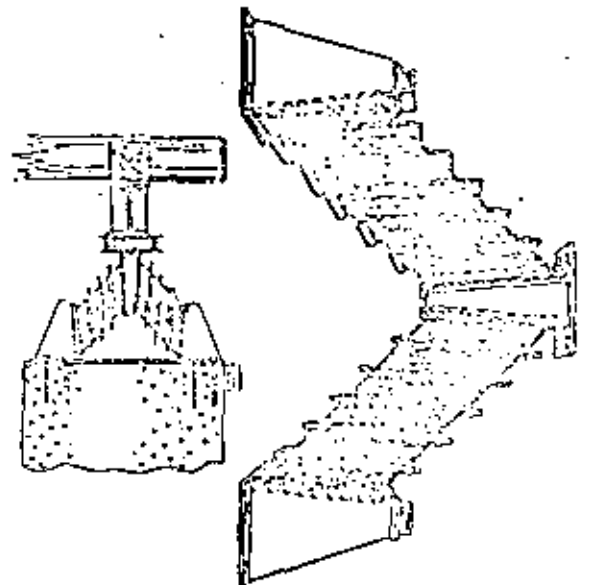


Figure 4.29. Flayon fender (34).



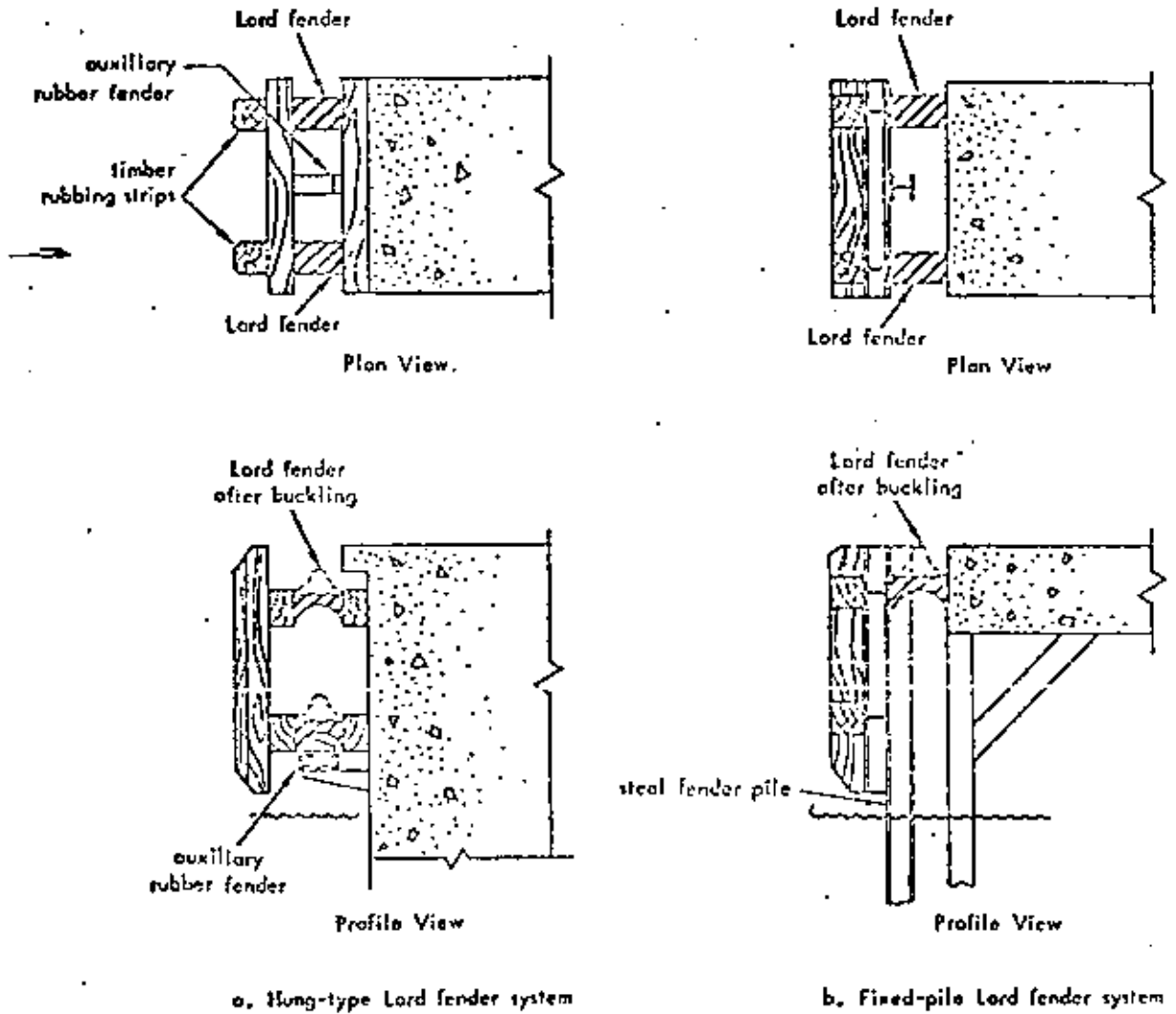


Figure 4.30. Lord fender.

**Dolphins**

Dolphins are commonly used in combination with piers and wharves to shorten the length of these structures. *Breasting dolphins* are designed to take the impact of the ship when docking and to hold the ship against a broadside wind. *Mooring dolphins* are designed for mooring and not for impacts of ships. They are located some distance behind the face of the dock, about 45° off the bow and the stern of a vessel (bulk carrier) of standard

size, so that the mooring lines usually will be not less than 200 feet nor more than 400 feet long. Dolphins may also be used just as navigation markers.

Design may be of the flexible or the rigid type. Wood-pile clusters like Figure 4.31a for mooring are examples of the former type. Large steel cylinders and groups of steel pipe piles have also been used to provide flexible dolphins mainly for mooring.

Table 4.4. Energy Absorption of Various Fender Systems.

Type of fender	Energy absorption
<b>Rubber</b>	
1. Hollow, cylindrical or rectangular members (radial forces)	Up to 10 tons meter per meter for diameters up to about 0.5 meter
2. Axial forces on rubber blocks	Up to 19 tons meter
3. Lord fender	Up to 7 tons meter
4. Raykin fender	Up to 30 tons meter
5. Seibu	For example: About 80 tons meter for 3-meter length and 1-meter height
<b>Gravitation</b>	Variable, several hundreds tons meters if desirable
<b>Hydropneumatic</b>	Variable up to say 30 tons meter
<b>Spring or Hydraulic</b>	Unlimited within practical limits

Breasting dolphins are much heavier because they must stand up to heavy impacts. Heavy sheet pile cell dolphins are also well suited as turning dolphins for warping or turning the slip around at the end of the dock. As the ships have become larger, the design of dolphins has turned to using heavy concrete platform slabs supported by vertical and batter piles, usually of steel, although precast concrete is also used (26).

At Kalundberg tanker terminal in Denmark, a heavy concrete block arranged for impacts is able to slide on the top of the concrete slab, thereby providing certain flexibility. When the block has slid too far, it is lifted back by a crane.

Figure 4.32 is a breasting dolphin designed for Cook Inlet. It consists of four vertical 11-foot diameter steel legs joined below the ice level by

4-foot diameter pipe bracing. The two legs adjacent to the dock face project above the water surface to serve as movable fender guides and mooring points. The breasting dolphin unit resists horizontal shear and overturning forces by means of six 24-inch diameter piles in the bottom of each leg. A 4-inch diameter horizontal pipe separates the top of the fronttubes and serves to maintain the 80-foot center to center spacing of the vertical fender guides.

Figure 4.33 shows a heavy 5-foot diameter mooring dolphin built for mooring of floating dock under difficult soil conditions in the Martinisica Bay, Yugoslavia (14).

Breasting dolphins are much heavier because they must stand up to heavy impacts. The necessary energy absorption capacity depends mainly

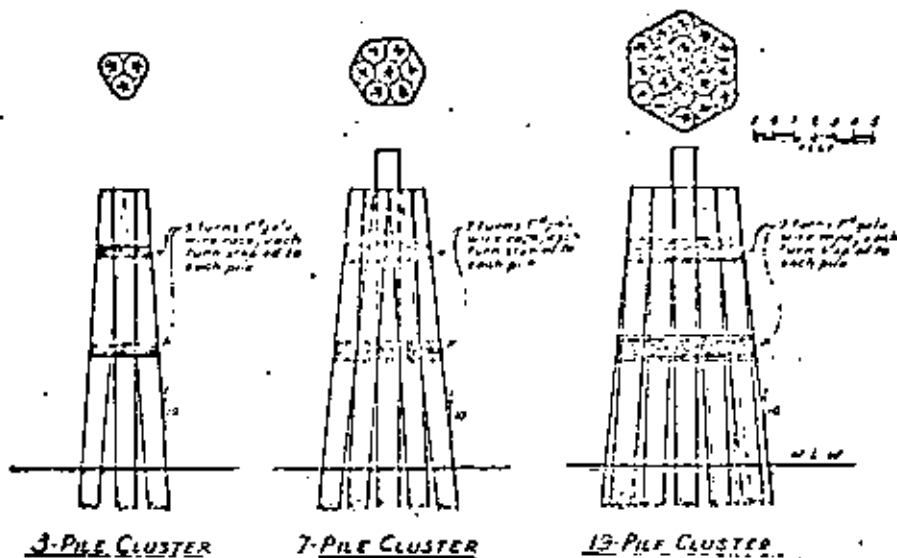


Figure 4.31a. Flexible wood pile dolphin (26).

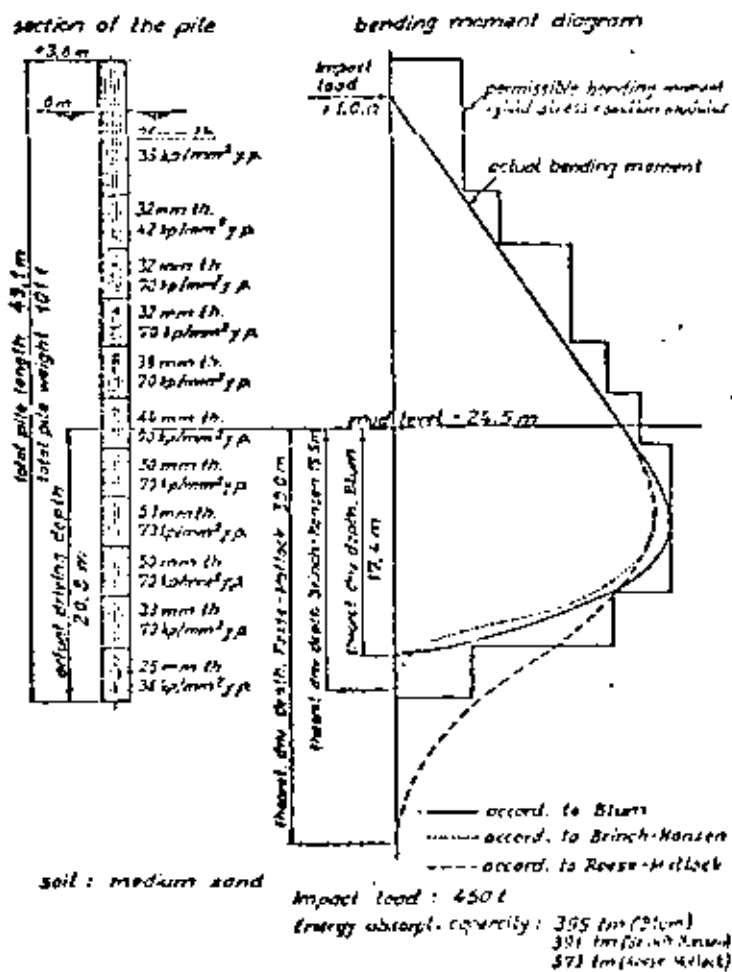


Figure 4.31b. Bending moment for different sections of a dolphin pile.

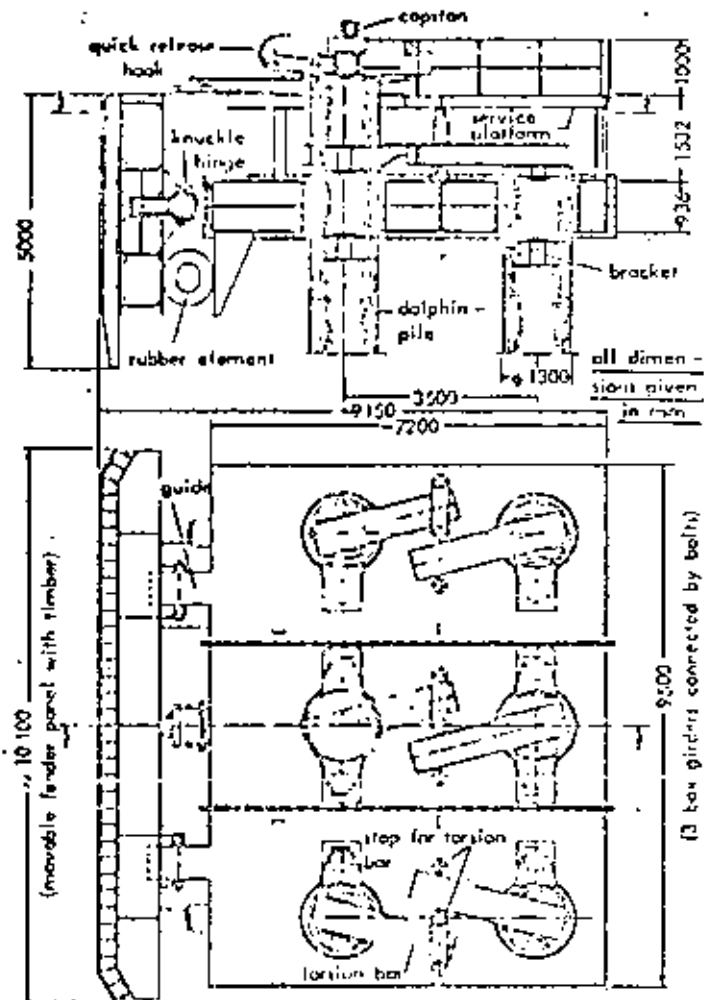


Figure 4.31c. Heavy 6-pile breasting dolphin for 750-ton energy absorption with tension bars and a movable fender panel for the iron ore port of Tubarao, Brazil.

on the mass and the velocity transverse to the berth (see Table 4.2 and Appendix C).

Table 4.5 (Dr. Bernholz, Mannesmannröhren Werke, Düsseldorf, pers. commun.) gives some values for the necessary energy absorption for preliminary designs. In some cases a more detailed study of the berthing maneuver may lead to higher values. For heavy breasting dolphins, tubular steel piles with diameters between 0.4 meter and 4.0 meter, wall thicknesses up to 150 millimeters, an individual pile weight up to

300 tons and steel grades with yield points up to 70 kilograms/square millimeter are used today.

The choice of the pile dimensions depends on the loads, the water depth, soil conditions and available equipment (driving hammers, cranes) on the site. Design calculations are based most frequently on one of the methods published by Blum (38), Brinch Hansen (39) and Reese Matlock (46). The method of Reese Matlock is recommended by API-RP 2 A (45). The necessary driving depth determined by this method is larger than the

**Table 4.5. Some Values for the Necessary Energy Absorption Capacity of Breasting Dolphins for Preliminary Designs (Bernholz).**

Dimensions of seagoing vessels				Minimum energy absorption capacity of breasting dolphins (tm)
Tonnage dwt	overall length (m)	width (m)	draft (loaded) (m)	
10 000	165	21	9.5	20
50 000	235	30	11.5	80
80 000	265	37	14	130
100 000	280	41	15	160
200 000	350	50	17.5	320
300 000	395	57	22	480
500 000	410	70	26	800

Notes: The average ship dimensions of this table and the minimum energy absorption capacity may be used in preliminary designs for the final layout more detailed studies are necessary.

**Table 4.6. Energy Absorption Capacity, Permissible Impact Load, Deflection, Spring Constant and Necessary Driving Depth for Some Tubular Breasting Dolphin Pile: (Bernholz).**

Outer diameter and wall thickness and level of impact for tubular steel piles	Yield point (kg/mm <sup>2</sup> )	Energy absorp. capacity (tm)	Max. perm. impact load (t)	Deflection at max. impact (m)	Spring const. (t/m <sup>2</sup> )	Necessary driv. depth (m)
558 mm, 40 mm th. (outside diameter) (thickness)	24	2.9	16.5	0.35	47.5	6.1
	35	6.5	23.7	0.55	42.8	6.8
Level of impact: 10 m above mud line	52	15.0	34.4	0.88	39.3	7.6
	70	28.5	45.4	1.25	36.3	8.2
2000 mm, 50 mm th. (outside diameter) (thickness)	24	31	154	0.40	386	12.0
	35	70	220	0.63	347	13.3
Level of impact: 20 m above mud line	52	158	320	0.99	324	15.0
	70	304	422	1.44	294	16.3

Notes: The design calculation (Reference 38) is based on the following soil conditions: sand with an angle of internal friction  $\rho = 32^{\circ} 30'$   
 bulk density submerged  $\gamma_s = 1.1 \text{ t/m}^3$   
 permissible stress for the steel: 100% y.p. angle of wall friction  $\delta = -\frac{1}{2}\rho = 16^{\circ} 15'$

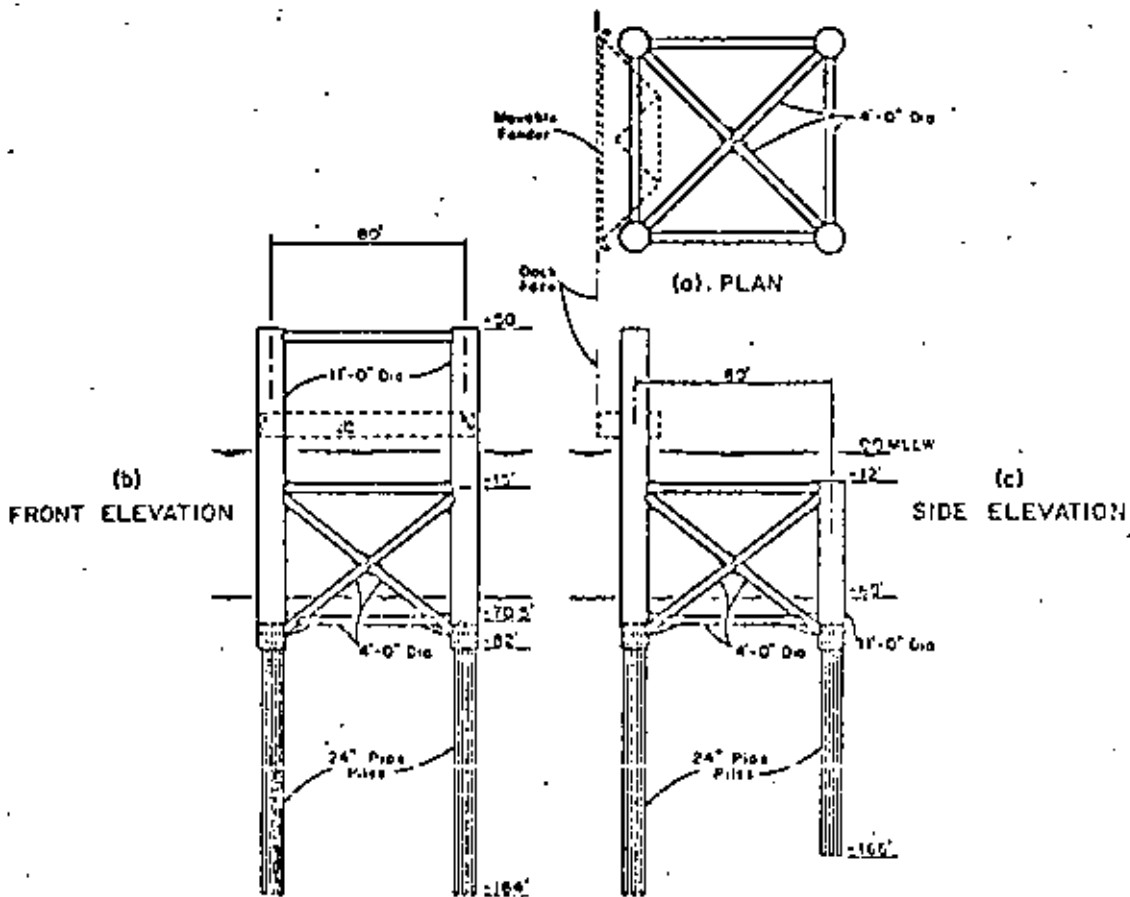


Figure 4.32. Broasting dolphin units (11).

necessary penetration found by the two other methods.

Table 4.6 (Bernholz) lists the energy absorption capacity, the permissible impact load, the maximum deflection and the spring constant for two different dolphin pile diameters and four grades of steel. The table shows that the energy absorption capacity depends roughly on the square of the yield point (Bernholz).

To save weight and costs, wall thickness and steel grade must be adjusted to the bending moment diagram. Figure 4.31b (Bernholz) shows a bending moment diagram and the different sections of a dolphin pile. When single pile dolphins haven't enough energy absorption capacity,

multiple pile dolphins with parallel piles will be installed. Figure 4.31c (Bernholz) shows the principle of such a multiple pile dolphin. The impact force is exerted on a wide fender panel and then transmitted by means of a knuckle hinge to the box girder which connects the piles. The ball of the knuckle hinge ensures the movability of the panel in all directions so that it always has full contact with the hull of the ship. Torsion moments arising from eccentric impact are distributed uniformly on the piles by means of torsion bars.

For further information on dolphins, the reader is referred to References 9, 16, 21, 26 and 34, including a great number of special catalogs from companies producing fenders. Berthing for large

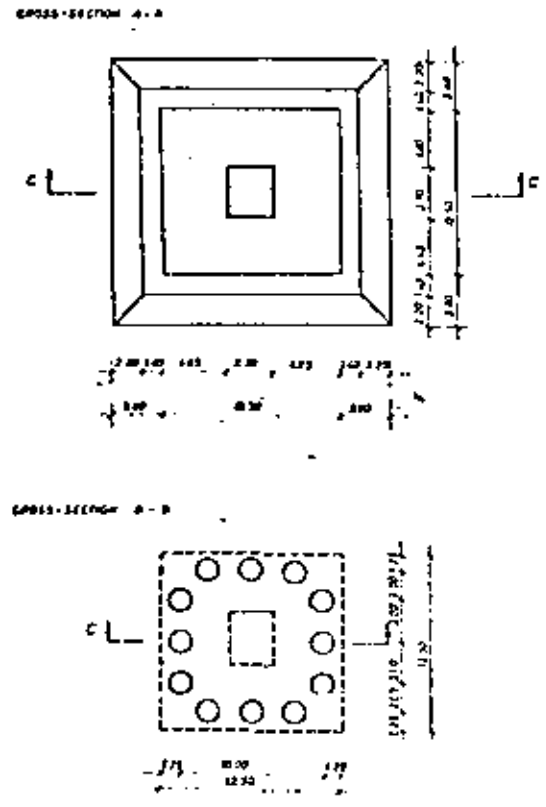
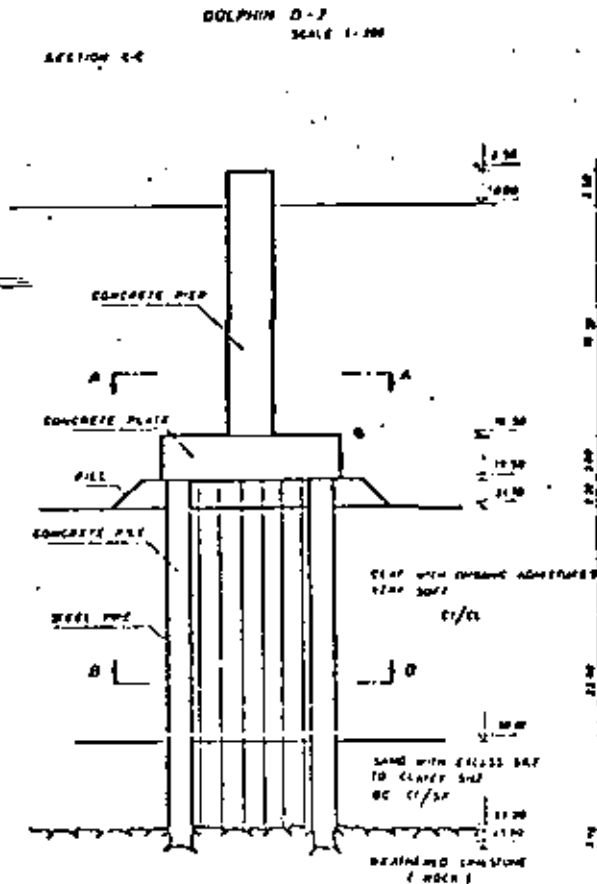


Figure 4.33. Heavy mooring dolphin built in Yugoslavia (14).

oil tankers is mentioned specifically in Reference 20 from the PIANC Congress in 1957. Berthing procedures for large vessels are now often studied by mathematical simulation models.

**Mooring**

A vessel may be subjected to the following motions as shown in Figure 4.34: heave; yaw, pitch, sway, roll, and surge. Although all movements may occur for a vessel moored at a quay wall, it is the surge, occasionally also the heave, which causes trouble. As described in Chapter 2, the surge motion is usually caused by the penetration of long waves in the harbor basin. A very

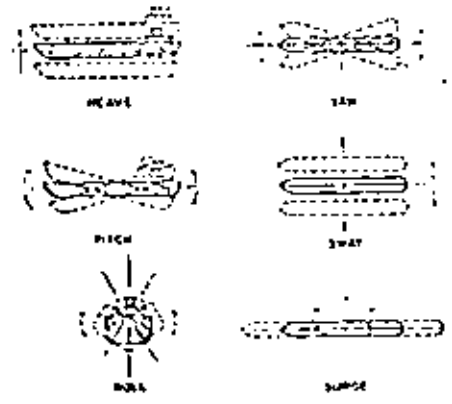


Figure 4.34. Various movements of vessels (22).

comprehensive literature on the computation of mooring forces is available (13, 19, 33, 34, 35).

The basic equation (34) is

$$M'_x \ddot{x} + N_x \dot{x} + R_x x = M'_x \dot{U} + N_x U \quad (4.2)$$

where  $x$  is the variable horizontal surge translation on mass-center of ship from rest position in head sea;  $\dot{x}$  and  $\ddot{x}$  are the corresponding velocity and acceleration;  $M'_x$  is the total mass in movement (mass of vessel + added mass);  $N_x$  is the linear damping coefficient in surge motion;  $R_x$  is the horizontal resisting force to surge motion in  $x$  direction, e.g. in the form of mooring devices;  $U$  is the horizontal component of mean velocity of water mass displaced by ship; and  $\dot{U}$  is the corresponding acceleration.  $R_x$  may be approximated as  $R_x \sim k' x^n$  where  $n$  is a numerical exponent and  $k'$  a factor whose values depend on the degree of tightness (or slackness) and elasticity of the combined mooring lines.

There is no exact solution to Equation 4.2. Using small amplitude theory, the approximate solution may be obtained by solving the equation

$$\frac{C}{\epsilon \beta g} \left( \frac{k' x_0^n}{(M'_x) w} R_n - w x_0 \right) = \frac{H}{2} \quad (4.3)$$

where  $C = L/T =$  wave celerity and the other notations are those mentioned above under wave forces on vessel,  $\epsilon = (1/kD) (\sinh kd - \sinh kh/\cosh kD)$ ;  $\beta = [3 (\sin kl - kl \cos kl)] / (kD)^2$ ;  $D$  is vessel draft;  $k = 2\pi L$ ;  $2l$  is vessel length;  $w = 2\pi/T$ ;  $x_0$  is maximum movement of vessel from its mean position;  $R_{(n)}$  is the coefficient which is a function of  $n$ . For  $n = 1$ ,  $R_{(n)} = 1$ . For  $n = 2$ ,  $R_{(n)} = 0.8488$ . With  $n = 1$ ,

$$x_0 = \frac{H}{2} \frac{\beta g c k}{p^2 - w^2}$$

when  $p = k' / (M'_x + \Delta D)$ .

The solution to Equations 4.2 and 4.3 may be presented in diagrams like Figure 4.35 which refers to research mentioned in Reference 34 and indicates the surging response of USS *North Sound* to natal stimulus of a 45-second seiche. Figure 4.36 shows mooring conditions and gives values for the restoring force as a function of surge movement.

If the resonance period(s) is included in the wave spectrum, a dangerous situation may occur. In order to avoid resonance, one may use hard or slack moorings. For smaller vessels, it is most practical to use hard mooring in order to lower the resonance period. For larger vessels, the problem is more complex because slack moorings may cause resonance with long period waves. Also see References 56a and b.

Because surge velocities are always small, the degree of damping is almost negligible. Disregarding the damping makes it easier to compute the maximum amplitude of the undamped oscillation,  $x'_0$ . According to Reference 34, it is

$$x'_0 = \left( \frac{(w/w)^2}{\Delta'(n)} \right) \frac{1}{n-1}$$

where  $n = 2k/T$ , and  $\Delta'(n)$  is a numerical function of  $(n)$  differing slightly from  $\Delta(n)$ .

The maximum horizontal force which the mooring ropes collectively will be required to withstand are:

$$(R_x)_{\max} = k' (X'_0)^n$$

where  $X'_0$  refers to the amplitude of the undamped forced oscillation, and  $k'$  is a nonlinear spring. It is necessary to resort to mooring-line geometry in order to determine the maximum horizontal pull  $(R_n)_{\max}$  along the actual horizontal projection of the line of a rope or cable. Thus, for any particular mooring rope of initial length,  $h$ , in horizontal projection stretched by surge movement of the ship to another horizontally projected



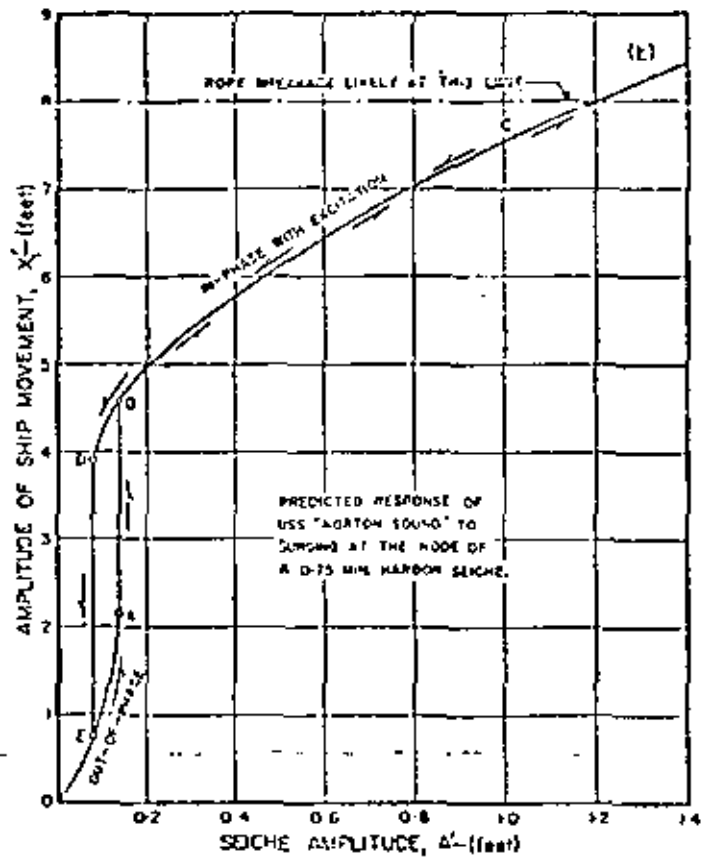
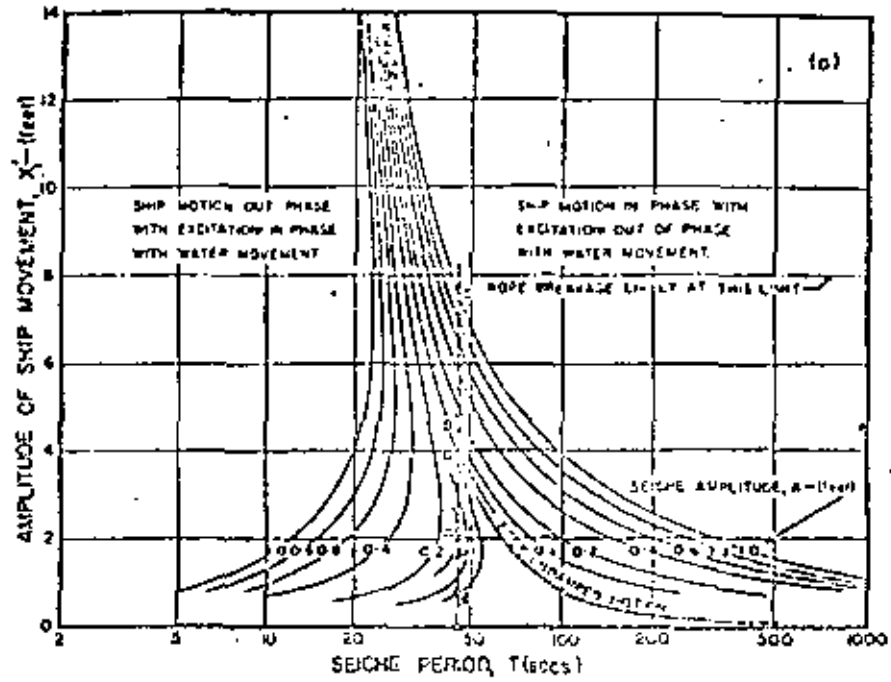


Figure 4.35. Surging response of USS Norton Sound to nodal stimulus of 45 seconds seiche (34).

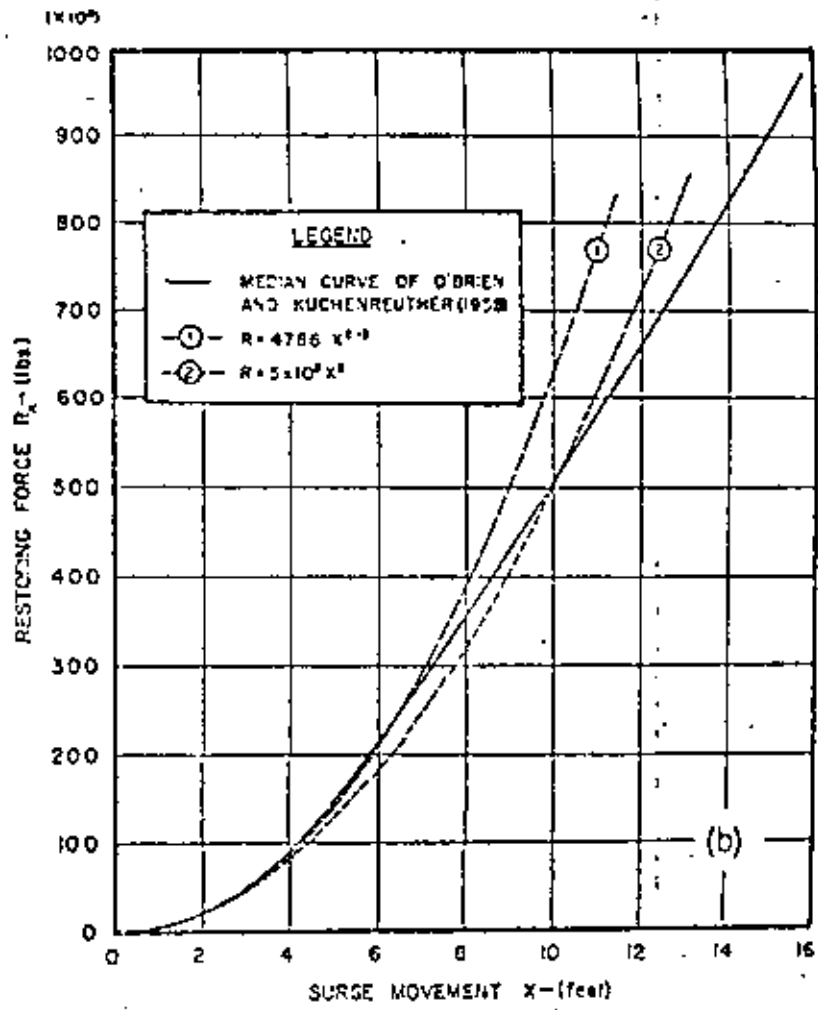
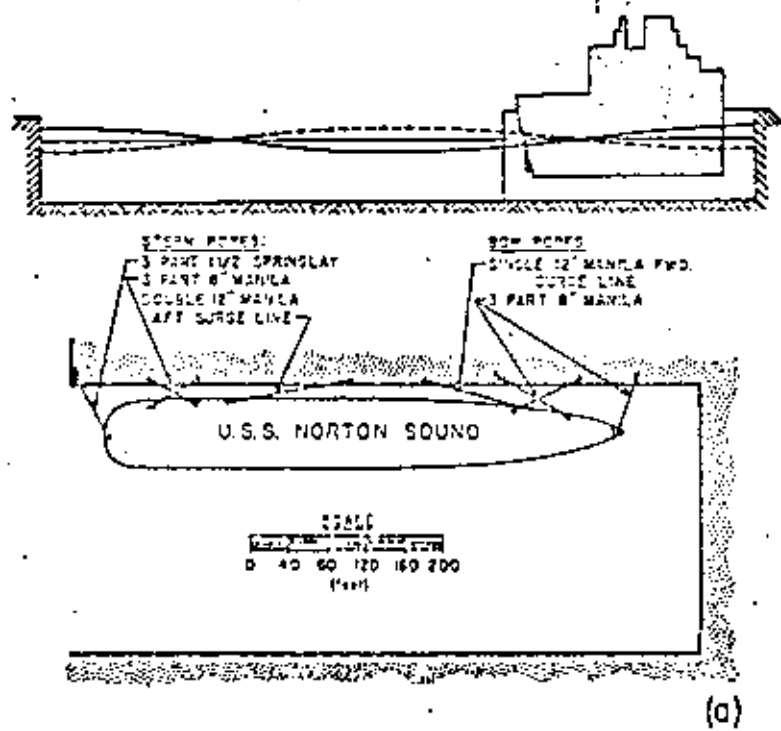


Figure 4.36. Mooring conditions of USS Norton Sound in Port Huneme showing relationship between combined rope tension (one end) and ship movement; under conditions of loose moorings (34).

length,  $H$ , it is, according to Wilson (34), possible to show that

$$\frac{X_1}{R_x} \sim \frac{(H-h)(1+\sin^2\tau)}{R_h}$$

where  $X_1$  is the forced oscillation part of  $x$  with amplitude,  $x_1$ , and  $\tau$  is the angle of the obliquity which the rope makes with the longitudinal axis of the ship. This gives

$$R_h \sim R_x \cos\tau (1 + \sin^2\tau) \sim R_x \cos\tau (2 - \cos^2\tau)$$

where  $(H-h)/X_1 \sim \cos\tau$ .

The problem is very complex and in order to obtain reliable results on the actual forces to be expected, hydraulic model experiments are preferable. The British Ship Research Association has issued several reports on improvements of mooring methods (NS/179/67, NS256/69). Important papers on mooring and fendering forces are e.g. found in *Proceedings of the 4th Conference on Port and Ocean Engineering under Arctic Conditions*, Memorial University, St. Johns, New Foundland, 1977, and in *Proceedings of the 4th Conference on Civil Engineering in the Oceans*, San Francisco, Cal., 1979 (printed by the ASCE, e.g. paper by Koman and Seidl on offshore berth mooring).

#### Mooring Facilities, Wires and Ropes

Mooring is provided by wires or ropes attached to pollards, bollards and rings which are usually fastened to concrete blocks or other heavy elements included in the quay wall. Figure 4.36 shows an example of a mooring arrangement including bow and stern lines, surge (spring) and side lines.

Bow, stern and side lines keep the vessel at the quay. Surge (or spring) lines hinder surge motion parallel to the quay. Forces to be absorbed are exerted on the vessel by winds, currents, waves (short period for smaller vessels, long period for

larger vessels) and occasionally by other kinds of waves like tsunamis and ship waves. In order to absorb the forces, cables should be in as horizontal a position as possible, which is difficult where the tidal range is high. Moreover, it is an advantage that mooring cables be made of the same material, arranged symmetrically, if forces are mainly of symmetrical character.

Mooring ropes are available in many types of lay construction, mainly of steel and natural or synthetic fiber materials (34). Individual wires or fibers are woven together into strands which are woven into ropes according to specific lay patterns. In "regular lay," the wires or fibers of the strands have a directional twist which is opposite to that of the strands themselves. The lay is "right hand" if the twist of the strands appears clockwise when looking along the rope; "left hand" if the twist is counter-clockwise.

The wires in steel ropes may have different grades of strength and may be galvanized for protection against corrosion. A steel wire rope usually consists of six strands, each containing 19, 24 or 37 individual wire filaments built around fiber (or steel) cores. Fiber ropes usually consist of three strands (plain-lay), but may be obtained in four strand (shroud-lay) or nine strand (cable-lay) construction.

Typical fiber materials are manila, sisal, coir, nylon, saran, dacron, rayon and prolene (polypropylene). Manila hemp is grown in the Philippines; sisal fiber in Mexico, East Africa and Java and coir in India. The remaining fibers are synthetic products which provide certain desirable properties not found in natural fibers.

Manufacturers' data on weights of mooring ropes in air and water, when plotted against nominal diameter, show a square-power law relating weight to diameter for both steel wire and fiber mooring ropes, wet or dry. In general, the weights of mooring line per unit length,  $w$ , in water and,  $w_a$ , in air, may be expressed in terms of nominal diameter,  $d$ , by

$$w = C_w d^2 \quad (4.4)$$

Table 4.7. Weights of Mooring Cables (Equations 4.4 and 4.5).

Material Construction		Constant of proportionality (per foot per square inch)	
		In air, $C_a$	In water, $C_w$
Steel wire	6 x 24 fiber core flattened strands	1.80	1.45
	6 x 37 galvanized hawser	1.55	1.20
	6 x 24 (seven-fiber core) galvanized	1.40	1.05
Nylon rope	three-strand towline	0.29	0.028

and

$$w_a = C_a d^2 \quad (4.5)$$

in which  $C_w$  and  $C_a$  are the constants of proportionality in the respective relationships.

The values of  $C_w$  and  $C_a$  in Table 4.7 apply to a few representative cases. Reasonable average values of the constants of steel wire mooring ropes are  $C_a \approx 1.23$  pounds per square inch.

In Figure 4.37, rope manufacturers' data for the breaking (ultimate) strengths,  $T_u$ , of steel wire and fiber mooring ropes are plotted as functions of nominal rope diameters. The distribution of plotted points of like type closely parallel the series of diagonal lines which represent square-power relationships.

$$T_u = C_u d^2$$

Each line carries the value of  $C_u$  listed at the top of Figure 4.37. Obviously for steel, nylon, dacron and coir ropes, the square-power law is a good approximation to the test data; only in the cases of manila and polypropylene (prolene) ropes is there some departure.

Next to steel, nylon ropes have the greatest strength for their size and would be valuable for certain types of mooring because of low weight. Dacron, prolene and manila ropes may be of value in instances where less elasticity is required than

nylon. Manila and coir ropes have been used extensively in harbor moorings; manila being a favorite. Coir ropes, with greater elasticity but less strength than manila, have been widely used for "springs" or "strops" to which steel wires are connected for cushioning the effects of surge in harbors.

With fiber ropes, there is generally a difference between the ultimate strengths of the wet and dry rope. For nylon rope, wet strength is commonly rated from 5 to 19% lower than dry strength. Prolene rope has a wet strength which is about 5% greater than its dry strength. Dacron rope has effective equality between wet and dry strengths. Suitable values of  $C_u$  for mooring ropes of different materials are summarized in Table 2 of Reference 33. For further information on mooring ropes, the reader should consult Reference 33. Nylon is often claimed to be too elastic.

#### Mooring Facilities on the Quay

Bollards and rings are usually placed just inside the front edge of the quay. Local experience and taste characterize the shape of the bollards.

Wooden poles are still found as bollards in smaller harbors, particularly in yachting and fishing sections.

Still used in Europe, stone bollards replaced the wooden bollards at an early stage when wooden walls were replaced by stone retaining walls.

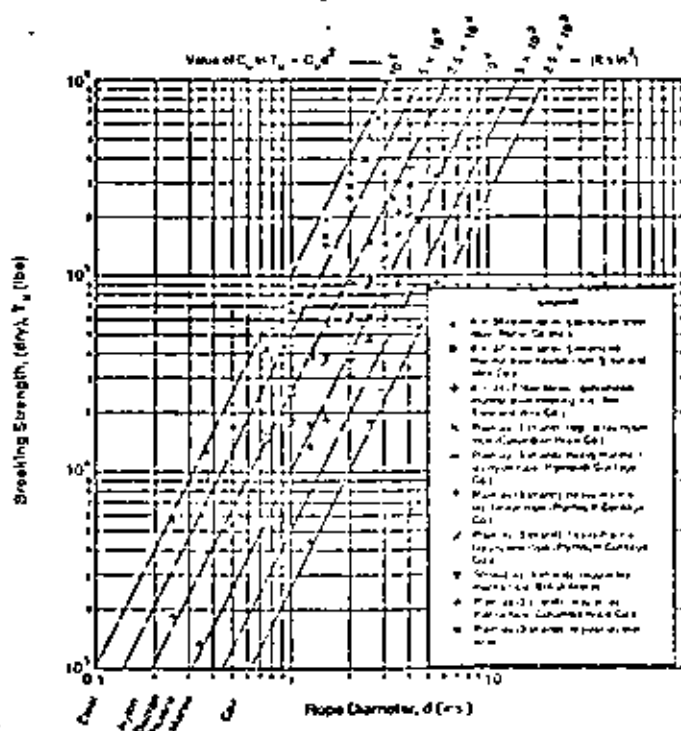


Figure 4.37. Relationship of ultimate (breaking) strength to nominal rope diameter (33).

Found in diverse shapes in practically all old ports, *cast iron bollards* may break at the moment when they are indispensable because cast iron, like stone, is not a very reliable material.

*Cast steel bollards* are a natural part of the modern quay outfit. Figure 4.38 shows three ordinarily used shapes. Rings are generally placed in pairs in hairpin-shaped anchorages. The mooring is easily effected by using one ring as a traverse for the other or by using a pipe as a traverse.

The bollards should be constructed in such a manner that the mooring itself or its anchorage breaks before the stability of the quay is threatened. The calculation of the pull transferred by the ship's wire to the bollard should be based on the force with which the wind acts on the ship, as described in the previous section dealing with berthing and mooring forces. For further information, the reader is referred to References 8, 10, 16, 26 and 34.

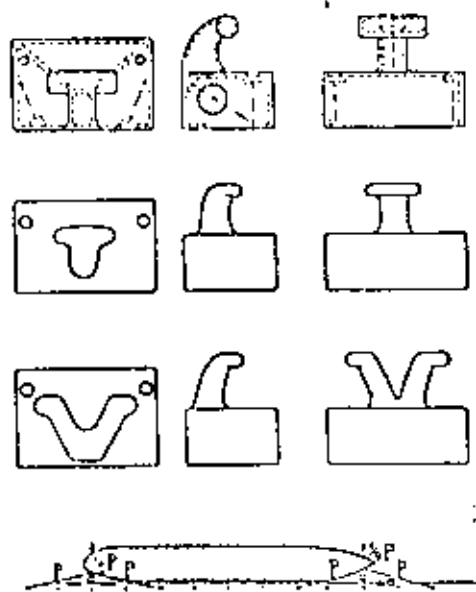


Figure 4.38. Different types of bollards (10).

### Forced Fendering

The definition of forced fendering is "any type of fendering that is forced up against the hull of the vessel when moored at the berth."

#### Movement of Vessels at Berth

Recent years have brought considerable progress in the science of mooring, and mathematical models of proper reliability have been developed (42, 43, 49, 52). Practical tests have been run and sophisticated methods of monitoring the mooring systems have been developed (42, 47). But even the best mooring systems will not be able to stop the vessel from moving. Due to long period waves (> 60 sec) there will always be some movement, the most important being surge (along the quay), sway (perpendicular to the quay), yaw (turning around a vertical line), and heave (straight up and down).

It is obvious that the best conditions for loading and unloading is "no movements at all". However, this is not possible in wave agitated waters that include waves with long periods producing a water slope upon which the vessel may "slide" either lengthwise, crosswise or both, in the case of the latter including a sway motion. Simultaneously, the vessel may heave.

In classifying such movements in relation to operation one must distinguish between various classes of vessels — cargo, bulk, break-bulk, tankers, and LNG's — considering their actual size, operational features, or whether they are loading or unloading.

The various movements described above are not equally important for these vessels. Surge is of relatively less interest for tankers loading or unloading through a platform-installed battery of hoses than it is for a container vessel where containers must be hooked onto a hoist. The same is true for sway. For bulkers the situation depends upon the character of the bulk (ore or grain). For ore carriers hatch size is a determining factor. Classification companies have detailed records of

hatch sizes. Heave is not important as long as movements are relatively slow. For container vessels working on the Lo/Lo principle surge, sway, and yaw are pertinent parameters, while heave is not too important, still assuming that movements are relatively slow. Hooks will find their holes even if holes are moving up or down slowly. This is particularly true if magnetic locks are used.

For LNG's the situation is that as little movement as possible should be tolerated for reasons of safety (60).

In all cases moorings must be able to withstand all occurring mooring forces. For large vessels a combination of steel cables and nylon tails is often used with good results (44, 53), but it must never bring the period of oscillation for the vessel and its mooring system near the period of excitation by outside forces, such as surge.

Table 4.8 (63) is an attempt to give ranges for allowable movements for various categories of vessels where unloading, assuming a minimum period of 60 sec and a maximum of 120 sec. All data are of suggestive nature, and variances may be large. As it may be seen, the data refer to actual linear motions that may be combined with other angular movements like roll and pitch. While the former could be of some importance at berth, the latter normally is of little importance for large vessels at berth.

These data have no direct relation to wave heights as mentioned in the report on "Selection of the Type of Terminal Most Convenient for a Given Location" as given in Table 4.9 (Le Méhauté).

With respect to the limits indicated in Table 4.9, Le Méhauté expresses himself as follows in a paper presented at the Organization of American States conference in Guayaquil, September, 1978: "These limits could actually be pushed further with the proper type of fenders, mooring systems, and chocks. Chocks for crude oil are very flexible and allow large amplitude motion whether in roll (>1 m) or in surge (>2 m). Berthing operations, whether at quays, with a multiple or single

Table 4.8. Ranges for Allowable Maximum Movements for Large Vessels > 200 Meters at Berth for Unloading Periods of Oscillations 60 to 170 Sec (63)

	Surge m	Sway m	Yaw degrees	Heave m	Note
Tanker	± 2 <sup>1</sup>	+ 0.5 (away from berth)	1	± 0.5	Surge most important.
Ore bulk (crane unloading)	± 1.5	1.0 (away from berth)	1/2 not important	± 0.5	Surge most important.
Grain bulk	± 0.5	+ 0.5 (away from berth)	1/2 not important	± 0.3 dep. equipment	Surge, sway most important
LNG	very small (v.s.) ± 0.2	v.s.	v.s.	v.s.	All movements risky.
Container <sup>2</sup>	± 0.5	+ 0.3 (away from berth)	~ nil	± 0.3	
RO/RO (side)	± 0.3	+ 0.2 (away from berth)	~ nil	± 0.1	For most effective operation,
RO/RO (bow or stem)	± 0.1	nil	~ nil	± 0.1	all movements nil.

1. Depending upon mooring forces this movement could be even larger, e.g. accepted at Antifer, France.
2. In article by P. J. B. Slinn published in the *Dock and Harbour Authority*, August 1979, the results of field tests on loading of containers in a moving cell was that loading rates of 26 containers per hour were obtained with stiff moorings for surge movements of 0.92 m (101.5 sec) and sway movements of 0.48 m (40 sec).

mooring system, or on a fixed tower, require much lower sea states."

The data of Table 4.8 have no direct relation to paper by Bratteland published in the *Dock and Harbour Authority* (41) and shown in Table 4.10, referring to tankers (upper line) bulk carriers (middle line) for various approaches of wave action. Bratteland's data on wave heights are based on many statistical analyses and refer to vessels at berth. It is a shortcoming that data only refer to heights and not to periods.

Ferry berths are among the most "sensitive" berths because effective operation on a tight time schedule requires optimal conditions. This is why they are usually very well equipped with fenders for surge, sway, and yaw motion and perhaps compensation systems for heave. Spring and hydraulic fenders have in this respect been very helpful at ferry berths. The difference between three different systems all in practical use may be seen in Figure 4.23.

The spring may not only be compressed but it may also be tensioned if tied to its forcing object. Its force/movement diagram will basically be about the same within limits. The hydraulic fender maintaining a constant (but adjustable) pressure, however, is able to follow the movements on either side of the zero-position until a predetermined operational limit for the amplitude of the piston is reached. Springs operate that way in moorings. Hydraulic fenders do not.

The Irving fender (Figure 4.39, commercial catalog) is non-recoiling, which means that it does not store energy. A recoiling fender stores energy. If it is subject to a force of, say, 100 tons, its reaction force is 100 tons — it pushes the vessel away with 100 tons. The Irving fender is different. Reference 43 says (See Figures 4.39a, b, c, and d), "Based on Norw. Patent Appl. Nos. 742313 and 752145 we are now introducing the self-contained non-recoiling fender, the fender that is not 'stealing' from the vessel's mooring

Table 4.9. Limits of Movements at Various Type Terminals

Tonnage 1000 dwt	Conventional Jetty	Multi-Buoy Mooring	Fixed Tower Mooring	Single Buoy <sup>*</sup> Mooring
100	0.3 m	0.6 m	1.5 m	2.0 m
250	0.3	0.6	2.0	2.5
500	0.5		2.3	2.7

\*See also ref. 55.

Table 4.10. Various Acceptable Wave Heights (41)

Sea	Ship Size 1000 dwt	Number of Observations	Acceptable Wave Heights (Meters)		
			Average	Min.	Max.
Head	200-250	8	2.0	1.0	4.5
	50-100	8	2.0	1.0	4.0
	1.5- 30	18	1.2	0.4	2.0
Quartering	200-250	8	1.6	1.0	3.0
	50-100	8	1.9	1.0	4.0
	1.5- 30	18	1.0	0.4	2.0
Beam	200-250	7	1.6	0.75	3.0
	50-100	9	1.4	1.0	2.0
	1.5- 30	16	0.8	0.4	1.5

capability and endangering the safety of man, installations, vessels, and environment. Furthermore, this fender, being based on hydraulic principles, does offer more favorable features when energy absorption and reaction forces are involved than any other fender. Examples that may be mentioned include a standard fender, capable of absorbing 300 tonmeters with a reaction force of 300 tons, rendering a pressure on the hull surface of less than 10 tons per square meter or, a standard fender capable of absorbing 300 tonmeters energy at a reaction force of 150 tons, rendering a pressure on the hull of less than 5 tons per square meter." (Figs. 4.39e, f).

The "Irving marine mooring safety system" is claimed to offer

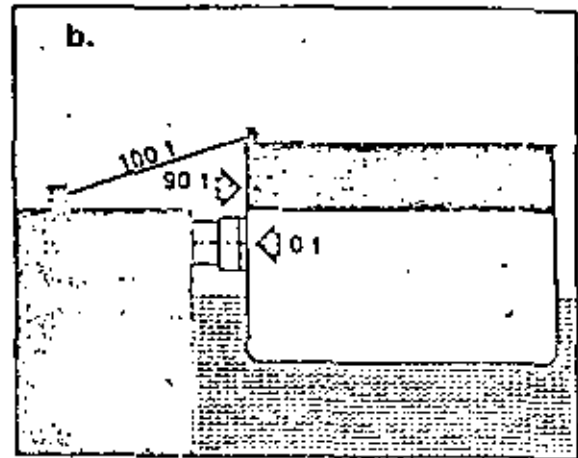
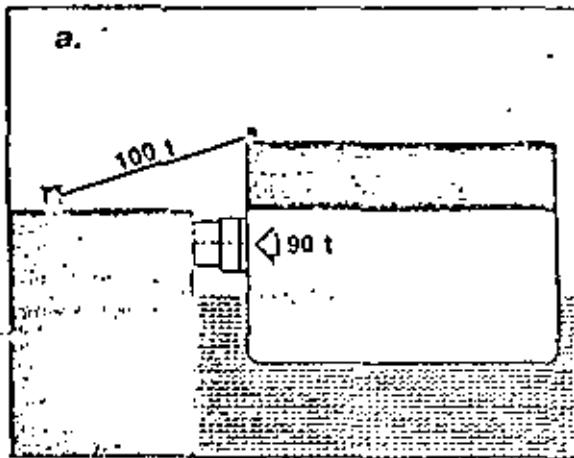
1. Complete safety for the environment by the automatic stopping of the flow of cargo before the mooring capability is

overcome by outside forces caused by wind and tide.

2. Safety and security for the jetty and vessel by the automatic warning of when it is time for the vessel to leave because of heavy weather.

It seems obvious that the Irving system, just because of its non-recoiling principle, offers definite advantages. Furthermore, it seems possible to expand this principle by simply letting the piston follow vessel movements in a swaying motion. The advantage of this is obvious. It may then be possible to decrease or completely eliminate surge motion if the slab between the pistons and the hull of the vessel is provided with friction elements strong enough to produce a considerable friction force that will resist any movement along the friction element. This may be understood from the following example.





**NON-RECOILING FENDERS**

If the moorings are loaded with 100 tons when there is no influence from meteorological elements, such meteorological elements must cause a further offshore strain of more than 90 tons if the load on the ropes is to exceed the initial 100 tons. This is because the stiff fenders do not store energy.

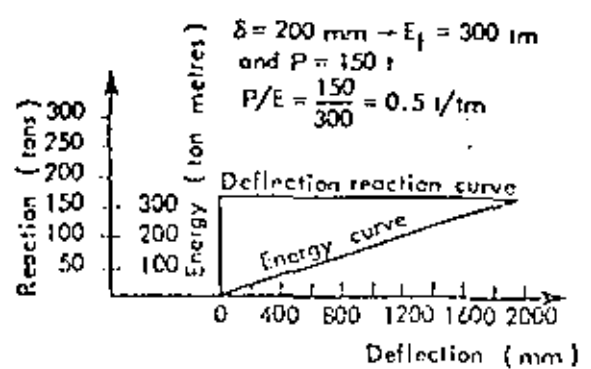
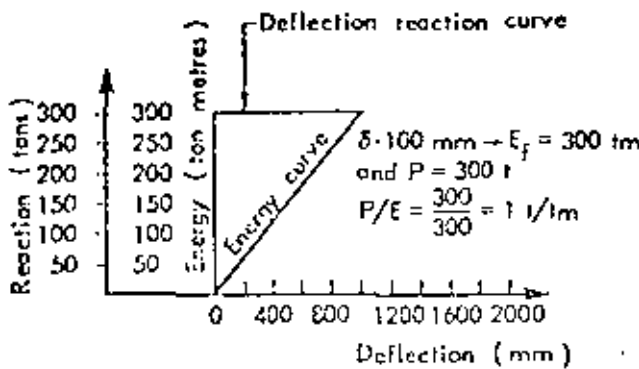
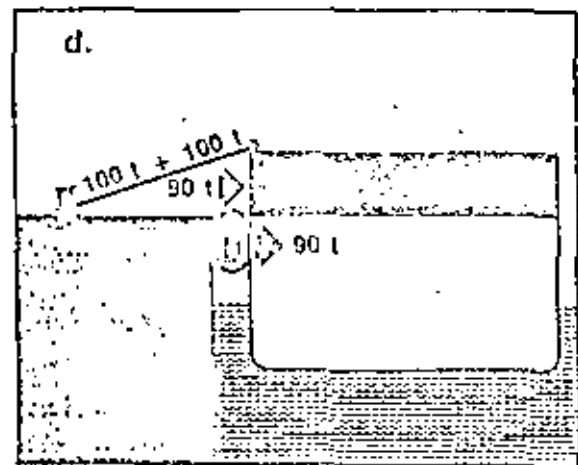
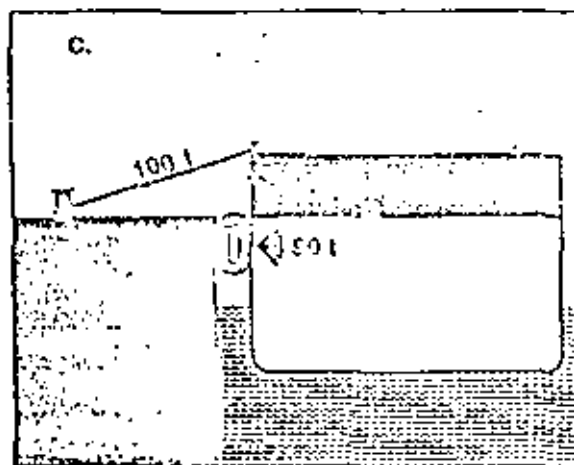


Figure 4.39. Non-recoiling and recoiling fenders (43).

A vessel moored along a berth is subject to agitation by waves of, say, a 22-sec period, which makes the waves approximately 400 meters long at a berth with 12 meters depth accommodating container vessels of, say, 35,000 dwt, about 240 meters long. It may happen that such a vessel will come to ride on the wave between crest and trough with a slope of say 0.5 meters in 240 meters or about 1 in 450. The weight of the vessel fully loaded is about 45,000 tons. Placed on a 1 in 450 slope, the weight component to the slope — that means almost horizontal — is  $45,000/450 \sim 100$  tons. This is a large force and will make the vessel move (oscillate) until it is stopped by the mooring cables being hauled taut. For a container vessel such movement, however, could easily become excessive for operation. Consider a 1-m total surge ( $2 \times 0.5$  m) in a 60 sec wave. The average velocity would then be 0.03 m/sec and the maximum could be of the order of 0.04 to 0.06 m/sec. This velocity is acceptable for fast plugging of locks in a container crane operation if magnetic locks are used. Clever operators may be able to handle it, but several misses could constitute an expensive loss of time. In a modern efficient container operation it should be possible to unload 20 to 30 containers per hour. The author has seen ports where only 5 to 10 containers could be unloaded per hour due to heavy surging and/or sway and yaw. Combinations of these movements will often occur as a result of the reflection of long period waves from shores or port installations.

With respect to container vessels with containers below deck the data of Table 4.8 may also be considered valid for lateral movements. But in this case, roll (pitch) becomes more important as containers, during hoisting, are steered by guides. To avoid large lateral forces and large and too fast movements of the (mainly) top containers, the angular deviations from the vertical should stay within  $\pm 3$  degrees.

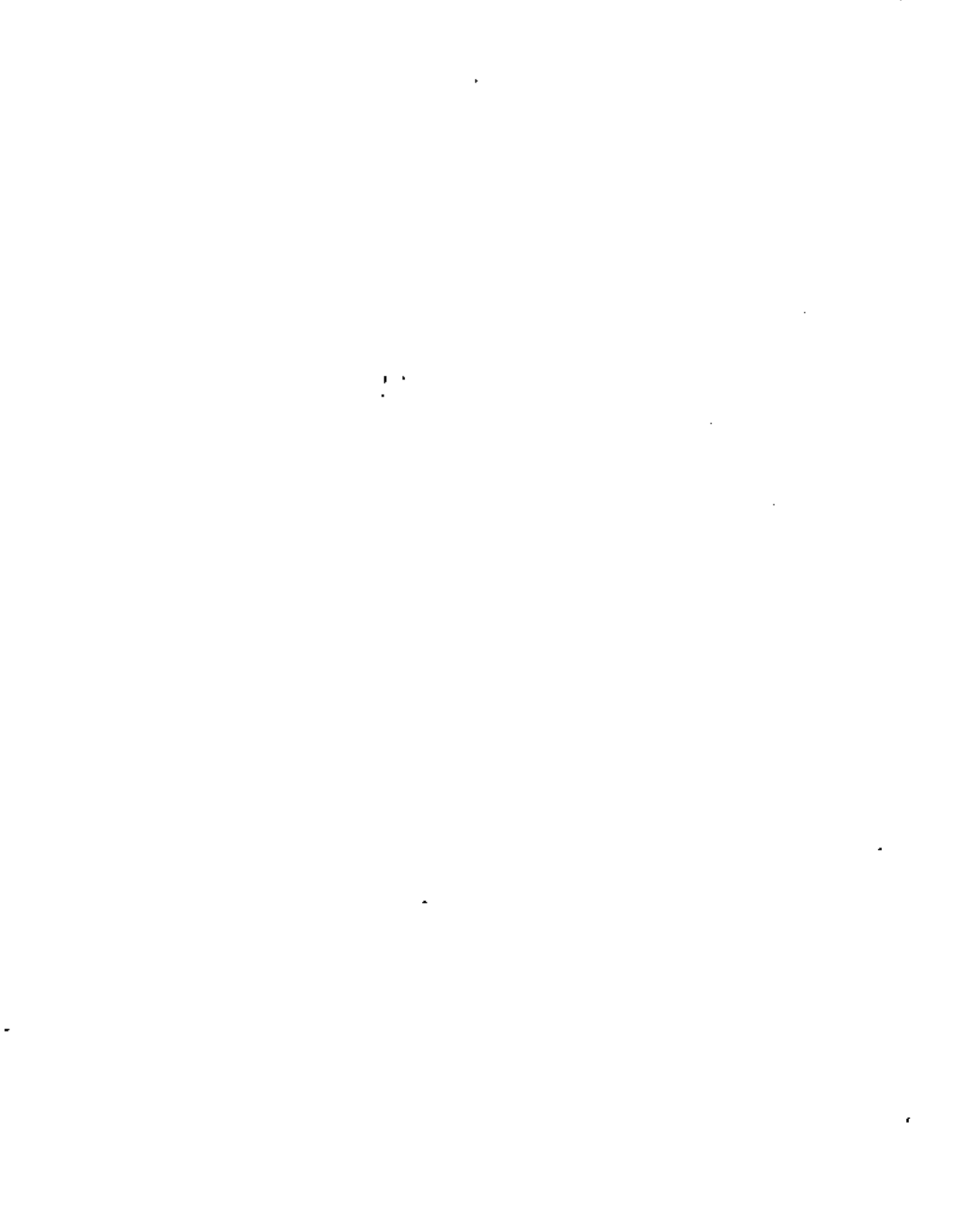
Tension winches will be able to limit movements considerably. They may be installed on the quay. The best is to prohibit any movement at all by "stiffening" the entire mooring system to

provide practically no movements. This can only be done by maintaining sufficient friction forces between the fenders and the hull. Normally, two breasting dolphins are used, as the vessel will then rest against two solid points. Due to wind and wave action mainly by long waves, the vessel, however, may be subjected to swell and, thereby, lose contact with one or both points at the same time. It may then be prone to movements in all directions, amplitudes being limited only by the mooring cables. When the vessel loses contact with both points, surging may then develop rapidly.

The forced fendering system provides the friction force against surge movements and limits sway and yaw. Friction is provided by friction slabs of hard rubber. Tests with ribbed rubber slabs have proven that friction coefficients up to one may be obtained. Counting only on a coefficient of 0.5, the pressure needed to keep the above mentioned 35,000 dwt vessel from moving will be 200 tons. As shown in Figure 4.40, such force may be provided by two batteries of four hydraulic pistons placed in two breasting dolphins. Each piston carries a constant pressure of 25 tons, which is not much for a hydraulic system. It could be replaced by two 50-ton pistons in each dolphin.

The minimum number should be two pistons operating independently. In this way the surge problems would be solved and the same would in fact be true for sway and yaw. The latter may be better understood when one realizes that moorings should be pretensioned by a constant force. By sway the vessel will be subject to forces varying between  $A - S_w$  and  $A + S_w$  ( $S_w$  presents the combined natural sway and corresponding mooring cable forces). If  $A$  is sufficiently large, relatively little will be left to the influence of changes in  $S_w$ , thereby to swaying and yawing. This is in fact what sometimes is done in the opposite way when during an extreme sway situation tugs are used to push the vessel towards the berth.

With respect to heave, the situation is that it makes little difference for locking in a container



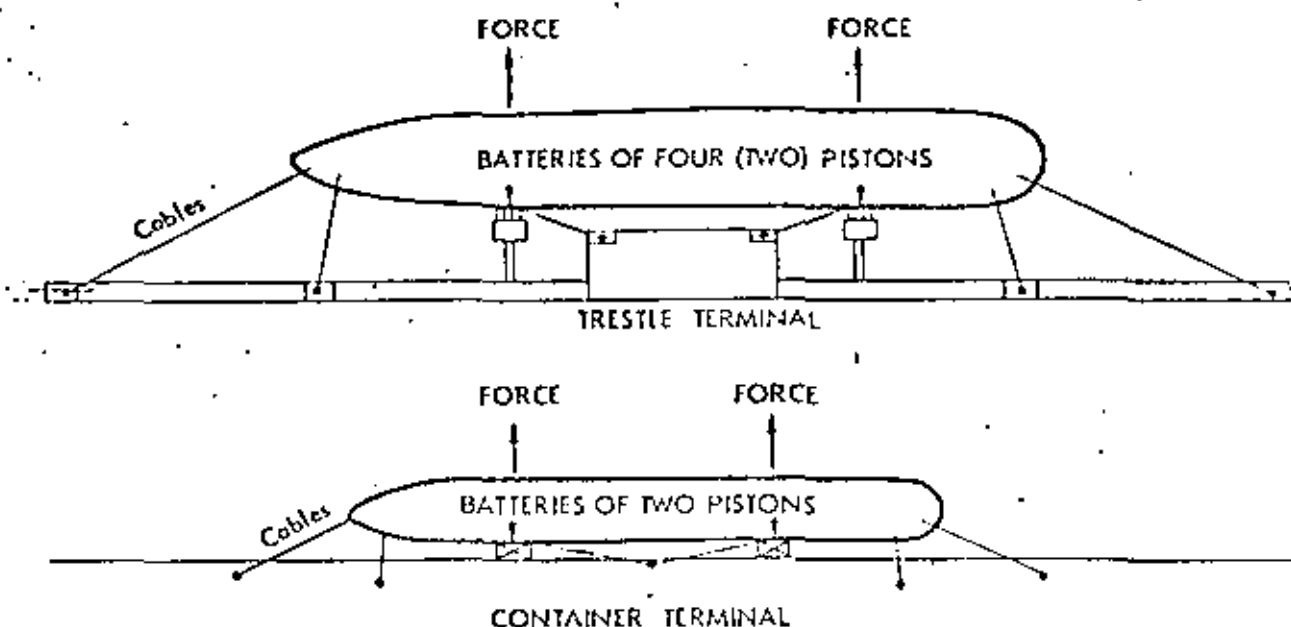


Figure 4.40. Forced fendering (63).

unloading operation if the vessel moves up and down. For a container operation, heave is less important if surge, sway, and yaw have been eliminated. And loading, as explained later, will not suffer if there is some slow heave either.

The pistons may be mounted on a base plate that slides or rolls up and down with tides as well as with heave and pitch movements, if any. Some pitch movements will be absorbed by counter-moments of the fender in the two dolphins. The situation for ore bulk unloading is that excessive heave motion may reduce the clamshell's filling efficiency when the vessel moves down. Surge and sway also have to be of limited order to prohibit sliding of the shell along the interface causing a smaller degree of filling.

Surge and sway motions are also limited by the size of latches. A clamshell must not bump against the sides of the hatch during operation or get tangled up below the hatch if it starts dangling due to surge by the vessel. The acceptable limits for movements still are much above those for container ship operation. In the case of grain or similar elevators the requirements must be

more strict, (acceptable) movements being dependent upon the rigidity or flexibility of the intake.

For LNG's the danger involved in their operation makes it necessary to place them in the most remote part of a port. This often means areas that are relatively more exposed. This makes reliable mooring and fendering even more important. The forced fendering system, e.g. by hydraulic pistons, therefore also seems to be of interest for LNG terminals.

#### Loading of Vessels

The difference between loading and unloading operations lies solely in the difference in equipment to be used. For container vessels the situation for loading is similar, although the problem is not that of locking but of placing the containers without bumping them against each other. The limitations are similar, however.

With respect to tankers, conditions may be very different. If they load at a landfast terminal the situation is similar to that of unloading. Many tankers, however, are loaded at offshore terminals



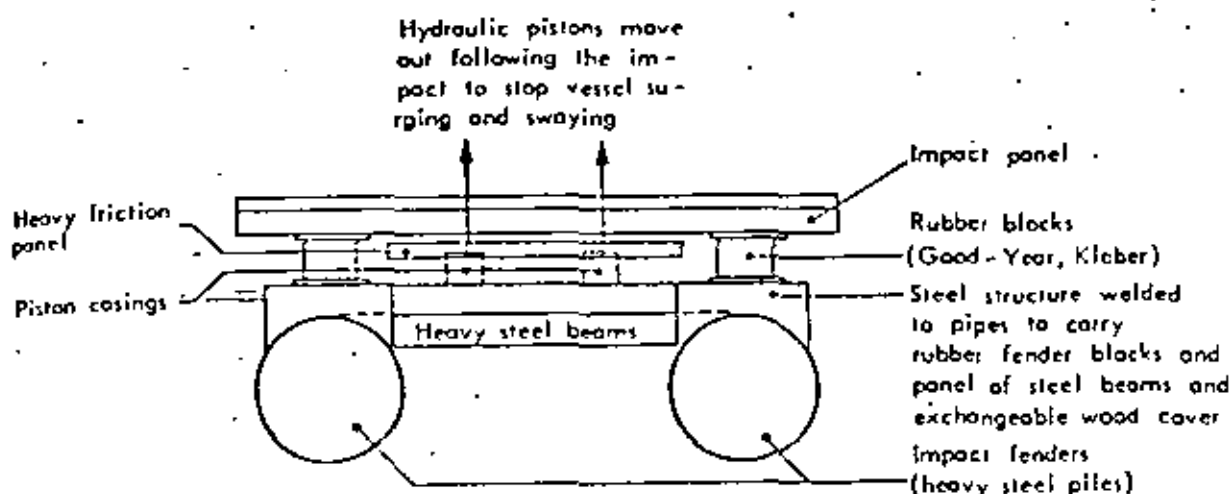


Figure 4.41. Combined impact and forced fendering to prohibit surge and sway (63).

through loading buoys or booms allowing much larger movements (56).

Ore bulk carriers are now usually loaded by dumping or chute from conveyor belts carried on booms. It is of no particular importance if the vessel moves during such loading operation as long as the material winds up in the hull. The limiting criteria are the mooring forces and the forces on the fenders. Also in this respect the forced fender system may be an advantage.

#### Combined Fender Systems

It is possible to combine forced fendering and a pretensioned, but variable, tension mooring from the land side, allowing for any adjustments that conditions warrant. Such a system would have many operational advantages that would provide increased efficiency and thereby better economy for the entire handling system.

A combined impact and surge-prohibiting fender would be the most ideal system. It may consist of steel piles (Figure 4.31b and Table 4.6), which will handle the impact and some sliding during the impact, and hydraulic fenders, which move out when the vessel has come to a standstill and has been properly moored. Figure 4.41 shows the schematics of such a system.

#### Alternatives, Discussion

Prof. Vasco Costa in three recent articles in the *Dock and Harbour Authority* (53, 54) explains how ropes will be able to assist in absorption of energy, and points out that the low extensibility of wire ropes allows the amplitude of motion of a ship to be kept to a bare minimum. This can be a great advantage, for instance, during the loading and unloading operation of container.

Realizing the problems associated with normal fenders he also suggests that: "New fenders have to be developed that are made of slow recovering materials or in which, just like in the shock-absorbers used in motor cars, energy is dissipated in overcoming friction or viscosity. As in the case in most fenders, available compression of an extremely elastic material like rubber or steel or even air is almost of no use as energy dissipators."

The forced fendering system needless to say, may also be obtained by taut mooring ropes pulling the vessel towards the quay-wall mainly by breastlines.

This obviously will decrease the total mooring forces, but oscillating forces on the vessel causing sway and yaw make tensions fluctuate in the cables and/or ropes and this makes the vessel more vulnerable to surge. If, for example, a vessel is



pulled towards the quay with 200 tons, this force may be decreased to 100 tons by offshore wind action. As vessel movements are not followed by the fenders, the consequence could be surge movements unless spring lines in particular carried heavy tension forces; but even then the vessel might start surging thereby increasing inertia forces. As yawing would not substantially influence forces in spring, bow, or stern lines, the vessel may start yawing relatively easier. In either case, some of the advantages of the "dead-still" hydraulic fendering system are lost. But, admittedly, the forced fendering system does require very strong and safe breastlines. In this respect, one difficulty is that breastlines, particularly with light loaded vessels and with vessels in ballast, may run under a rather big angle with the horizontal and this decreases their efficiency. This problem, however, can be solved relatively easily at permanent (fixed location) terminals by just elevating the bollard(s) by pipe towers. By applying movable hooks on the towers, the most ideal (horizontal) mooring elevation may be obtained. At non-permanent berths movable tower bollards, tailor-made to extend the existing bollards, may be used.

The forced fender system relies on perfect performance of good equipment, which in fact is available. It is not conventional, but "conventional" was never an assurance of optimization, neither of perfection, which in this case has been proven often.

#### Pontoon-Wharves and Piers

A review of the development of structures in the field of port engineering would not be complete without mentioning the modern pontoons used as floating piers and wharves in marinas. Development of small craft harbors is mentioned in References 1 and 2. A few extracts on structures should be mentioned here.

The earliest type of flotation unit is an ordinary timber log. Although logs are still the least expensive type of flotation in some areas, their

tendency to become "water logged" and sink after a few years makes them undependable. Except in usual circumstances, their use is not recommended.

Figure 4.42 shows various types of pontoons or floats now in use. A common lightweight solid used for flotation is expanded polystyrene. Various densities can be obtained, but the type used for flotation weighs approximately 2 pounds per cubic foot. The logs may be used whole or sawed into planks and either doweled or strapped to the deck frame. Styrofoam is completely impervious to water. One styrofoam installation has been in existence in Los Angeles Harbor for 16 years with little sign of deterioration.

Several other foams exist, but they all seem to attract a rapid growth of marine plant and animal life in sea water. These aquatic growths are not considered too objectionable, except for their appearance and the danger of fouling propellers. Most of these growths periodically die and drop off without damage to the float. Also, exposed foams are subject to vandalism because they can be cut easily with a knife. It has been alleged that fish and birds damage synthetic floats by nibbling or pecking at the marine growth attached to them. However, no evidence of such damage to dock supporting floats has been presented.

The relative softness of the synthetic materials described, as well as their attraction for marine life, have given rise to the use of exterior coating or sheathing. One successful coating now in use is an epoxy paint that bonds firmly and presents a tough, flexible surface that has the appearance of concrete. It attracts less marine life, and what clings to it can be readily wiped off. The coating is also impervious to hydrocarbons. A better but more costly protection is sheathing with a fiber-glass-reinforced polyester resin.

One objection to lightweight floats is their responsiveness to wave action. They tend to roll and pitch with the waves, giving a sense of insecurity to those who are not good sailors.

The number and variety of shell type floats available indicate a need for subhead classification. Such floats will have one common characteristic—



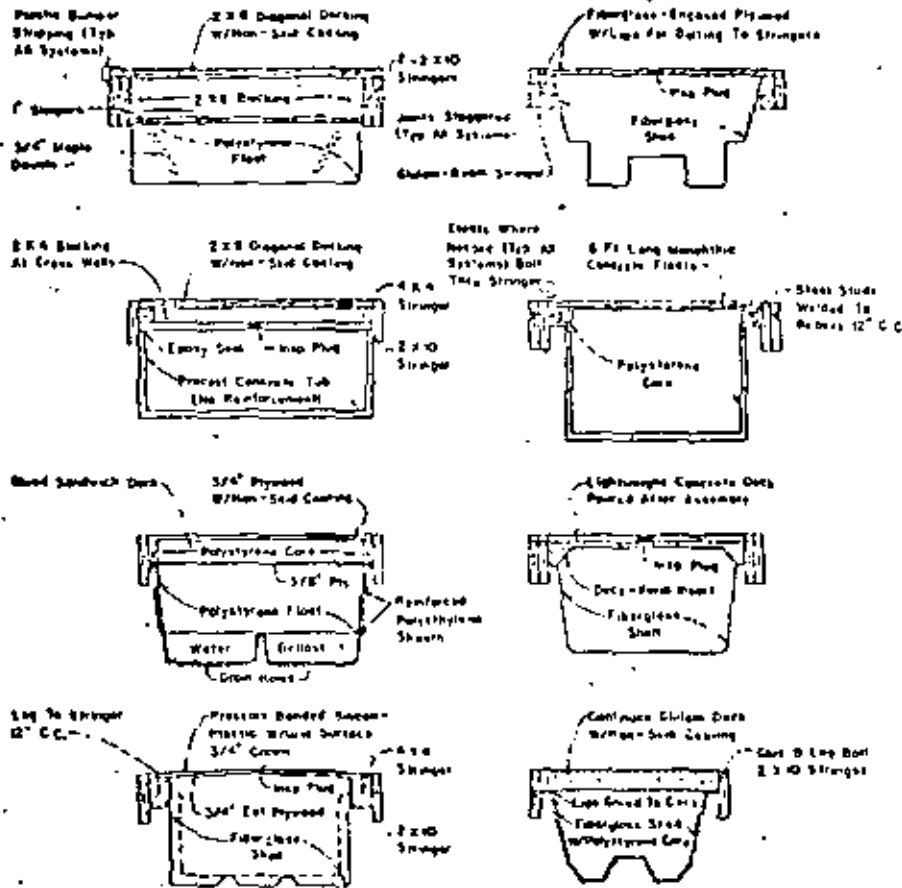


Figure 4.42. Various types of floats (2).

all can be ballasted with sand or water to provide for corrective leveling of the deck after installation. However, they are subject to leakage and loss of buoyancy if the shell becomes permeable for any reason. They must be provided with accessible adequate diameter inspection holes for periodic checking.

The most commonly used synthetic shell floats on the market are probably those made of fiberglass-reinforced polyester resin. They are exceptionally tough for their weight and are unaffected by hydrocarbons, salt water or any of the common contaminants found in a small craft harbor. The coatings in which glass fibers and resins are sprayed into an external form and then rolled

smooth tend to be resin-rich, to contain air bubbles and to fail through cracking and pinhole leaks. Each pontoon should therefore be pressure-tested, and any of the defects should be corrected before acceptance. Success has been achieved with exterior steel dies and interior solid rubber dies that force all the resin out of the wall, except that resin needed to bond the glass fibers.

A few manufacturers are offering prefabricated steel and aluminum floats. To be competitive, the shells are folded and welded into rectangular units, usually of thin gauge sheets with stiffening baffles for greater strength. Preservative coatings are usually factory-applied to both sides of all corrosion-resistant metals. Because of their high corrosion



rates in a saltwater environment, most metals are not recommended for seacoast installations. Certain alloys are being offered that may overcome this objection.

Advocates of concrete floats point to the maintenance-free permanence of concrete construction and the sense of stability that the heavy mass of the concrete gives to a floating pier or dock. Various types have been used for a number of years with varying degrees of success. Several early failures have led to the banning of such floats by some authorities. The best units are those made by reliable manufacturers of concrete products, using steel molds and pouring and launching techniques that have been developed through long experience. Internal vibration has proved essential in obtaining the required leak-proof compaction of the concrete. Precise design and control of the mix is mandatory to prevent shrinkage cracks and honeycombing. Lightweight aggregates are used to keep the dead load to a minimum while retaining adequate wall thickness. Care must be used to prevent segregation of the aggregates through excessive vibration, and proper curing is essential.

Successful concrete floats have been made with and without reinforcement. When no reinforcing is used, certain parts of the float will be stressed in tension. Accordingly, the float must be designed so that at no point will the allowable tensile strength of the concrete be exceeded. Care must be used in transporting and launching these floats to prevent their cracking either through impact stresses or temperature changes. Once in the water and decked over, there is little danger of damage except by accident. The small amount of wave action to which any well-planned marina is subjected will not exert stresses that will crack the shell, and adequate deck framing will assure that no torsional or impact loading can occur. Under normal circumstances, the pontoon should strengthen with age indefinitely. Type II cement (Portland Cement Association specifications) should be used in a saltwater environment, preferably with approximately a 4% air entrainment additive.

When concrete floats are reinforced, a galvanized wire mesh is normally used. Because of the

thin walls, the reinforcement must be kept to a small diameter and placed near the center of the section. For this reason, it adds little to the strength of the section, and its chief value is its ability to diffuse temperature differentials and hold the unit together even if it cracks.

Figure 4.43 shows various kinds of deck framing and float connections. Anchor piles are the simplest and most commonly used anchorage systems. They require firm but penetrable substrata, a bottom depth of not more than 30 feet at highest water level and moderate horizontal loading. The reader is referred to the ASCE Manual (2) for further information regarding floating docks for marinas. See also Chapter 10 and references.

Other types of pontoons exist. Figure 4.44 shows a barge dock adapted to 47-foot variation in river level. This new barge dock for the Shell Oil Company at Wood River, Illinois, on the Mississippi River provides a water level dock despite 47-foot variation in river level. A minimum of maintenance difficulty is reported (6). It can take up to 15 inches of deflection without damage to barge or structure if fendering is provided. It can be prefabricated elsewhere, and its cost was estimated to be the lowest of alternatives studied. The Wood River facility receives barge tows up to 750 feet long with capacities to 90,000 barrels.

A brand new type of facility also arranged for pleasure is shown in Figure 4.45 depicting an underwater observation tower built for Okinawa Tourism Development Corporation by Hitachi Zosen's Inosshima shipyard, which is an important part of the marine park around Bushima Misatei. Through the viewing windows of this cylindrical metal tower, which is embedded on the sea bed, tourists can see coral reef and tropical fish in their natural underwater environments.

#### Transport Equipment

Port engineering is a changing field, old principles are replaced by new. For this reason, the old loading system mainly used in European ports should only be mentioned briefly (10). Chapters 1 and 5 give information on the new system(s) that the port planner now has to consider. It represents a considerable increase of effectiveness.





DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

SEMINARIO DE INGENIERIA OCEANICA

LOS ASPECTOS RELEVANTES EN EL DISEÑO, LA CONSTRUCCION  
Y LA SUPERVISION DE ROMPEOLAS.

Ing. Francisco Mendoza Von Borstel

MARZO DE 1982.



CENTRO DE EDUCACION CONTINUA DE LA

U N A M

SEMINARIO DE INGENIERIA OCEANICA

LOS ASPECTOS RELEVANTES EN EL DISEÑO, LA CONSTRUCCION Y LA

SUPERVISION DE ROMPEOLAS

Ing. Francisco Mendoza von Borstel

México, D.F., Marzo de 1982.

LOS ASPECTOS RELEVANTES EN EL DISEÑO, LA CONSTRUCCION Y LA

SUPERVISION DE ROMPEOLAS

- i. Resumen
  1. Introducción
  2. Criterios básicos de diseño y construcción
  3. Suministro de roca
  4. Fabricación de concretos hidráulicos
    - 4.1. Elementos de coraza
    - 4.2. Roca artificial
  5. Sulfacreto
  6. Geotextiles
  7. Transporte de los materiales
    - 7.1. Transporte de la roca
    - 7.2. Transporte de elementos precolados de concreto
  8. Colocación de materiales
    - 8.1. Vertido marino
    - 8.2. Colocación a volteo
    - 8.3. Colocación con charola
    - 8.4. Colocación con grúa
  9. Residencia de Construcción
- Bibliografía.





LOS ASPECTOS RELEVANTES EN EL DISEÑO, LA CONSTRUCCION Y LA  
SUPERVISION DE ROMPEOLAS

RESUMEN

Las fases del diseño y la construcción de un rompeolas, requieren la debida coordinación a través de la Residencia de Construcción, la cual tendrá la responsabilidad de que la obra se ejecute precisamente de acuerdo con los planos del proyecto, respetando y cumpliendo las especificaciones técnicas y de control de calidad de los materiales, así como los relativos al transporte y la colocación de estos últimos.

Se definen las funciones de los elementos constitutivos de un rompeolas y se precisan los criterios básicos para el suministro de roca, la fabricación de elementos precolados de concreto y la fabricación de roca artificial. Se comentan las posibilidades que ofrece el empleo del sufactante y el uso de los geotextiles. Se hacen recomendaciones para el transporte de la roca y los elementos precolados y se tratan los aspectos más importantes de las operaciones de colocación de materiales en el rompeolas.

Finalmente se hace hincapié en la necesidad de contar con la Residencia de Construcción.

Se incluye la Bibliografía de estudios y publicaciones reciente sobre la tecnología del diseño y la construcción de los rompeolas.

" Se ti addivene ti trattare delle acque,  
consulta prima la esperienza e poi la  
ragione ". (\*)

Leonardo da Vinci  
1452 - 1519.

1. INTRODUCCION

Como en toda obra de ingeniería, el proyecto y la construcción de un rompeolas a talud comprende diversas fases, desde la concepción y definición de su finalidad hasta su construcción. En este proceso cabe distinguir dos etapas sucesivas: el diseño y la construcción. La primera incluye la ingeniería básica, la ingeniería de detalle, la preparación de las especificaciones y la formulación de los documentos necesarios para concursar la obra. Con esta última información, se inicia la segunda etapa; o sea, la de construcción, durante la cual las empresas constructoras que participarán en el concurso se enteran del tipo de trabajo a ejecutar mediante los planos, especificaciones, requisitos de calidad y el plazo requerido para ejecutar la obra. Con esta información las empresas están en condiciones de formular el presupuesto y preparar la proposición solicitada por el dueño de la obra. Una

(\*) Cuando tengas que lidiar con el agua, consulta primero la experiencia y después razona.



vez elegida la empresa constructora, procede ésta a la movilización de sus recursos para iniciar la construcción.

A fin de coordinar debidamente las fases de diseño y construcción, resulta imperativo organizar oportunamente la Residencia de Construcción que tendrá a su cargo la responsabilidad y la autoridad para supervisar la realización de la obra a fin de que ésta se ejecute de acuerdo con los planos, las normas de control de calidad y las especificaciones definidas en la fase de diseño, mediante lo cual será posible satisfacer la finalidad que debe cumplir la obra en cuestión.

## 2. CRITERIOS BÁSICOS DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

Una vez definidas las funciones de la obra, se establecerán los criterios básicos de diseño que regirán a lo largo de la fase de Ingeniería de detalle y los cuales debe conocer y hacer respetar la Residencia de Construcción durante el proceso de ejecución del trabajo. Es muy importante que el constructor conozca y esté conciente de que la obra que realice cumpla con los criterios básicos de diseño y respete las normas de calidad contenidas en la documentación de Concurso, que a su vez, le sirvieron de base para formular su oferta.

Resulta de capital importancia que durante la fase de diseño se tomen muy en cuenta los aspectos constructivos, a fin de que el proyecto pueda ejecutarse en el plazo previsto y al más bajo costo posible, considerando los diversos procedimientos de construcción, así como los equipos y recursos disponibles para el tipo particular de obra, (18) y (19) (\*).

(\* Las Referencias Bibliográficas se identifican con un número entre paréntesis.

Concretando, en el caso específico de un rompeolas, su finalidad primordial estriba en constituir una barrera permanente contra el oleaje de mar, a fin de crear en forma artificial una zona protegida y en calma en la que puedan realizarse en forma expedita y económica las operaciones portuarias, en un sitio en que las condiciones naturales no lo permiten, (13), (31) y (8). Para lograr esta finalidad, el rompeolas deberá ser capaz, en primer lugar, de resistir durante un largo tiempo el embate de las olas. En segundo lugar, es indispensable que tal barrera sea lo suficientemente impermeable para impedir que se transmitan a la zona abrigada del puerto las fluctuaciones de nivel que ocurran en el lado externo por efecto del oleaje. Las funciones antes definidas se obtienen económicamente con un rompeolas a talud, constituido simplemente por un dique de enrocamiento formado con dos elementos básicos: la coraza y el núcleo. La coraza consiste en rocas o elementos precolados de concreto, con el peso y el espesor necesarios para resistir el embate del oleaje. En virtud de su alto costo se procura reducir al mínimo el volumen de este elemento. El núcleo, que no estará expuesto a la acción directa del oleaje, puede y debe construirse con los materiales que en forma más económica se disponga cerca del rompeolas, como arena, grava o el producto integral de una cantera, con tal que, mediante una razonable graduación de sus partículas, se obtenga una masa relativamente impermeable y poco deformable. (Ver Fig. 1).

Para asegurar la formación y permanencia del núcleo deberá cubrirse con un material que actúe como filtro, para evitar que sus partículas de menor tamaño emigren a través de los grandes huecos de la coraza. Comúnmente a este filtro se le denomina capa secundaria.

El núcleo, así construido y protegido, servirá también como la base del camino que se necesita durante los procesos de construcción y mantenimiento de la obra, así como para disponer de un acceso a los muelles - que se coloquen adosados a los rompeolas. (46), (10), (13), (9), (8), - (12), (43) y (38)

Para reducir el costo del rompeolas conviene que la corona del camino de construcción sea la más angosta y baja posible, a fin de permitir el tránsito expedito de los camiones y la operación de las grúas que se requirieren para colocar por vía terrestre los materiales de la obra. (46) y (39)

Por el lado interior del puerto, en el que el oleaje será menor, se requiere también proteger el rompeolas con una coraza de roca más ligera que la del lado exterior, la que a su vez debe apoyarse en una capa secundaria o filtro que arropo y proteja al núcleo. Cuando el rompeolas sea del tipo rebasable deberá verificarse que tanto la coraza en el lado interior como la corona, no resulten erosionables por este efecto. (8) y (14)

Otro elemento básico en el diseño de los rompeolas lo constituyen los atraques al pie de las corazas, que tienen la doble función de servir de apoyo a estas últimas y actúan como defensas contra la erosión en la base de los taludes de la estructura. (1), (11), (13) y (14).

Por último, dependiendo de las características del fondo marino en que se desplante el rompeolas, convendrá incluir como parte del proyecto la construcción de una plantilla de roca en el desplante de la obra, que restrinja la migración del material fino del fondo a través de los huecos de la coraza. En casos extremos de fondos arenosos muy finos, y de

gún la importancia de la obra, podrá justificarse el empleo de un filtro a base de un geotextil, en vez de la plantilla de roca. (35), (42) y (24)

Para limitar la erosión al pie de la estructura, que puede inducir el deslizamiento de los materiales colocados en el talud de la obra, resulta muy recomendable extender generosamente la plantilla de roca, con o sin el geotextil, para formar un delantal, adelante del pie del talud del - - ataque de la coraza. (14), (38), (10), (11), (13)

Teniendo en mente las funciones básicas que desempeñarán los diversos elementos constitutivos de un rompeolas, que en términos muy generales se han descrito, resulta posible precisar los criterios de diseño para su dimensionamiento, así como definir las especificaciones técnicas para el control de calidad de los materiales y las normas que deben respetarse durante el proceso de colocación de los mismos. (9 y (14)

En los párrafos subsiguientes se comenzarán los aspectos más relevantes que conviene tomar en cuenta al seleccionar y fabricar los materiales, - - así como las recomendaciones relativas a su transporte y colocación en el rompeolas. Cabe advertir que todo lo que será expuesto es igualmente - - aplicable a la construcción de escolleras y espigones.

### 3- SUMINISTRO DE ROCA

Dado que la roca es el material que constituye la mayor parte de los rompeolas a talud, resulta de particular importancia la localización y el estudio de las canchales, de las cuales pueda extraerse roca de la calidad adecuada y en cantidad suficiente, que se transporte en forma expedita y económica hasta el sitio de la obra.



Independientemente de su origen geológico, la roca que se utilice en -- los rompeolas debe ser resistente al ataque del agua de mar; de alto pe\_ so específico; resistente a la abrasión y con un mínimo de resistencia a la compresión. Para calificar estos requisitos, en la siguiente tabla se indican las pruebas a que debe sujetarse este material y los límites de aceptabilidad correspondientes (39) y (43)

PRUEBAS FÍSICAS PARA EL CONTROL DE CALIDAD Y LÍMITES DE

ACEPTACIÓN PARA LA ROCA DESTINADA A ROMPEOLAS

<u>TIPO DE PRUEBA</u>	<u>NORMA ASTM</u>	<u>LÍMITES DE ACEPTABILIDAD</u>
Intemperismo acelerado (resistencia a los sulfatos):		
Sódico	C-88	2 a 3 2
Magnésico	C-88	2 a 3.52
Absorción	C-97	1.2 a 3 2
Gravedad específica	C-127	Igual o mayor a 2.5 Ton/m <sup>3</sup>
Resistencia a la compresión	C-170	Igual o mayor a 400 Kg/cm <sup>2</sup>
Abrasión y desgaste	C-135	25 a 352

La investigación de los bancos de roca comprende estudios topográficos, geofísicos, geológicos y pruebas de calidad. Resulta de particular importancia efectuar un buen estudio de la geología estructural de cada -- cantera, que permita pronosticar el tamaño máximo de la roca susceptible de obtenerse, así como para investigar la microfRACTURACIÓN que pudiera existir en el material. Adicionalmente, este estudio servirá para proyec

tar, en forma racional, la apertura de los bancos de explotación,

Es muy recomendable efectuar voladuras de prueba en las canteras durante la fase de investigación de las mismas, variando los patrones de barre- nación y la cantidad de explosivos, a fin de conocer los porcentajes pro- bables de los distintos tamaños de roca que pueden obtenerse en forma -- económica y práctica, lo cual permitirá desde la fase de diseño, ajustar el proyecto a la disponibilidad de este material. En caso de que no sea posible efectuar dichas pruebas de voladuras durante la fase de diseño, -- habrá necesidad de hacer ajustes al proyecto cuando se conozca la produc- ción real de las canteras, para evitar el desperdicio de este material.

Desde un punto de vista práctico y económico, es muy recomendable que -- como parte del proceso de explotación de la cantera se incluyan también las operaciones de acopio y clasificación de la roca, de acuerdo con los diferentes tamaños y cantidades requeridas a lo largo de la construcción de los rompeolas.

4. FABRICACIÓN DE CONCRETOS HIDRAULICOS

4.1. Elementos de coraza

Cuando no sea posible obtener de las canteras las rocas de gran tamaño -- requeridas en la coraza exterior de los rompeolas, se recurre al uso de -- elementos precolados de concreto hidráulico. El proyectista puede ele- gir entre una gran variedad de elementos precolados como cubos, tetrápo- dos, almon, dolos, etc. etc. (46), (17), (14), (17) y (34)

Resulta de particular importancia la selección de los elementos precola- dos debido a que su costo, que resulta en general mayor que el de la ro-



ca natural, incidirá directamente en el importe de la obra. Esto justifica los esfuerzos realizados por los diversos laboratorios hidráulicos del mundo para desarrollar y ensayar muy diversas formas geométricas -- que requieran la menor cantidad posible de concreto en cada elemento. Sin embargo, las experiencias obtenidas en los graves deterioros que -- han sufrido algunos de los rompeolas construídos en los últimos años, -- muestran palpablemente que ciertos elementos precolados, que basan principalmente su estabilidad en la trabazón de sus elementos sobresalientes, fallan en la práctica debido a la fragilidad intrínseca de los mismos.

Por otra parte, los bloques simples o con ranuras, que implican la necesidad de emplear mayor cantidad de concreto en cada uno de ellos, han resistido mejor el embate de las olas, en virtud de que su estabilidad en la coraza depende fundamentalmente de su propio peso, tal como ocurre en las rocas naturales empleadas para el mismo fin. (29), (34) y (14)

Cualquiera que sea el tipo de elemento precolado que se utilice en la coraza, resulta indispensable que el concreto que se emplee en su fabricación cumpla con los siguientes requisitos básicos: durabilidad, impermeabilidad y resistencia. (3) y (2) Desde el punto de vista práctico, lo anterior se logra con las recomendaciones que se exponen a continuación y las cuales deben servir de base para formular las especificaciones relativas a la fabricación de los concretos hidráulicos.

Los agregados para el concreto deben satisfacer las normas que se especifican para los concretos normales, principalmente por lo que respecta a su resistencia a la compresión, resistencia al ataque del agua de mar, resistencia a la abrasión, complementado lo anterior, con un adecuado --

tratamiento de lavado, trituración si proceda y clasificación.

De preferencia se utilizará en las mezclas de concreto agua dulce que cumpla con las normas de calidad requeridas para los concretos comunes. Tomando en consideración que los concretos estarán expuestos a los efectos agresivos del agua de mar, deberán usarse de preferencia cementos con bajo contenido de aluminato tricálcico. El cemento tipo V es el más adecuado para este fin, pues especialmente se fabrica para que sea resistente a los sulfatos. Se recomienda también el cemento de escorias de alto horno, de fraguado rápido. (39). En caso de no poder disponer de alguna de estas dos clases de cemento, puede utilizarse en su lugar el cemento portland puzolánico, fabricado precisamente con un clínker puzolánico. Cuando tampoco se disponga de cualquiera de estos cementos, -- deberán emplearse cementos portland tipos I ó II, combinándolos con un cierto porcentaje de ceniza voladora, puzolana de alto horno o puzolana natural activada, con la cual se obtiene una pasta de cementante resistente a los sulfatos, como se ha demostrado en obras marítimas europeas con más de 50 años de vida útil. (33), (47), (4), (15), (5), (6), (7), (45) y (30)

En virtud de que la durabilidad de los concretos, partiendo de que se fabriquen con agregados de buena calidad, dependerá intrínsecamente de la resistencia de la pasta que aglutinará a las partículas de grava y arena, resulta fundamental la utilización de alguno de los cementos antes mencionados, con o sin aditivos puzolánicos.

Debe procurarse que el concreto sea impermeable para evitar que los elementos deleterios del agua de mar, sulfatos y cloruros, penetren en el cuerpo de las piezas precoladas. Esta impermeabilidad se logra dosifican



do y compactando debidamente el concreto (38), (20), (21), (22), (25), - (48) y (49)

Por lo que respecta al proporcionamiento del concreto, necesario para -- obtener durabilidad e impermeabilidad, se recomienda lo siguiente: conte-- nido mínimo de cemento:  $270 \text{ Kg/m}^3$ , cuando se tengan agregados con tama-- ño máximo de 80 mm. Relación agua/cemento: entre 0.45 y 0.50. Empleo - de un plastificante para mejorar la manejabilidad de los concretos, con la - baja relación agua/cemento antes indicada, para facilitar la colocación y - compactación del concreto dentro de los moldes, a fin de obtener un concre-- to denso, con el mínimo de poros. (23), (26), (39) y (48)

Por lo que respecta a la resistencia a la compresión ésta deberá ser como - mínimo de  $200 \text{ Kg/cm}^2$  cuando se utilicen agregados con tamaño máximo de 80 - mm. en la fabricación de bloques y cubos. Para elaborar elementos frági-- les, cuya dimensión sea mayor por lo menos al doble de la menor, se reco-- mienda una resistencia del orden de los  $400 \text{ Kg/cm}^2$ , con agregados de 50 - mm. de tamaño máximo (2), (39), (43), (3), (28) y (44)

El empleo de la ceniza voladora, además de impartir al concreto resisten-- cia a los sulfatos, permite bajar el consumo de cemento en la mezcla, lo - que a su vez, trae como ventaja importante la reducción en el gradiente - térmico que se genera durante el proceso de hidratación del cemento, que - se traduce en una disminución de los esfuerzos térmicos durante el proce-- so de fraguado que inducen la microfRACTURACIÓN de los bloques. Como re-- sultado final se obtiene un concreto más denso, impermeable y de mayor du-- ración. (40), (2) y (49)

Para controlar debidamente la calidad del concreto, la dosificación de - los agregados, el cemento y en su caso la puzolana, se harán precisamen-- te por peso. Durante el llenado de los moldes se procurará evitar la se-- gregación del concreto y la formación de juntas frías. Se recomienda tam-- bién compactar enérgicamente la mezcla, usando vibradores de inmersión y de forma. Los moldes para fabricar los elementos precoidados deberán ser robustos y con la suficiente rigidez para que no se deformen durante el - proceso de compactación con los vibradores.

Resulta indispensable efectuar un curado adecuado del concreto, proscri-- biendo para este fin, el uso de agua de mar durante las primeras 24 ho-- ras después de terminado el colado. (36)

Finalmente, se recomienda que los bloques permanezcan sin moverse en el - patio de colado por lo menos 28 días, antes de ser transportados y coloca-- dos en el rompeolas, para dar tiempo a que el concreto alcance la resis-- tencia especificada. Cuando se use puzolana será necesario aumentar el - tiempo de fraguado en el patio hasta alcanzar la resistencia de proyecto. (36)

#### 4.2. Roca artificial

Cuando no sea posible obtener de las canteras la roca natural para la - capa secundaria o dicha roca resulte a un costo muy elevado, puede em-- plearse en su lugar la roca artificial fabricada con concreto hidráulico. (18) y (19)

La roca artificial se fabrica como un concreto normal, utilizando como - moldes zanjas excavadas en las cercanías de los rompeolas. Una vez fra-- guado el concreto se procede a fragmentar las losas utilizando explosi--

vos. Variando las dimensiones de la zanja, principalmente por lo que respecta a su profundidad y combinando diversos patrones de barreración, así como la cantidad de explosivo se puede controlar a voluntad el tamaño de la roca artificial, según lo demande el proyecto del rompeolas. Por supuesto que el concreto deberá cumplir con las especificaciones ya apuntadas en 4.1, a fin de que el material resultante sea durable y resistente al ataque del agua de mar. Mediante esta solución se obtiene roca artificial que normalmente puede resultar a mayor costo que la roca natural; sin embargo, habrá casos en que resulte aconsejable su uso.

En situaciones extremas, el núcleo también podrá fabricarse con roca artificial, en cuyo caso, para abastir su costo conviene reducir el contenido de cementante a unos  $200 \text{ Kg/m}^3$ , con una relación agua/cemento hasta de 0.65.

## 5. SULFACRETO

Bajo este nombre se identifica un material formado por una mezcla de arenas y gravas, como las requeridas para un concreto hidráulico normal, y azufre modificado como material aglutinante. Los agregados se calientan antes de combinarlos con el azufre fundido en la planta mezcladora. Tan pronto como se enfría el azufre fundido se alcanzan resistencias que llegan a ser de 300 a  $400 \text{ Kg/cm}^2$  según la dosificación empleada. El peso específico del sulfacreto resulta del orden de 2 300 a  $2 400 \text{ Kg/m}^3$ .

Esta tecnología aun no se ha aplicado en la fabricación de elementos de coraza, pero ofrece muchas posibilidades debido a que el sulfacreto-

es resistente al ataque del agua de mar y puede resultar más económico que el concreto hidráulico. Por otra parte, habiendo abundancia de azufre en nuestro país y escasez de cemento, resulta atractiva la sustitución de un material por el otro.

Conviene por lo tanto, propiciar la investigación básica y la experimental de este material para conocer su durabilidad en las obras marítimas, para lo cual se sugiere colar varios bloques de coraza destinados a los rompeolas de algunos de los puertos industriales que se están construyendo en México, para iniciar la observación de su comportamiento en condiciones reales de trabajo. (1), (16), (32) y (27)

## 6. GEOTEXILES

En las últimas décadas se ha desarrollado una nueva tecnología para usar filtros de fibras sintéticas en el desplante de obras marítimas. Estos filtros, que genéricamente se conocen con el nombre de geotextiles, se han aplicado con éxito en diversos lugares como en las obras del Plan Delta, de Holanda, así como en los rompeolas de los Puertos de Dunkerque y Zeebrugge. (24), (36) y (42) Su aplicación más importante se está llevando a cabo en el cierre del Brazo Oriente del río Escalda, último eslabón en el Plan Delta de Holanda. En esta obra se colocarán alrededor de 2.5 millones de metros cuadrados en el desplante general de esta monumental obra de ingeniería marítima.

Para colocar el geotextil en el desplante de las estructuras marítimas se ha perfeccionado un sistema a base de las fajinas tipo holandesas, de 60 m. de largo y 30 m. de ancho. Este procedimiento resulta práctico --



para colocar el geotextil en el desplante de los rompeolas, cuando la superficie del geotextil sea del orden de unos 250 000 m<sup>2</sup>. En el cierre del Brazo izquierdo del río Escalda, en que la superficie del geotextil es diez veces mayor, hubo necesidad de desarrollar una nueva técnica para habilitar en fábrica secciones de geotextil de 30 m. de ancho y 200 m. de longitud, con elementos precolados de concreto como lastre. El geotextil de estas dimensiones se enrolla en un tambor de 10 m. de diámetro y un poco más de 30 m. de ancho que lo transporta flocando hasta una barcaza especialmente diseñada, que lo extiende en el sitio requerido por la obra. Se afirma que este sistema resulta económico cuando se tengan que colocar por lo menos 1 millón de metros cuadrados de geotextil.

Cabe advertir que es posible desarrollar otros sistemas para colocar el geotextil, diferente a los dos antes descritos que ya han sido probados con éxito en su aplicación práctica, con la condición de que se asegure un adecuado posicionamiento del mismo y se eviten daños en la tela al verter sobre ella la roca del rompeolas.

7. TRANSPORTE DE MATERIALES

7.1. Transporte de la roca

En cada caso debe estudiarse el medio de transporte más económico para llevar hasta el sitio de construcción de los rompeolas la roca previamente clasificada en los patios de las canteras. Desde un punto de vista económico, conviene dar preferencia al transporte por vía marítima o fluvial, cuando esto resulte factible, aun cuando para utilizarlo se requiera

para hacer inversiones en la construcción de un puerto para el embarque de la roca en las cercanías de las canteras, así como de un puerto de servicio en el sitio de la obra. El transporte marítimo y fluvial ofrece la ventaja adicional de permitir descargar el material directamente desde el chalán al rompeolas, evitándose así las maniobras de descarga de la roca en el muelle del puerto de servicio, el transporte de la roca al patio de almacenamiento y la nueva carga que precede a la operación de colocar la roca en la obra. Lo anterior aumenta las ventajas de tipo económico en este medio de transporte, en comparación con el que se realice por carretera o ferrocarril. Por lo que respecta a estos últimos, conviene planear adecuadamente la selección del tipo de unidades de acarreo, así como los equipos para la carga y la descarga, tanto en el patio de la cantera como en las cercanías de la obra.

7.2. Transporte de elementos precolados de concreto

Para reducir los cargos por concepto de acarreo, convendría fabricar los elementos de concreto precolado para la coraza en un sitio cercano a la obra, cuando se disponga en el lugar de agregados a bajo costo y no resulte oneroso el transporte del cemento; en caso contrario, resulta viable fabricar los bloques en lugares cercanos a los puertos ya existentes en donde sí se cuente con un adecuado suministro de cemento y agregados.

Una vez fraguado el concreto de los bloques, económicamente podrán transportarse hasta la obra por vía marítima, fluvial o terrestre hasta el puerto de servicio del rompeolas en construcción.



16.  
Debe procederse con especial cuidado en la manipulación de los bloques, tanto en los patios de colado como durante las maniobras de carga y descarga a los chalanes, a fin de evitar que sean dañados innecesariamente durante estas maniobras. El transporte de los elementos precolados del tipo cúbico o paralelepédico se facilita en virtud de que se puedan apilar unos encima de otros sobre el chalán, sin tener el problema de que se traben entre sí, como es el caso de los dolos, tetrápodos, etc. Estos últimos elementos tienen también la desventaja de que ocupan más espacio en la embarcación y por tanto encarecen y dificultan su transporte y descarga. (18) y (34)

## 8. COLOCACION DE MATERIALES

La construcción propiamente dicha del rompeolas implica la operación de colocación de los materiales, que incluye como elemento primordial el control por peso de los mismos.

A continuación se describen a grandes rasgos los diversos sistemas constructivos que se utilizan para colocar los elementos de un rompeolas.

### 8.1. Vertido marino

Para efectuar esta operación se pueden utilizar chalanes de cubierta plana, empujando la roca con tractores o traccavos. Se dispone también de equipos más especializados como son los gánguiles de vertido por fondo y las embarcaciones para el vertido lateral controlado, bien sea con un sistema de vibradores o con eyectores transversales.

La construcción del núcleo puede hacerse económicamente utilizando los chalanes normales y los gánguiles de vertido de fondo. La colocación de

la roca en los atraques al pie de la coraza conviene hacerla de preferencia con embarcaciones de vertido lateral controlado, para garantizar su depósito con un mayor grado de precisión.

En todos los casos se requiere disponer en las embarcaciones de un sistema de posicionamiento confiable y suficientemente preciso que permita verter la roca de acuerdo con las líneas y niveles que marcan los planos de proyecto, respetando las tolerancias que se indiquen en las especificaciones correspondientes. (37) y (43)

El procedimiento de colocación de roca mediante el vertido marino es el sistema más económico y tiene como única limitación la necesidad de disponer de un tirante mínimo de agua, arriba de la roca previamente colocada, suficiente para que las embarcaciones naveguen y descarguen sin peligro de vararse sobre el rompeolas en construcción.

### 8.2. Colocación a volteo

Este sistema se utiliza preferentemente para construir el núcleo. Debe tomarse en cuenta que el talud natural de la roca así colocada resulta de alrededor de 1,3 : 1 a 1,4 : 1 como máximo. Durante el avance en la construcción del núcleo se procurará que los taludes queden protegidos con la roca de mayor tamaño que se haya especificado para este elemento del rompeolas, a fin de que disponga de cierta protección contra el oleaje, antes de que se arrope con la capa secundaria de mayor tamaño. El material de menor tamaño especificado para el núcleo deberá colocarse de preferencia en el centro del mismo, para limitar en lo posible la pérdida del material fino a través de las capas secundarias. (18), (19) y (43)



En caso de que en el proyecto de núcleo se exija que su talud exterior sea más tendido que el natural de la roca colocada a volteo, resulta imprescindible completar la sección utilizando una charola para roca operada con una grúa de capacidad adecuada. (43)

Para evitar la pérdida de material del núcleo durante el proceso de construcción se procurará ir colocando la capa secundaria de protección lo más cerca posible de su extremo, con tal de evitar la interferencia entre la operación de los camiones de volteo y la grúa con charola para la colocación de la capa secundaria.

En caso de amenaza de mal tiempo el tramo de núcleo ya construido deberá protegerse con la roca de la capa secundaria y en casos extremos se cubrirá esta última con rocas o bloques de la coraza para prevenir su degradación. (18) y (43)

### 8.3. Colocación con charola

Como antes de indicé, resulta indispensable utilizar este procedimiento para colocar la roca en la parte exterior del núcleo y en la capa secundaria, cuando el proyecto requiera que estos materiales queden con talud más tendidos que el natural de la roca depositada a volteo. (43)

Es muy importante hacer hincapié en la necesidad de que el límite exterior del núcleo quede rugoso, aun cuando esto implique salirse un poco de la frontera teórica que marcan los planos, a fin de que la capa secundaria quede acuada y ligada al núcleo. Por lo tanto, el Residente de la obra debe prohibir que se afine la superficie de contacto a que se hace referencia, pues con tal afine se propiciará la formación de un

plano de falla que resulta muy perjudicial para la estabilidad de la capa secundaria. La anterior observación es aplicable también a la superficie exterior de la capa secundaria, la cual debe quedar muy rugosa, con algunas piedras que sobresalgan o queden abajo de las líneas teóricas que marcan los planos, para que en esta forma la coraza, bien sea de roca o de elementos precolados, se ligue y acune en la capa secundaria, para reducir la posibilidad de un deslizamiento del manto exterior de protección del rompeolas. (10), (11), (12) y (14)

### 8.4. Colocación con grúa

Cuando no resulte práctico manejar con charola la roca de la capa secundaria, resulta indispensable colocarla pieza por pieza, mediante una grúa. Este mismo procedimiento se hace extensivo a la colocación de roca de coraza y los elementos precolados de concreto para la misma. (43)

Durante el proceso de colocar los bloques precolados en la coraza, hay que respetar la especificación que marque el proyecto sobre el número de elementos que deben colocarse como mínimo, en dos capas, sobre una superficie dada del talud del rompeolas, a fin de obtener una determinada porosidad en dicha coraza y se cubra totalmente la capa secundaria.

Durante la fase de colocación de los elementos precolados debe utilizarse un dispositivo de izaje que no los dañe y al mismo tiempo facilite la operación de descargarlos en el talud del rompeolas.

En el caso particular de los bloques ranurados, bien sea del tipo denominado VS, empleado en Antifer o el cubo ranurado tipo R, recomendado para





Los Puertos de Dos Bocas y El Ostión, se recomienda que los bloques --  
queden con sus ranuras aproximadamente perpendiculares al talud de la-  
capa secundaria. En la práctica se ha encontrado, especialmente en --  
Antifer, que mediante esta precaución los bloques se mantienen mejor -  
en su lugar (18), y no propician el rebase de las olas.

Durante la fase de diseño deben analizarse las dimensiones de las grúas  
de distintos tipos y capacidades que será posible utilizar para colocar  
los elementos de coraza, en virtud de que ésto influirá en el ancho mí-  
nimo de corona requerido durante la construcción. Al ancho necesario -  
para la grúa deberá aumentarse, cuando así convenga, el correspondiente  
a un carril para el tránsito de los camiones que colocarán a volteo el  
material del núcleo ,adelante de la grúa. (39)

Es muy recomendable que la colocación de los bloques de coraza se reali-  
ce con la grúa apoyada precisamente sobre la corona del rompeolas, ya -  
que cuando la grúa se monta sobre un chalón, resulta muy imprecisa la -  
colocación de los elementos de coraza. Como solución alternativa a es-  
te procedimiento, puede emplearse una grúa montada en una barcaza auto-  
elevable (Jack-up), aun cuando cabe advertir que la utilización de este  
sistema debe analizarse cuidadosamente desde el punto de vista economi-  
co.

9. RESIDENCIA DE CONSTRUCCION

Como se dijo en la introducción, las fases de diseño y construcción de-  
un rompeolas requieren para su debida coordinación, de la sólida organi-  
zación oportuna de una Residencia de Construcción, la cual será respon-

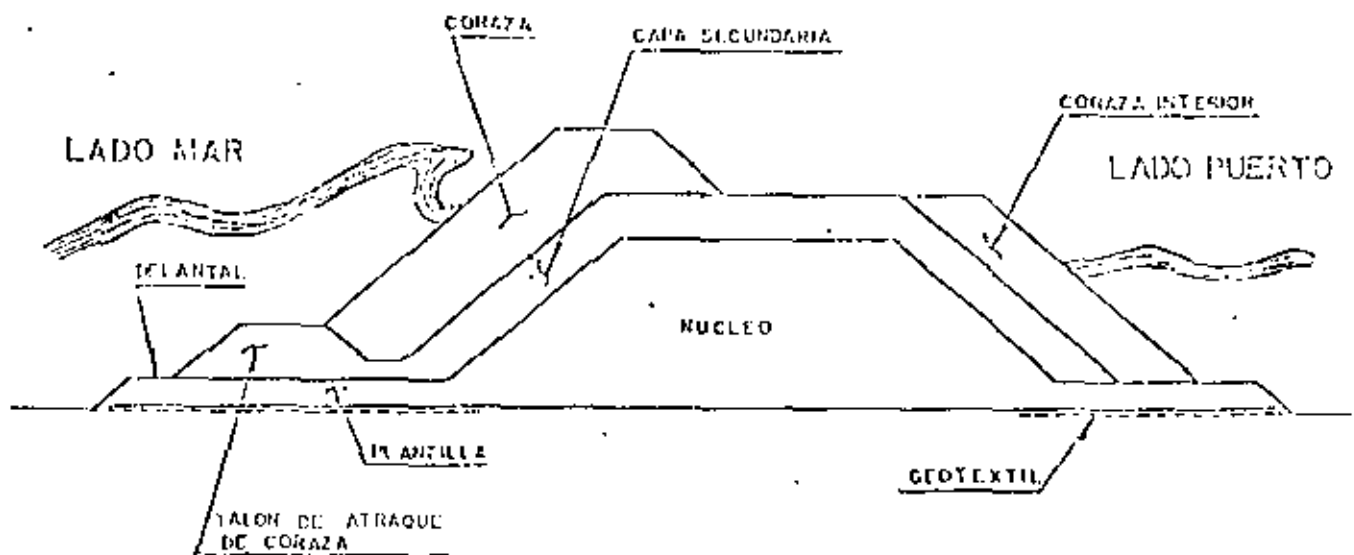
sable de que la obra se construya precisamente de acuerdo con los planos  
y especificaciones del proyecto. Tendrá su cargo el ejercicio estricto  
del contrato; vigilará el control de calidad de todos y cada uno de los-  
elementos constitutivos del rompeolas y supervisará todas las fases de -  
colocación de los diferentes elementos que lo forman.

Para cumplir sus funciones la Residencia de Construcción deberá disponer-  
de suficiente personal especializado, que a la vez que conozca a fondo --  
los criterios básicos que normaron el diseño del proyecto, tenga experien-  
cia en el campo y mente abierta y flexible para estudiar, rechazar o acep-  
tar, en su caso, los procedimientos de construcción que proponga el con-  
tratista, de acuerdo con sus recursos disponibles, siempre y cuando el pro-  
ducto final responda a los requisitos de diseño y calidad preestablecidos-  
y se logre ejecutar la obra en el menor tiempo posible y al más bajo costo.  
Solamente bajo estas condiciones será posible que la obra que se construya  
responda a la finalidad básica para la que fue diseñada y estará en condi-  
ciones de cumplir satisfactoriamente sus funciones a lo largo de la vida-  
útil prevista para la misma. No debe olvidarse que el rompeolas es un -  
elemento de infraestructura básica cuya falla parcial o total podrá entor-  
pecer o aun llegar a paralizar las labores de operación portuaria, que al  
final de cuentas, constituyen la meta básica a alcanzar en cualquier puer-  
to.

Toda la atención y esfuerzo que se preste a la supervisión y control de-  
la obra, a la larga justificará con creces el costo de la Residencia de  
Construcción, pues mediante su intervención se controlará su ejercicio -  
presupuestal, al mismo tiempo que se garantizará su correcta construcción  
conforme al proyecto, lo cual se reflejará a la larga, en un menor costo

de mantenimiento y, lo que es más importante, se disminuirá el riesgo de que ocurran fallas catastróficas como las registradas en algunos rompeolas de los nuevos puertos petroleros e industriales recientemente --  
construidos en Europa y Africa.

Tomando en consideración el riesgo intrínseco que implica la construcción de obras como los rompeolas, que estarán expuestas al embate del mar, vale la pena reflexionar en el sabio consejo que nos dejó Leonardo da Vinci: " Cuando tengas que lidiar con el agua, consulta primero la experiencia y después razona".



**FIG. - 1** ELEMENTOS BASICOS DE UN ROMPEOLAS

## BIBLIOGRAFIA

23

1. AKUTSA, K. AND MARUSHIMA, N. 1978. "Utilization of Sulphur as a Construction Material". Addendum to the Sulphur in Construction Proceedings Technical Research Institute. Tatsei Corporation.
2. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. 1980. "Cooling and Insulating Systems for Mass Concrete". Report N° ACI-207.4 R-80, Reported by ACI Committee 207.
3. BARTOS, JR. M.J. 1979. "Testing Concrete in Place". Civil Engineering, ASCE. October, 1979.
4. BERRY, E.E. 1979. "Concrete made with supplementary cementing materials". CANMET, Canada. Centre for Mineral and Energy Technology. Report 79-32
5. BERRY, E.E. and MALHOTRA, V.M. 1978. "Fly ash for use in concrete-Part II. A Critical review of the effects of fly ash on the properties of concrete". CANMET, Canada. Centre for Mineral and Energy Technology. Reprt 78-16.
6. BERRY, E.E. 1979. "Strength development of some blended-cement mortars". CANMET. Canada. Centre for Mineral and Energy Technology.
7. BROCARD, J. ET CIRCOE, R. 1965. "Recherches sur le comportement du béton en Méditerranée". 1965. Symposium organizado por el -- Profesor G. Anato, sobre El Comportamiento de los concretos expuestos al agua de mar", celebrado en Palermo, Italia, en 1965, bajo el patrocinio de RILEM.
8. BRUUN, P. AND JOHANNESSON, "A Critical review of the hydraulics of rubble mound structures". Div. Of Port and Ocean Engineering. The Norwegian Institute of Technology. Trondheim, Norway.
9. BRUUN, P. AND AL RIZA GUNDBAK. 1977. "Stability of Sloping structures in relation to  $E_s = \tan \alpha / \sqrt{H/L_s}$  Risk Criteria Design". Division of Port and Ocean Engineering, The Norwegian Institute of Technology. Trondheim, Norway.
10. BRUUN, P. 1979. "Reasons for damage of breakdown of mound Breakwaters". Division of Port and Ocean Engineering, The Norwegian Institute of Technology. Trondheim, Norway.
11. BRUUN, P. 1979. "Practical views on the design of mound Breakwaters", Report N° 7. Division of Port And Ocean Engineering, The Norwegian Institute of Technology. Trondheim, Norway.
12. BRUUN, P. 1980. "Reasons for damages to Arzew El Djedid Breakwater". Unpublished.
13. BRUUN, P. AND KJELSTUP, SV., 1981. "Practical Views on the design and construction of mound breakwaters". Division of Port and Ocean Engineering, the Norwegian Institute of Technology. Trondheim, Norway.
14. BRUUN, P. 1981. "Port Engineering". Third Edition, The Gulf Publishing Company. Houston, Texas. 797 pp.
15. CANADA CENTRE FOR MINERAL AND ENERGY TECHNOLOGY. 1976. Proceedings of A Seminar on "Energy and Resource Conservation in the Cement and Concrete Industry". Edited by V.M. Malhotra, E.E. Berry and T.A. Wheat.
16. CANADA CENTRE FOR MINERAL AND ENERGY TECHNOLOGY. Ottawa, Ontario, AND SULPHUR DEVELOPMENT INSTITUTE OF CANADA (Calgary, Alberta). CO-SPONSORED BY STRUCTURAL DIVISION, CANADIAN SOCIETY FOR CIVIL ENGINEERING, Montreal, Quebec. 1979. "Sulphur in Construction". Volume 1. Abstracts. Edited by V.M. Malhotra, J.A. Soles, T.A. Wheat and E.E. Berry.
17. CARVER, R.D. AND DONALD, D. 1977. "Dolos armor units used on rubble mound breakwater trunks subjected to nonbreaking waves with no overtopping". Technical Report H-77-19. Hydraulic Laboratory U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station.
18. COURRIE, J.P.; VAN DE SYPE, A.; ALIAS, P., ET DE MAUBLANC, G. 1976. "Les Problèmes posés par la construction de la digue du Port D'Antifer", Annales de L'Institut Technique du bâtiment et des travaux publics, France. Serie: Travaux Publiés. No. 72.

19. DUBOIS, J. 1974. "Le Projet de construction d'un terminal pétrolier à Antifer". Annal de L'Institute Technique du bâtiment et des travaux publics. France, Serie: Travaux Publics. N° 162.
20. DUBOUX, L. ET TESSIER, A. 1965. "Usine marematrice de la Rance. Composition de bétons". Symposium organizado por el Prof. G. Amato, sobre "El Comportamiento de los concretos expuestos al agua de mar". Celebrado en Palermo, Italia, en 1965, bajo el patrocinio de RILEM.
21. DUBOUX, L. ET TESSIER, A. 1965. "Usine marematrice de la Rance. Confection et mise en oeuvre des bétons". Symposium organizado por el Prof. G. Amato, sobre el "Comportamiento de los concretos expuestos al agua de mar." Celebrado en Palermo, Italia, en 1965, bajo el patrocinio de RILEM.
22. GJORV, O.D. GUKILD, I. AND SUNDH, N.P. 1965. "Investigation of concrete piles under varying conditions in sea water". 1969. Symposium organizado por el Prof. G. Amato, sobre "El Comportamiento de los concretos expuestos al agua de mar". Celebrado en Palermo, Italia, en 1965, bajo el patrocinio de RILEM.
23. INSTITUTO MEXICANO DEL CEMENTO Y DEL CONCRETO, A.C. 1978. "Aditivos superplastificantes para concreto". Traducción del artículo "Superplasticizing Admixtures In Concrete", del Cement and Concrete Association. Londres, 1976.
24. KOERNER, R.M. AND WELSH, J.P., 1980. "Construction and geotechnical engineering using synthetic fabrics". Wiley Interscience Publication. John Wiley & Sons. New York.
25. KUMAR MENTA, P. 1981. "Durabilidad del concreto en el mar". Revista INCYC, n° 124, de agosto de 1981, del Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C.

26. MALHOTRA, V.M. 1979. "Superplasticizers: Their effect on fresh and hardened concrete". CANMET, Canada Centre for Mineral and Energy Technology. Report 79-31.
27. MALHOTRA, V.M. 1979. "Sulphur concrete and sulphur infiltrated concrete: Properties, applications and limitations". CANMET. - Canada Centre for Mineral and Energy Technology. Report 79-28.
28. MALHOTRA, V.M. AND CARETTE, G.G. 1979. "In situ testing for concrete strength". CANMET, Canada Centre for Mineral and Energy Technology. Report 79-30.
29. MAQUET, J.F. ET LEMASSON, P. 1975. "Les travaux du terminal pétrolier du Havre - Antifer. Les ouvrages de protection". Revue Travaux. Novembre, 1975.
30. MATHIEU, G. ET DONOUX, L. 1965. "Usine marematrice de la Rance. Caracteristiques des structures. Dispositions destinées a assurer la durabilité". Symposium organizado por el Prof. G. Amato, sobre "El comportamiento de los concretos expuestos al agua de mar", celebrado en Palermo, Italia, en 1965, bajo el patrocinio de RILEM.
31. MARTINEZ CISOLLA C, ESCUTIA GILDA, R. Y CASTILLO REDONDO, R. 1982. "Consideraciones sobre pasado y presente del dimensionamiento de diques de abrigo en talud". Conferencia en el Colegio de Ingenieros Civiles de México, A.C. Marzo de 1982.
32. Mc.BEE, W. AND SULLIVAN, T.A. 1979. "Development of Specialized Sulphur Concretes". Report of Investigations B343 U.S. Department of the Interior. Bureau of Mines.
33. MEMOZA, C.J. 1979. "Características y usos en la construcción de las cenizas de la planta termoeléctrica de Río Escondido".
34. MONADIER, P. PAPILLON, G., RENAUT, H. ET GROUSELIE, D. 1975. "La construction du nouvelle avant-port de Dunkerque - Premier et Seconde Partie. Extrait de la revue Travaux. Novembre, 1975, pages 33 a 46 et Decembre, 1975, pages 18 a 26."

35. OGINK, H.J.M. 1975. "Investigation on the hydraulic characteristics of synthetic fabric". Publicación N° 146. Delft Hydraulics Laboratory, Neetherland.
36. OROZCO, R.V. 1977. "Reflexiones sobre Control de Calidad". Revista Mexicana de Ingeniería y Arquitectura, N° 2, pp. 24 a 49.
37. PARISOT, A. 1978. "Fort Minéralier de Jorf Lasfar", Maroc. Publicación de la Empresa Spie Batignolles, France.
38. PERMANENT INTERNATIONAL ASSOCIATION OF NAVIGATION CONGRESS (PIANC), 1976. "Final Report of the International Commission for the Study of Waves". Annexe to Bulletin N°75 (Vol. 11).
39. PERMANENT INTERNATIONAL ASSOCIATION OF NAVIGATION CONGRESSES (PIANC), 1980. "Final Report of the 3rd. International Commission for the Study of Waves". Supplement to Bulletin N° 36, Vol. 11.
40. RAWHOUSER, C. 1957. "Control de la temperatura del concreto en masa". Traducción por Jiménez López, C., del Memorándum 623 del U.S. Bureau of Reclamation. Folleto Técnico 10-57 de Comisión Federal de Electricidad.
41. REGOURD, M. "Physico-Chemical Studies of Cement Pastes, Mortars on Concretes Exposed to Sea Water". American Concrete Institute.
42. RIGO, J.M. 1977. "Correlacion entre la resistencia al pincionamiento sur Ballast et les caracteristicas mecanicas des membranes d'anchâtes. Considerations sur leur roles de ruines". Matériaux et Constructions. Vol. 11 N°65.
43. SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES. 1982. "Especificaciones Complementarias para la Construcción de Rompeolas, Escolleras, Espigones y Terraplenes. Definición". México, D.F.
44. SHILSTONE, S. J.M. 1980. "The Cylinder Test. Reliable informer or false prophet". Concrete International, July, 1980.
45. SPOLEZYK, M.G. 1965. "Some observations and new aspects concerning sea-water action on concrete in the tidal zone". 1965. Symposium organizado por el Prof. G. Amato, sobre "El Comportamiento de los concretos expuestos al agua de mar", celebrado en Palermo, Italia, en 1965, bajo el patrocinio de RILEM.

46. U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. 1977. "Shore Protection Manual". Third Edition.
47. VANDEN BOSCH, V. 1979. "Performance of concrete made with blast furnace slag cement in marine environment". Research Laboratories of the "Cimenceries CBR". Brussels.
48. WESCHE, K. 1965. "Influence of the pore volume hardened cement past on the resistance of concrete exposed to sea-water". Symposium organizado por el Prof. G. Amato, sobre "El comportamiento de los concretos expuestos al agua de mar", celebrado en Palermo, Italia, en 1965, bajo el patrocinio de RILEM.
49. WESCHE, K. AND MANGEL, S. 1965. "Influence of Temperature on concrete attacked by sea-water". 1969. Symposium organizado por el Prof. G. Amato, sobre "El comportamiento de los concretos expuestos al agua de mar", celebrado en Palermo, Italia, en 1965, bajo el patrocinio de RILEM.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**CURSO: INGENIERIA OCEANICA**

**INCIDENCIA DE LA INGENIERIA OCEANICA SOBRE EL ECOSISTEMA MARINO**

**PROFESOR: DR. LUIS A. SOTO  
INSTITUTO DE CIENCIAS DEL MAR Y  
LIMNOLOGIA, UNAM**

Incidencia de la Ingeniería Oceánica sobre el Ecosistema Marino



Dr. Luis A. Soto  
Instituto de Ciencias del Mar y  
Limnología  
U.N.A.M.

Desde los comienzos de la civilización, los márgenes costeros de los continentes y las islas ofrecieron al hombre una amplia variedad de recursos naturales. Inicialmente, estos ambientes representaron áreas productoras de alimentos y vías de acceso al transporte y operaciones comerciales. Al principio, las regiones seleccionadas para tales propósitos se localizaban en márgenes costeros protegidos o bien en el interior de estuarios; sin embargo al incrementarse las transacciones comerciales, se hizo evidente la ampliación de puertos y la construcción de estructuras que asegurasen el uso continuo de dichos puertos; con ello, el hombre comenzó a interactuar directamente con los recursos naturales del Ecosistema Marino. Con la ampliación de canales naturales se dió lugar a prácticas rutinarias de dragado las cuales dieron paso posteriormente a operaciones de construcción de muelles, rompeolas y canales artificiales. De esta forma, el hombre inició la modificación del ambiente acuático, creando así procesos ecológicos muchas veces, unidireccionales e irreversibles.

En la actualidad los grandes núcleos poblacionales del mundo se hallan concentrados precisamente en los márgenes costeros de los continentes y las islas, lo cual evidencia la urgente necesidad de establecer un uso y un manejo racional de estos dos importantes ambientes ecológicos.

Las zonas costeras constituyen para muchos países, la principal fuente de recursos naturales y la vía de acceso al comercio internacional. La continua modificación de estas áreas y el creciente acumulo de productos de desechos de la industria y centros urbanos son en el presente, motivo de gran preocupación para científicos, planificadores y legisladores. Bajo estas circunstancias, se hace imperativo el estudio y la comprensión de los procesos naturales que tienen lugar en el Ecosistema Acuático, teniendo en mente, que un Ecosistema no constituye una simple abstracción, sino que significa un complejo sistema de organización en el cual interactúan componentes bióticos y abióticos; ambos componentes mantienen entre sí, un delicado equilibrio, gracias al cual, dichos Ecosistemas Acuáticos (marinos-estuarinos) mantienen su estructura y su funcionamiento óptimo.

En la última década se ha dado realce y gran difusión a la conservación de la naturaleza; sin embargo es oportuno clarificar algunos conceptos ecológicos que pueden contribuir a la introducción de puntos de vista ambientales en la enseñanza y en la formación de profesionales cuya decisiones repercutirán directamente sobre la evolución de los Ecosistemas Acuáticos. Para lograr este objetivo, es importante disociarse de todo sensacionalismo amarillista y reconocer en la Ecología, a una disciplina científica cuyo carácter objetivo y multidisciplinario nos permite interpretar el desarrollo y funcionamiento de los Sistemas Vivos como partes de un todo.







Universidad de Chile  
Instituto de Oceanografía

Atendiendo a los intereses de este Seminario de Ingeniería Oceánica, a continuación se ofrece una versión resumida de los principales conceptos sobre

Ecosistemas Acuáticos, los cuales servirán de base para la exposición oral sobre el tema.

Introducción al estudio de los ecosistemas.

#### Concepto de ecosistema.

El ecosistema puede entenderse como un sistema ecológico constituido por elementos vivos y no vivos que presentan un intercambio de materia y energía dentro de un proceso dinámico de interacción, ajuste y regulación, con una estructura y función características, y cuyo resultado es la evolución a nivel de las especies y la sucesión a nivel del sistema entero.

La comunidad, o elementos vivos, que integran el ecosistema se designan con el nombre de biocenosis; se llama biotopo a los elementos no vivos, representados por el ambiente. Al sistema formado por la biocenosis más el biotopo se le denomina ecosistema. Las primeras concepciones de ecosistema incluían esta sencilla definición, pero otros autores ecológicos han tratado de redefinir y conceptualizar el ecosistema de una forma más completa, como podría ser la que aparece en el primer párrafo.

El ecosistema es el nivel de organización biológica más complejo, y constituye la unidad fundamental básica para la ecología.



Universidad de Chile  
Instituto de Oceanografía

#### Estudio analítico del ecosistema.

El estudio de los ecosistemas es sumamente complejo; partiendo de su concepto, el estudio del ecosistema debe contener el examen de las relaciones que se establecen entre determinados factores ambientales con una o varias especies, cómo determinen la existencia de ciertas poblaciones y las formas de interacción que se establecen entre las especies (competencia, simbiosis, predación).

Podemos empezar por establecer las características ambientales y fijar posiciones de interacción de cada uno de los elementos que componen el ecosistema; de esta forma se obtendría una visión detallada o "microscópica" del mismo, lo cual sería sumamente complejo, costoso y a muy largo plazo.

Sin embargo, podemos hacer afirmaciones de tipo estadístico, sobre las variables del ecosistema, y dar una interpretación general sobre el comportamiento del mismo, utilizando conceptos como biomasa, diversidad, productividad, que en gran parte son el resultado de la dinámica del ecosistema, y que, al darnos una visión general o "macroscópica" del mismo, nos permiten entender su funcionamiento al relacionarlo con su estructura, y obtener una visión de síntesis de los procesos biológicos ecológicos que en él ocurren.

Desde un punto de vista funcional, un ecosistema puede analizarse adecuadamente en términos de los siguientes (s. Odum):



- 1) circuitos de energía,
- 2) cadenas de alimentos,
- 3) tipos de diversidad en tiempo y espacio,
- 4) ciclos biogeoquímicos,
- 5) desarrollo y evolución, y
- 6) control y estabilidad.

- Tipos de ecosistemas.

En general, podemos distinguir tres tipos de ecosistemas:

- a) los llamados insulares; ecosistemas relativamente confinados, con un ciclo de materia que se encierra casi en su interior, que sólo reciben energía solar de fuera, y que dependen muy poco de sistemas exteriores. Ej: lagos.
- b) ecosistemas que se repiten una y otra vez en distintos lugares y siempre bajo condiciones similares ambientales. Ej: ecosistemas bien definidos como arrecifes coralinos.
- c) ecosistemas que alteran gradualmente sus características en el espacio, pasando en forma paulatina por condiciones o características de composición y equilibrio diferente. Ej: la mayoría de los ecosistemas, inmaduros como el océano, lagunas costeras, manglares, etc.

Margaleff distingue otro tipo de clasificar a los ecosistemas, atendiendo a su estado de madurez; así, si la diversidad se considera como una medida de la madurez, diferencias locales de la estructura de las comunidades,

pueden interpretarse como diferencias en la madurez del ecosistema, y entonces podemos reconocer 2 tipos de ecosistemas:

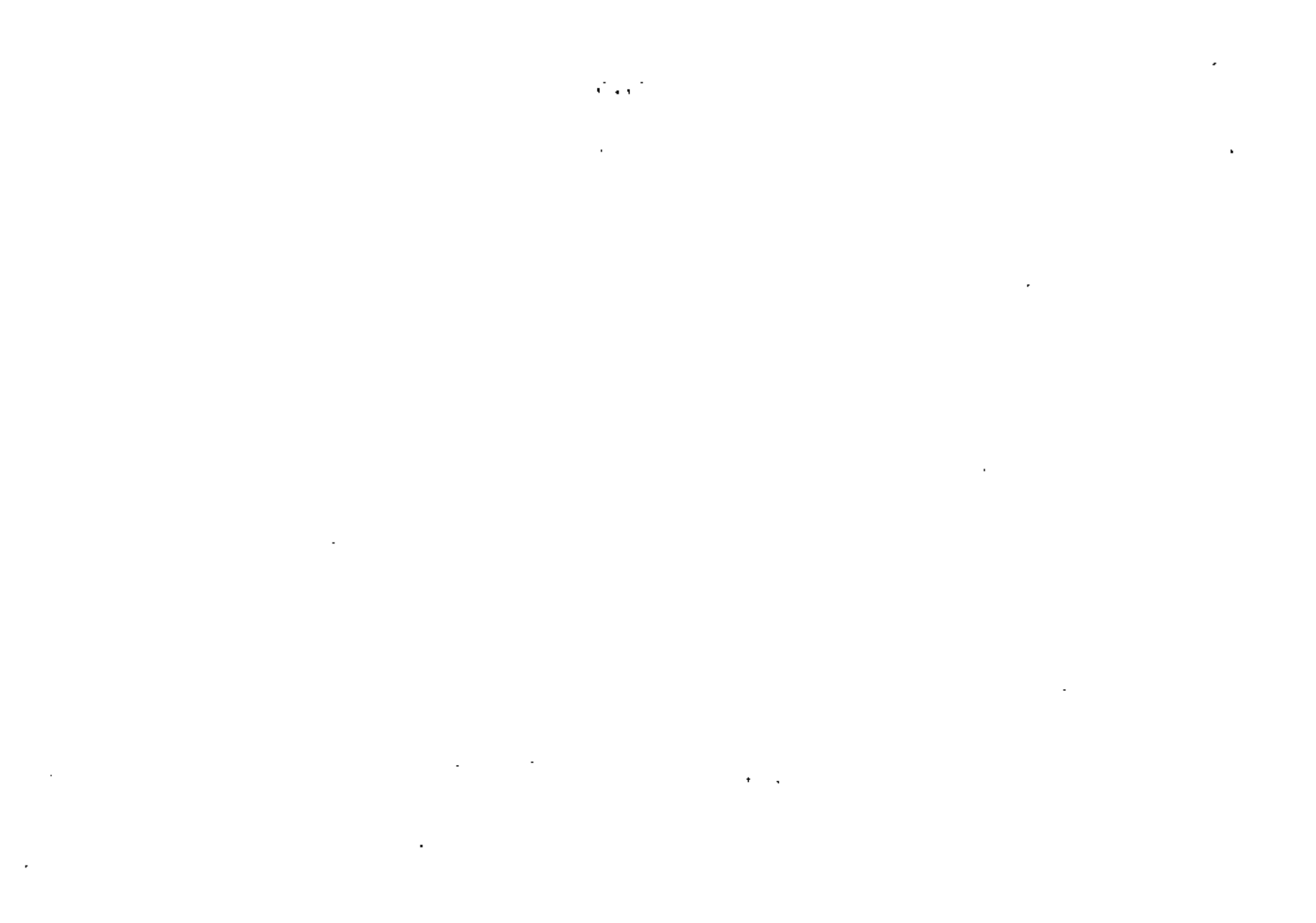
- a) ecosistemas anisotrópicos, como aquellos con diferencias locales en la madurez, ya que presentan fuertes gradientes de diversidad, y las partes adyacentes están relacionadas en un ciclo trófico, y es posible distinguir direcciones muy significativas en el transporte de energía, del estado más diverso al menos diverso. Ej. comunidad de plancton oceánico.
- b) ecosistemas isotrópicos, que presentan en todas sus partes igual grado de madurez, ya que su diversidad se encuentra distribuida homogéneamente.

Estructura del Ecosistema

- Componentes Bióticos

Del punto de vista funcional, el ecosistema tiene dos componentes:

- a) Componentes Autótrofo (Productores)- Donde predomina la fijación de la energía, el uso de sustancias inorgánicas simples y la formación de sustancias complejas.
- b) Componente Heterótrofo (Consumidores)- Donde predomina la utilización, reorganización y la decomposición de materiales complejos.





Los heterótrofos de acuerdo con su alimentación se dividen en:

- a) Fitófagos ó Herbívoros - organismos que se alimentan de plantas.
- b) Zoófagos ó Carnívoros - organismos que se alimentan de animales.
- c) Detritófagos ó Decomponedores - organismos que se alimentan de materia muerta.
- d) Omnívoros - organismos que se alimentan tanto de vegetales como de animales.

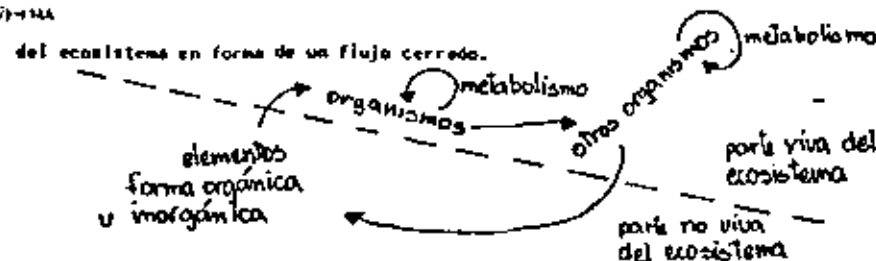
**Función del Ecosistema**

**Ciclo de materia. (c. biogeoquímicos)**

Todo ecosistema presenta dos ciclos: uno de materia y otro de energía, que representan el funcionamiento del ecosistema.

El ciclo de materia es más ó menos cerrado: determinados elementos son asimilados por determinados organismos, toman parte en el metabolismo de éstos, pudiendo pasar a formar parte de otros organismos cuando éstos ingresan a los primeros, y tarde o temprano vuelven a quedar en el medio en forma inorgánica, o de compuestos orgánicos sin formar parte ya de la materia viva, para después volver a ser asimilados por otros organismos.

Así, todo elemento completa un ciclo a través de la parte viva y no viva



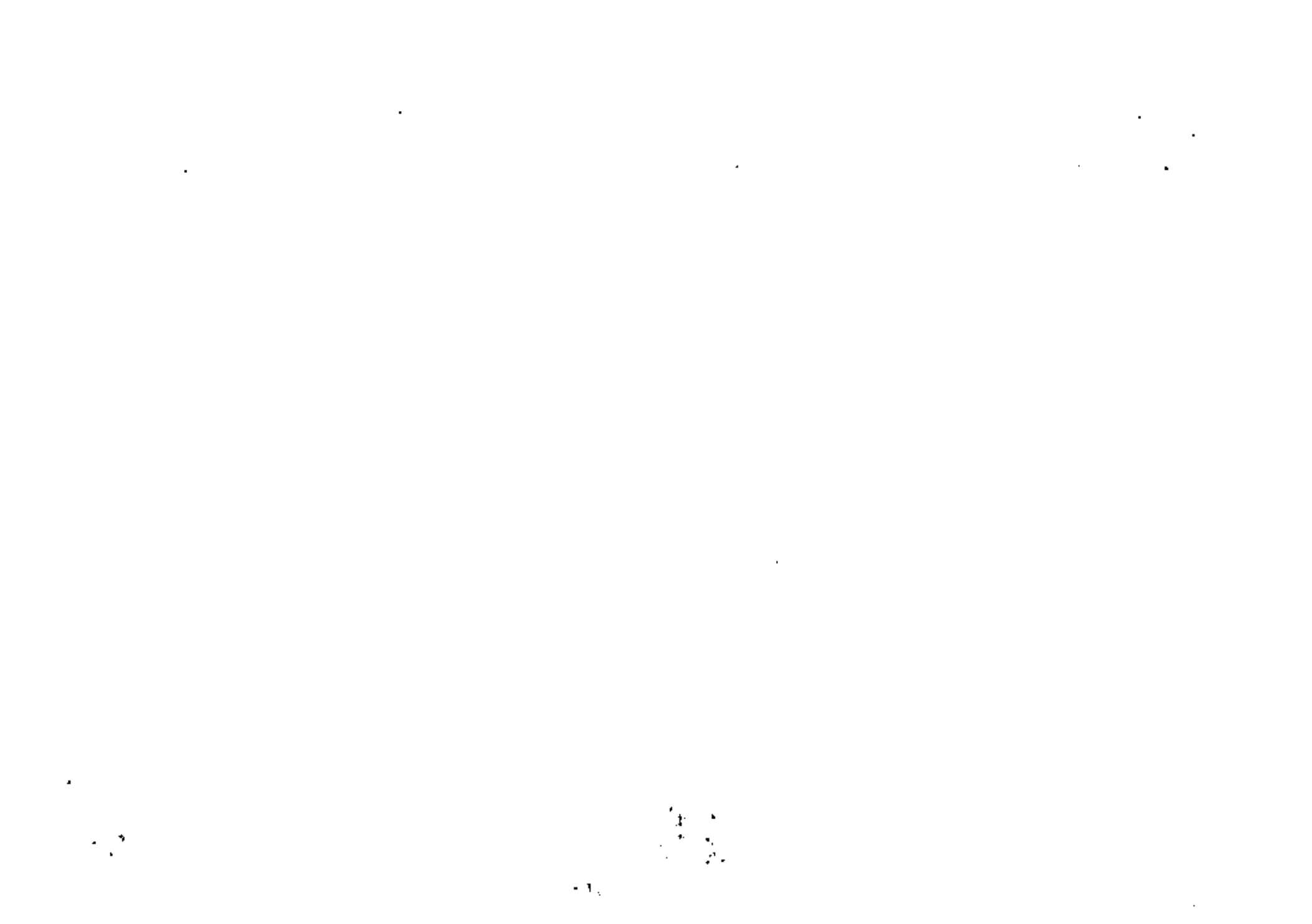
**Flujo de energía.**

El ciclo de materia va siempre acompañado de un flujo de energía; el flujo energético no constituye un flujo cerrado, ya que las transformaciones de energía ocurren en un sólo sentido debido a que la energía se degrada y no es recuperable por los organismos. Se puede entonces hablar de un ciclo abierto de energía que impulsa al ciclo cerrado de la materia.

En las sucesivas transferencias de energía, ésta circula en forma de energía química, es decir, asociada a compuestos químicos cuya energía procede, en último término, de la captada y asimilada por los productores primarios.

Entonces, los organismos cuyos procesos de síntesis dependen de la energía solar se denominan productores primarios, y aquellos cuyos procesos de síntesis dependen de la energía derivada de otros organismos son los productores secundarios.

La producción de materia orgánica por los productores primarios constituye una fuente de energía potencial susceptible de ser utilizada por organismos de niveles tróficos superiores, por lo tanto, la entrada de energía al sis





Venezuela Republic  
Caracas

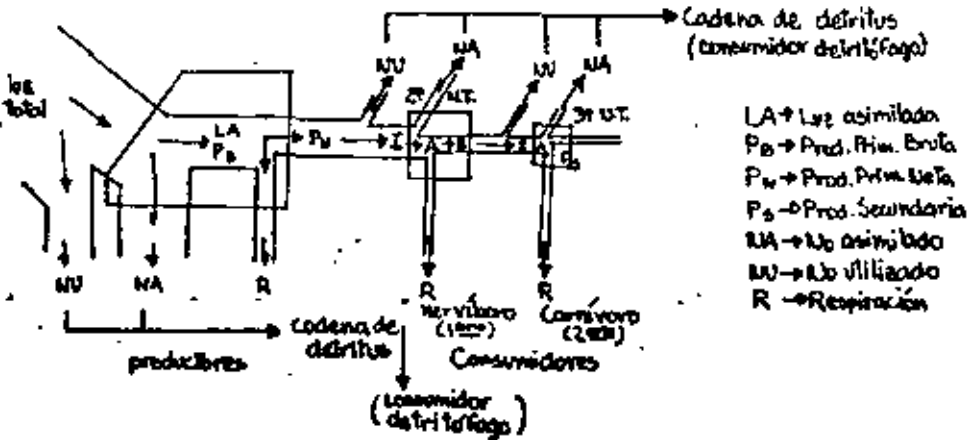
tema constituye la producción primaria; la producción secundaria es aquella que comprende a los niveles tróficos superiores, y que representa la utilización de la energía transformada y acumulada en el primer nivel trófico.

La velocidad a la que es almacenada la energía por la actividad fotosintética, es la productividad primaria; y en este sentido, se puede hablar de la productividad secundaria, que representaría la velocidad de la producción secundaria. La productividad primaria se puede considerar de dos formas:

PPB (productividad primaria bruta) - velocidad total de la fotosíntesis, incluida la respiración.

PPN (productividad primaria neta) - velocidad de almacenamiento de materia orgánica (sin incluir respiración).

Partiendo de estos conceptos, podemos utilizar un modelo sencillo para entender el flujo de energía en el ecosistema, y las transformaciones energéticas que ocurren en cada nivel trófico.



Venezuela Republic  
Caracas

Las entradas de energía en cada nivel compensan a las salidas, tal como lo expresa la 1a. ley de la termodinámica, y cada paso de energía va acompañado de una dispersión de energía en calor no reutilizable por los organismos, tal como lo expresa la 2a. de estas leyes.

### Madurez del Ecosistema

• Sucesión y clímax.

La sucesión ecológica se puede considerar como un proceso de la ocupación de un área por los organismos, proceso de auto-organización en el cual el ecosistema puede pasar a través de diferentes estados; cualquier cambio que le lleve a un estado más resistente es inmediatamente asimilado. El estado siguiente en una sucesión puede predecirse, pero sólo a nivel microscópico.

La sucesión no es necesariamente un proceso continuo; además, pueden existir estados de "regresión", o bien, debido a que el ecosistema no presenta aún un dominio del ambiente, éste último puede impedir que el ecosistema avance en la sucesión.

Margaleff opina que el proceso de sucesión es equivalente a un proceso de acumulación de información. En el tiempo, la información adquirida se expresa en una nueva organización del ecosistema; esta organización toma en cuenta los cambios predecibles del ambiente, y más aún, controla el ambiente, de modo que en el futuro, pequeños cambios en la comunidad serán necesarios para que el ecosistema siga ocupando su área en forma estable.

1950  
1951  
1952  
1953  
1954  
1955  
1956  
1957  
1958  
1959  
1960  
1961  
1962  
1963  
1964  
1965  
1966  
1967  
1968  
1969  
1970  
1971  
1972  
1973  
1974  
1975  
1976  
1977  
1978  
1979  
1980  
1981  
1982  
1983  
1984  
1985  
1986  
1987  
1988  
1989  
1990  
1991  
1992  
1993  
1994  
1995  
1996  
1997  
1998  
1999  
2000  
2001  
2002  
2003  
2004  
2005  
2006  
2007  
2008  
2009  
2010  
2011  
2012  
2013  
2014  
2015  
2016  
2017  
2018  
2019  
2020  
2021  
2022  
2023  
2024  
2025





Ministerio de Agricultura  
y Ganadería

Puede considerarse que la colonización de un área es el primer estado de la sucesión, y ésta (la sucesión) puede existir indefinidamente hasta que, por lo menos, el ecosistema no llegue a un estado máximo de madurez y estabilidad. Por esto, existen ejemplos de ecosistemas que se encuentran en un estado cualquiera de sucesión, sin que puedan llegar a la madurez hasta después de un tiempo considerablemente grande (como las comunidades planctónicas de aguas templadas).

Al nivel macroscópico, pueden reconocerse ciertos cambios del ecosistema en el proceso de sucesión, o cambios que se espera que sucedan conforme el ecosistema va avanzando en madurez. Los cambios más importantes serían: incremento de biomasa, producción primaria y diversidad; multiplicidad de nichos, alargamiento de las cadenas alimenticias, especialización, estabilidad del cociente PP/R, tendencia a reducir la tasa de reproducción con una mejor protección a los jóvenes, dispersión organizada de especies, incremento de la cadena de detritus, y, en términos energéticos, una mayor eficiencia en la utilización de la energía como sistema.

La sucesión es un proceso asíntótico, y la entrada de especies al sistema tiene un límite real por lo cual la sucesión no puede ir más allá. Entonces, la sucesión tiende a un estado que podríamos considerar estacionario (entendido como de estabilidad dinámica), que en ecología se le denomina comúnmente como clímax. Sin embargo, por la dificultad que representa el poder definir un estado de clímax en cualquier ecosistema, se prefiere hablar de los



Ministerio de Agricultura  
y Ganadería

ecosistemas como más ó menos maduros.

#### Estabilidad

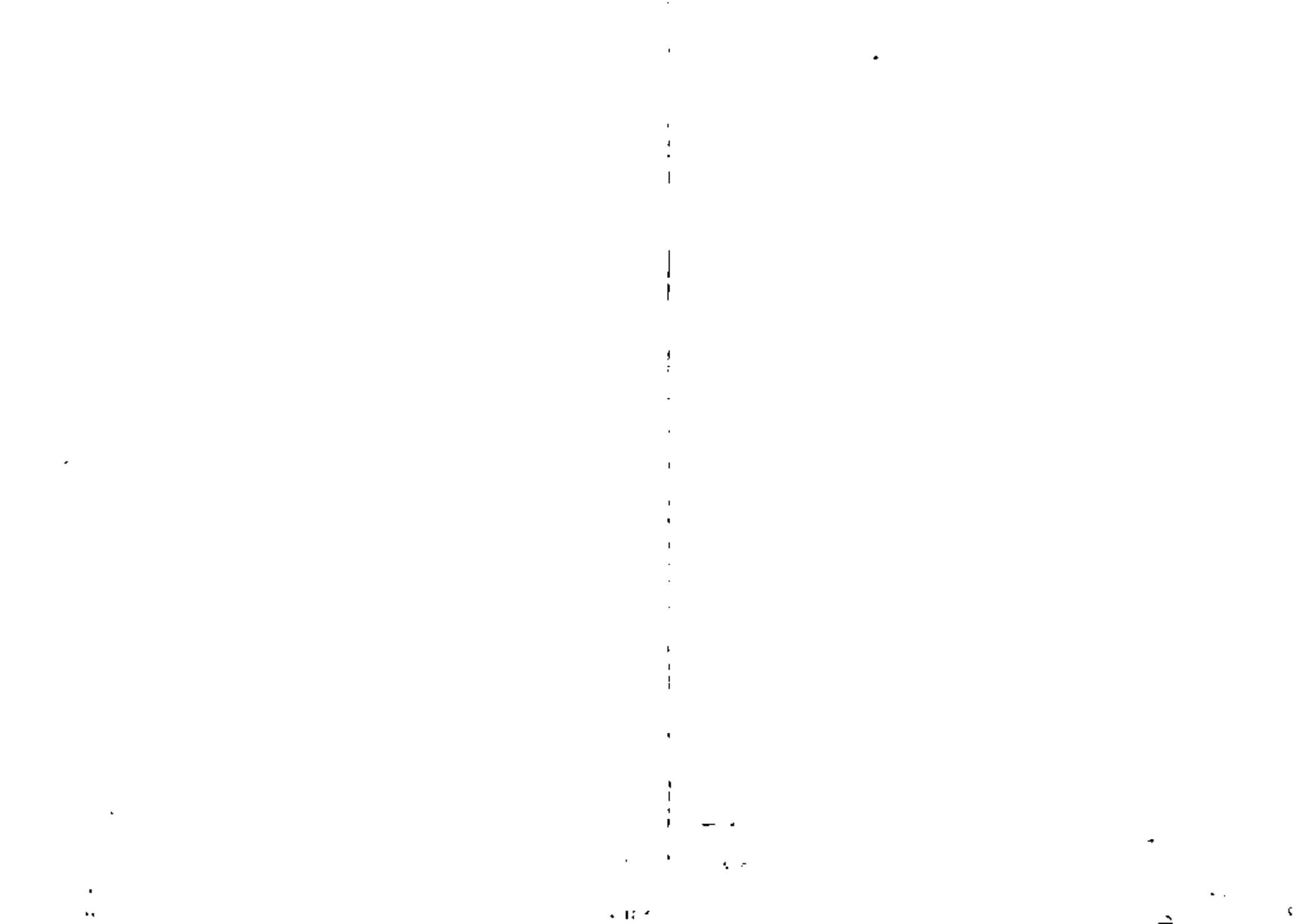
El concepto de estabilidad ha sido muy discutido, pudiendo distinguirse dos conceptualizaciones:

- hay quienes opinan que la estabilidad es la consecuencia de las interacciones que ocurren dentro del sistema, en donde el sistema tiende a un estado estable bajo condiciones constantes.
- sin embargo, la estabilidad debe de tener que ver con las variables exógenas al sistema; entonces el término estabilidad se usa para designar la habilidad del sistema para permanecer razonablemente similar a sí mismo, absorbiendo dichos cambios.

El concepto de estabilidad de Mac Arthur, es el más comúnmente empleado en ecología, y corresponde a la segunda concepción (b) en la que estabilidad refleja la gran resistencia del ecosistema a los cambios externos.

De acuerdo con Mac Arthur, el ecosistema es estable, si sobrevive a muchos cambios, pero preserva ciertas características esenciales (que hay que definir), lo que consigue cambiando especies, variando las proporciones entre unas y otras, usando vías alternas en las redes tróficas, etc.

El concepto de estabilidad puede entenderse con un esquema en el que se

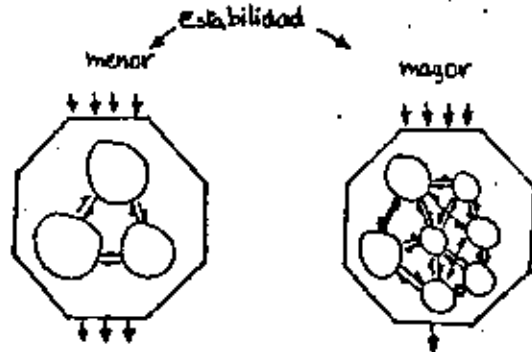




Universidad Nacional de Tucumán  
A.F.P. 1964

represente al ecosistema como un conjunto de puntos.

Cada uno de ellos correspondería a un elemento del ecosistema. Entonces, un ecosistema constituido por un mayor número de elementos presentaría menos fluctuaciones, y el flujo total de energía por unidad de biomasa sería también menor; si las especies son más numerosas, puede existir una especialización mayor, un mayor aprovechamiento de lo ingerido, un menor desperdicio de energía debido a la disminución de la tasa reproductiva, y menores fluctuaciones de las poblaciones.



Entonces, con una mayor posibilidad de relaciones entre los elementos del ecosistema, se tendrá una estabilidad mayor, con una eficiente utilización de la energía.



Universidad Nacional de Tucumán  
A.F.P. 1964

Lecturas Recomendadas

- |   |  |
|---|--|
| 10. Grace, A. Robert                        | Marine Outfalls Systems<br>Planning, design, and construction                        |
| 20. Goldberg, E.B.                          | 1976 The Health of the Oceans.<br>UNESCO Press, Paris, 172 pp                        |
| 30. Margalef, R.                            | 1980 Ecología Ediciones Omega, S.A.,<br>Barcelona 907 pp                             |
| 40. Palmer, Harold, B., y<br>K. Grant Cross | 1979. Ocean Dumping and Marine<br>Pollution. Dowden, Hutchinson<br>Ross, Inc. 262 pp |



DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

CURSO:

SOBRE TECNOLOGIA DE DRAGAGENS

EQUIPAMENTO DE DRAGAGEN

Eng. J.P.C. van den Kieboom

MARZO 25, 1982.

①

CURSO SOBRE TECNOLOGIA DE DRAGAGENS

EQUIPAMENTO DE DRAGAGEM

XXXX

Eng<sup>o</sup> J.P.C. van den Kieboom

XXXX

②

INTRODUÇÃO

O objectivo desta informação é fornecer uma visão global compreensiva do desenvolvimento do equipamento de dragagem.

Este desenvolvimento está por um lado inspirado em termos económicos e por outro em termos técnicos.

- Técnicos - Fazendo uso de invenções técnicas e desenvolvimento em outras áreas, como máquinas, sistemas hidráulicos, etc.
- Económicos - Usando equipamento especializado e adquirindo custos de produção mais baixos.

No sentido de ser dada alguma ideia sobre os vários tipos e dimensões dos equipamentos de dragagem que podem ou não ser usados, uma curta explicação é dada dos vários tipos de projectos de dragagem a considerar em princípio, assim como uma decomposição do chamado ciclo de dragagem, o qual sumariza os elementos funcionais do processo.

Com esta informação básica em mente, revivemos então o desenvolvimento do equipamento de dragagem desde a sua forma mais remota e primitiva, até às últimas e mais sofisticadas concepções.

Será dada atenção às aquisições na área de investigação e desenvolvimento, métodos de trabalho, incluindo melhoria de qualidade do material dragado e aos sistemas alternativos de dragagem.

Além disso será dada também uma lista de parâmetros práticos que influenciam a selecção dos métodos de trabalho e equipamento a utilizar.

Seguindo esta parte técnica principal, será prestada aten o aos aspectos que influenciam bastante a economia dos serviços de dragagem. Por exemplo   importante não somente conhecer a fundo em que condi es o equipamento de dragagem pode trabalhar em termos técnicos, mas também se são economicamente sensíveis.

Como o equipamento moderno exige cada vez maiores investimentos de capital, devendo por conseguinte ser muito mais produtivo no sentido de chegar a custos mais econ micos nos resultados finais, a devida aten o será dada não são a instrumenta o e automa iza o, mas também ao equipamento de navega o e posicionamento, os quais deverá assegurar que estas altas produ es são sem d vida alcançadas nos locais devidos.

Por fim chegaremos   conclusão que não somente há muito mais para dragar do que aquilo que na generalidade se pensa, mas também que a aplica o da tecnologia de dragagem   mais inc spera e deve cobrir áreas até aqui ainda não consideradas como de aplica o.

Esta visão de conjunto foi preparada originalmente no 49 Curso de Tecnologia de Dragagem organizado pela Associa o Latino-Americana de Dragagem (A.L.A.D.) no Rio de Janeiro - Brasil/1978, a qual foi actualizada em 1981 para apresenta o   Dragport (Dragagens de Portugal L.P.) em Lisboa - Portugal.

DEFINI ES

- 1.1 Moviment o de terras   a remo o do solo por meios artificiais com o objectivo de satisfazer uma finalidade específica.
- 1.2 Dragagem   a remo o de solos submersos e/ou moviment o dos solos com equipamento flutuante.
- 1.3 Tecnologia de dragagem   a tecnologia específica necessária para desenvolver métodos próprios de dragagem através da aplica o de processos apropriados, no sentido de executar eficientes opera es de dragagem.

2. TIPOS DE OBRAS DE DRAGAGEM

2.1 Dragagens em Escavação

Limitar-se exclusivamente à escavação (bacia portuária, canal etc.) em que o solo escavado deverá ser ainda removido.

2.2 Dragagens em Alente

Trata-se de terra-plenos (diques, bases de estradas, áreas a elevar em alentejo, etc.). O solo necessário terá de ser escavado num local e transportado para o sítio determinado.

2.3 Dragagens em Escavação e Alente

Trata-se de uma combinação de dois sistemas de dragagem (por exemplo a bacia de manobra dum porto com criação de alente junto à própria bacia, destinado a instalações portuárias).

3. ANÁLISE DO CICLO DE DRAGAGEM

3.1 QUEBRA DA COESÃO DO SOLO

- 3.1.1 Químico - Com explosivos (cargas)
- 3.1.2 Mecânico - Corte simples, fragmentação, raspagem (soles coesivos, argilas duras)
- 3.1.3 Erosão Hidráulica - Boca de arasto, boca com jacto (areia, argila mole, silte)
- 3.1.4 Perturbação de equilíbrio - Agitação  
- Colapso dos taludes (todas as solos excepto argila dura ou rocha)  
- Pot. explosivos, escavação mecânica, erosão hidráulica (no sítio do talude), vibrações ou choques, sobrecarga.

3.2 ESCAVAÇÃO

- 3.2.1 Mecânica - Digger, balde, grab, lâmina
- 3.2.2 Hidráulica - Boca de sucção dum tubo - força propulsora do fluido
- 3.2.3 Pneumática - Borra de ar comprimido

3.3 FORÇAS DE REACÇÃO ÀS FORÇAS DE ESCAVAÇÃO, NÁUTICAS E METEOROLÓGICAS

- 3.3.1 Na direcção horizontal - Ancoras, cabos, guinchos, estacas, forças propulsoras das hélices.
- 3.3.2 Na direcção vertical - Capacidade de flutuação da escavação - cabos, guinchos de lanças, cabo de elevação, guincho de elevação.  
- Peso da máquina de escavação (por exemplo "grab")

3.4 TRANSPORTE VERTICAL

3.4.1 Mecânico

- Grab
- Front-shovel
- Balde
- Bomba espiral
- Elevador

3.4.2 Hidráulico

- (Força propulsora do fluido)
- Tubo de sucção

3.5 PERDAS NO JEITO DE TRANSPORTE

3.5.1 Por entrecarga:

3.5.1.1

Material altamente concentrado

- Directo Front-shovel
- Grab

- Rampa de descarga, balde

3.5.1.2

Material diluído na água

- Tubo de sucção (draga hopper)
- Dilapetor (draga estacionária de sucção)

3.5.2 Por transporte contínuo:

3.5.2.1

Material altamente concentrado

- Conveia transportadora + enchimento com mecanismo de retenção de água
- Rampa por gravidade
- Rampa por vibração (com mecanismo de retenção de água)

3.5.2.2

Material diluído na água

- Tubagem flutuante - Tubagem terrestre
- " suspensa
- " submersa - Tubagem terrestre

\* por intermédio duma bomba de arida

3.6 EXCEÇÃO NO JEITO DE TRANSPORTE

3.6.1

Abastecimento de material por meio mecânico (dipper, balde, grab)

- Problemas não especiais com batelões ou cisternas
- Sistemas de recepção e equipamento de retinada de água com correias transportadoras

3.6.2

Abastecimento de material por meio hidráulico

- Por cisterna nas baterias, utilizando-se meios especiais para melhorar o processo de sedimentação e reduzir as perdas de sobre-enchimento.
- Por transporte tubular sem medidas especiais

3.7 PERDAS

3.7.1

Causadas pela ruptura do equilíbrio de forças internas do solo (draga de corte e sucção, draga estacionária de sucção, draga de alcaçuzes, draga dipper, etc.) ruptura após dragagem da face da barreira frontal.

3.7.2

Causadas pela descarga do equipamento de escavação (draga de alcaçuzes, draga front shovel, grab).

3.7.3

Causadas pelo sobre-enchimento de batelões ou porão (perdas de sobre-enchimento).

3.7.4

Causado pelo retorno da água do aterro hidráulico.

3.8 MELHORIA DA QUALIDADE: CLASSIFICAÇÃO - CONCENTRAÇÃO - SECAGEM

3.8.1

Hidráulico: sobre-enchimento do batelão ou porão - desilagem (concentração em turbidômetros etc. (redução das perdas de sobre-enchimento) Supressão da água.

3.8.2

Mecânico: peneiras vibratórias (por exemplo: peneiras extralimbas de água), peneiras erpidantes (dragagem de cascalho) Britadeiras.



3.9. TRANSPORTE HORIZONTAL

3.9.1 Mecânico

Batelão elevador (auto propulsionado ou não)  
Estaçãoador pelo fundo (auto propulsionado ou não)  
Batelão "split" (auto propulsionado ou não)  
Batelão de praia inclinado (auto propulsionado ou não)  
Batelão chato (auto propulsionado ou não)  
"Hopper" marítimo (auto propulsionado ou não)  
Draga "hopper" com grab (auto propulsionada)  
Draga "hopper" de sucção (auto propulsionada)  
Draga auto-transportadora

3.9.2 Mecânico (directamente ou à posteriori, por exemplo: descarga do batelão carregado por elevador)

- Correias transportadoras
- Por meio de cabo
- Via férrea
- Camião

3.9.3 Hidráulico (Tubagem)

- Draga descarregadora de barcaças
- Draga de corte e sucção
- Draga auto-transportadora

3.10 DESCARGA EM VAZADURO

3.10.1, Descarga pelo fundo:

- De equipamento de transporte (barcaça de descarga pelo fundo ou "split")
- De equipamento de escavação (draga hopper de sucção, draga auto-transportadora, draga hopper com grab).

3.10.2 Mecânico; com grua e grab.

3.10.3 Hidráulico; (com bomba de arca através de tubagem)

- Auto-descarga por draga auto-transportadora
- Draga descarregadora de barcaças
- Draga de corte e sucção
- Draga "dustpan"

3.11 DESCARGA EM ATERRO

3.11.1 Mecânico (aterra "seco")

- Bulldozer
- Dragline
- Pá mecânica
- Pá mecânica sobre rodas
- Camião
- Correias transportadoras multiplicáveis - correias distribuidoras
- Via férrea - mudanças de via - mais vias férreas distribuidoras

3.11.2 Hidráulico (aterra hidráulico)

- Várias tubagens temporárias através de peças V e válvulas, prolongando periodicamente os tubos.
- Higinar o aterra através de enrocadeiras
- Organizar o aterra e conservação das enrocadeiras com bulldozers, draglines, pás mecânicas, etc.
- Vazamento de água do aterra, através de drenagem, estações de bombagem e sifões.

3.12 COMPACTAÇÃO E NIVELAMENTO DO ATERRO

3.12.1 Hidráulico

- O resultado depende bastante do tipo de solo
- A melhor compactação possível obtém-se com areia não muito fina (bem graduada)
- O nivelamento pode ser executado hidráulicamente em áreas largas e planas
- Os estudos e perfis detalhados serão acabados mecanicamente.

3.12.2 Mecânico

- Aterra a seco e aterra hidráulico alto e estreito, serão acabados e compactados por bulldozers e/ou pá de "aster".
- Outro equipamento de compactação:
- Cilindros
- Camions
- Vibradores

4. EVOLUÇÃO DO EQUIPAMENTO DE DRAGAGEM

4.1 HISTÓRIA

Quando consideramos esta terra, um panorama do passado e em particular o nascimento da indústria de dragagem, deverá ter-se em vista os vários tipos de equipamentos utilizados.

No início, os trabalhos de dragagem foram executados com base na força humana.

Podemos iniciar com o exemplo mais simples, que é o caso de um homem trabalhando na margem de uma vala, ou sobre uma barcaça, retirando do fundo da vala a lama chamada draga manual, e depositando o material dragado no talude da vala ou dentro da barcaça.

Desta nasceu o primeiro equipamento mecânico de dragagem, a draga de alcatrões que era movida pela força humana (o "steadamill") ou por cavalos.

Como se deve entender, os resultados eram bastante limitados e apenas sob condições favoráveis, tendo em vista que o movimento do solo submerso exige bastante energia. Esta é a razão pela qual no passado, a escavação submersa era evitada.

O problema principal da dragagem era a não avaliação da energia necessária para enfrentar as exigências requeridas.

A solução deste problema foi encontrada no início do século passado com a invenção da máquina a vapor. A aplicação desta forma de energia tornou possível dragar, transportar ou bombear maiores quantidades de solo.

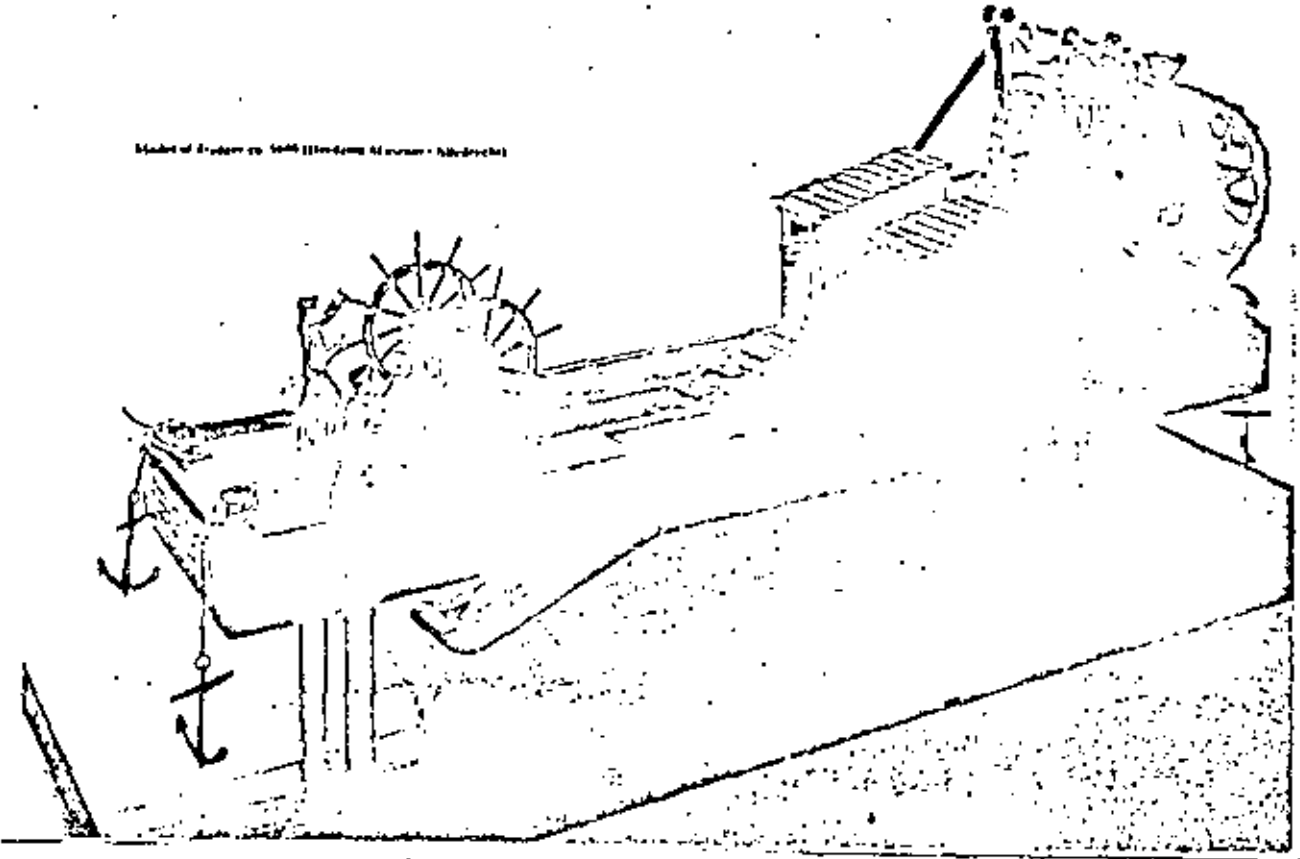
Fornos básicos dum grande número de equipamentos de dragagem desta época ainda hoje são utilizados. Portanto essa época deverá ser considerada como a primeira revolução técnica na indústria de dragagem.

No Europa, o crabber e motocafes (ud-mill), movido por homens ou animais evoluiu até a draga de alcatrões a vapor, e mais tarde até as diesel ou elétricas e marítimas.

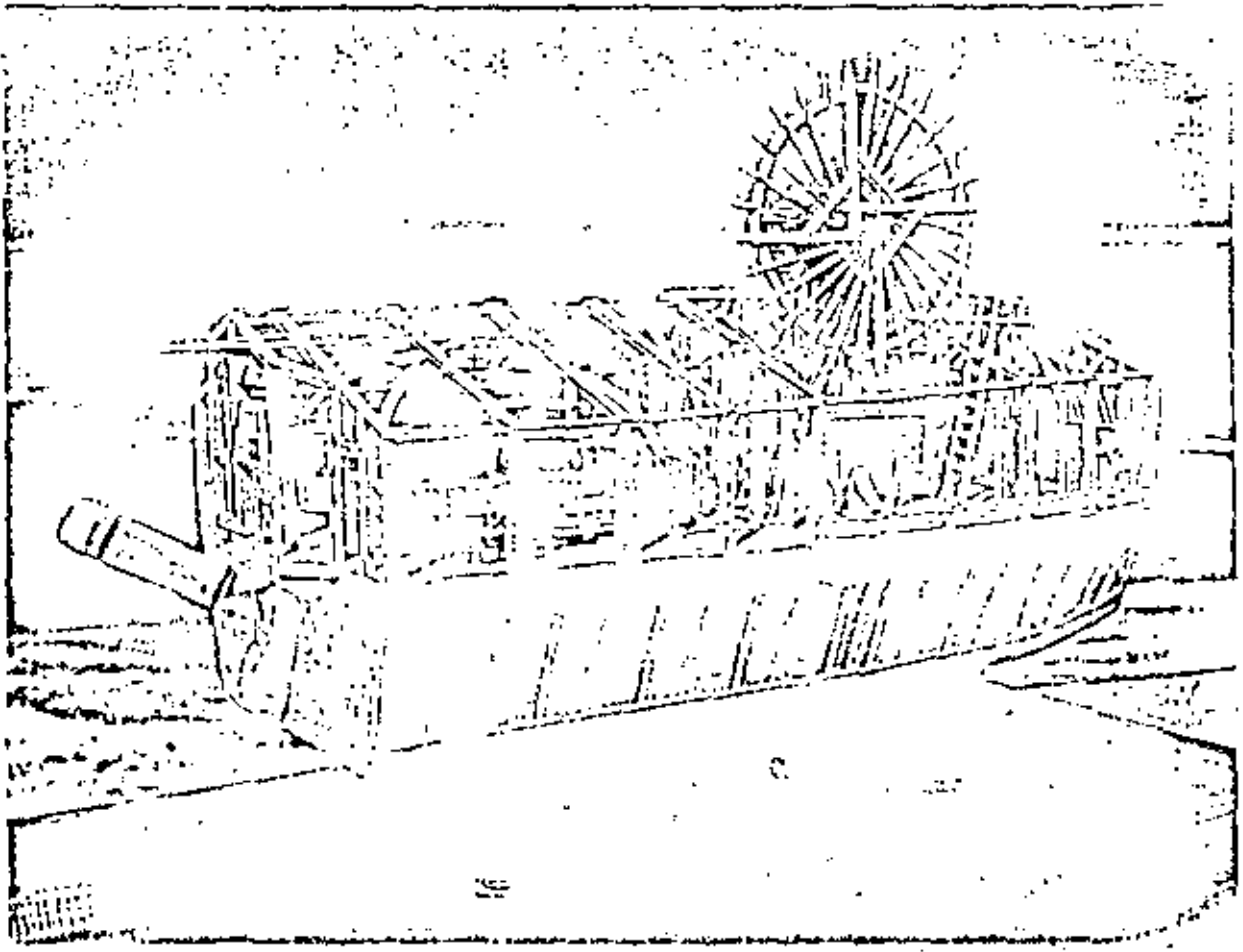
Nesta época a draga estacionária de sucção ou draga de atarraz hidráulica foram também construídas, visando se tornar evidente que os solos não coesivos, tais como areia, poderiam ser aspirados e bombeados através de tubos. Quando o material tinha de ser transportado por batelões era comum empregar uma draga de sucção e regular equipamento com uma instalação de carregamento de batelões.



Model of a river ca. 1640 (Hollandsche Museum - Amsterdam)

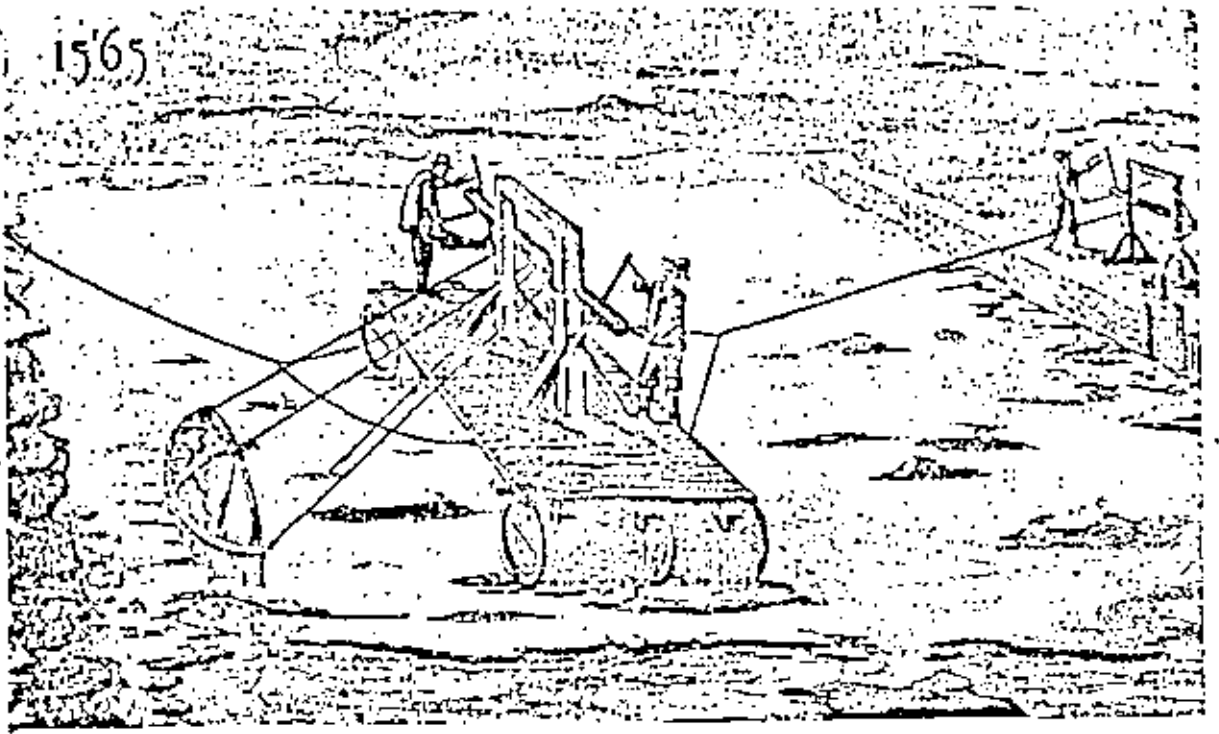


10

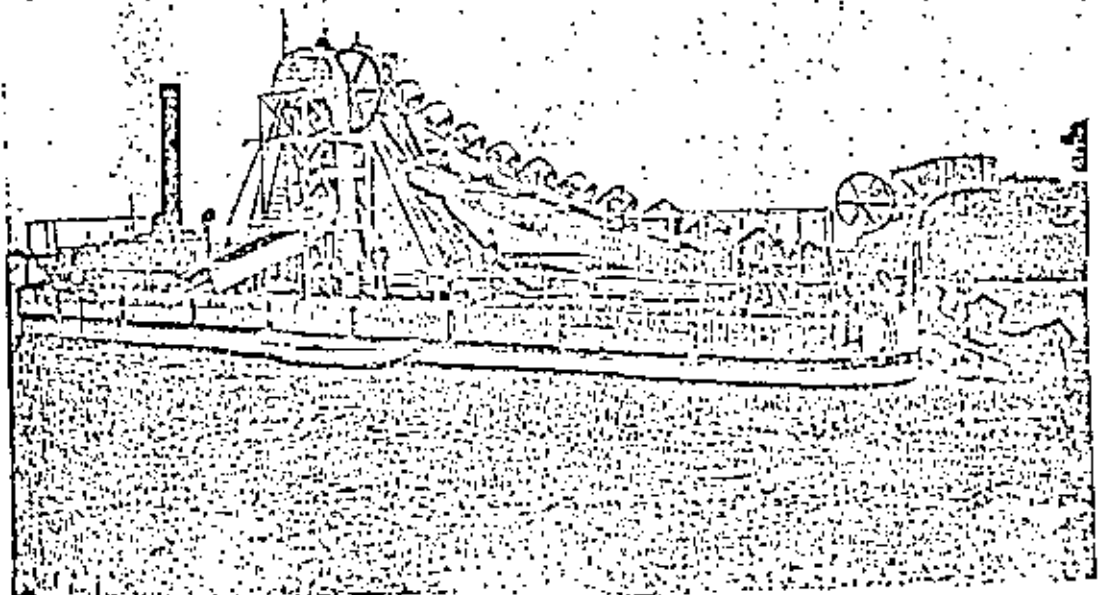


11

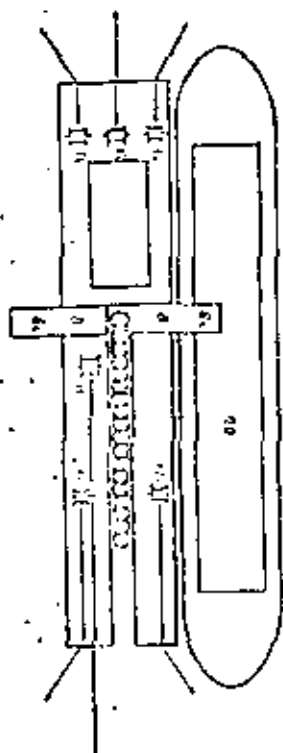
1565



15

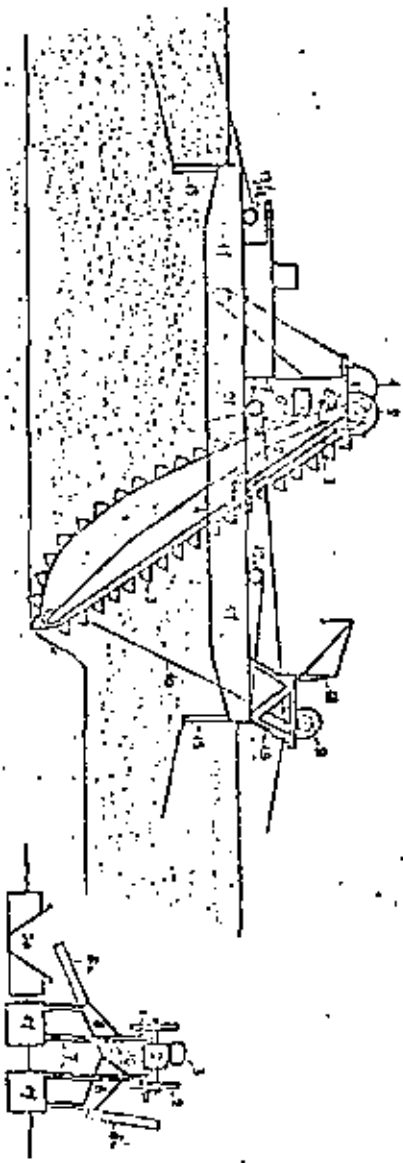


16

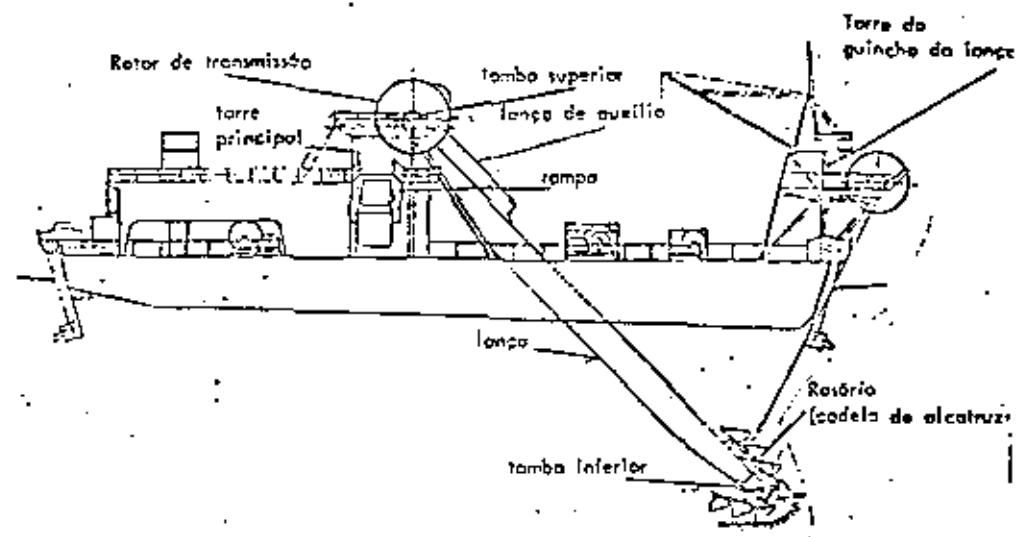


PANTIA GIRAL

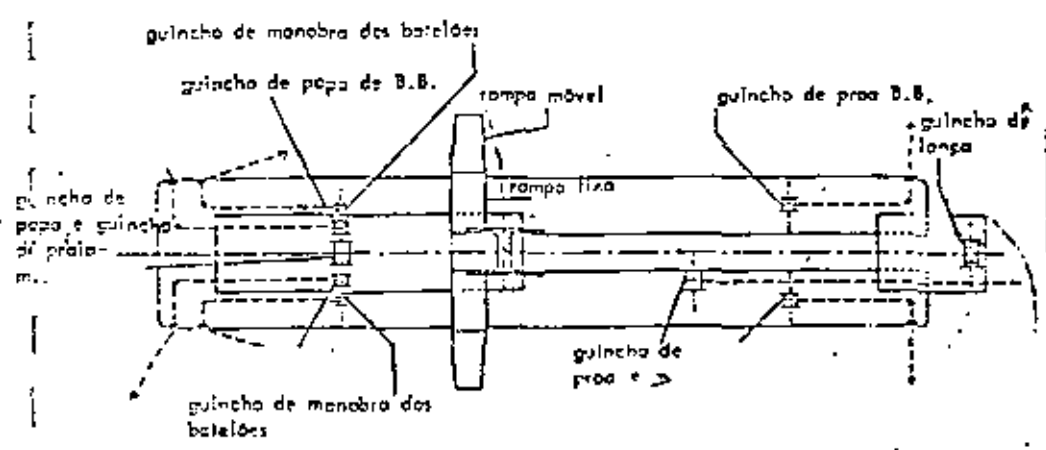
DRAGA DE ALCATRUZES



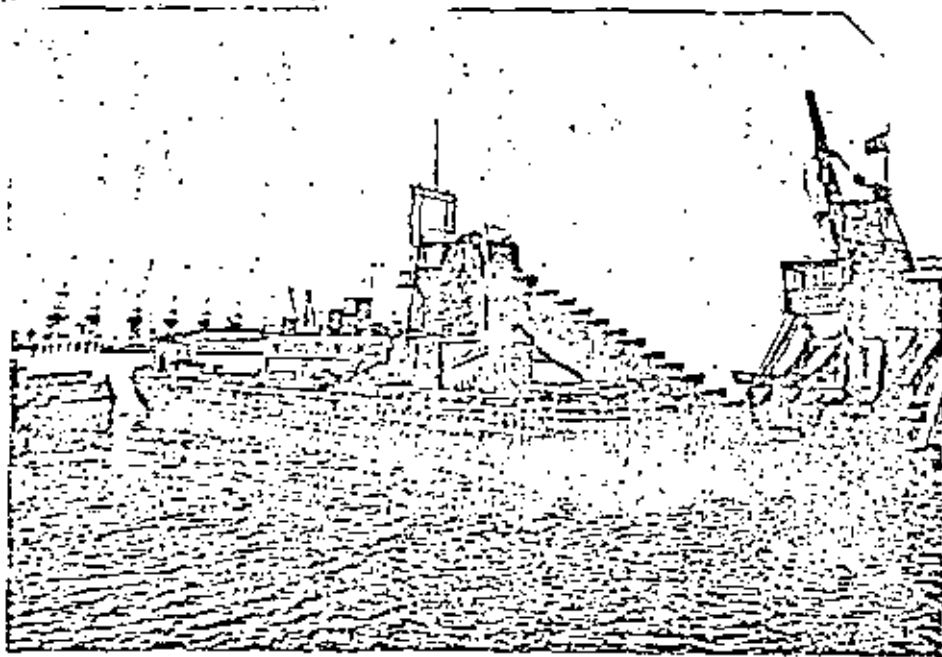
DRAGA DE ALCATRUZES



DRAGA DE ALCATRUZES



(19)



(20)

XI

Um tipo especial era a draga "dustpan". O resultado do trabalho desta draga não era uma vaza ou um baraco donde o material era retirado por sucção, mas sim revoar apenas superficialmente uma camada fina que era conseguida através dum revestimento contínuo do equipamento.

O canal de acesso de Rotterdam, dragado em 1872 e mais tarde o canal do Mar do Norte em 1876, são as ligações principais de Rotterdam e Amsterdão com o Mar do Norte. Conseguiram-se executar estas canais por meio de dragas de alcatruzes e de sucção e repulsão.

A maior parte do material foi principalmente transportado por batelões. A descarga era efectuada por meio de portas de fundo das batelões. Como o equipamento era bastante sensível à ondulação, apenas se tornou possível trabalhar poucas semanas por ano nas zonas marítimas. Quando a ondulação era accentuada, a draga de alcatruzes tinha grande dificuldade na dragagem propriamente dita e ao mesmo tempo em carregar os batelões, dado que se tornava impossível permanecer estacionada junto à draga.

XII

Consequentemente, outras possibilidades começaram a ser procuradas para trabalhos em mar aberto, as quais tiveram como resultado o projecto duma draga com auto-propulsão e auto-carregamento, a chamada draga auto-propulsionada ou draga hopper marítima, também chamada "a draga holandesa".

Durante a dragagem a embarcação permanece ancorada e bombeia o material para o seu próprio porão. O material dragado é descarregado no mar por portas de fundo.

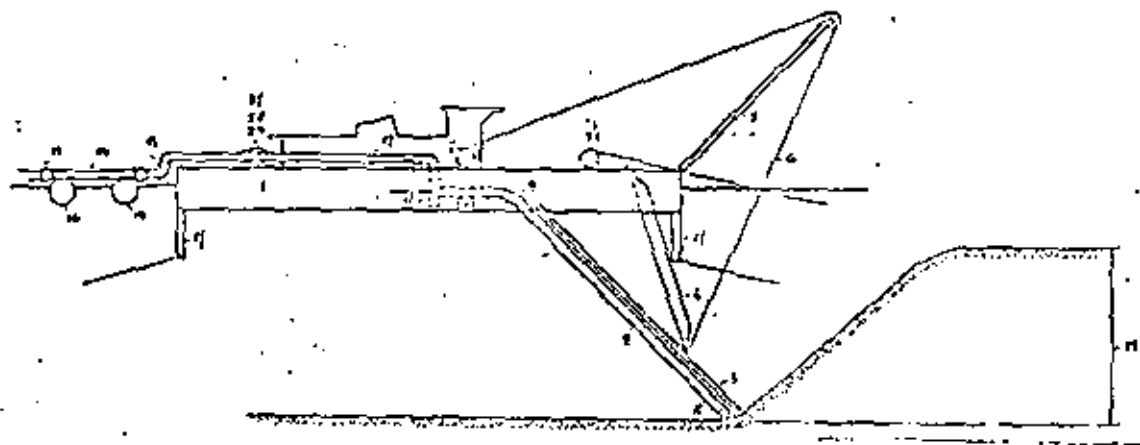
Não obstante, esta mesma embarcação se fica bastante atrasada no mar, devido à ondulação.

XIV, XV

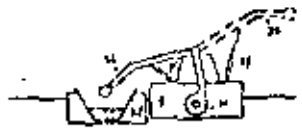
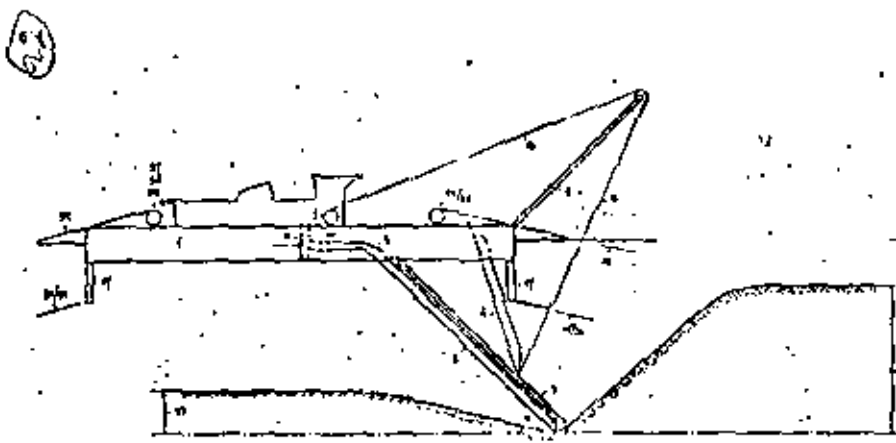
O passo seguinte foi criar a draga "hopper" de sucção e arrasto, ou draga auto-transportadora (ou similar).

Fal como a draga holandesa, esta é uma draga de sucção com o seu próprio porão, em que a diferença existe apenas durante a dragagem pois que não necessita de ancoragem, mas draga com o tubo de sucção arrastado sobre o fundo navegando simultaneamente.

Assi-se ganha o tempo das ancoragens, bem como não perturba o tráfego ou movimentação de outras embarcações. Mais ainda, esta mesma draga, consegue ser menos sensível à ondulação e assim a sua trabalhabilidade foi consideravelmente incrementada.

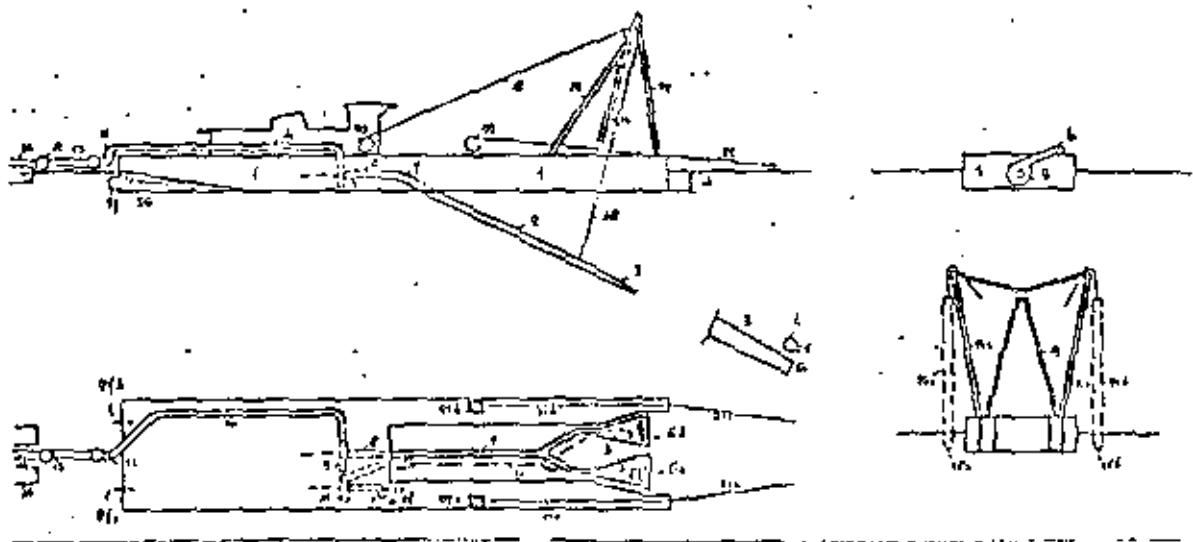


DRAGA ESTACIONARIA DE SUCCAO  
 com linha flutuante de sucção;  
 recôlque. PLANTA GERU.



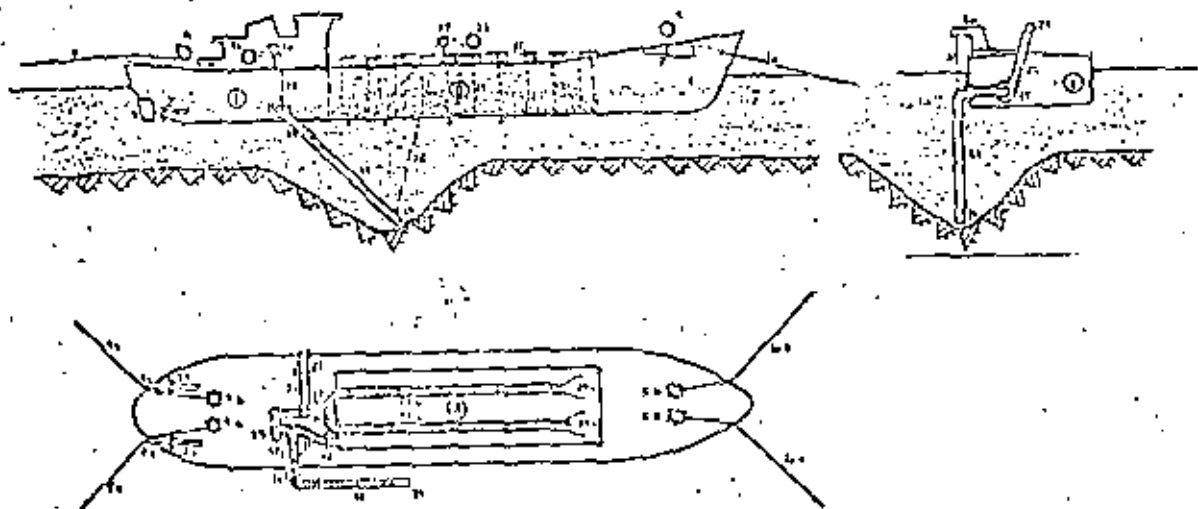
DRAGA ESTACIONARIA DE SUCCAO  
 com sistema de carregamento de  
 barracos  
 PLANTA GERAL

DRAGA "DUSTPAN" PLANTA CEREA.

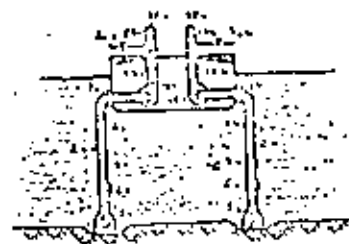
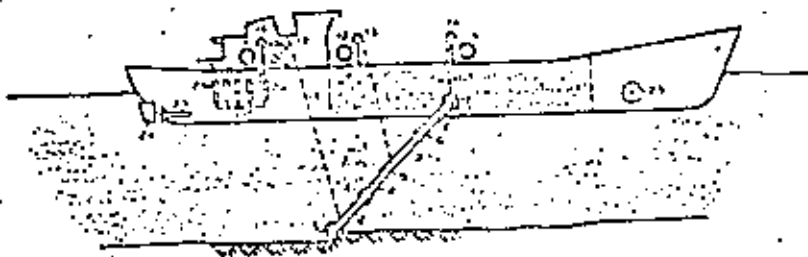


24.

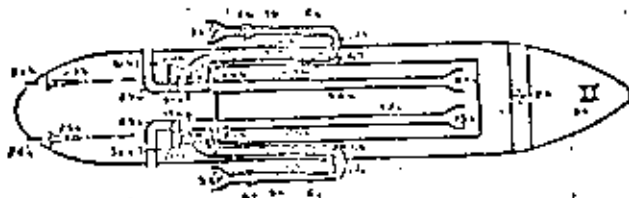
DRAGA HOPPER DE SUCCAO PLANTA CEREA.



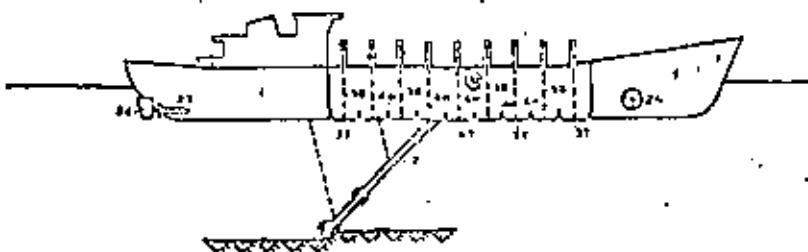




DRAGA HOFFER DE SUCCAO E  
ARRASTO.



PLANTA GERAL  
(sistema dragagem)

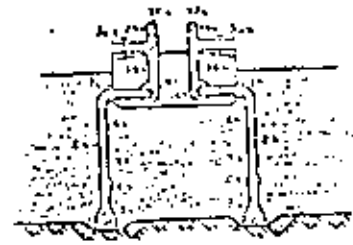
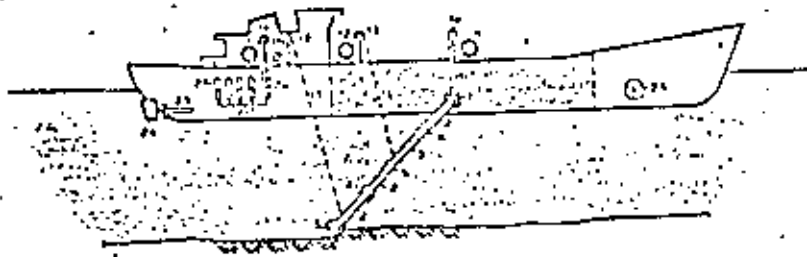


DRAGA AUTOTRANSPORTADORA  
"Trailer"

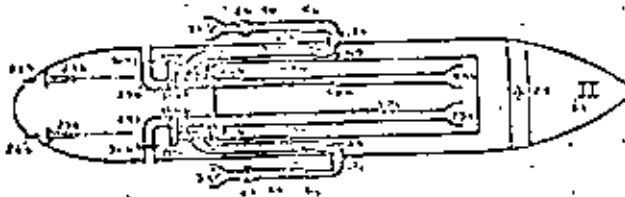


PLANTA GERAL  
INSTALACAO DA CISTERNA

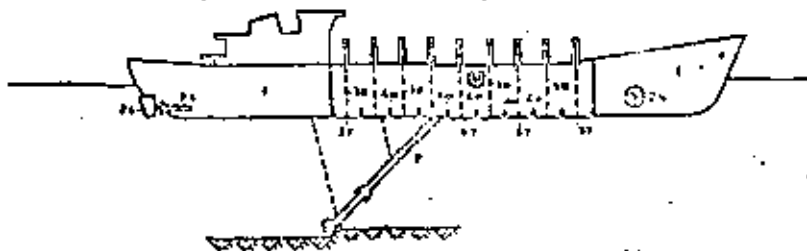




DRAGA HOPPER DE SUCCAO E  
ARRASTO.



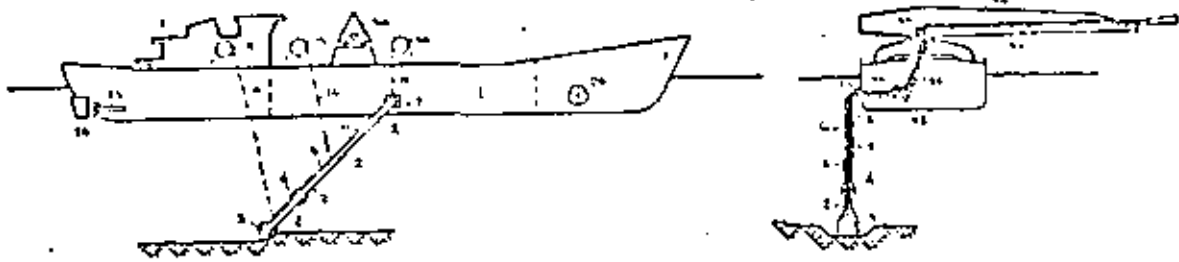
PLANTA GERAL  
(sistema dragagem)



DRAGA AUTOTRANSPORTADORA  
"Trailer"

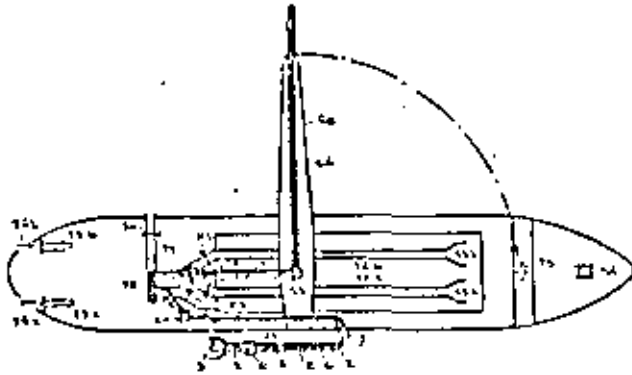


PLANTA GERAL  
INSTALACAO DA CISTERNA



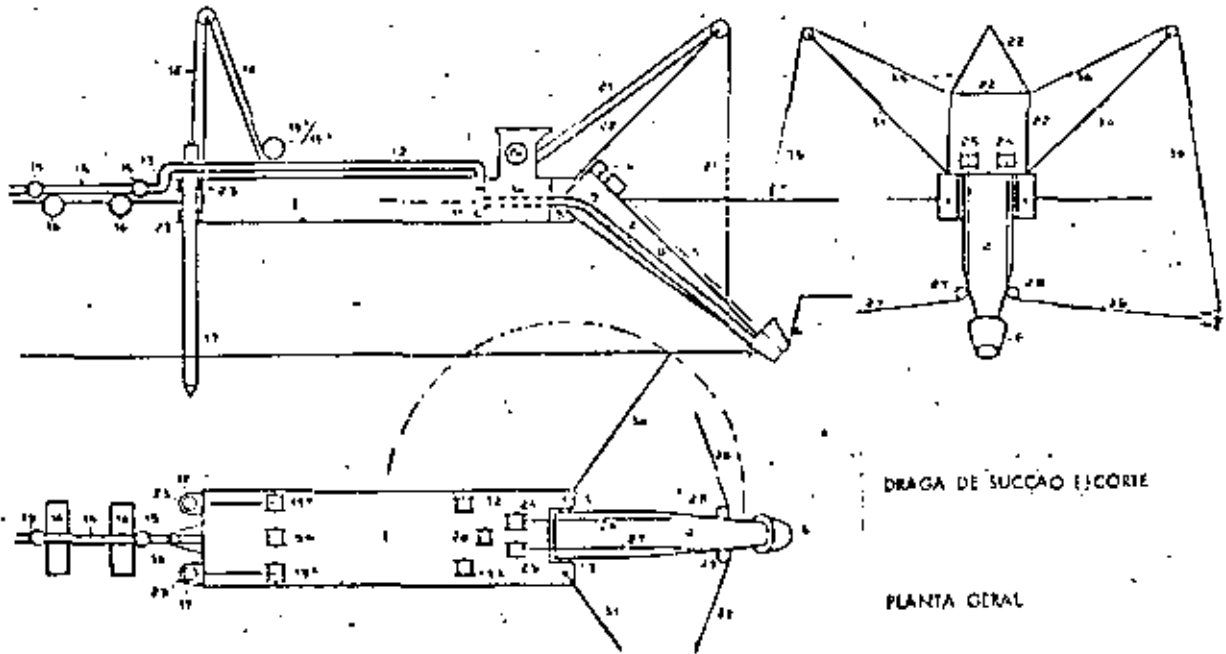
DRAGA "BOOM"

PLANTA GERAL



27

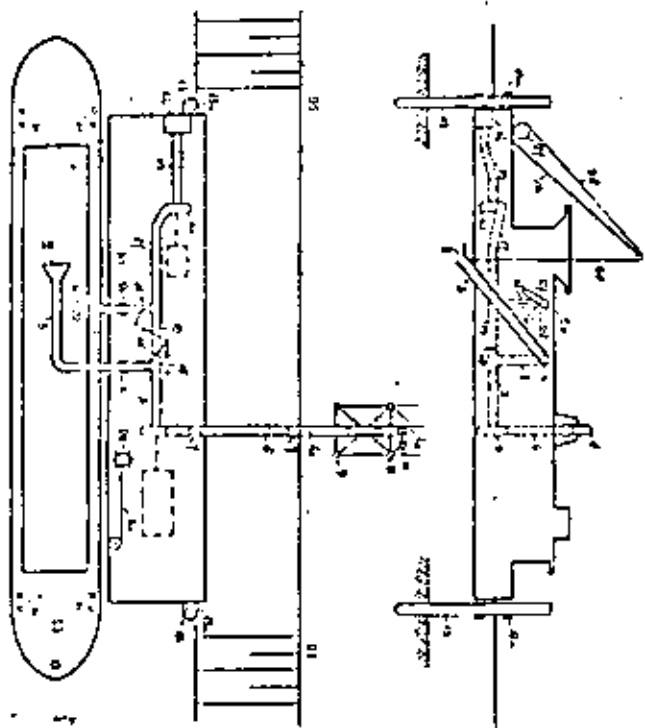
XVII.



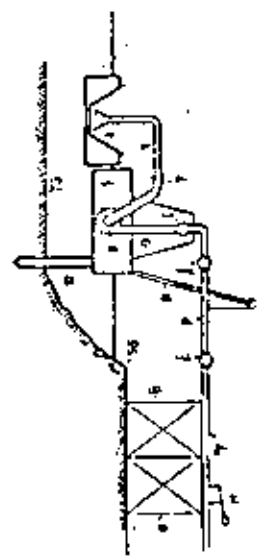
DRAGA DE SUCCAO EJCORIE

PLANTA GERAL

28



MAQUINA ESPECIALIZADA DE BARCOIS



A evolução deste tipo de draga, considera-se então como um dos mais importantes avanços na tecnologia da indústria de dragagem.

XVI Uma forma especial é a draga "boom", em que o material é bombeado diretamente para longe, passando sobre o convés através de uma grande lança suspensa.

A aplicação deste tipo de draga está limitada a dragagem de passagens estreitas e necessita de áreas de despejo ao longo de todo o seu percurso.

XVII Nos Estados Unidos da América sentiu-se a necessidade de dragar solos mais duros, e neste sentido foi também construída uma draga para este fim, a chamada draga de sucção e corte, ou draga cutter.

Esta draga possui junto à boca de sucção um cortador rotativo, capaz de cortar o material mais duro, a fim de o tornar possível ser retirado por sucção.

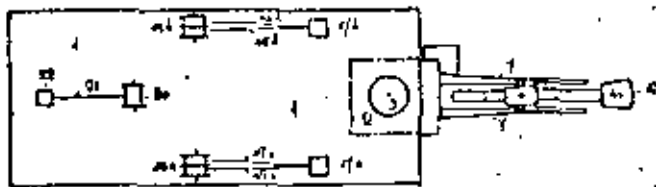
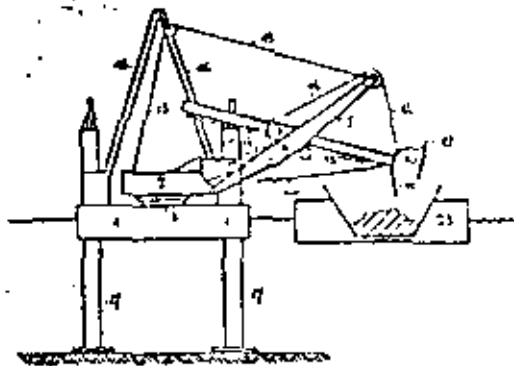
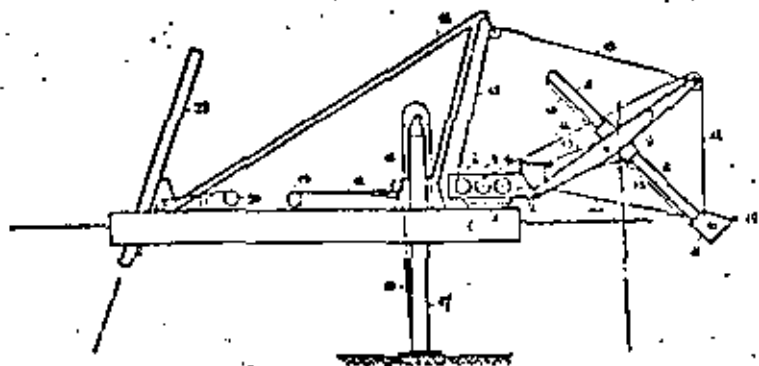
XVIII Nessa mesma época foi desenvolvida a draga desarmadora de barcasas, capaz de bombear para terra o material dragado das barcasas.

XIXa  
XIXb Como equipamento especial poderemos mencionar a draga dipper, capaz de remover pedregulhos de velhas barragens, diques, etc., e em último caso, esta mesma draga até poderá ser utilizada para dragar solos bastante duros.

XX Um outro tipo é a draga grab, a qual pode ser utilizada para remover material heterogêneo sob circunstâncias especiais, onde por exemplo a draga de alcatrazes não funcionaria, tal como a dragar ao longo de eais, dragando material contendo objetos estranhos, lanças depositadas propositalmente nessas locais portuárias, tais como cabos de aço, bicicletas, pneus, etc., bem como dragando a profundidades além de 15 m.

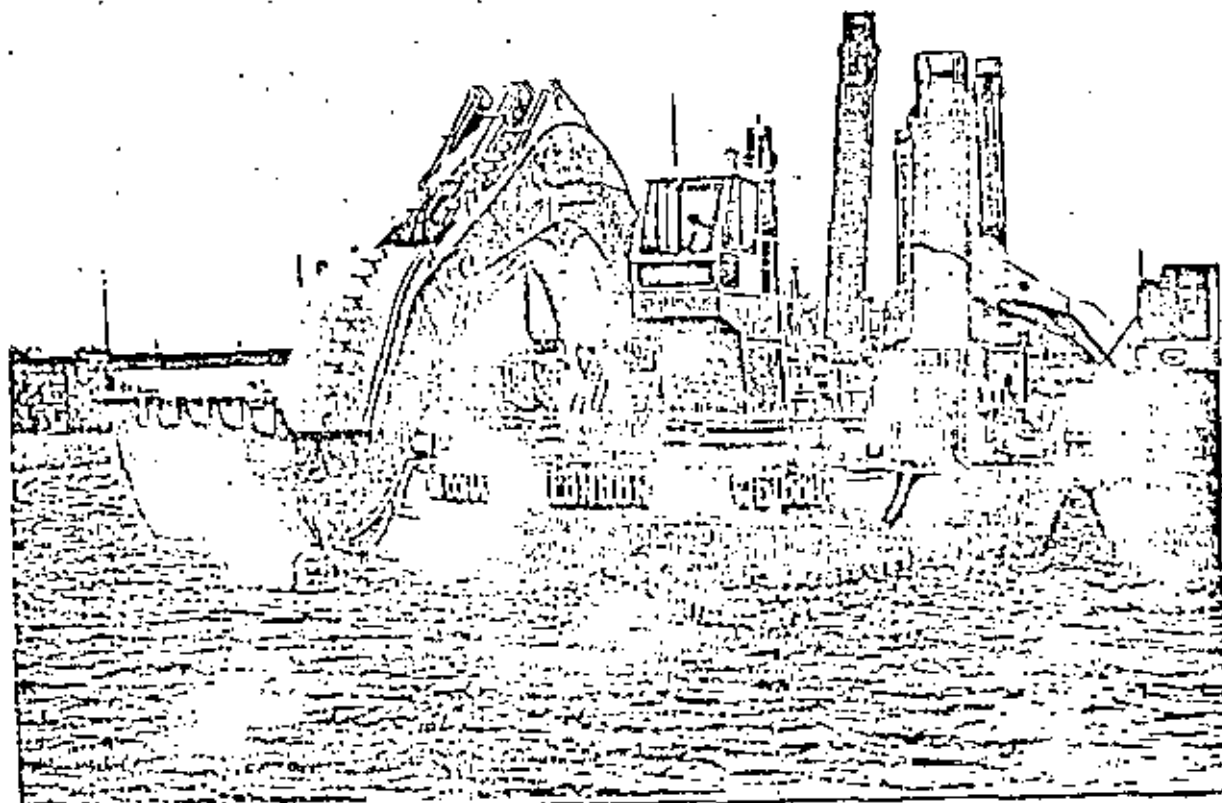
Trata-se de um penão ancorado ou fixado por estacas, equipado com guias fixada sobre o convés. O material é carregado em bascoletes, que atracam ao longo do costado do penão.

XXI Particularmente dentro de portos é utilizada uma draga "hopper" equipada com armazém e um ou mais portões. O seu campo de aplicação é principalmente a manutenção de fundos em áreas portuárias de acesso difíceis, onde apenas pequenas quantidades de material precisam de ser retiradas. 1.

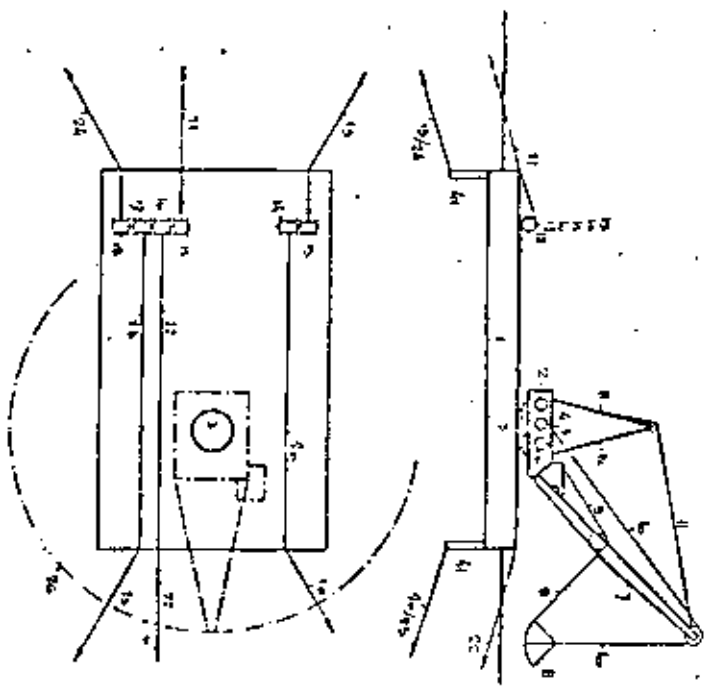


DRAGA "DIPPER" PLANTA GERAL.

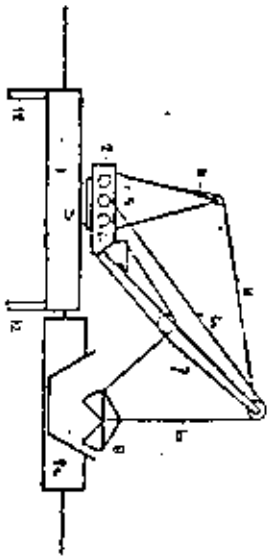
(21)



(22)



ENCAIXA "GRAB" - DOWELO ANCORADO.  
PLANTA CRUZADA.



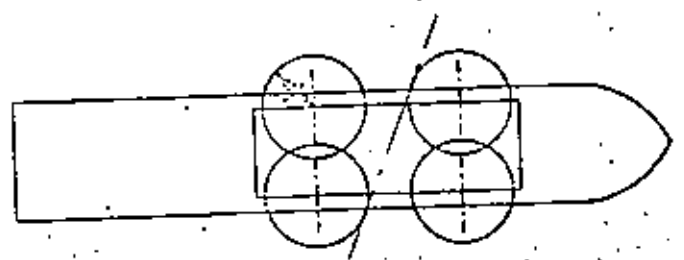
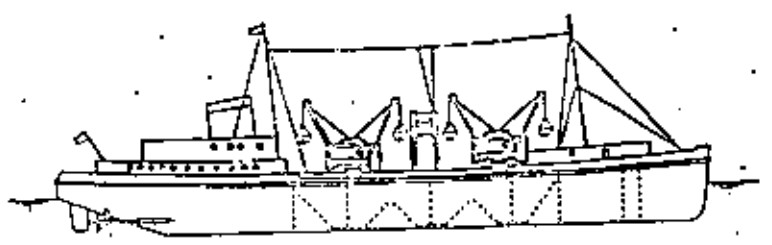
33

xxi

34

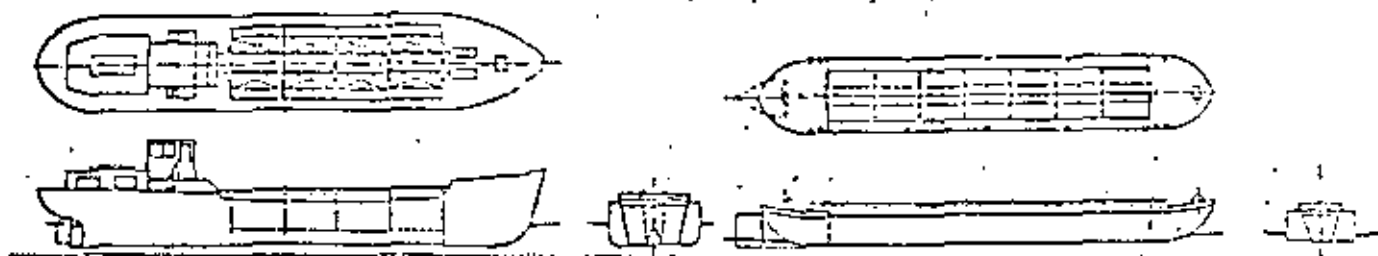
DRAGA "GRAB"

DRAGA "GRAB" - AUTOPROPULSADA COM QUATRO GRUAS



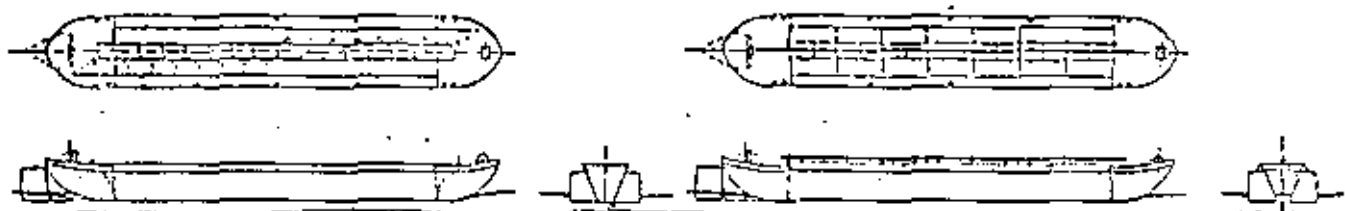
xx

33



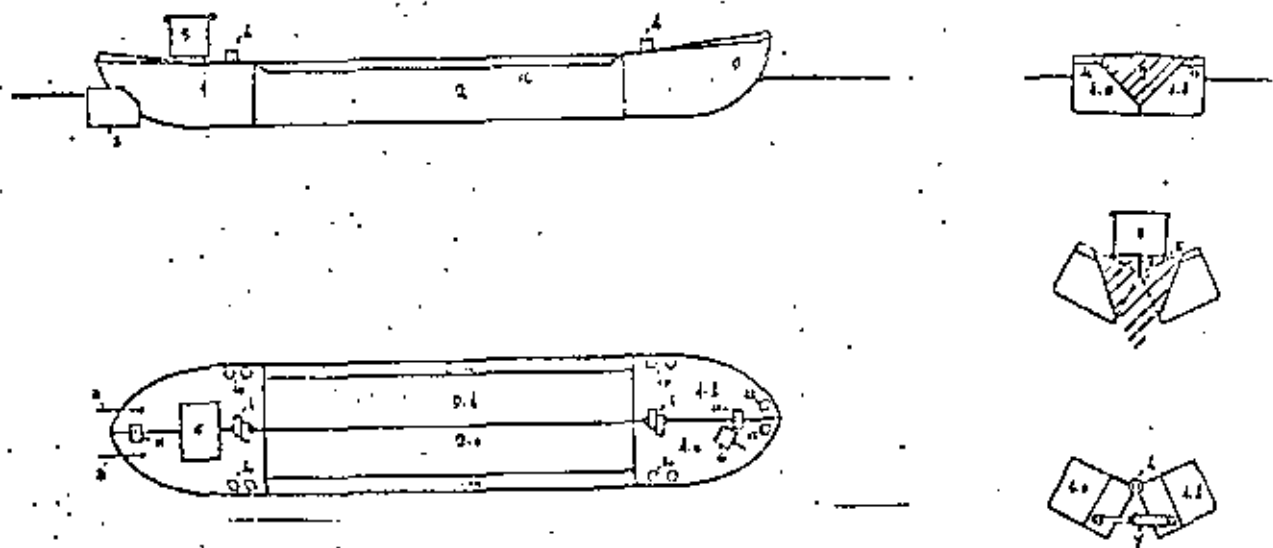
AUTO PROPULSIONADO

COM PORTAS DE DESCARGA NO FUNDO



BARCAÇAS DE DESCARGA PELO FUNDO COM PORTAS DE FUNDO.

75

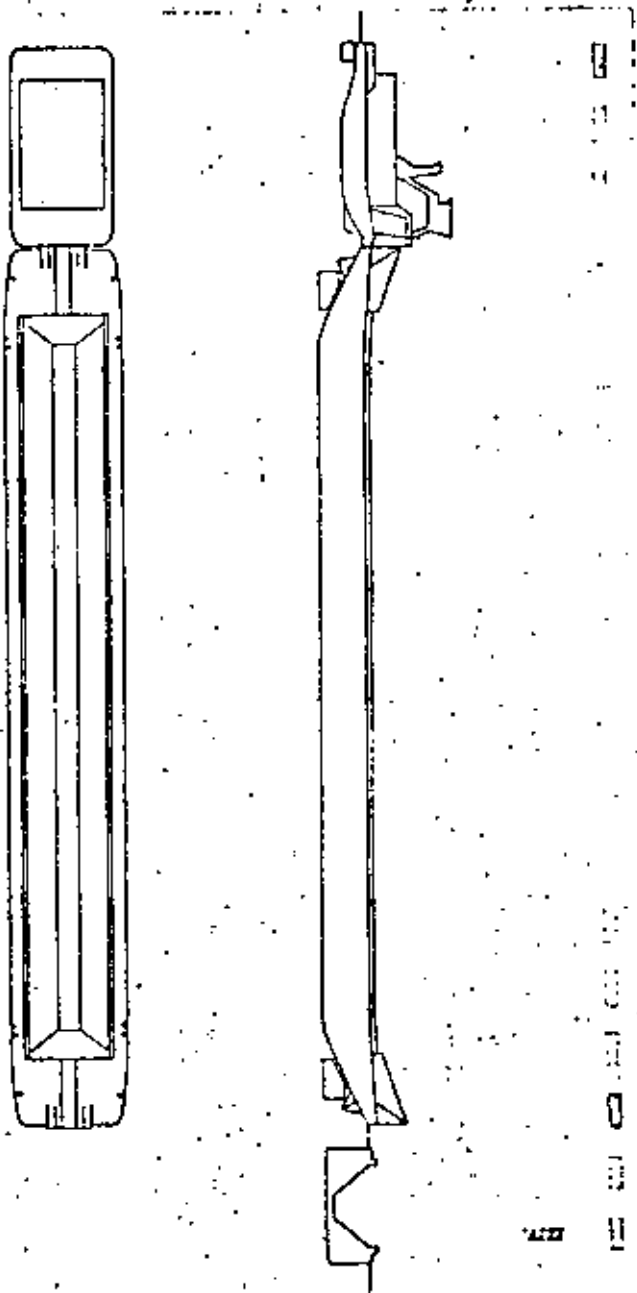


BARCAÇA "SPLIT"

36



ESTRUTURA DE LANCAS DE LANCAS



Por último existe a draga de corte e sucção com baldes rotativos na extremidade da lança.  
 Esta draga é uma variante da draga de sucção e corte.  
 Embora o sistema seja já bem conhecido nos meios de indústria mineira, foi apenas recentemente adaptado com êxito e desenvolvido de novo na indústria de dragagem, onde a moderna tecnologia vence as dificuldades anteriormente insolúveis, tais como a tração de força, existente nos princípios da técnica de dragagem.

Para o transporte do material diferentes meios são utilizados, em que os mais comuns são:

- XXII - A balsa de descarga pelo fundo com portas de fundo.
- XXIII - A balsa de descarga do tipo "split"
- XXIV - A balsa fechada que não consegue descarregar o material, mas é descarregada por meio de dragas descarregadoras de balsas, gruas ou elevadores.

Estas balsas podem ser concebidas para uso fluvial ou marítimo, podendo ser também auto-propulsionadas ou conduzidas por rebocadores ou "pushers".

4.2 INVESTIGAÇÃO E APERFEIÇOAMENTO

4.2.1 Princípios Gerais

O equipamento de dragagem atrás mencionado, foi utilizado para executar obras de dragagem durante mais de meio século. Contudo, após a Segunda Guerra Mundial, sucedeu um enorme desenvolvimento industrial que provocou necessidades de, não só grandes áreas de implantação industrial, mas também novos portos e mais profundos, bem como escavação dos canais de acesso em mar aberto.

A diferença entre os actuais trabalhos e os levados a cabo no passado resume-se apenas e principalmente em: maiores quantidades em jogo, condições de trabalho mais difíceis, tais como as condições marítimas, maiores profundidades, maiores distâncias de descarga e solos mais duros nas camadas inferiores.

Estas mudanças conduziram aquilo que se pode considerar como a segunda revolução técnica em dragagem. Esta época foi caracterizada pela utilização de métodos mais científicos para corresponder ao processo de dragagem.

A experiência prática adquirida no período mencionado constituiu uma excelente base de apoio para posterior desenvolvimento da indústria de dragagem.

Era assim antes da Segunda Guerra Mundial, em que os trabalhos de dragagem eram apenas executados por experiências práticas.

Certamente eram bastante competíveis nas com um pequeno ou nenhum conhecimento teórico de base.

Após a guerra, cada vez maior número de técnicos com níveis de instrução mais elevados foram empregados nos Departamentos Técnicos das várias empresas, bem como nos Departamentos de Investigação e Aperfeiçoamento, agora sendo criadas pelas próprias companhias de dragagem.

No passado, a maior parte dos problemas de dragagem eram resolvidos por parte dos engenheiros mecânicos, os quais contribuíram de certa maneira para este aperfeiçoamento. No entanto, também hoje em dia os engenheiros civis ocupados com os problemas hidráulicos e de mecânica dos solos desempenham um importante papel no estudo dos processos de dragagem.

Mais ainda, devido ao sempre crescente encargo salarial, a necessidade de automatização irreversível tem-se feito sentir cada vez mais pesada, obrigando à participação de técnicos de electrónica.

Entretanto em muitas áreas de dragagem, a necessidade de informação básica geológica é indispensável para avaliação da dragabilidade do solo, pelo que também engenheiros geólogos e de minas têm sido introduzidos na moderna indústria de dragagem. Hoje, este aperfeiçoamento está ainda em pleno desenvolvimento.

A aplicação dos meios científicos teve como resultado um incremento e renovação dos processos de dragagem em geral, mas ao mesmo tempo estabeleceu-se a aplicação do conhecimento obtido nas tecnologias correlacionadas.

Tal como já notado, investigação e aperfeiçoamento desempenham hoje um importante papel na dragagem.

Embora em muitas indústrias a investigação esteja orientada para novos processos, na indústria de dragagem uma parte importante da mesma está ainda concentrada no estudo do processo actual.

A explicação para este facto é que esta indústria recentemente emergiu do processo artesanal, apesar da evolução prática já ter tido lugar durante séculos.

Uma parte importante do orçamento de investigação é destinado à investigação básica, dado que na maior parte dos casos é bastante difícil e torna-se dispendiosa a análise completa das operações do equipamento a bordo.

Esta pesquisa toma lugar principalmente em modelos reduzidos, onde se tenta medir e registar os aspectos geofísicos dos vários processos de desagregação e transporte, com base nos quais poder ser registados e analisados na prática, num processo único e comum.

A investigação em dragagem está dirigida à redução de custos, para os diferentes tipos de solo que podem ser dragados sob várias circunstâncias, principalmente aumentando a produção por unidade de tempo.

Os três principais objectivos da nossa investigação são:

- Optimização do equipamento existente
- Melhoramento dos métodos de trabalho
- Desenvolvimento de novo equipamento e métodos de trabalho

Em relação à optimização do equipamento, atenção especial é dada a:

- Aumento de eficiência
- Adaptação das embarcações às dificuldades das condições de trabalho
- Automação do processo de dragagem

É evidente que o aumento de produção foi procurado em primeiro lugar com a construção de unidades maiores.

Esta extrapolação contudo, trouxe a desvantagem dos grandes investimentos, causa pela qual muita atenção era dispensada à melhoria do equipamento e seu apetrechamento, no sentido de se atingir maior rendimento sem aumento das dimensões das unidades.

Muitas investigações estão sendo levadas a cabo para este fim. O programa de investigação na indústria de dragagem é tão extenso que só por si serviria de curso, pelo que aqui apenas referiremos os aspectos mais relevantes.

#### 4.2.2 Draga de Baldes

Um assunto de permanente investigação por exemplo foi a forma do "balde" deste tipo de draga, o qual difere hoje consideravelmente dos modelos ancestrais.

O resultado de investigação intensiva em modelos, no que respeita às forças de corte, tipo de corte e ângulo dos dentes, foi uma maior eficiência de enchimento e sobretudo o esvaziamento melhor, os quais conferiram melhor rendimento.

Mecanicamente a investigação foi dirigida no sentido de aumentar a velocidade da cadria de baldes, e conseqüentemente foi atingido um incremento da ordem de 25 a 50%. Posteriormente, o mecanismo de accionamento tornou-se um ponto especial de estudo, o qual fez com que as dragas de baldes se tornassem capazes de trabalhar em rochas brandas e duras, previamente fragmentadas.

#### 4.2.3 Draga Estacionária de Sucção

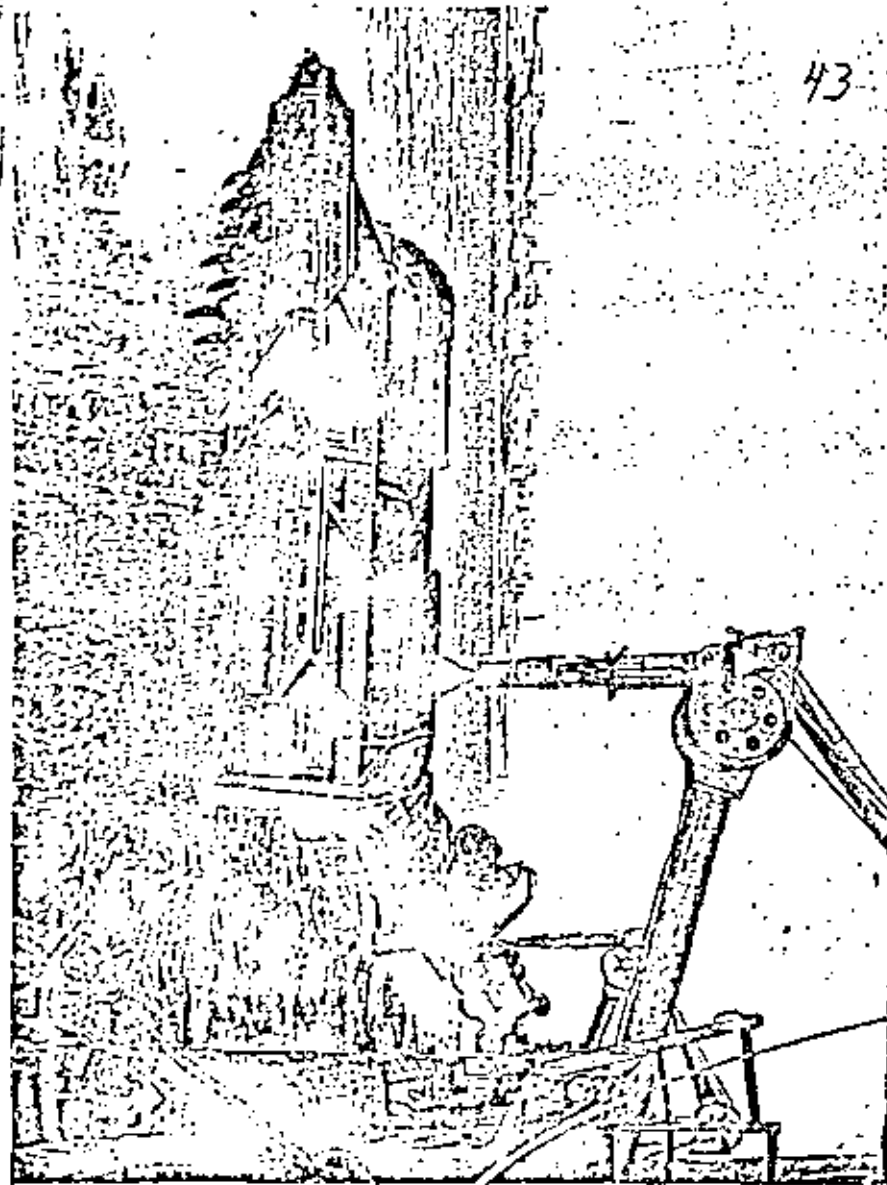
A investigação dirigiu-se na sua maior parte para o aumento da concentração da mistura, principalmente visando transportar a maiores distâncias, pois a eficiência da descarga aumenta com a concentração da mistura.

Isto será discutido mais exaustivamente a seguir (Hidráulica aplicada a dragagem).

#### 4.2.4 Jactos de Água

Bastante investigação foi feita a cabo na aplicação de jactos de água junto à boca de sucção, com o objectivo de aumentar a concentração, desagregando o material do seu estado natural.

43



Conjuntamente com este pode-se ver melhorada a sucção da boca de sucção e arrasto de draga de fundo marinho.

4.2.5 Boca de Arrasto e Sucção

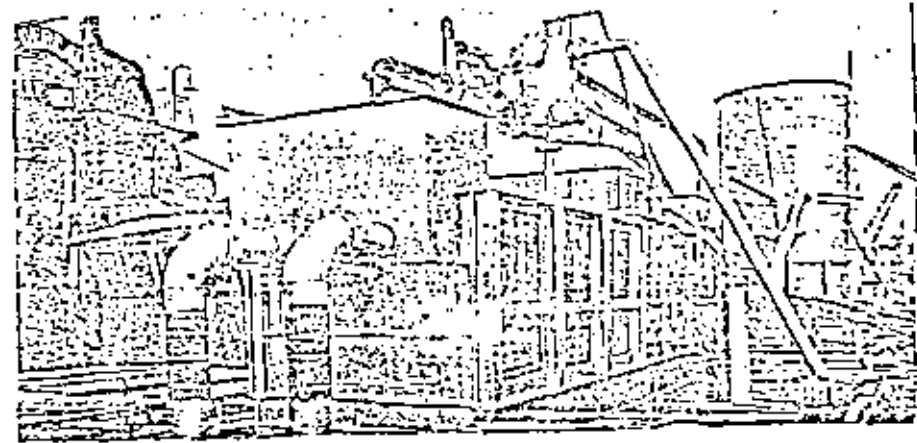
LIX

17  
44

A forma desta boca estabelece consideravelmente o nível de rendimento paralelamente ao problema do sobreenchimento no porão.

Em areias finas o rendimento é também consideravelmente influenciado pela sedimentação de material no porão e resultando também nas perdas por sobreenchimento.

XXVI



Com base nas investigações em modelos fazendo variar as bocas de sucção e arrasto, e os solos, o enchimento da draga autotransportadora melhorou consideravelmente.

Um outro resultado destas testes, é que as regras de cálculo foram deduzidas, de forma a que se possa prognosticar mais exatamente os rendimentos.

Uma criação relativamente recente foi a "cabeça relativa de balde", a qual está equipada com roda cortadora. Esta roda é accionada por um motor submerso e corta o solo no avanço,

43  
-16-

Este sistema foi criado no intuito de ser usado em solos dragáveis, os quais são difíceis ou impossíveis de dragar com os outros sistemas de dragagem convencionais, sem provocar enormes forças de reacção para draga transportadora.

4.2.6 Cabeça Rotativa de Baldes

Esta componente de dragagem adrece uma variante à draga de caule e sucção.

Embora o sistema seja bem conhecido da indústria mineira, foi apenas recentemente adaptado com sucesso e desenvolvido outra vez para a indústria de dragagem, onde a moderna tecnologia tem hoje ultrapassado dificuldades insólitas, tais como a tracção da força.

4.2.7 Unidade Transportadora

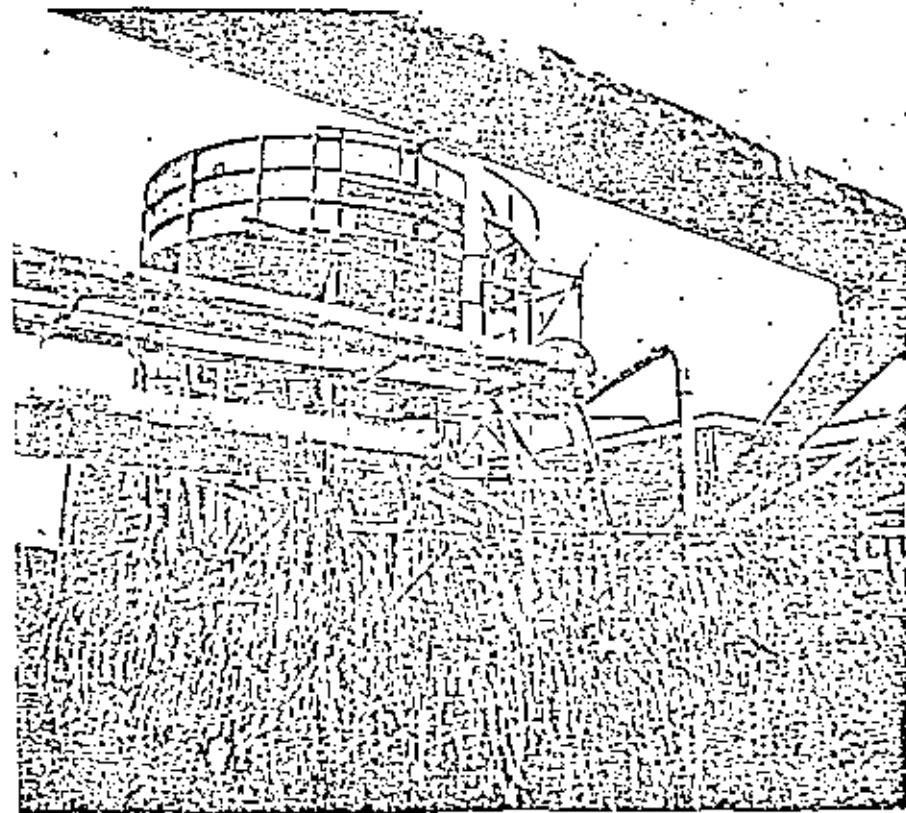
Esta unidade considerada no mercado como "Breebot" consiste em um tubo transportador com boca de sucção da sola, bomba e equipamento de elevação, podendo ser ligada a um balseão de porão. Devido à sua natureza, existem de facto limitações de dimensão e aplicação.

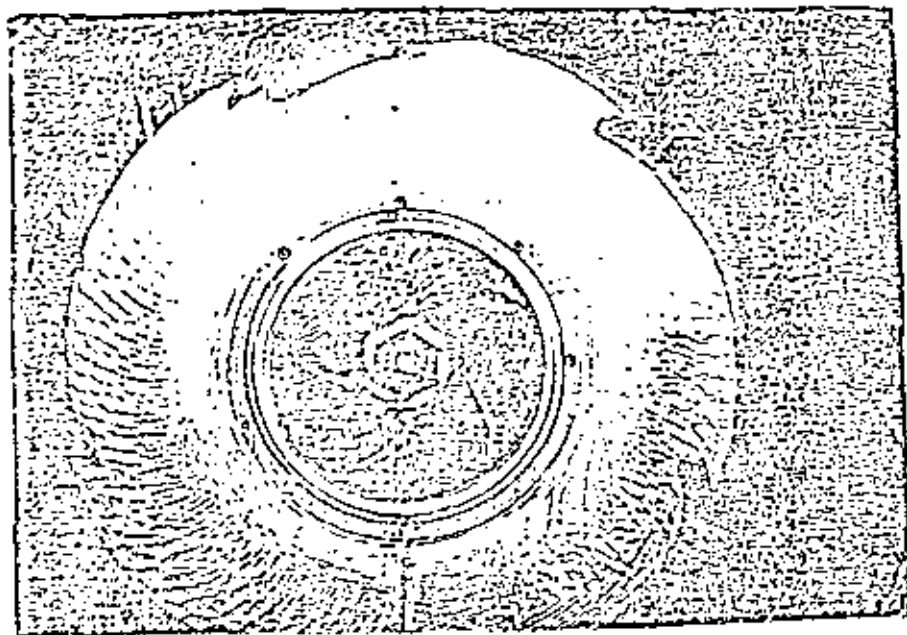
4.2.8 Bomba de Sola

Como a bomba desempenha um papel predominante na indústria de dragagem, também sobre este factor foi levada a cabo uma forte investigação.

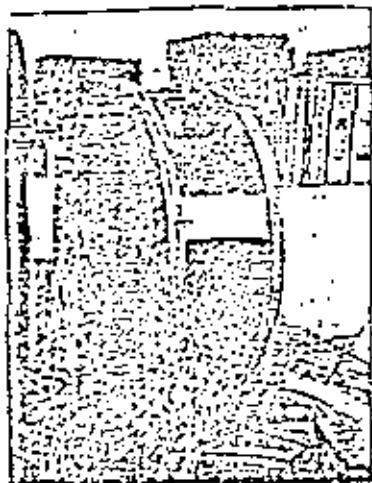
O objectivo era atingir alta eficiência e custos mínimos, com um interior tão largo quanto possível, de modo a minimizar o bloqueio.

XVII.





USADO.



Novo

4.7.9 Desgaste

Um outro assunto exige de bastante atenção durante os últimos anos foi o desgaste. Trata-se de um fenómeno para o qual na indústria de dragagem muitas horas de trabalho foram dispendidas.

Consequentemente procuraram-se sempre materiais de maior resistência ao desgaste, que possam ser mantidos por meio de soldaduras, e suficientemente elásticos para resistir ao impacto de pedras, conchas, etc.

XXVII a+b

O desgaste tem lugar principalmente nos componentes mecânicos desgastadores, tais como contadores, bocas de sucção e arrasto, etc.

Também uma parte notável do desgaste ocorre em tubos e bombas no sistema hidráulico de transporte.

Em vez do revestimento interior em aço, nos últimos anos um tipo de revestimento em borracha com alta resistência ao desgaste, tem sido usado, pelo que reduziu consideravelmente o custo de manutenção das bombas.

Quando se tem que bombas material muito abrasivo, devem-se utilizar caixas de bombas de aço muito duro.

É evidente que uma redução das reparações devidas ao desgaste influencia favoravelmente o número de horas efectivas de trabalho, e consequentemente a produção.

4.7.10 Dragagem de Solo Duro

Finalmente a investigação em relação à dragagem de solo duro deveria ser mencionada. A mecânica das rochas desempenha aqui também um importante papel.

Especialmente para os tipos de solo mais duros, bastantes investigações foram executadas com respeito ao pré-tratamento através da perforação e detonação.

XXIX

Mais importante ainda é a fragmentação e o enchimento que podem ser previstos e concluídos no sentido de tornar o material susceptível de ser dragado. Por outro lado a explosão em si própria, não deverá causar danos nas proximidades.

O ciclo de perfuração, detonação e dragagem consiste em três actividades alternativas completamente diferentes, requerendo dois tipos diferentes de equipamento flutuante: batelão de perfuração ou plataforma auto-elevadora e uma draga.

É evidente que este sistema é caro e tanto mais ainda quanto mais dispositivos de segurança forem necessários.

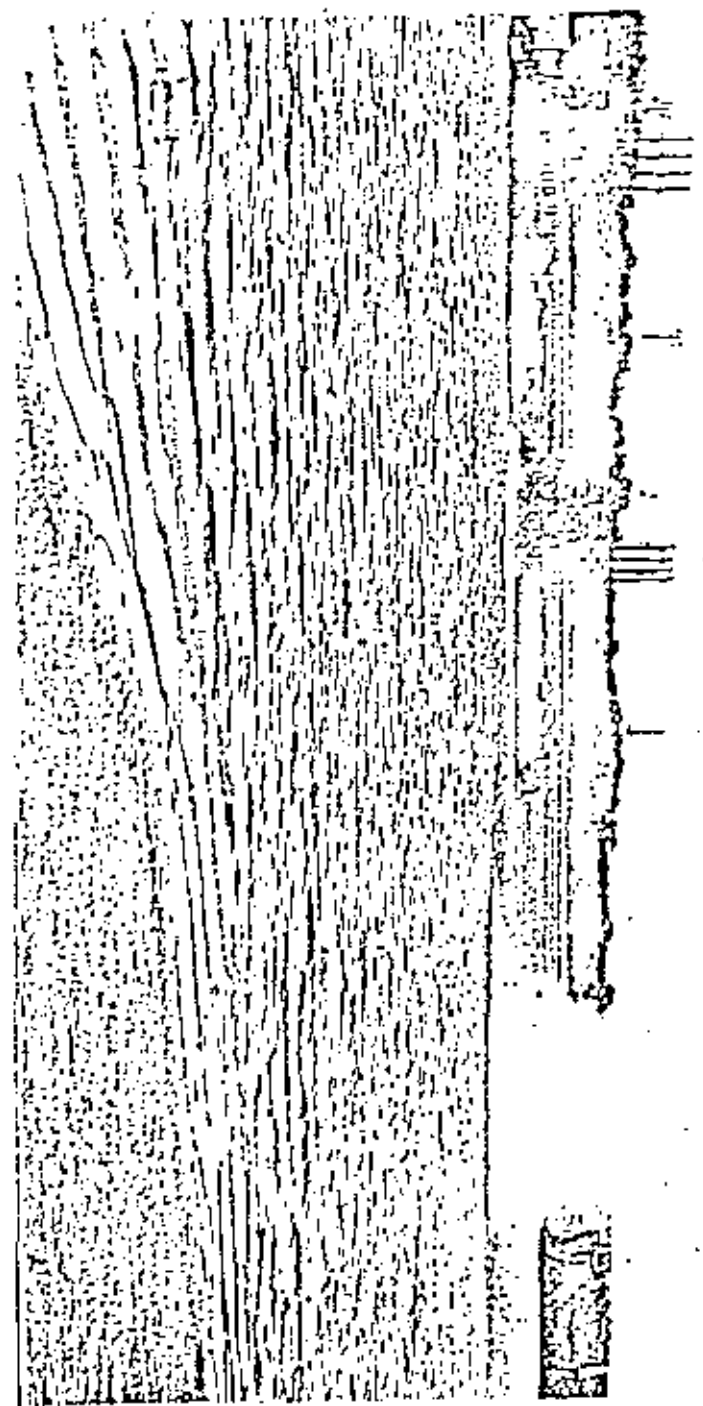
Consequentemente, outros métodos alternativos têm sido desenvolvidos e testados a fim de melhorar a dragabilidade de solos duros.

Na generalidade foram desenvolvidos em dois campos:

1. Mecânico: quebrando a camada superficial de solo através de impacto de peso, força constante e/ou vibração. Melhorias notáveis na efectividade cortante e resistências, têm sido conseguidas, bem como métodos de corte.
2. Químico: através da camada superficial explodindo, usando as chamadas cargas de forma colocadas numa pré-determinada formação de fundo.

O sistema é menos eficiente que o de perfuração e quebra-mento, mas muito menos dispendioso em trabalhos pequenos considerando os custos de mobilização.

Outra vantagem que apresenta este tipo de explosivo misturado com dois produtos químicos não explosivos na própria carga, é que pode ser transportado e armazenado sem perigo. No entanto, as disposições legais diferem de país para país como é óbvio.



4.1.11 Extrapolação de Escala

Dois tipos de equipamento deverão ser mencionados de forma a ilustrar bem a considerável extrapolção de escala.

A draga de sucção e corte e a draga "hopper" de sucção e arraste auto-propulsionadas.

A draga de sucção e corte originalmente usada nos Estados Unidos da América. Após a Segunda Guerra Mundial também reconhecida na Europa como sendo cada vez mais indispensável em muitas obras de dragagem.

O crescimento desde 1950 da soma de H.P. instalada na boca e na berba como termo de comparação, mostra um significativo aumento de potência nas dragas Europeias deste tipo, desde as unidades de relativamente baixa potência até às dragas com mais de 10.000 H.P. instaladas.

Nos Estados Unidos da América estas dragas foram sempre equipadas com um número elevado de H.P., a potência instalada é relativamente constante e as dragas Europeias e Americanas modernas estão hoje equipadas.

Também o crescimento da frota de dragas hopper de sucção e arraste auto-propulsionadas, mostra ter sido notável, não apenas em capacidade volúmetrica do porão, mas também em quantidade.

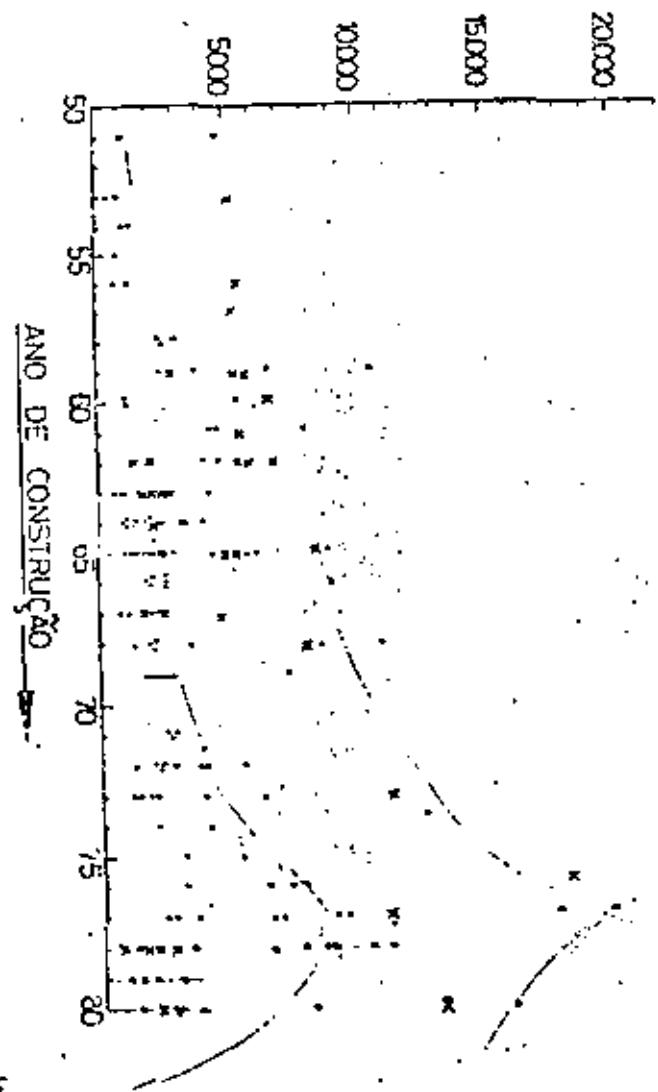
O que motivou a aplicação deste tipo de dragas a esta escala durante os últimos 15 - 20 anos?

Com a expansão dos portos ao longo dos rios e o aumento das dimensões dos canais de acesso, em consequência da movimentação dos grandes petroleiros, surgiu a procura de dragas milimétricas auto-propulsionadas, capazes de dragar em águas relativamente agitadas, tal como nos canais com navegação intensiva onde as dragas convencionais apresentam sempre obstáculos ao tráfego.

O material dragado sedimentado no porão poderia ser depositado ao largo, no mar, ou em frente a uma draga repulsora à distância, e em alguns casos a própria draga auto-transportadora também é capaz de repulsar do porão para terra.

\* DRAGAS E.U.A.  
• DRAGAS EUROPEIAS

POTÊNCIA INSTALADA (CV)



EVOLUÇÃO DAS DRAGAS DE SUÇÃO E CORTE DESDE 1950

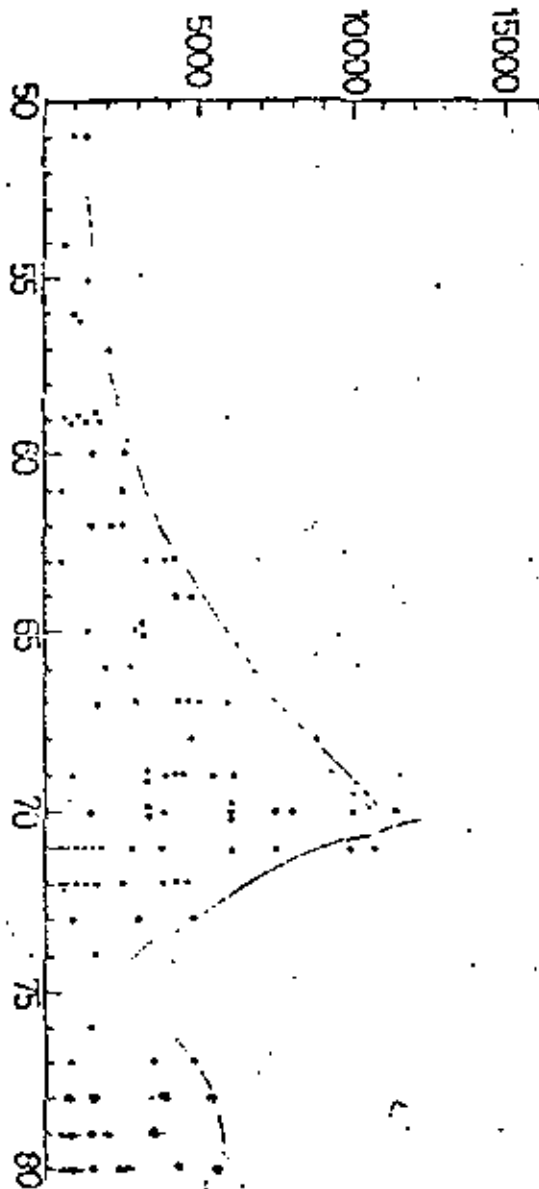
X

Y

X



CAPACIDADES DE CISTERNA (M<sup>3</sup>)



ANO DE CONSTRUÇÃO

EVOLUÇÃO DAS DRAGAS AUTOTRANSPORTADORAS DESDE 1950

As enormes quantidades a serem dragadas em canais de acesso a portos petrolíferos, estimular a construção de super dragas auto-transportadoras com mais de 14.000 m<sup>3</sup> de capacidade de poção.

#### 4.2.12 Otimização

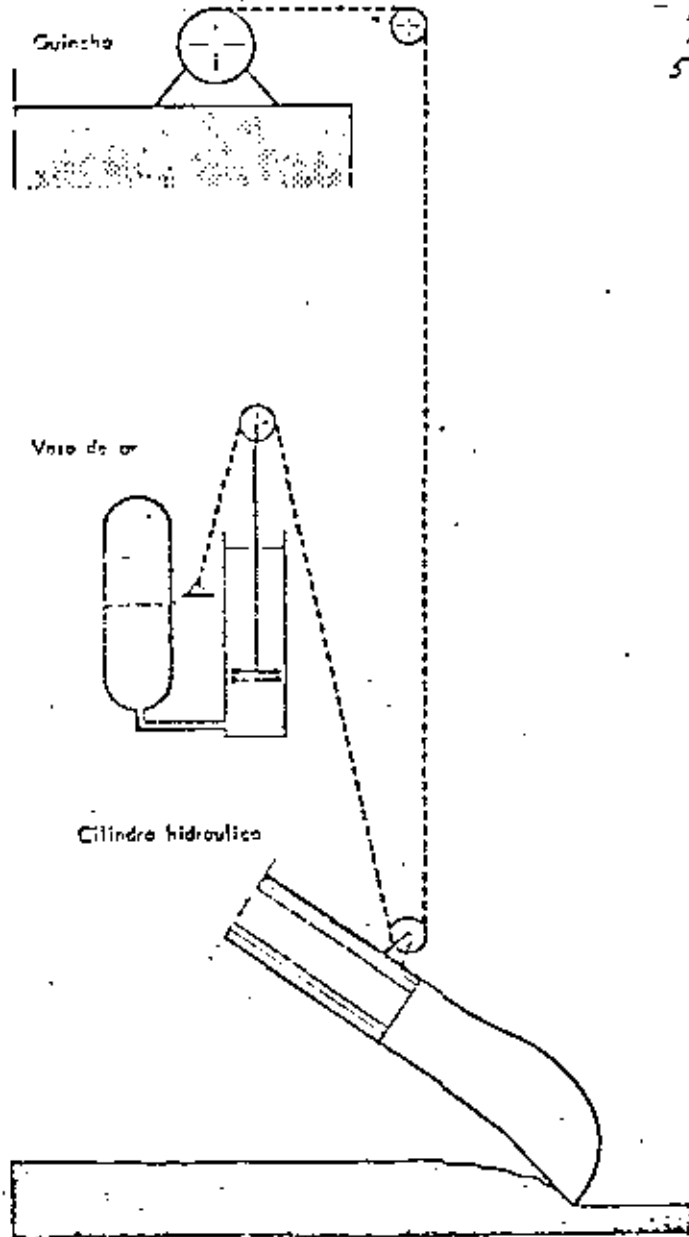
Com o objetivo de se adquirir a máxima rentabilidade do capital investido neste tipo de equipamento, foram procuradas as providências a tomar, de forma a que fosse possível tornar também operacionais estas dragas sob condições mais difíceis, tais como por exemplo em mar agitado e sob nevoeiro.

É já bem conhecido o radar, o mala fácil auxiliar da navegação. Portanto, também para as dragas auto-transportadoras um aumento de trabalhabilidade sob nevoeiro, pode ser adquirido com este aparelho auxiliar.

Tendo em conta a agitação do mar, era necessário tornar a draga auto-transportadora tão independente quanto possível.

Especialmente o tubo de sucção com a boca de arasto deveria penetrar o fundo o mais profundamente possível. Deve-se evitar o levantamento da boca sempre que o navio esteja em movimento, o que poderia causar rebentamento dos cabos de suspensão e conseqüentemente perda do tubo de sucção.

Isto é evitado pela concepção do chamado compensador de ondulação, o que torna possível manter uma tensão constante nos cabos de suspensão.

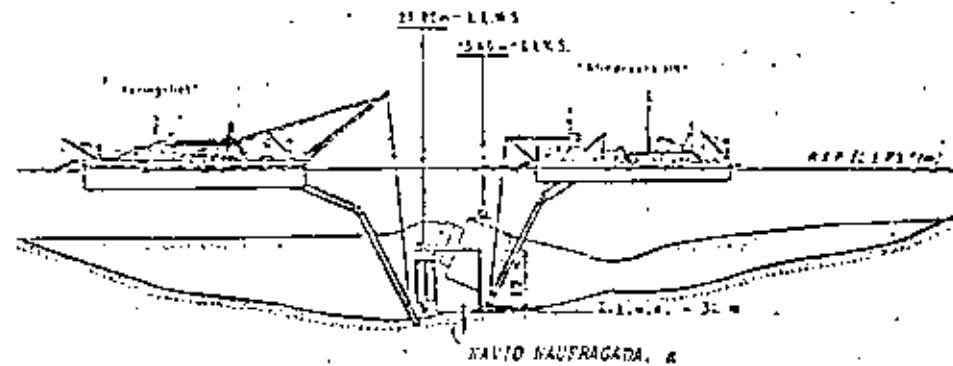


- 14 -  
55

XXXI

Este compensador pode também ser aplicado nas dragas de sucção e repulsão para trabalhos em mar aberto. Para este fim, o tubo de sucção é composto usualmente por duas ou três partes ligadas por mangueiras flexíveis. A construção rígida convencional deste tubo de sucção seria demasiado vulnerável para estas condições.

XXXII

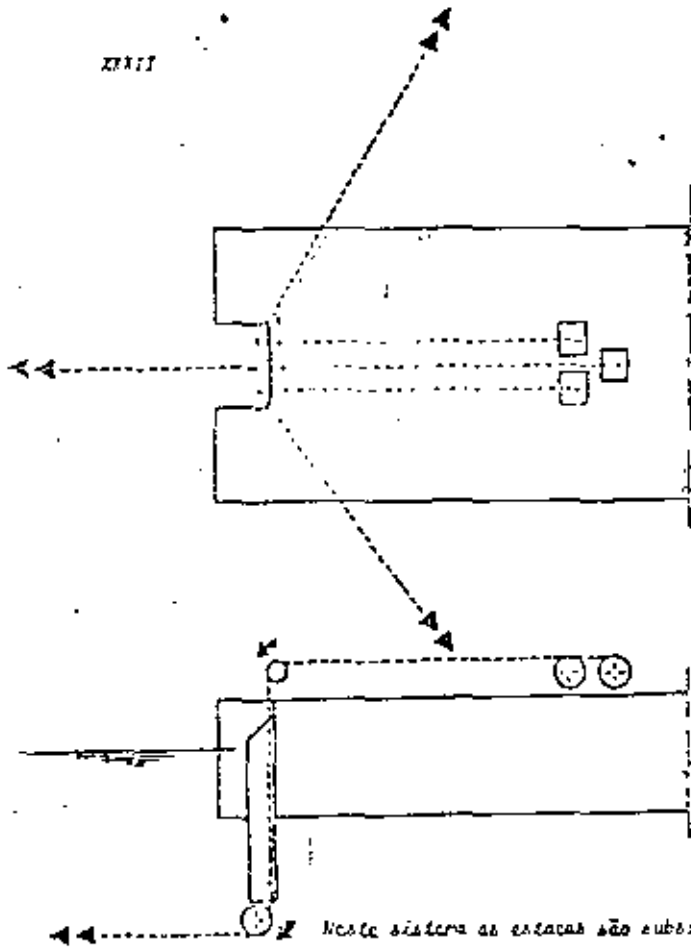


BOCA DE SUCAO COM COMPENSADOR DE ONDULACAO

Também para as dragas de corte e sucção tem-se tentado incrementar a sua trabalhabilidade em mar aberto.  
Trabalhando com a charada "Árvore de Natal" (Christmas Tree); exemplo originado desta tentativa.

XXXII

XXXII



"ÁRVORE DE NATAL"

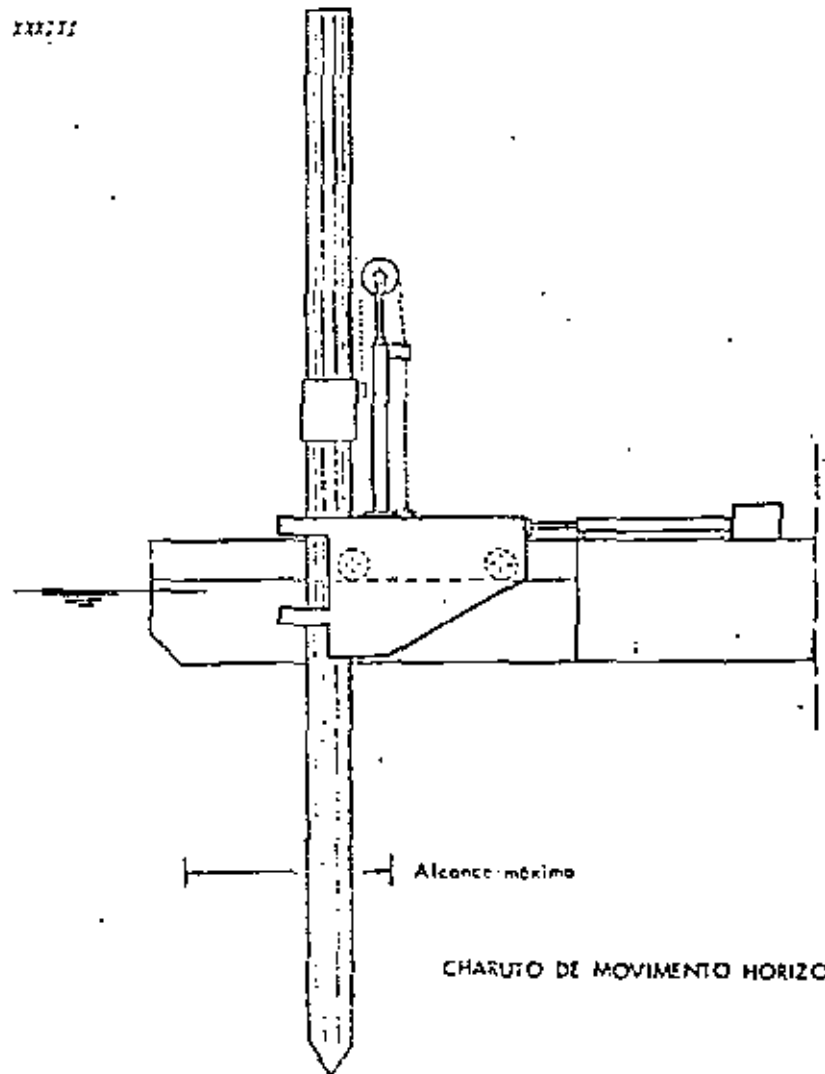
Neste sistema as esteiras são substituídas por 3 âncoras ligadas a cabos fixados à popa da draga. De este modo a draga poderia trabalhar em profundidade até aproximadamente 1,50m, enquanto que equipada com esteiras, apenas poderia trabalhar até 0,75m.

Trabalhar com solos muito duros só se tornou possível com o aumento da potência instalada no cortador. Daqui se percebe a necessidade da instalação dum sistema de ponte e fixação mais sofisticado, que resultou na concepção da estaca de movimento horizontal (spud carriage) e da estaca articulada na base (lifting spud).

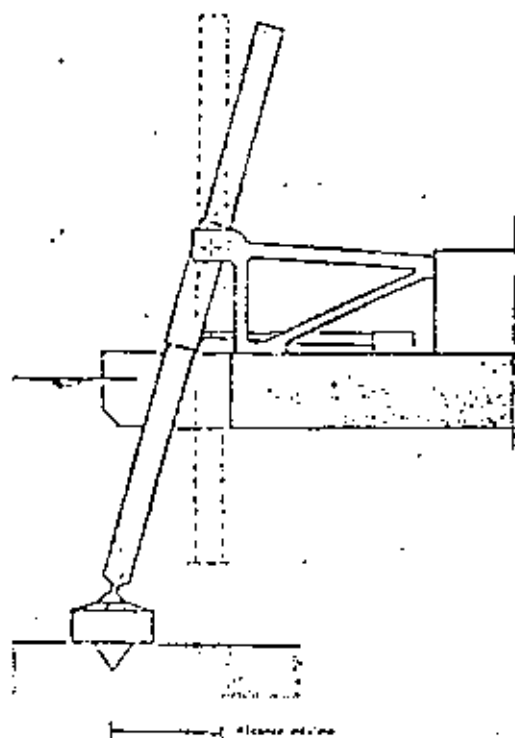
XXXIII

XXXIV

XXXIII



CHARUTO DE MOVIMENTO HORIZONTAL



MUNDO ARTICULADO NA BASE

Isto permite a execução de cortes mais concêntricos, enquanto que trabalhar em ângulos muito baixos a manobra de saída é difícil de executar.

Com o instrumento científico do processo de dragagem, surgiu a necessidade de medir permanentemente as quantidades das diferentes fases do processo e registrá-las por meio de aparelhos de registro. Isto conduziu ao desenvolvimento de departamentos de instrumentação nas várias organizações industriais, as quais estavam inicialmente ocupadas com a adaptação destes aparelhos sofisticados, apenas ao equipamento de dragagem sujeito às mais duras condições de trabalho.

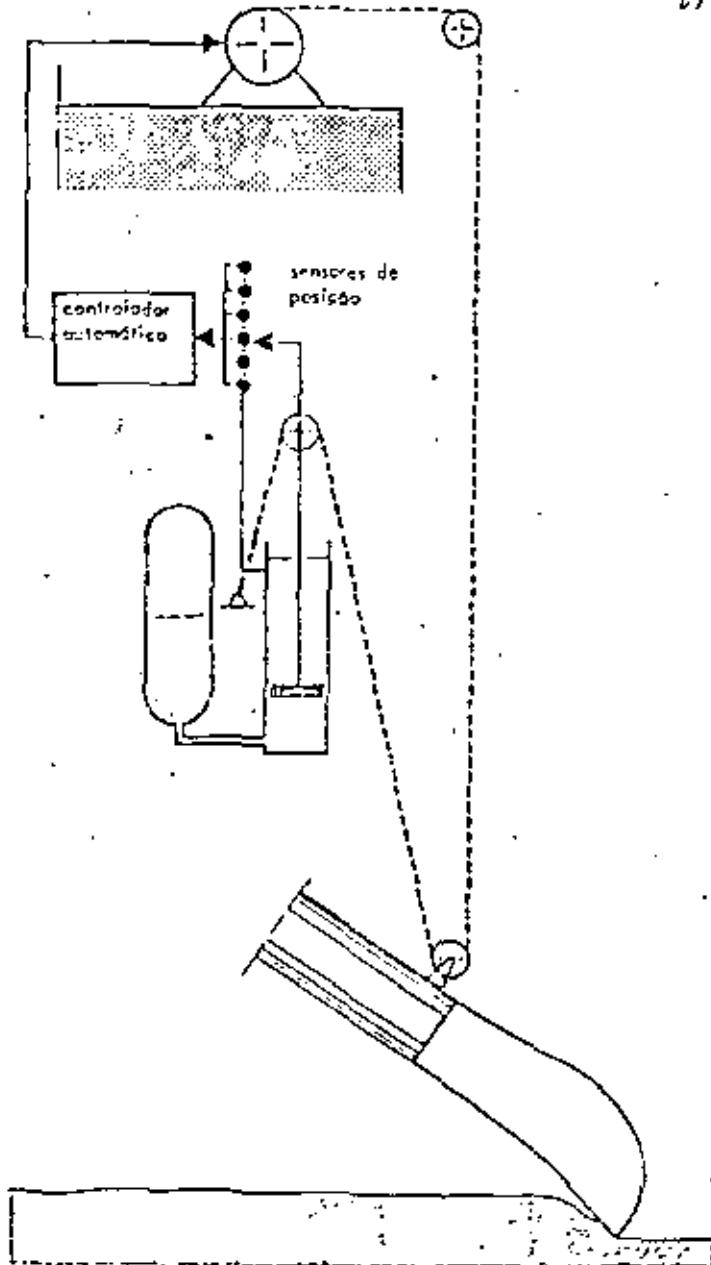
Uma evidente última melhoria conseguida, foi então a operação de controle automático do processo de dragagem.

O mecanismo automático simplifica o tarefa do operador e muitas vezes ainda reagiu mais rapidamente às variações do processo.

Acima de tudo poder manter uma mais alta eficiência continuamente, contrariamente à ação do homem que apenas consegue ter a sua concentração máxima por curta duração, após o qual se sentirá cansado.

Embora a instrumentação e automatização nas dragas sejam tratadas separadamente, duas aplicações de automatização merecem contudo ser mencionadas neste ponto.

Em primeiro lugar é o controle automático da boca de sucção e arraste (Automatic draghead control), ou controle automático do guincho da boca de uma draga auto-transportadora.



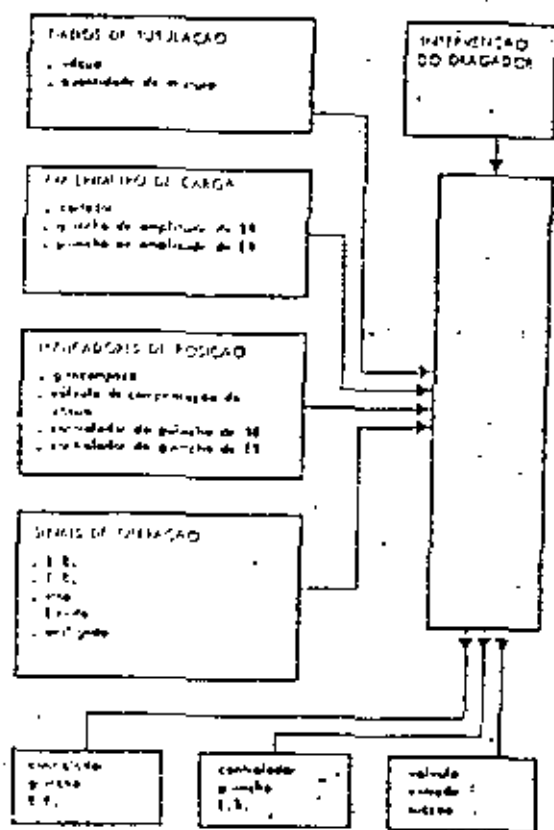
COMPENSADOR DE ONDULAÇÃO COM CONTROL AUTOMÁTICO DO QUINCHO DA BOCA DE SUÇÃO

Da análise das actividades do mestre numa draga auto-transportadora conclui-se que uma parte considerável da sua atenção incide sobre o controle da posição do compensador de ondulação e na operação do guincho da boca de sucção. Ele deverá regular o compensador permanentemente sobre a posição central, pelo que, o regulador operará exclusivamente a compensar os movimentos da boca de sucção causados pelas irregularidades de fundo e pela movimentação do navio. Para suprimir esta responsabilidade ao operador, foi criado um mecanismo automático, o qual desenvolve esta actividade, daí ele conseguir dirigir toda a sua concentração para a máxima eficiência no processo de produção.

XXXI

Como segundo exemplo de avançado processo de controle automático de dragagem, é o controle automático do cortador (automático cutter control), que deverá ser mencionado e em que a função do operador é apenas verificação, pois os cortes executados são dirigidos electrónicamente.

O recortador automático torna possível a regulação de todos os factores integrados no processo de corte para conseguir a máxima produção em regime contínuo.



59  
ESQUEMA DO CONTROL AUTOMATED DO CONADOR

Para este fim os guinchos de movimentação lateral são conduzidos automaticamente, pelo que o vácuo à entrada da bomba permanece no máximo, sem a ocorrência dos seguintes fenômenos:

- Sobrecarga do motor do conador
- Bloqueamento da tubagem de repulsão
- Trabalho em vão da bomba devido a vácuo elevado
- Subdragagem

A aplicação deste mecanismo automático conjuntamente com o computador de comando dos ângulos de rotação e de profundidade de dragagem, torna possível ter uma draga de sucção e corte executando quase todas as operações daquelas, completamente automáticas.

### 4.3 Métodos de Trabalho

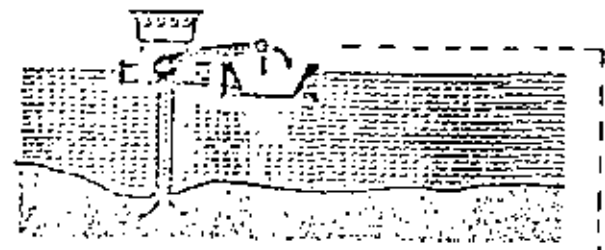
Tal como a melhoria do equipamento, um pouco importante de investigação são os métodos de trabalho, sua eficiência e optimização. Como exemplos citaremos o transporte de areia a grandes distâncias e a dragagem a grandes profundidades.

O transporte de areia a grandes distâncias exige dispendio considerável de energia. Toda esta energia não poderia estar apenas aplicada na operação de repulsão (drag), pois as pressões de descarga tornar-se-iam muito altas e incontroláveis.

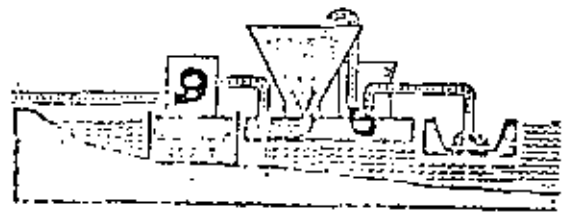
Esta falta pode ser superada através da colocação de estações de bombagem intermédias a distâncias regulares. A distância à qual a mistura pode ser repulsada desta modo, é quase ilimitada, no entanto na prática a vulnerabilidade do sistema aumenta com o número de componentes (bombas) e, quanto maior o comprimento da linha de descarga, maior é o volume de mistura desde o ponto de sucção submerso ao ponto de descarga na altura, que está em movimentação e requer maior energia.

Quando o tubo de sucção ou a bomba fica bloqueada, é frequente o "golpe de Aríete" na linha de repulsão, fenómeno que é evitado para transportes a grandes distâncias usando sistemas separados de sucção e repulsão.

XXVII



Estação de sucção



Separação de areia e água



Transporte de areia a longa distância

TRANSPORTE DE AREIA A LONGA DISTANCIA

XXVIII

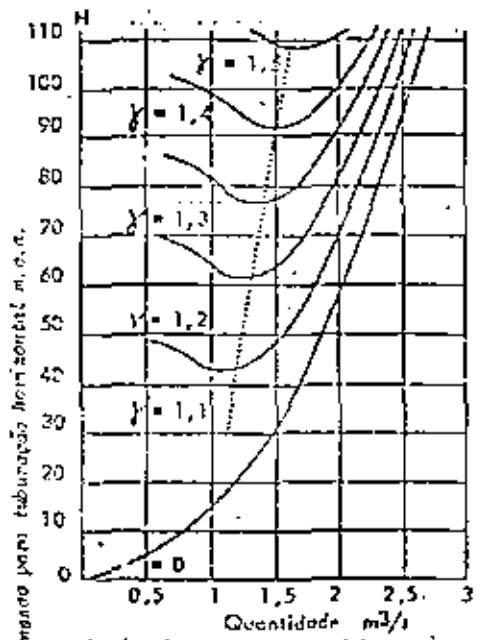
Para se instalar os sistemas de sucção e repulsão, em regra utiliza-se uma crenonhe aberta, na qual se deposita a mistura de areia e água dragada. Logo a mistura é recolhida e repulsada para o local de destino por meio de tubos de repulsão.

Em caso de qualquer ruptura do processo de sucção, o sistema de repulsão poderá continuar normalmente devido à reserva de material existente na crenonhe.

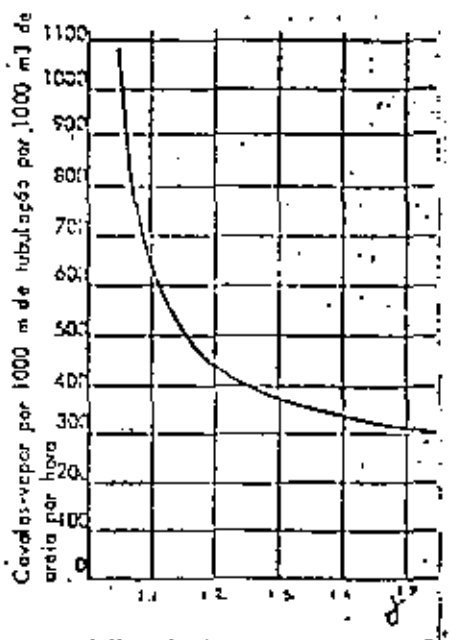
Uma vantagem adicional deste tipo de trabalho é que adicionando ou retirando a água da crenonhe, a concentração da mistura a ser descarregada pode ser regulada livremente.

Este facto é de importância primordial para a eficiência da repulsão na medida em que essa eficiência é função principal da concentração da mistura.

XXVIII



Pressões de pressão para várias concentrações



Influência da concentração na potência necessária para areia fina

Economia do Transporte Hidráulico Tubular

XXVIII

Em geral é por isso que quando a concentração aumenta para uma velocidade constante na lubagem, a resistência ao escoamento na linha aumentará, e que para uma concentração constante esta resistência ao escoamento diminui quando a velocidade é reduzida.

No cálculo, parece que a potência necessária para o transporte, expressa em H.P. / m<sup>3</sup> de areia por unidade de distância é mínima quando operando com velocidade mínima, e com uma concentração máxima de areia na mistura. Por outras palavras: isto é evidente e significa que um mínimo possível de água é bombeado através da lubagem, e que implica que é importante achar em que mínima velocidade e máxima concentração se pode ainda trabalhar com segurança, sem bloquear o sistema, com possibilidades de controle do processo.

XXIX

#### 4.3.1 Dragagem em Águas Profundas

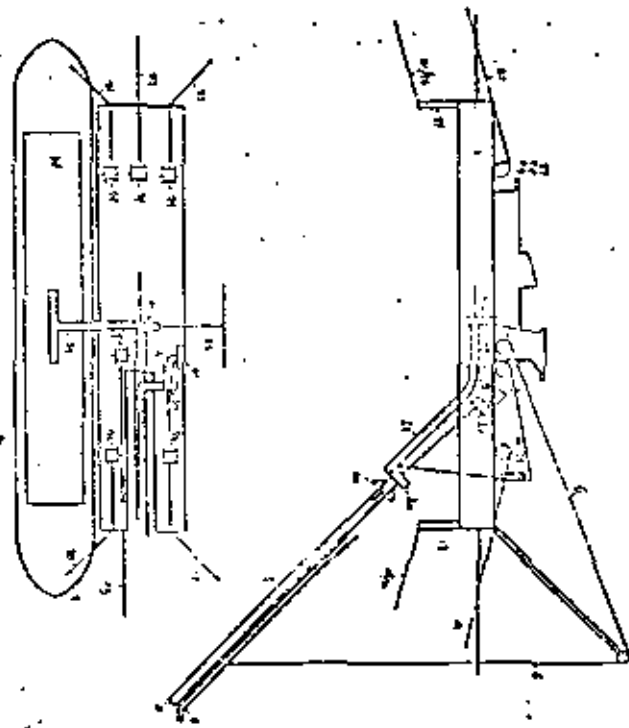
Para dragagem em maiores profundidades existem vários métodos que permitem aumentar a produção relativamente à draga convencional deste tipo. Entre eles cita-se a instalação da bomba púviro da linha de água.

Esta necessidade de dragar a maiores profundidades (até 60m) manifesta-se propriamente nos problemas ligados à extração de areia em lagoas e também em zonas de grandes amplitudes de maré.

XL

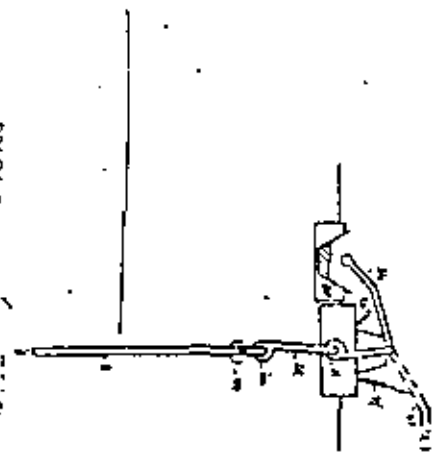
Outro método de melhorar o rendimento é a articulação da bomba de Ventury, ou de jacto, também chamada bomba de aspiração de sucção (suction booster).

Nas dragas convencionais, em que a bomba se encontra instalada na zona da linha de água, a concentração diminui com o aumento da profundidade de aspiração.

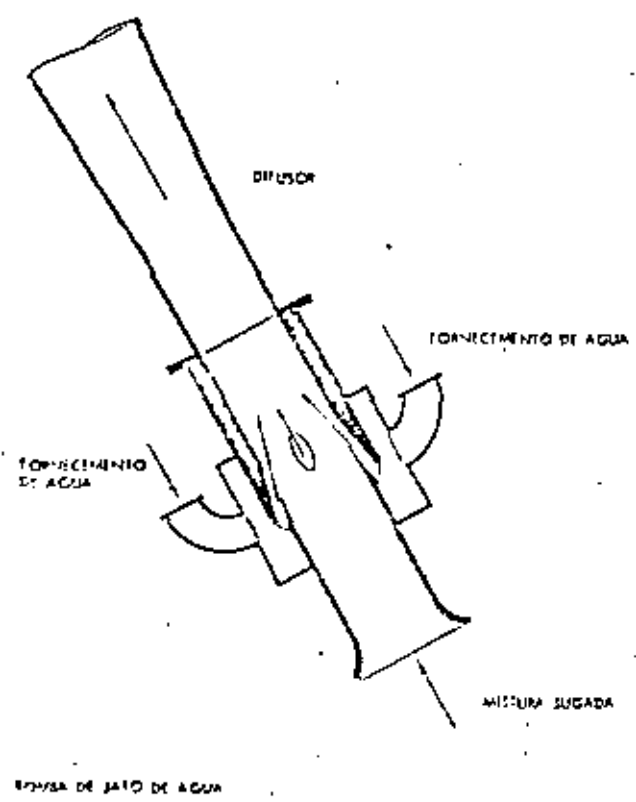


PLANTA GERAL

DRAGA ESTACIONÁRIA DE SUÇÃO  
com bomba submersa para dragar  
a grandes profundidades

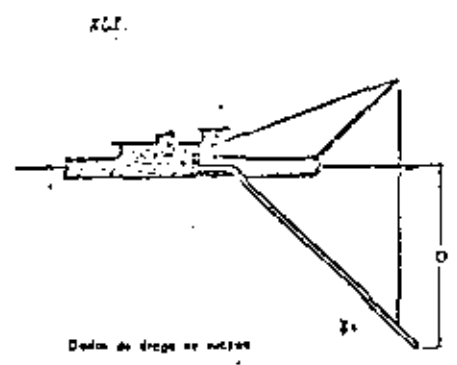






Esta bomba de reforço é colocada no interior do tubo de sucção junto à boca de aspiração, cujo funcionamento é baseado no jato de água ascendente a alta pressão. A grande velocidade da água no difusor provoca uma queda de pressão estática, fenômeno idêntico à criação de vácuo numa bomba centrífuga. Devido a esta queda de pressão, a mistura de água e arca será sugada para o interior do próprio tubo de sucção, com muito mais eficiência do que apenas pela simples bomba centrífuga.

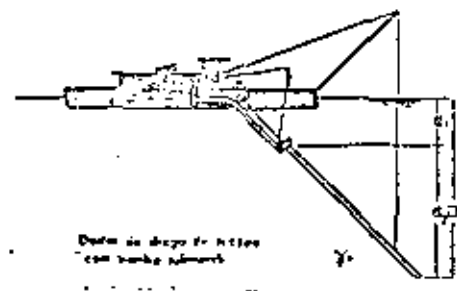
Outra solução também mais eficiente - mas mais dispendiosa ainda, - especial no que respecta aos custos de instalação, é a aplicação da bomba submersa, também nas grandes profundidades.



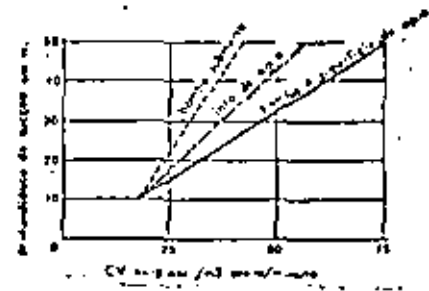
Dados de projeto de núcleo

D	D <sub>1</sub>	D <sub>2</sub>	D <sub>3</sub>	D <sub>4</sub>	D <sub>5</sub>	D <sub>6</sub>	D <sub>7</sub>	CV	
								100 m	200 m
10	8	12	14.5	17	19.5	22	24.5	27	30
20	15	21	25.5	30	34.5	39	43.5	48	52.5
30	22	33	40.5	48	55.5	63	70.5	78	85.5
40	30	45	54	64.5	75	85.5	96	106.5	117
50	40	60	72	84	96	108	120	132	144
60	50	75	90	105	120	135	150	165	180
70	60	90	108	126	144	162	180	198	216
80	70	105	126	150	175	200	225	250	275
90	80	120	144	171	202.5	234	265.5	297	328.5
100	90	135	162	195	232.5	270	307.5	345	382.5

DADOS PRATICOS RELEVANTES DAS BOMBAS SUBMERSAS E NÃO SUBMERSAS



Dados de projeto de núcleo com bomba submersa



Esta solução apresenta muitos problemas de ordem técnica, como por exemplo a transmissão de energia e cargas elevadas na linha. No entanto esta aplicação da bomba submersa tornou-se bastante comum nos últimos anos. O seu funcionamento baseia-se nas maiores diferenças de pressão entre a boca de aspiração e a bomba, e que torna possível maiores concentrações da mistura.

A profundidade a que se deve colocar a bomba submersa depende da altura total de sucção (do fundo à superfície livre) e varia na razão directa desta.

### 4.3.7 Criação de Novo Equipamento e Novos Métodos de Trabalho

Da experiência obtida, a bordo do Valis por exemplo, com as dragas auto-transportadoras, inicialmente concebidas para aplicação em mar aberto, criou-se uma draga auto-transportadora fluvial, (river trailer), a draga "Nerval" para obter o aumento de tráfego fluvial, dado que a aplicação de dragas estacionárias nos rios cria obstáculos à navegação.

Então a concepção principal se assemelha dum modo geral às dragas auto-transportadoras existentes, a sua construção é bem diferente.

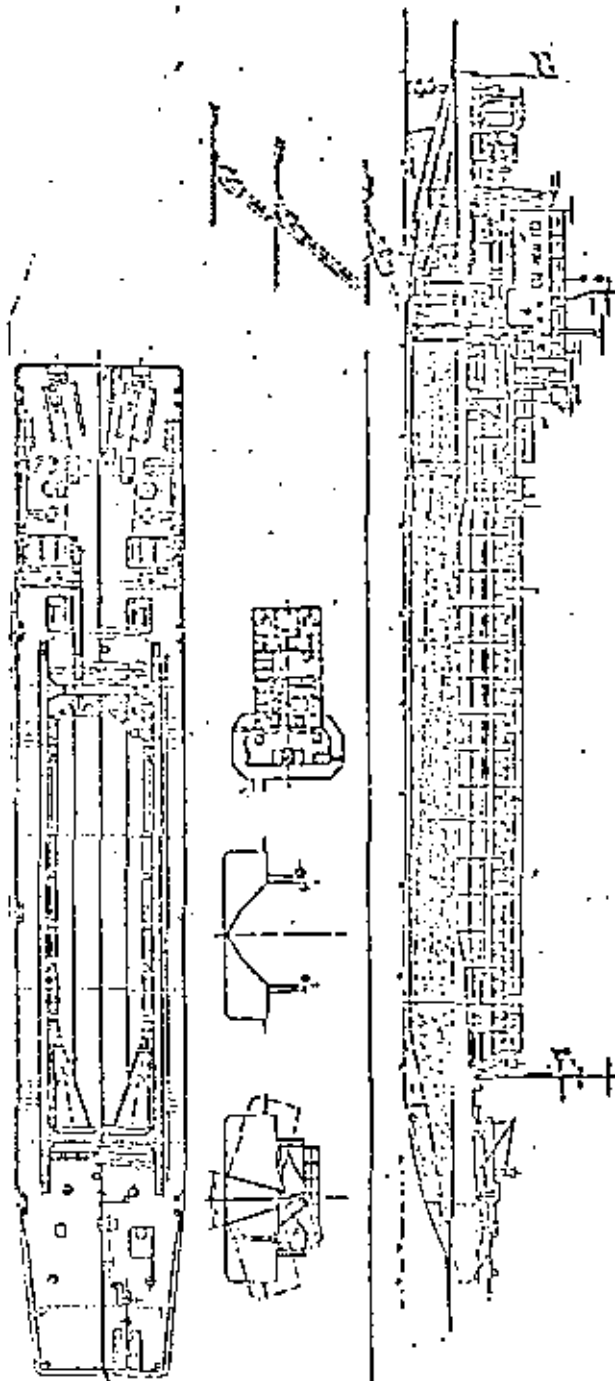
As embarcações convencionais estavam todas equipadas com pinhas de fundo, enquanto esta draga auto-transportadora fluvial está equipada com um sistema "split" (abertura em duas metades longitudinal), facto que permite em menor altura de água, sacar o material pelo fundo, sem a anterior necessidade de altura extra para as portas de fundo poderem abrir-se.

Além disto, o material pode ainda ser lançado com a embarcação assente no fundo, pois que a abertura entre as duas metades do casco é ainda o suficiente para poder mover-se.

Em outros tipos de equipamento semelhante recentemente desenvolvido são as dragas de captação de inertes no mar a alguma distância da costa com selecção a bordo, bem como instalação especial de descarga para o cais.

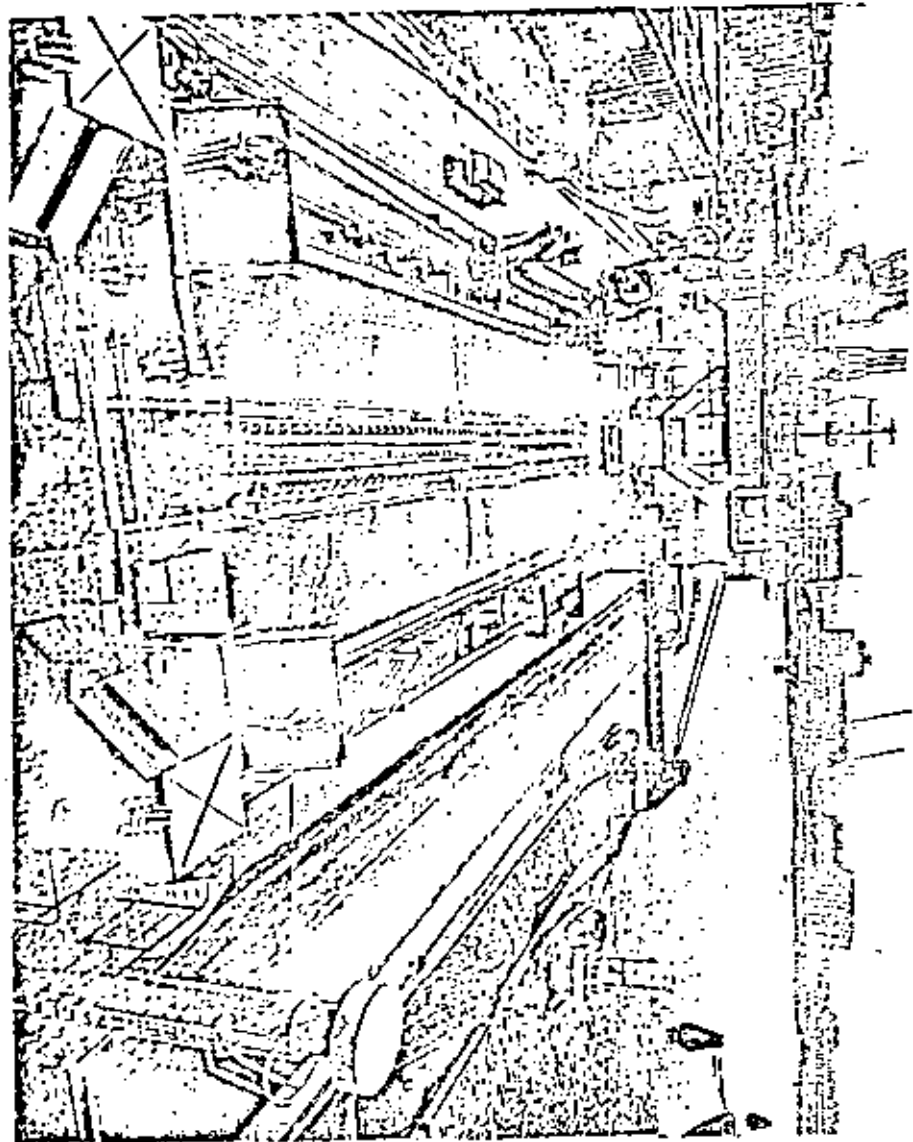
A draga "Deepstone" por exemplo, com uma instalação de selecção, a qual pode seleccionar o material durante o carregamento e cuja instalação própria de descarregamento, consiste numa grua do tipo pórtico com duas guias que colocam o material numa balsa onde é depois transportado por meio de correias transportadoras para terra.

DRAGA AUTO-TRANSPORTADORA FLUVIAL " NERVAL "



1111

1111



Como primeiro exemplo do desenvolvimento dos novos processos de trabalho podemos mencionar:

Nos últimos anos o problema da poluição dos mares devido ao derramamento de petróleo tornou-se o principal motivo de preocupação. É deste modo, lógico que as autoridades responsáveis pelo maior porto do mundo - Roterdão - estejam igualmente preocupadas.

A indústria holandesa de dragagens criou um navio que tem possibilidades simultâneas de recuperação de petróleo e de dragagem de arrasto e sucção, de forma a satisfazer também as exigências de manutenção do canal de acesso ao porto.

Outra combinação de operações para o mesmo navio é por exemplo a dragagem de arrasto e sucção com possibilidades de combate a incêndios.

É evidente que qualquer tipo de combinações deste gênero obrigará a maiores investimentos e consequentemente custos operacionais mais elevados.

É interessante notar que não somente as novas tecnologias estão a ser criadas e implementadas, mas também alguns métodos históricos de dragagem estão a ser usados de novo. A dragagem por agitação de material fino depositado é bem elucidativa a este respeito, reintroduzindo o método de Lodo (no rio Mersey) e o hélice de baixo. Se e onde for aplicável, proporciona sem dúvida um método de dragagem muito econômico.

4.3.3 Melhoria da Qualidade do Material (Solo e Mistura)

Embora esta melhoria propriamente dita não seja uma fase isolada da dragagem, desempenha um papel importante nos novos processos (ref. 3.6).

Os quatro tipos de melhoria da qualidade, em especial baseados na classificação do material, são (excepto o quarto):

- 1.3.3.) 1 - Separação granulométrica  
 2 - Desalagem  
 3 - Desalinição  
 4 - Desgasificação

Separação granulométrica ou graduação do material pode ser executada mecânica ou hidráulicamente.

O método mecânico é aplicado na indústria de agregados e principalmente empregado para material de granulometria mais elevada.

A desvantagem da graduação mecânica é o grande desgaste inerente ao próprio método. Para o material mais fino a graduação mecânica exige uma grande superfície de penetração, que de outro modo seria quase impossível graduar esses materiais finos.

Neste caso o sistema de graduação deverá ser hidráulico. A graduação hidráulica é baseada nas diferenças de velocidade de sedimentação dos grãos.

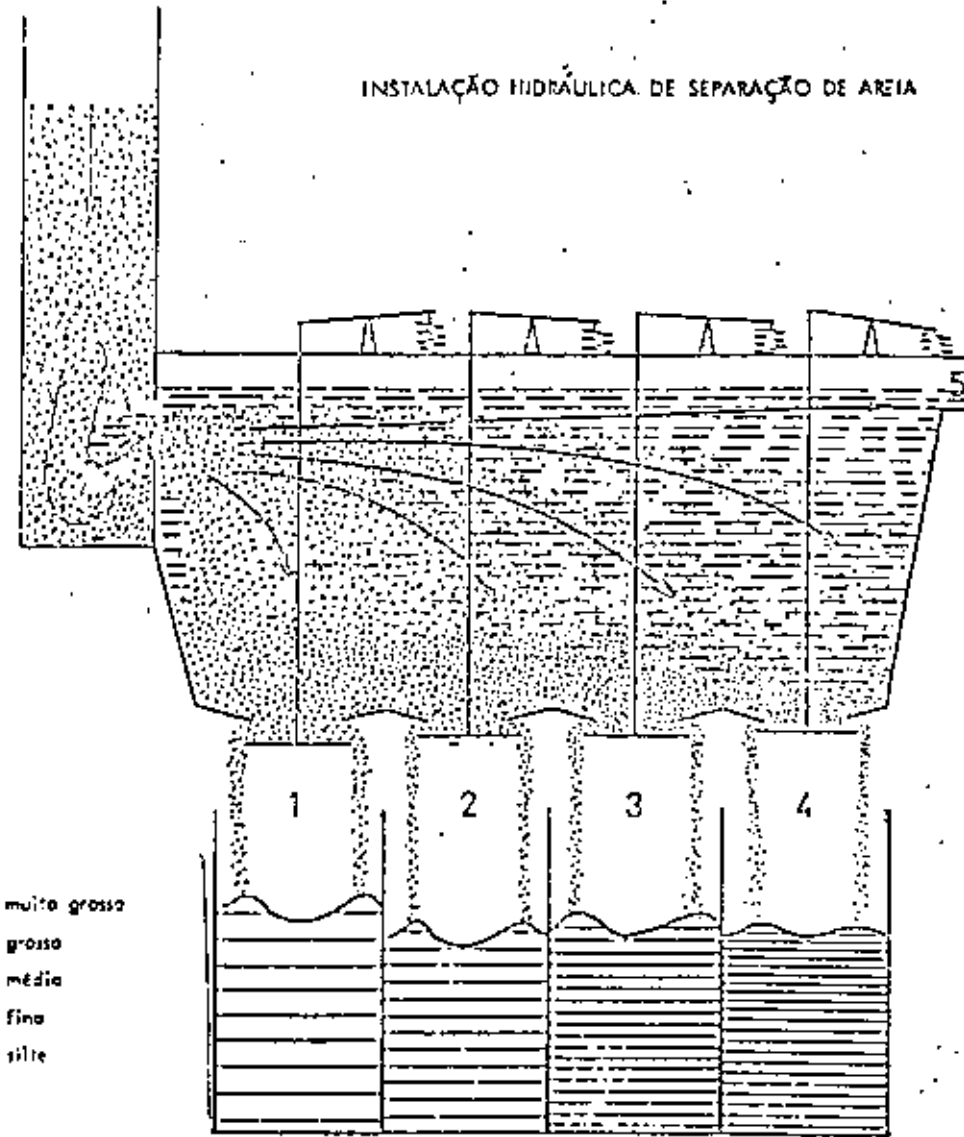
Em muitos casos o material é lançado num fluxo horizontal e a queda dos grãos faz-se-á de acordo com o seu peso relativo; primeiro os mais grossos seguindo-se os mais finos, de acordo com a lei de Stokes.

As exigências cada vez maiores de qualidade torna necessário substituir este sistema de graduação por um sistema baseado no fluxo vertical.

Em geral poder-se-á dizer que o processo de graduação torna-se mais preciso quando se passa do método do fluxo horizontal para o método de fluxo vertical, e este tipo de classificação do material faz-se já em muitos locais.

Na construção rodoviária é cada vez menor a utilização de material em tratamento na execução dos terraplenos.

INSTALAÇÃO HIDRÁULICA DE SEPARAÇÃO DE AREIA



217

218

- 77 -

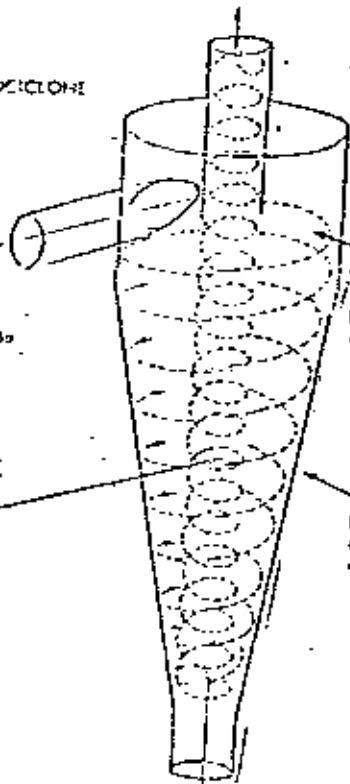
Por esta razão, muitas vezes o material extraído é o menos apropriado e se eliminam os lamelas finos de qualidade para e lim em vista, ou a eliminação dos componentes finos como o silte e lodo.

Por este pré-tratamento a permeabilidade torna-se tão baixa que é impossível a drenagem do terrapleno.

Diante a estas circunstâncias, foi criada pela Boa Kalis uma instalação de decantagem, a qual tornou economicamente possível a produção do material com ritmo de produção à escala industrial.

Descepe água

HIPOCICLONE



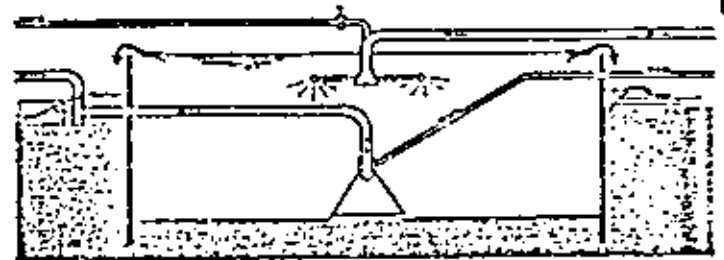
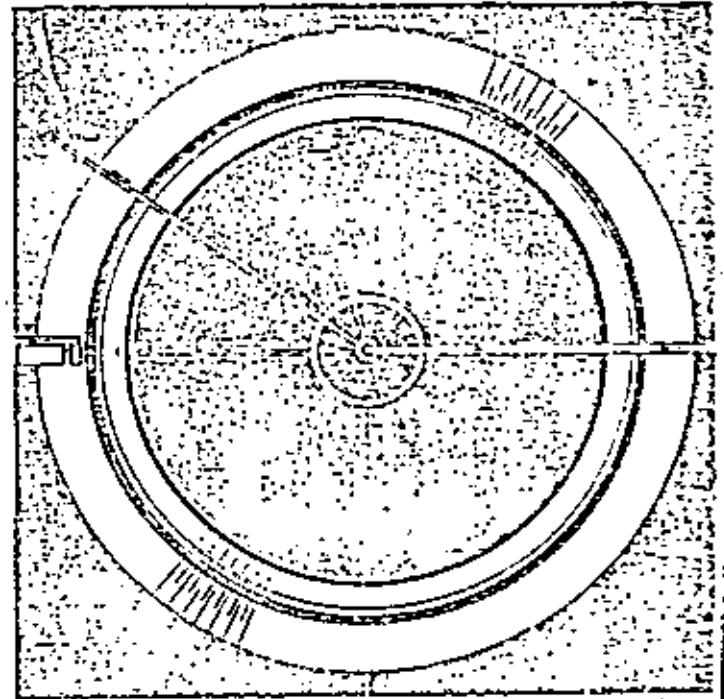
Tubo tangencial da água sob pressão

Dispersão de alta força centrífuga

A água se movimenta para dentro e cima

Partículas se movimentam para o muro e para baixo numa espiral acelerada.

Descarga areia



A mistura de areia e água, proveniente de uma draga de sucção é vazada num reservatório circular de grandes dimensões. Junto ao fundo do reservatório é injectada água limpa.

Isso provoca um fluxo ascendente, em sentido contrário à queda das partículas do solo.

Pela regulação da quantidade de água limpa pode-se ajustar a velocidade do fluxo em sentido contrário, para arrastar as partículas de silte, enquanto que os grãos de areia são suficientemente pesados para se depositarem no fundo, à medida que os finos vão transbordando pela parte superior do reservatório.

Aqui é retirada a areia limpa através duma boca de sucção com facho, especialmente concebida para esse fim.

Deve ser também mencionado como método extremo de gradação, o processo de dessalinização.

Das fontes convencionais de extracção de areia na Holanda não seria possível satisfazer as exigências futuras. Daí que as autoridades incentivaram em alternativa a utilização de areias marítimas, e dado que na grande maioria das águas holandesas, o conteúdo de sal provoca dificuldades na agricultura, criação de gado, etc., surgiu então uma imposição estatal de dessalinização das areias trazidas do mar.

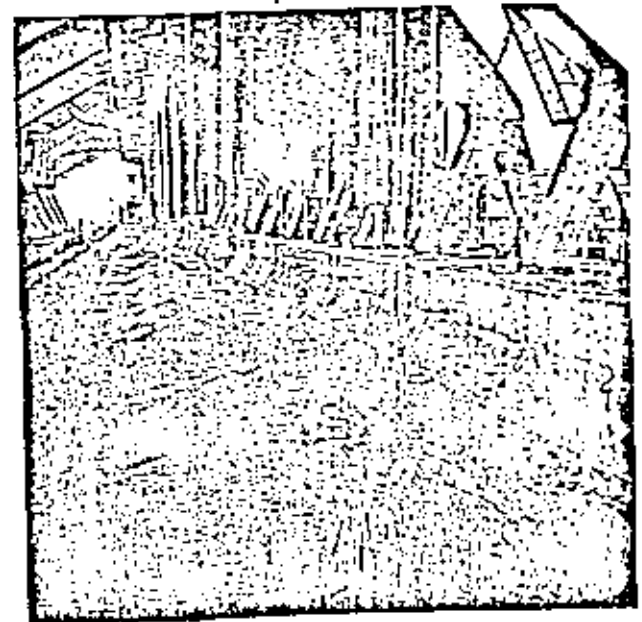
Após muitas investigações e experiências efectuadas, foi criado um processo possibilitando economicamente substituir inteiramente a água salgada por água doce.

Baseado num processo já mencionado, foi construída uma instalação de dessalinização que pode atingir uma produção horária de 1500 - 2000 m<sup>3</sup> de areia dessalinizada.

O equipamento de dessalinização consiste em 13 cisternas de forma funicular montadas sobre 13 estruturas de tipo arco, por sua vez suportadas por 2 pontões formando um "calamaran".

O equipamento é completamente autónomo, o espaço entre os pontões possibilita a entrada duma embarcação para carregar e transportar a areia dessalinizada. Uma construção especial na tubagem do circuito principal da instalação de dessalinização distribui a mistura sobre os 13 funis.

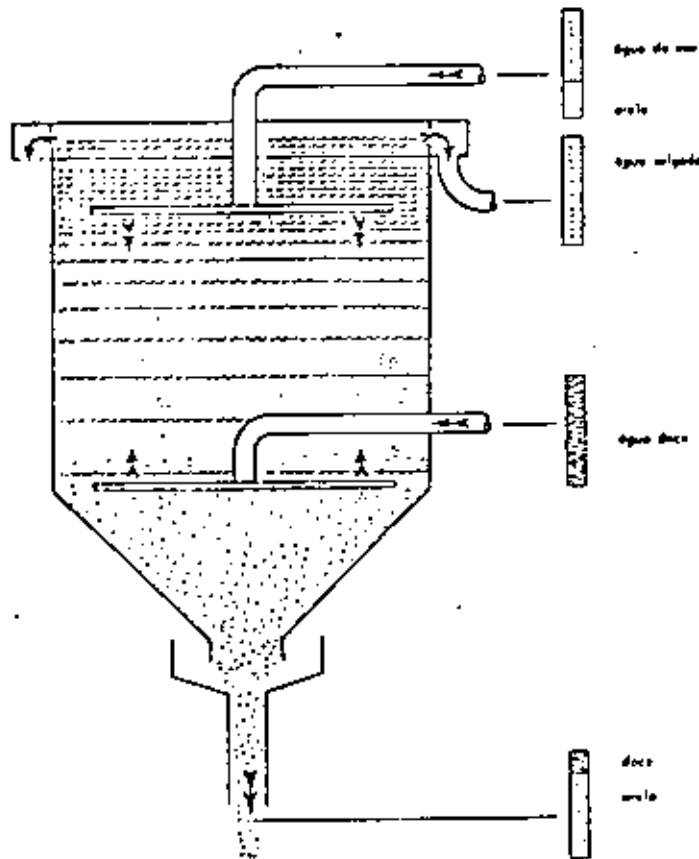
XLVI



XLVI

Na parte superior de cada funil está fixado um dispersor, pelo qual a areia é distribuída uniformemente sobre a superfície interna do mesmo funil.

XLVII



De facto a dessalinização é efectuada por meio do chamado "Princípio da contra-corrente" (trainsing principle). Pelo fornecimento dum pequena quantidade de água doce é possível forçar a saída de toda a água salgada junto com a água de lavagem pela parte superior do funil. A água de lavagem entra no funil através dum tubagem fixada a certa altura.

Por esta razão pequenas bombas de pressão foram instaladas separadamente capazes de bombas água doce da tubagem principal, através dos tubos instalados a certa altura.

Estas 12 pequenas bombas são movidas por motores eléctricos sincronizados.

Pela mudança da velocidade do gerador principal, a velocidade das pequenas bombas e consequentemente o rendimento, pode ser regulado.

Separadamente do fluxo ascendente de água doce, uma parte desta mesma água é também necessária para preencher os poros na camada de areia depositada no fundo do funil.

Esta camada de areia é forrada pela sedimentação das partículas em suspensão.

A velocidade de sedimentação depende das dimensões das partículas e da concentração das resmas dentro do funil, da temperatura da água e do caudal de água doce.

A areia depositada é continuamente drenada pelo fundo do funil. Esta areia drenada, contém uma pequena quantidade de água, em comparação com o volume normal existente nos poros da mesma camada de areia, de forma a que esta possua um certo grau de fluidez que facilite a sua retirada.

Durante as investigações constatou-se que uma pequena quantidade de água doce era suficiente para este processo, (1m3 de água doce por 1 m3 de areia drenada, e até menos em certas condições).

DESIGASIFICAÇÃO

Pretende-se com a desgaseificação uma melhor dragabilidade do material, a qual é adversamente afetada pela resistência de gás na mistura água/silte, proveniente da decomposição da matéria orgânica existente na mesma.

A presença de gás causa a quebra de pressão no interior da bomba de sucção, facto que ocorre com apenas 4% de gás na mistura. O efeito é que a quebra do vácuo provoca diminuição de velocidade da mistura na tubagem, forçando o operador a levantar a boca de sucção do fundo, resultando numa menor percentagem de material sólido na mistura, ou seja portanto numa menor produção.

A eliminação deste efeito negativo da existência de gás na mistura, tem motivado desde há já muito tempo estudos intensivos, principalmente nos E.U.A.

Os melhores resultados até agora obtidos traduzem-se apenas na retirada do gás para fora da tubagem, justamente em frente à bomba de sucção onde o vácuo atinge o valor mais elevado.

Vários sistemas foram criados (ver ilustrações), e dado que as percentagens de gás na mistura são variáveis, são necessários também sistemas de regulação para corrigir eficientemente esta variável.

Uma nova criação específica é a construção de molhes de areia no mar.

É comum construir-se molhes de grandes dimensões para resistir às condições de águas profundas em mar aberto, com o fim de proteger ou criar uma área de aterro no mar.

Posteriormente, muitas vezes, grandes áreas de alguns destes molhes são cobertas de areia pela própria acção do mar até que o equilíbrio final da linha de costa seja atingido.

O custo elevado destas áreas poderia ser evitado usando desde início material muito menos caro, nomeadamente para areia.

Pela acção simultânea das marés e da ondulação, as perdas de areia podem ser previstas.

Estas perdas são tanto maiores quanto maior a extensão no mar dos molhes, apesar de que possam ter sido estiradas anteriormente, pois que as correntes e a ondulação têm apenas uma capacidade de transporte limitada.

O processo de aterro destes molhes no mar será portanto função da capacidade das dragas por um lado, e da influência crescente das correntes e ondulação por outro.

Além disto, o máximo comprimento dos molhes estará limitado pelo crescimento contínuo da corrente e pela capacidade máxima dum número limitado de dragas a ser usado na prática.

Apesar dos limites técnicos haverá sem dúvida também um limite económico.

Na Holanda um comprimento de aproximadamente 5 km foi atingido. Esta concepção corajosa provou que a construção de diques de areia no mar podia contribuir para a construção de aterros em mar aberto.

Recentemente uma grande atenção é dispensada à construção de grandes barragens em aterros hidráulicos em vez dos convencionais aterros mecânicos em seco.

O método hidráulico foi com sucesso aplicado na Rússia e nos E.U.A. nas grandes barragens para aproveitamento hidroeléctrico e de irrigação.

Havendo nas proximidades material disponível e em condições de aplicação, também existem então alternativas bastante económicas e muito mais rápidas de execução destas barragens. E, para obstar à impermeabilização do núcleo das mesmas, deverá também ser seguido um método de trabalho específico.



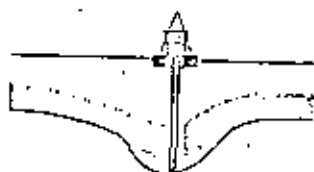
XLVIII

Um outro exemplo da criação dos novos métodos de trabalho é a extração de areia que se encontra debaixo de camadas de argila ou de lufa.

O método convencional de extração de areia nestas circunstâncias consiste na remoção das camadas superiores de argila e lufa de forma a permitir o acesso à areia a ser dragada.

Neste novo método de trabalho, atravessam-se as camadas de cobertura, criando um buraco por jacto de água de forma a permitir a entrada do tubo de sucção.

Extração de areia debaixo duma camada coesiva



Logo que a boca de sucção tenha penetrado na bolsa de areia é suficiente para que a extração tenha início. Além disso a boca do tubo de sucção descerá até à máxima profundidade de extração, tão rápido quanto possível.

Para uma extração contínua existem 2 métodos de trabalho. Se a existência de areia é limitada até grande profundidade, o máximo volume de areia possível será extraído localmente em cada ponto, e assim sucessivamente para uma série de locais perfurados em que o processo se repetirá, deixando finalmente uma série de furos.

Desta maneira, só uma parte limitada da areia de cada local de extração será usada. No caso de ser necessário extrair a máxima quantidade de areia possível, aplica-se o método de criação de valas. Para se conseguir avançar será necessário cortar as camadas de argila e lufa.

Para atingir este fim, a parte frontal do tubo de sucção, está equipada com jactos de água de alta pressão, montados sob a forma de bocas; o jacto corta as camadas sobrejacentes criando um rasgo, no qual o movimento de avanço do tubo de sucção é facilitado, e pode assim dragar uma vala contínua, sob as ditas camadas de cobertura.

Ames os métodos foram usados na Holanda.

#### 4.4 Métodos de Dragagem Alternativos - Tendências Actuais

Como iniciámos esta parte do curso de equipamento de dragagem tendo em conta as origens, desde a ancestral draga manual, deveríamos eventualmente terminar esta mesma parte tentando identificar algumas tendências actuais e projectá-las para o futuro.

Contudo, esta futurologia em equipamento de dragagem é tão complexa e está mais dirigida para marketing do que para a matéria de tecnologia de dragagem propriamente dita.

Com o intuito de completar este panorama abordaremos alguns utensílios de dragagem não convencionais, dos quais, presentemente pelo menos um protótipo foi já criado, em que de resto deixamos à vossa própria imaginação criadora.

#### Sistemas de Dragagem Alternativos

##### 4.4.1 Elevador de ar comprimido

A sucção é efectuada por meio de ar comprimido, com lançamento de ar através dum anel perfurado com pequenos furos situado junto à boca do tubo de sucção.

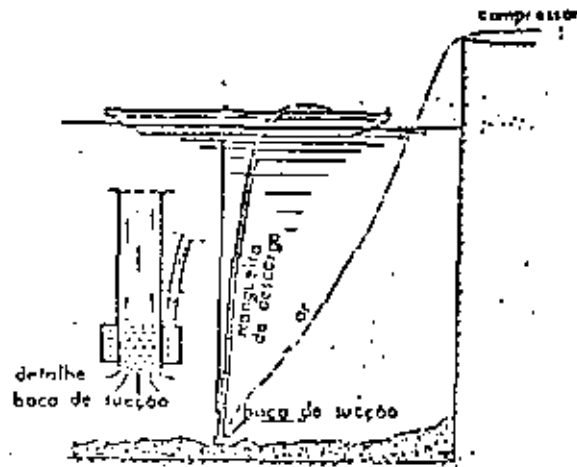
A expansão das bolhas de ar, cria uma diferença de pressão entre a mistura na boca de sucção e a água circundante.

Isto traduz-se então numa diferença de pressão, a qual aumenta com a profundidade da boca de sucção na água.

A depressão criada na boca de sucção transporta no sentido ascendente a mistura de água e solo juntamente com outros materiais, caso existam, normalmente pedras e objectos metálicos até dimensões suficientemente pequenas que possam atravessar a boca de sucção.

Os mergulhadores por exemplo, usam este método quando inspecionarem navios naufragados, pelo qual a mistura é descarregada num silo lesteirial com peneiras.

XLIX



"AIR-LIFT"

Eles manobram a boca de sucção, através da parte inferior em aço, ligada à própria boca, enquanto todo o resto do transporte é efectuado através duma mangueira de plástico ligada ao navio de salvamento.

Como os objectos transportados, não passam por pás rotativas, chegam à superfície no mesmo estado em que estavam no fundo.

L

#### 4.4.2 Bomba Pneumática - "Pneum"

A principal característica do sistema "pneum", difere do sistema duma bomba de sucção normal, pois que utiliza ar comprimido dentro de cilindros especiais, bastante semelhante ao sistema da bomba de pistão.

O corpo da bomba é constituído por 3 cilindros, sem quaisquer mecanismos de rotação interna em contacto com a mistura a ser bombada, a não ser apenas as válvulas de entrada e saída de borracha, que têm um movimento bastante lento, de aproximadamente 3 ciclos/minuto.

Cada cilindro é cheio com mistura de água e solo compensando a diferença de pressão hidrostática, à medida que cada cilindro fica cheio, o ar comprimido fornecido pelo compressor através do distribuidor de ar e da mangueira, actua como um pistão e a mistura é forçada a seguir um único caminho através duma válvula de descarga de efeito simples.

Quando o cilindro está quase vazio, o distribuidor descarrega ar comprimido; a pressão interna do cilindro é libertada e uma vez mais o cilindro se enche com mistura de água e solo para recomeçar o ciclo.

Para conseguir um regime uniforme, o distribuidor actua alternativamente nos 3 cilindros com uma frequência média de 1 a 3 ciclos por minuto.

LI

#### 4.4.3 Bombas Submersíveis (Sludge pumps)

- (Toyo, Beta, outras)

Estas são geralmente bombas centrífugas accionadas por um motor eléctrico instalado num compartimento estanque.

A bomba está posicionada horizontalmente e a boca de sucção situa-se no próprio corpo da bomba, onde conjuntamente funciona um instrumento desagregador.

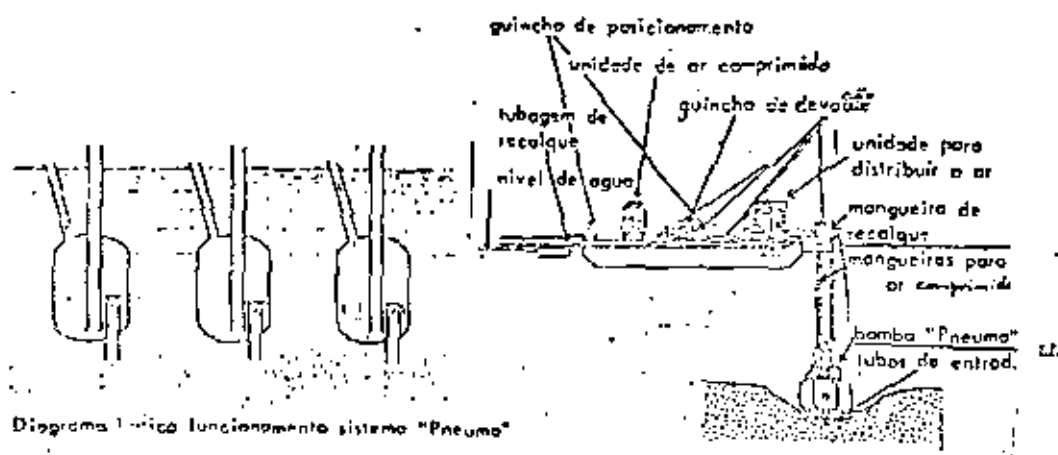


Diagrama técnico funcionamento sistema "Pneumo"

Este aparelho pode ser levado ao fundo por meio do cabo e o descarga do material é feita através de uma mangueira flexível até à superfície.

Aplicações: os sistemas atrás mencionados são úteis para dragagem de materiais não coesivos (areia) em zonas rasas.

4.4.4 Máquina de Vácuo (Trenching Machine)

Este instrumento é usado para rebarbear tubagem submersa sob o fundo.

Funciona em base no princípio de fluidificação de areia por meio do jacto de água seguida da sucção do fluido, usando bombas de dragagem.

O aparelho é colocado sobre a tubagem, e está instalado a partir de uma baranca que contém também o equipamento pesado. O rebatimento tem lugar pela movimentação de equipamento com ida e volta ao longo da tubagem.

O equipamento constitui uma eficiente alternativa à dragagem de vácuo com equipamento convencional antes do lançamento de tubagens tendo em conta as referências e experimentos, etc. (cabo e vácuo).

4.4.5 Máquina de Vácuo em Material Duro

Esta máquina só consegue operar eficientemente em solos não coesivos. Contudo, a procura deste tipo de máquinas para operar em solos coesivos, bem como em rochas duras ou muito dás, ter sido tal, que, conseqüentemente, foi criada pela Land & Marine uma nova máquina adaptada àquelas duras de material que satisfaz tal procura.

4.4.6 Bulldozer Artificial e Submerso

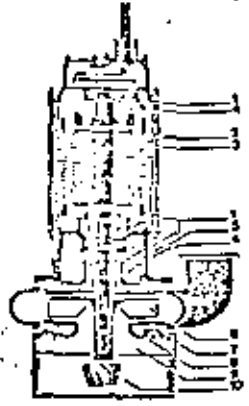
El A Remalco D'april produziu o D1350, um bulldozer artificial que pode igualmente operar em terra a arto ou debaixo de água.

Uma conduta de ar tipo periscópio permite a operação a uma profundidade máxima de 7m.

Quando se trata de operação submersa, é usualmente comandado à distância por rádio, de terra ou dum pequena embarcação.

DS tipo

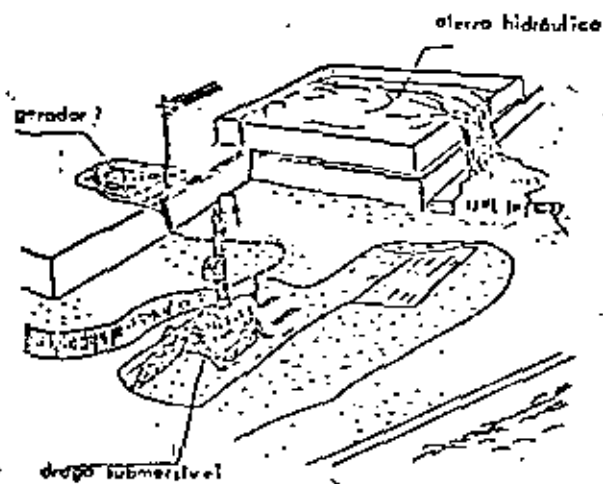
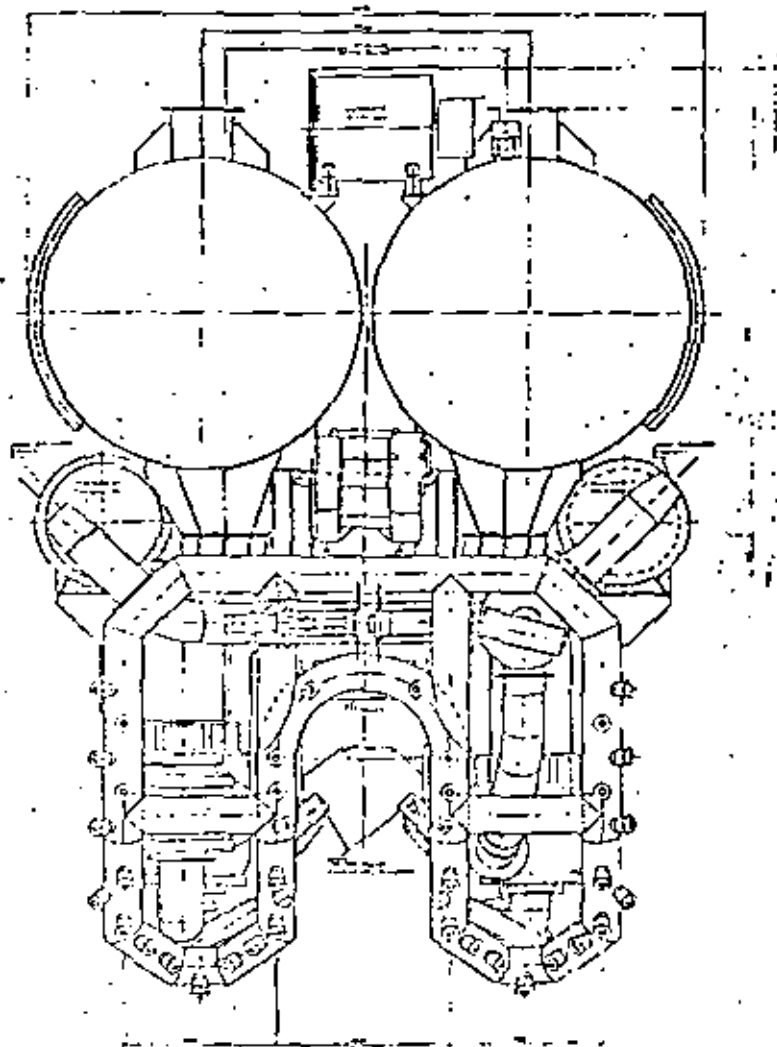
1. rolamento
2. rotor
3. estator
4. retentor
5. camera de oleo
6. impulsor
7. placa de despatil
8. grelha
9. cortador



DP tipo

1. rolamento
2. rotor
3. estator
4. retentor
5. camera de oleo
6. impulsor
7. placa de despatil afimovel regulável
8. lâmpa de aspiração
9. grelha
10. cortador

Máquina de vapor



Manobreadores podem também executar o controle directo em áreas de trabalho limitadas.

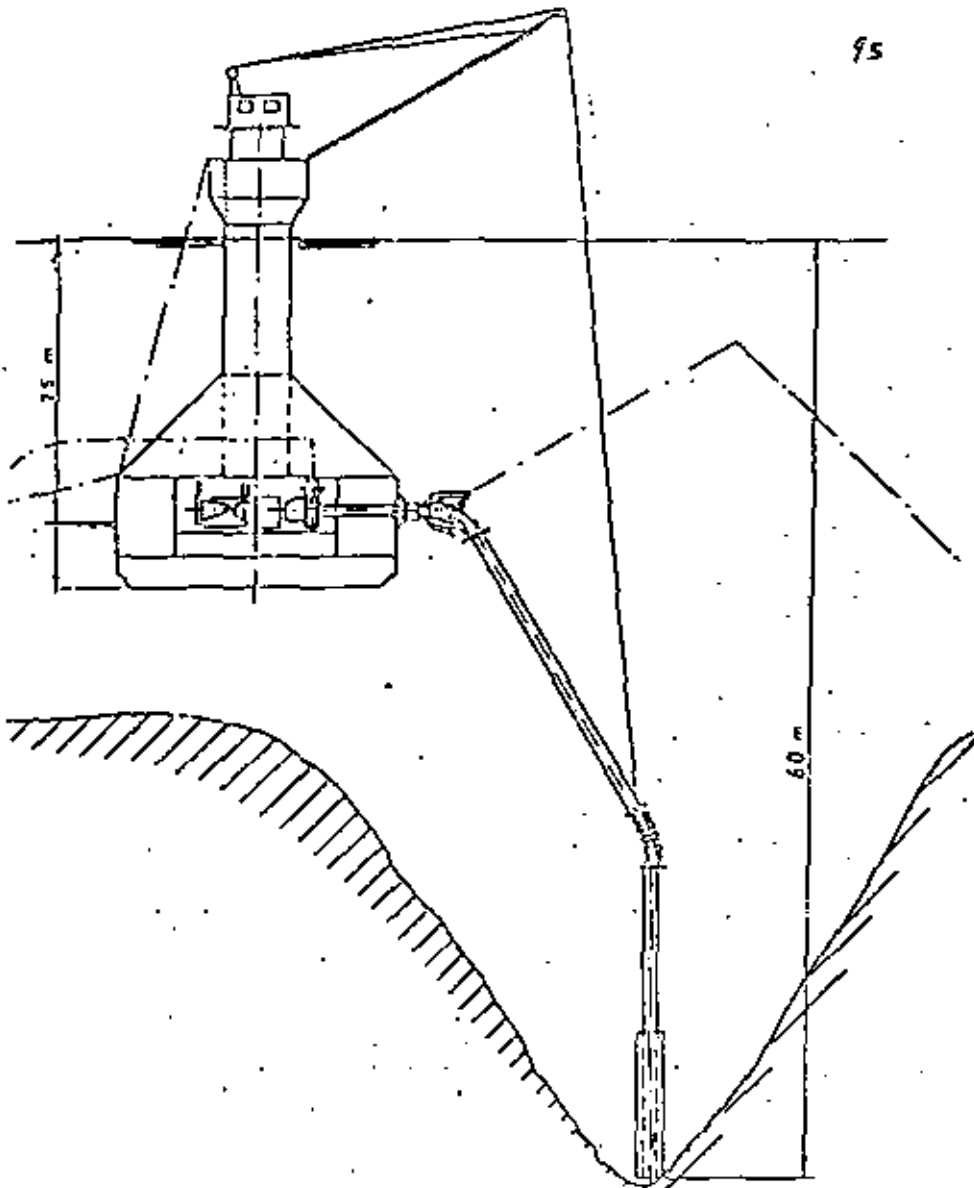
b) A Komatsu desenvolveu também um protótipo dum bulldozer subaquático para profundidades até 60m, juntamente com um navio de suporte e comando.

Este sistema de bulldozer localmente submerso consiste no próprio bulldozer, numa unidade geradora, quadro de controle, guincho de cabo, detector de posição do bulldozer e um barco de apoio.

O motor de indução trifásico substitui o motor e o conversor de torque.

O raio de acção é aproximadamente 100 m, e o veículo pode ser controlado de duas maneiras:

- Através do controle à distância por cabo [utilizando um modelo reduzido de simulação a bordo do navio de apoio ou em terra].
- Através de operação directa.



DRAGA SEMI-SUBMERSIVEL DE SUCCÃO

4.4.7 Draga Submersível de Sucção

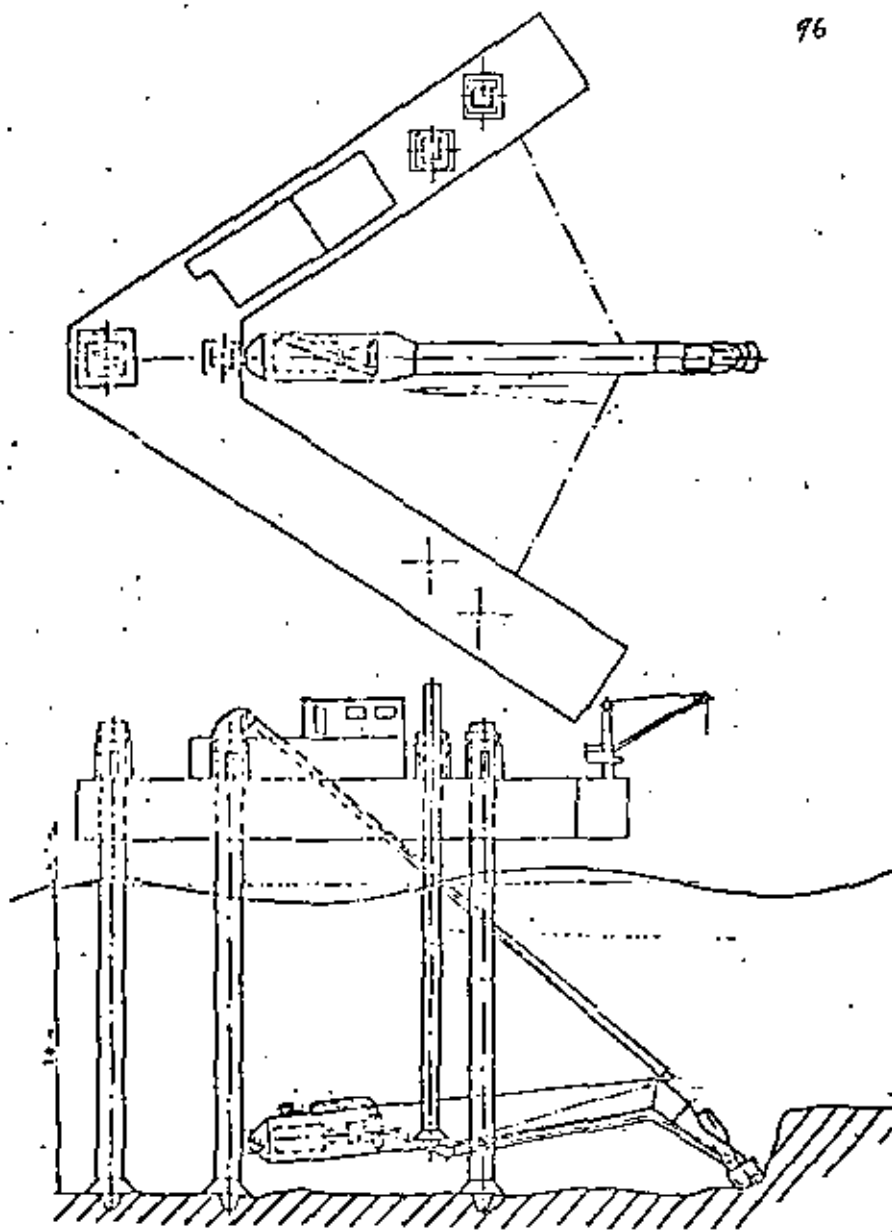
Esta draga é uma draga móvel de bombagem sobre esteiras para dragagem de fundo até uma profundidade de 7 metros.

A draga é comandada por apenas um homem situado dentro duma cabine de comando, movimentando-se para cima e para baixo num mastro, até manter-se aproximadamente a uma altura de 1,50m acima do nível da água.

Esta draga foi projectada pela Companhia Sumitomo para trabalhar em lugares inacessíveis a dragas convencionais.

A draga pode ser desmontada em grandes componentes permitindo o seu transporte terrestre e montagem no próprio local.





PLATAFORMA MÓVEL AUTO-ELEVADORA

LV

#### 4.4.1 Unidade Semi-Submersível (Semi Submersible Predator - SSD)

A parte inferior contém a casa das máquinas e um compartimento para lastro fixo.

Com esta instalação de lastro fixo, e os tanques de lastro variável vazios, a SSD tem um calado de aproximadamente 4,50m, pelo que pode atracar em qualquer porto normal e ser rebocada para a zona de dragagem.

No local, os tanques de lastro variável são cheios até atingir um calado de aproximadamente 25m. Nesta posição o tubo de sucção é descido para iniciar a dragagem.

Tanto um motor Diesel como uma turbina a gás podem ser utilizados como fonte de energia.

A SSD está amarrada a âncoras. Se a profundidade da água no local de dragagem não for suficiente para permitir encher a unidade até atingir o calado máximo, as operações de dragagem poderão ter início com a unidade em condições de lastro parcial.

A SSD está a ser desenvolvida pela IHC - Holanda.

LVZ

#### 4.4.2 Plataforma Móvel Auto-Elevadora (Walking self-elevating platform - WSEP)

Esta plataforma está também sendo desenvolvida pela IHC na Holanda, com o intuito de ser usada nas águas costeiras até uma profundidade máxima de aproximadamente 30m onde uma camada de areia relativamente fina (até aproximadamente 5m) tem de ser dragada.

O equipamento consiste num pontão em forma de V suportado por 3 pernas.

A Lança do cortador está montada o mais em baixo possível, ligada a uma perna especial de dragagem.

É possível movimentar tanto a plataforma como a lança apenas longitudinalmente, donde se efectuará assim uma vala de 35m de largura. A máxima velocidade de avanço durante a dragagem é de 20-hora.

A WSEP é independente da acção das ondas e portanto a eficiência da operação deveria ser bastante alta.

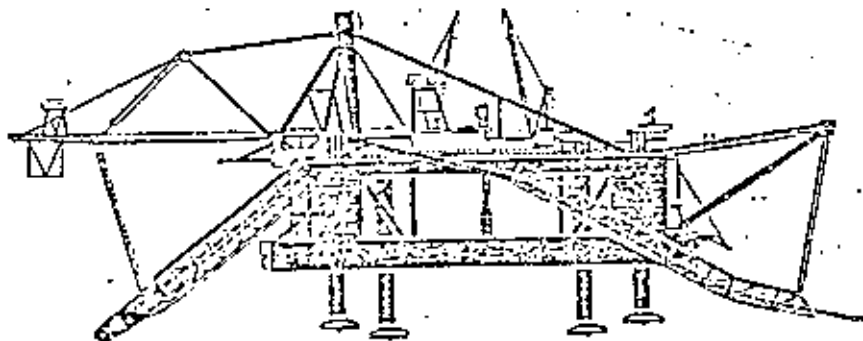
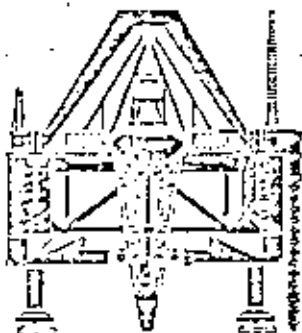
Se a areia dragada do fundo do mar é transportada da plataforma através duma tubagem submersa, o percentagem de dias de trabalho efectivo dia-areia que seria de 95%.

LVII

4.4.10 Dreda de Sucção e Corte Auto-Elevadora e Semi-Submersível de Múltiplo efeito (Multi purpose semi-submersible self-elevating Cutter Dredger) "Camelo"

Desenvolvida pelo grupo Volker Stevin' na Holanda, foi concebida para navegar no mar, é equipada com contadores para operar sob condições de ondulação agitada e poder dragar solos duros.

LVIII



4.5

PARÂMETROS QUE INFLUENCIAM A ESCOLHA DO MÉTODO DE TRABALHO E DO EQUIPAMENTO

1. Dimensão do projecto em volume e distância de transporte
2. Capacidade exigida no que respecta a meios financeiros disponíveis e a economia do projecto a ser realizado
3. Acessibilidade do local para o equipamento
4. A vegetação ou construções a serem removidas ou conservadas no local
5. O tipo de solo a ser removido ou usado
6. A disponibilidade e qualidade das áreas de empréstimo do material necessário e/ou varadouros ou áreas de descarga do material
7. Possibilidades para a descarga da água de retorno do alvio
8. Condições da água e meteorológicas
9. Transporte de areia e assoreamento
10. Dimensões: Comprimento - Largura - Altura - Profundidade
11. Tolerâncias exigidas nos sentidos vertical e horizontal
12. Estabilidade do trabalho executado e nas áreas periféricas
13. Distâncias do transporte no sentido horizontal e vertical
14. Flotas de transporte e possibilidades de transporte na água e em terra.
15. Possibilidades e dificuldades de ancoragem
16. Obstrução à navegação
17. Perigo e obstrução para o meio ambiente
18. Poluição do ambiente periférico
19. Disponibilidade do equipamento
20. Possibilidade e duração da mobilização e desmobilização do equipamento

100

TOLERÂNCIAS NO SENTIDO VERTICAL E HORIZONTAL

Nã várias razões porque se procura executar um projecto de dragagem dentro de certas tolerâncias.

3.1 Devido ao volume dragado (item 2.11.2.1.1)

3.1.1 Em trabalhos de escavação

a) Tolerância vertical: O critério principal é a profundidade em toda a largura dum canal

b) Tolerância horizontal: Muito importante para valas estreitas, tais como valas de emissários submarinos

c) Tolerância de talude: Aqui a característica do solo do ponto de vista de estabilidade desempenha um papel importante

3.1.2 Em trabalhos de alvario

a) Tolerância vertical: Depende bastante do assentamento - característica do material usado no alvario e do subsolo. O acabamento é normalmente com bulldozers.

b) Tolerância horizontal e do talude: Os taludes deverão ser acabados mecanicamente.

3.2 Devido ao critério estético ou técnico

3.2.1 Em trabalhos de escavação

a) Tolerância horizontal

Especialmente em valas estreitas ou canais ter-se-ã de cumprir sempre um critério muito rígido. Em vias navegáveis bastante largas a tolerância exigida é já mais ampla, podendo permitir-se uma tolerância mais liberal para a dragagem nas bacias portuárias e canais.

Nas junto aos taludes dos muros de retenção que nã emergem poderá ser exigido um critério mais rígido, dado que nã existem problemas típicos graves quando se efectua uma sobre-dragagem, como por exemplo, junto a muros de retenção vertical, muros-cais ou taludes.

b) Tolerância vertical

Tolerância de profundidade em vias navegáveis, com o intuito de evitar reclamações de navegação em relação ao calado. Em caso de valas ou diques de construção, como por exemplo: túneis, estruturas muito rígidas deverão ser corrigidas, devido às fundações e enchimento com areia.

c) Tolerância de talude

É bastante diferente o critério quando se trata dum talude submerso ou dum talude que se estende até acima do nível de água.

O critério de tolerância é em ambos os casos de outra ordem de grandeza.

Com um talude submerso os critérios de estabilidade ou navegabilidade são primordiais.

Com taludes que se estendem para além da superfície da água, poderá ser exigido um delineação exacta.

Em caso de grande amplitude de maré isto poderia tornar-se um critério muito difícil de ser cumprido, e qual poderá apenas ser realizado com um equipamento de acabamento especial e adicional.

Também o facto de certos taludes muitas vezes serem posteriormente cobertos com pedras depositadas ou arrastadas, ou por uma camada de asfalto, provoca tolerâncias muito rígidas, considerando-se que a alternativa implica que o acabamento será feito com pedra ou asfalto dum dispêndio adicional elevado.

3.3 Tolerâncias atingíveis por ca vários tipos de dragas para trabalhos em obras de dragagem em estuários

Para determinar a tolerância atingível com os diversos equipamentos de dragagem é um problema bastante complexo, dado que existe um elevado número de variáveis.

3.3.1 A tolerância atingível depende de:

- a) O tipo e dimensões das dragas
- b) O tipo e características do solo (dureza, coesão - grau de consolidação, etc.)
- c) Acção das ondas



- d) Acção das marés
- e) A profundidade de dragagem em relação à posição óptima da lança
- f) A perícia da tripulação
- g) A instrumentação a bordo da draga
- h) O método de posicionamento
- i) O grau de automação da draga
- j) A qualidade do levantamento - e trabalho de sondagem e utensílios auxiliares usados

#### 5.4 Encargos de custos e critério de tolerância

Este é um importante ponto em que o critério de tolerância deverá ser cumprido.

Tolerâncias rígidas reduzirão o volume de m<sup>3</sup> a ser pago e o preço/m<sup>3</sup> deverá ser mais elevado.

Por consequência isso seria ponderado cada vez que acontecesse, sendo assim qual seria a solução economicamente viável mais provável.

MÁQUINA	DIMENSÃO	ROCHAS				SOLOS SEM COESÃO						SOLOS COM COESÃO						TERRA ORGÂNICA		A.		B.		C.			
		ROCHA QUEBRADA		ROCHA ALIÇADA		PEDRAS		SEIXOS		AREIA		LOAMA		ARGILA DURA		ARGILA MOLE		LIMPA									
		T <sub>H</sub>	T <sub>V</sub>	T <sub>H</sub>	T <sub>V</sub>	T <sub>H</sub>	T <sub>V</sub>	T <sub>H</sub>	T <sub>V</sub>	T <sub>H</sub>	T <sub>V</sub>	T <sub>H</sub>	T <sub>V</sub>	T <sub>H</sub>	T <sub>V</sub>	T <sub>H</sub>	T <sub>V</sub>	T <sub>H</sub>	T <sub>V</sub>	T <sub>H</sub>	T <sub>V</sub>	T <sub>H</sub>	T <sub>V</sub>	T <sub>H</sub>	T <sub>V</sub>	T <sub>H</sub>	T <sub>V</sub>
Bandeja de Balde	Capacidade de Balde																										
	50-200 Lt	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	50	20	100	30	75	15	50	10	75	15	75	25			5	50	25	15		
	200-500 Lt	150	30	100	20	7	7	75	25	150	50	125	25	75	15	125	25	100	35			5	75	50	25		
500-FIXO Lt	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	7	7	100	25	200	60	150	30	100	20	150	30	125	45			5	100	75	35			
Bandeja com cavalete frontal	Capacidade de Colher 0,5 - 2m3 2 - 5m3																										
Cera Flutuante	Capacidade do Balde																										
	0,5 - 2m3	100	50	100	25	7	7	75	50	100	25	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	50	30	75	40			5	25	25	15		
	2 - 5m3	200	75	200	50	7	7	150	75	200	50	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	150	75	150	75			5	50	50	25		
4 - 7m3	250	100	250	75	7	7	200	100	300	75	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	250	100	250	125			5	75	75	35			
Bandeja com desaqueador	Desaqueador																										
	0,75 - 1,50	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	150	50	200	40	150	30	75	15	100	25	100	30			5	50	25	15		
	1,50 - 2,50	75	25	50	20	N.A.	N.A.	225	75	250	50	200	40	100	20	150	40	125	40			5	75	50	25		
2,50 - 3,50	100	30	75	25	N.A.	N.A.	300	100	300	60	250	50	150	30	200	50	175	40			5	100	75	35			
Bandeja de oito eixos com parafuso	Capacidade de parafuso																										
	500-2.000 2000-5000	N.A. N.A.		N.A. N.A.		N.A. N.A.		500 1000	150 250	1500 2000	500 750	N.A. N.A.	N.A. N.A.	N.A. N.A.	N.A. N.A.	N.A. N.A.	N.A. N.A.	N.A. N.A.	N.A. N.A.			-	-	-	-		
Bandeja de areia e areia	Capacidade de parafuso																										
	500-1000	N.A.		N.A.		N.A.		1000		1000	25	1000	30	N.A.	N.A.	1000	50	N.A.	N.A.			5	250	100	0		
	1000-6000	N.A.		N.A.		N.A.		1500		1500	50	1500	50	N.A.	N.A.	1500	75	N.A.	N.A.			5	500	150	0		
6000-10000	N.A.		N.A.		N.A.		1500		1500	75	1500	50	N.A.	N.A.	1500	100	N.A.	N.A.			5	500	150	0			

T<sub>H</sub> = tolerância horizontal em cm. + e -

T<sub>V</sub> = tolerância vertical em cm. + e -

N.A. = não aplicável

Com ângulo de talude mais íngreme que  $\frac{1}{4}$ , será decisiva a tolerância horizontal

Com ângulo de talude menos íngreme, será decisiva a tolerância vertical

A. = extra para mórde por m<sup>2</sup> de variação de mórde

B. = extra para mórde com corrente transversal + 1,5 m/sec.

C. = extra para mórde com ondulação forte

## 6. INSTRUMENTAÇÃO E AUTOMAÇÃO NAS DRAGAS

### 6.1 INTRODUÇÃO

Para se obter uma noção global das possibilidades da mais recente instrumentação de dragagem, vale a pena subdividir este assunto em 3 partes:

1. Instrumentos relativos ao transporte hidráulico de solos, os quais por conseguinte são aplicáveis a uma variedade de dragas hidráulicas.
2. Instrumentos que são especialmente concebidos para serem usados a bordo de dragas de sucção e corte.
3. Instrumentos que são especialmente concebidos para serem usados a bordo de dragas "hopper" auto-transportadoras.

Para se tornar possível automatizar uma instalação, as medições deverão ser feitas, de modo a obter a informação necessária. Consequentemente, a automação e os instrumentos de medição estão intimamente interligados.

### 6.2 INSTRUMENTOS RELATIVOS AO TRANSPORTE HIDRÁULICO DE SOLOS

Esta categoria engloba a maioria dos instrumentos de medição relativos à eficiência da bomba.

#### 6.2.1 Os indicadores de vácuo e pressão

Para operar a bomba da draga o mais eficientemente possível, é necessário ter um profundo conhecimento do vácuo do lado da sucção e da pressão do lado da repulsão. Devido a subidas bruscas de pressão que podem ocorrer na bomba e no circuito associado, em consequência do "golpe de aríete" ou do estrangulamento da própria bomba, os instrumentos usados para indicar o vácuo e pressão devem ser capazes de resistir a pressões muitas vezes superiores à pressão normal de operação.

Mesmo no tubo de vácuo ligada da bomba ao manômetro, podem ocorrer subidas bruscas de pressão até 100 kg/cm<sup>2</sup>. Existem no mercado vários tipos deste equipamento, desenvolvidos para adaptação às condições específicas de trabalho das companhias de dragagem, como na nossa própria.

III

#### 6.2.2 A válvula de compensação de vácuo

Esta válvula inclui-se na categoria de automação simples. Uma solução altamente indesejável verifica-se num sistema de dragagem, a entrada de sucção é repentinamente estrangulada. Então o grande volume de solo e água que se encontra no tubo de sucção continua o seu movimento, ao mesmo tempo que se desenvolvem bolhas de vácuo, as quais irão explodir e causar subidas bruscas de pressão e possivelmente danos no tubo de sucção.

O início deste fenómeno pode ser claramente constatado num calibrador de vácuo cujo sinal pode servir para comandar a válvula de compensação de vácuo, de forma a abri-la para que haja admissão de água suficiente no tubo de sucção.

Deste modo, esta válvula de compensação de vácuo poderia considerar-se como uma parte dum sistema de automação mais extenso, como por exemplo o completo controle automático duma draga de sucção e corte.

Existem dois tipos de válvulas de compensação: uma de borboleta e outra com membrana de borracha.

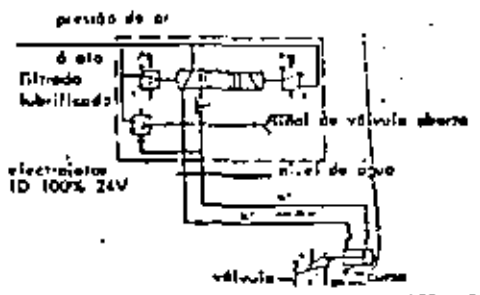
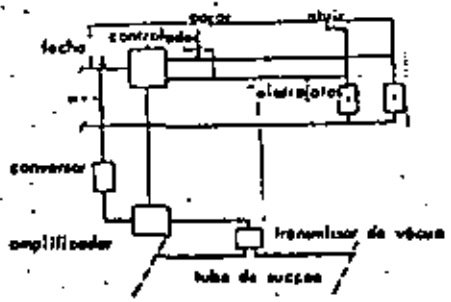
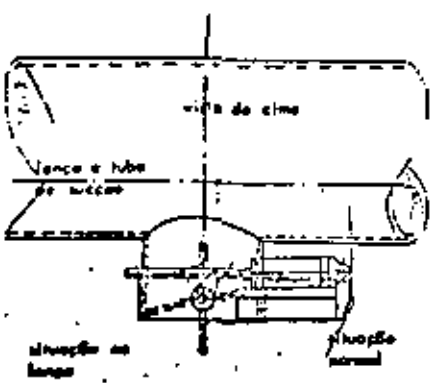
#### Medição de Volume Transportado

Com efeito, qualquer sistema de dragagem é um meio de desagregação e transporte de solo. É de importância primordial conhecer-se o volume do material transportado.

Para se ter uma ideia deste volume é necessário saber o que se passa no interior da tubagem. Para tal, temos que recorrer a meios indirectos através da determinação da densidade e da velocidade da mistura dentro da tubagem.

105.0

133



Comando	Sinal	Válvula compensadora de vácuo
Fechar	1	fecho lentamente
Parar	1 e II	para
Abrir	1 e II	abrir rapidamente

### 6.2.3 O indicador de concentração

Indicadores especiais têm sido desenvolvidos para trabalharem em condições difíceis.

Sem tentar menosprezar as qualidades dos outros sistemas de medição, o indicador de densidade com fonte radioactiva oferece duas vantagens principais:

Como não necessita dum contacto metálico directo com a mistura dragada, não contém partes móveis sujeitas a desgaste. Vários tipos de isótopos podem ser usados como fonte radioactiva. É verdade que em alguns casos existe uma predisposição negativa a instrumentos radioactivos, devido ao facto de serem pouco divulgados os conhecimentos sobre esta matéria. Regra geral o indicador de densidade radioactivo, consiste em três partes, nomeadamente:

1. A fonte blindada
2. O detector
3. O amplificador electrónico e indicador

A fonte e o detector estão montados um oposto ao outro numa secção falangeada do tubo, a qual está incorporada na linha de repulsão da bomba da draga.

O detector está ligado ao amplificador e ao indicador, que estão instalados à distância.

Raios gama emitidos pela fonte atravessam o tubo diagonalmente e entram no detector, obrigando este a reagir e transmitir informação da intensidade da radiação ao amplificador electrónico.

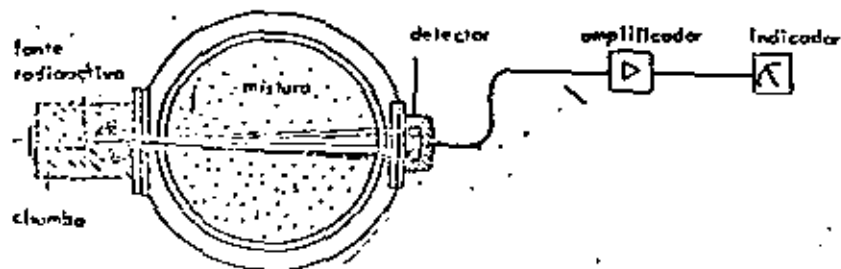
O grau de atenuação da radiação gama depende da densidade da matéria sólida encontrada ao longo do percurso desde a fonte ao detector.

Por isso, a intensidade dos raios gama entrados no detector traduzem a concentração volumétrica de sólidos da mistura que passa pelo tubo de repulsão.

O detector emite impulsos eléctricos por meio de um sinal que é recebido num amplificador, cujo sinal de saída corresponde à densidade.

Os isótopos mais comuns a serem usados nesta aplicação são Cs 137 e Co 60, dos quais o Césium é o preferido para tubos

107



LXI

#### 6.2.4 O Indicador de Velocidade

A próxima informação exigida é qual é a velocidade da mistura de solo e água que está passando através do tubo.

Isso é dado por meio de um indicador de velocidade.

Esta medição está baseada na lei de Faraday, que estabelece que quando um condutor (neste caso a mistura solo/água) passa num campo magnético (neste caso produzido por grandes espirais ligadas ao circuito eléctrico principal e posicionadas por cima e por baixo do tubo) cria-se uma diferença de potencial (Volts) entre os electrodos posicionados nas paredes laterais do tubo.

Esta voltagem é proporcional à velocidade da mistura transportada, amplificada e mostrada num instrumento indicador.

Relativamente a estas medições, deve-se estar ciente de que as medições são tomadas em certas posições fixas no sistema tubular e dão uma indicação do valor principal da quantidade medida naquele local.

Por exemplo: uma densidade medida com um certo valor não implica necessariamente que na realidade o volume correspondente do solo está sendo transportado no tubo.

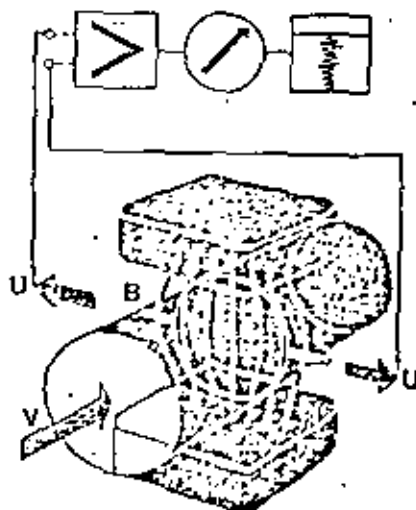
Isso depende de muitos factores:

- A posição do indicador em relação à posição do tubo (vertical ou horizontal).

Quando o indicador está montado num tubo horizontal, como é o caso muitas vezes utilizado a bordo duma draga de sucção com ou sem cortador, um erro sistemático pode ser introduzido nas medições, caso o indicador de densidade não tenha sido montado devidamente.

Num tubo horizontal, as partículas maiores e mais pesadas tendem a sedimentar na parte inferior do tubo.

LXI



EQUIPAMENTO ELECTROMAGNETICO DE MEDIÇÃO VELOCIDADE DA MISTURA.

isto depende extremamente da relação entre a velocidade actual e a velocidade crítica da mistura na tubulação. Supondo que o indicador está montado de tal modo que o feixe de radiação está em posição vertical, então uma mistura densa de mais é medida devido à mistura pesada se encontrar no fundo do tubo (especialmente nos casos em que a velocidade da mistura está próximo do valor crítico). Quando o feixe de radiação atravessa o tubo horizontalmente, é medida uma densidade inferior à real.

De um modo geral, é recomendado que o indicador deverá ser instalado o mais perto possível da bomba. O solo está ainda naquele local bem misturado com a água devido à grande velocidade da bomba.

Um erro sistemático pode também ser introduzido quando o instrumento está montado num tubo vertical. Contudo, a dimensão deste erro é menor e depende da relação, entre a velocidade da água na tubulação e a velocidade de sedimentação dos sólidos.

Com uma velocidade constante dos sólidos, a velocidade de sedimentação das partículas aumenta com o crescimento do diâmetro conforme a lei de Stokes. Portanto, quanto maiores as dimensões do material, maior será o erro.

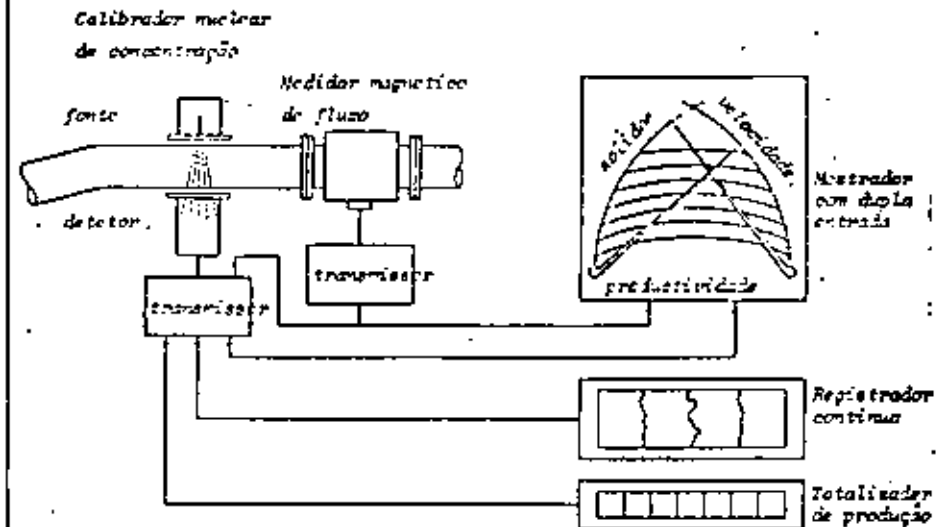
Os Departamentos de Pesquisa estão sempre investigando, no sentido de estabelecer com precisão estas influências nos resultados da medição.

#### 6.2.5 G. Indicador de Produção

Separadamente dos valores momentâneos de peso específico e da velocidade da mistura transportada, a questão mais importante é qual a quantidade de material sólido que está sendo transportada através do tubo.

O valor do peso específico da mistura superior à unidade (1) é uma indicação exacta da quantidade de sólido na mistura. Se este valor for multiplicado pelo número que representa a velocidade, o resultado é a medida da massa de arca transportada por segundo.

Integrando obra sucessiva finalmente, dá-nos a quantidade total de sólidos transportados através da instalação. Estas medições e cálculos estão interligados num indicador de produção, o qual é de facto uma espécie de computador.



SISTEMA AUTOMÁTICO PARA MEDIR A PRODUÇÃO.

O indicador de velocidade é indispensável quando a draga está repulando através duma tubagem muito extensa. Teoricamente o solo poderia ser transportado ao custo mínimo se a velocidade pudesse ser mantida bastante próximo do valor crítico i.e., a velocidade para a qual os sólidos se sedimentam no tubo e começam a formar um depósito.

Quando este fenómeno ocorre, a secção actual do tubo diminui, o que significa que a pressão exigida à bomba aumenta substancialmente, como resultado deste decréscimo de caudal, facto que pode imediatamente ser detectado pelo indicador de velocidade.

O dragador deverá então levantar o tubo de sucção de modo a dar entrada de água suficiente para desobstruir a tubagem de repulsão.

Quando a válvula de compensação de vácuo está instalada, ele preferir usá-la para este fim.

Se, das amostras de solo não perturbadas, não conhecemos o solo a ser bombado, será possível prever a velocidade crítica na tubagem como uma função do diâmetro médio dos grãos, da densidade da mistura e do diâmetro interno da tubagem.

Se então a velocidade tiver tendência a descer abaixo deste limite previsto, o dragador pode corrigir este facto.

### 6.3 INSTRUMENTOS ESPECIALMENTE CONCEBIDOS PARA DRAGAS DE SUÇÃO E CORTE

Entre os instrumentos especialmente concebidos para uso exclusivo a bordo de dragas de sucção e corte, o mais importante é o controlador automático de corte.

#### Descrição

A função deste aparelho é controlar os guinchos de movimentação lateral de lascar e a válvula de compensação de vácuo duma draga de corte, de tal modo que o rendimento máximo seja conseguido, sem:

- a) O processo de dragagem ser interrompido por um enterramento da boca de sucção resultante do colapso do talude
- b) Exceder os limites do canal projectado
- c) Entangulamento da bomba de dragagem em consequência dum vácuo excessivo
- d) Reconhecia de sedimentação na tubagem de repulsão
- e) Sobrecarga nos guinchos de lascar
- f) Sobrecarga no motor do cortador

Para usar um controlador deste tipo é necessário que:

1. O motor do cortador emita um sinal proporcional à carga. No caso de cortadores de motor eléctrico, o amperímetro serve para este fim.
2. Os controladores dos guinchos de lascar são accionados por motores eléctricos e o controle seria efectuado passo a passo a cada momento correspondente ao movimento de lascar. Adicionalmente, os controladores são capazes de emitir um sinal quando se encontra em qualquer uma das seguintes posições:

"Puzo"	- Em todas as posições de puzo
"Neutral"	- Quando os guinchos são travados mecânicamente
"Solto"	- Em todas as posições de libertação do cabo
"Freio"	- Esta posição pode ser pré-estabelecida
"Máxima"	- Esta posição pode ser variada

A instalação do guincho tem que ter incorporado meios para facilitar a travagem do movimento do guincho que está libertando o cabo sem reajustamento do controlador.

Os motores dos guinchos de lascar deverão emitir um sinal à carga em cada um.

3. A embarcação deverá estar equipada com um indicador de velocidade de fluxo, capaz de emitir um sinal eléctrico proporcional ao fluxo na tubagem de repulsão.
4. Um indicador digital de vácuo deverá estar incorporado no tubo de sucção imediatamente adjacente à entrada da bomba. Este indicador deveria ser capaz de emitir um sinal proporcional ao nível de vácuo no tubo de sucção.
5. A embarcação deveria estar equipada com um girocompasso e um sistema automático, os quais conjuntamente emitiriam um sinal quando o cortador atinge os limites pré-determinados do canal a bombordo e estibordo. O computador de talude poderia ser usado com vantagem para este fim.

6. O tubo de sucção deve incorporar a válvula de compensação de vácuo, em que a operação da mesma (através de impulsos elétricos) gera uma abertura rápida e um fechamento lento até à paragem por um impulso posterior. Durante todo o tempo que a válvula permanece parcialmente aberta, o sinal deveria ser transmitido ao controlador do corte.

7. Em caso de falha de um dos motores do guincho ou corte, um sinal indicando esta falha deveria ser transmitido ao controlador. Ações nos botões correspondentes ao painel de controle seguinte:

1. Draga para bombordo
2. Draga para estibordo
3. Fãns
4. Controlador de corte ligado/desligado
5. Válvula de compensação de vácuo aberta
6. Fãns e fecho da válvula de compensação de vácuo

O controlador automático de corte apenas controla o processo de dragagem.

O método actual para executar a obra, i.e. como dragar o perfil do canal, fica para tarefa do dragador. Isto também poderia ser automatizado.

Os guinchos de baixar e de levantar a lança são então controlados por um computador de dragagem em perfil.

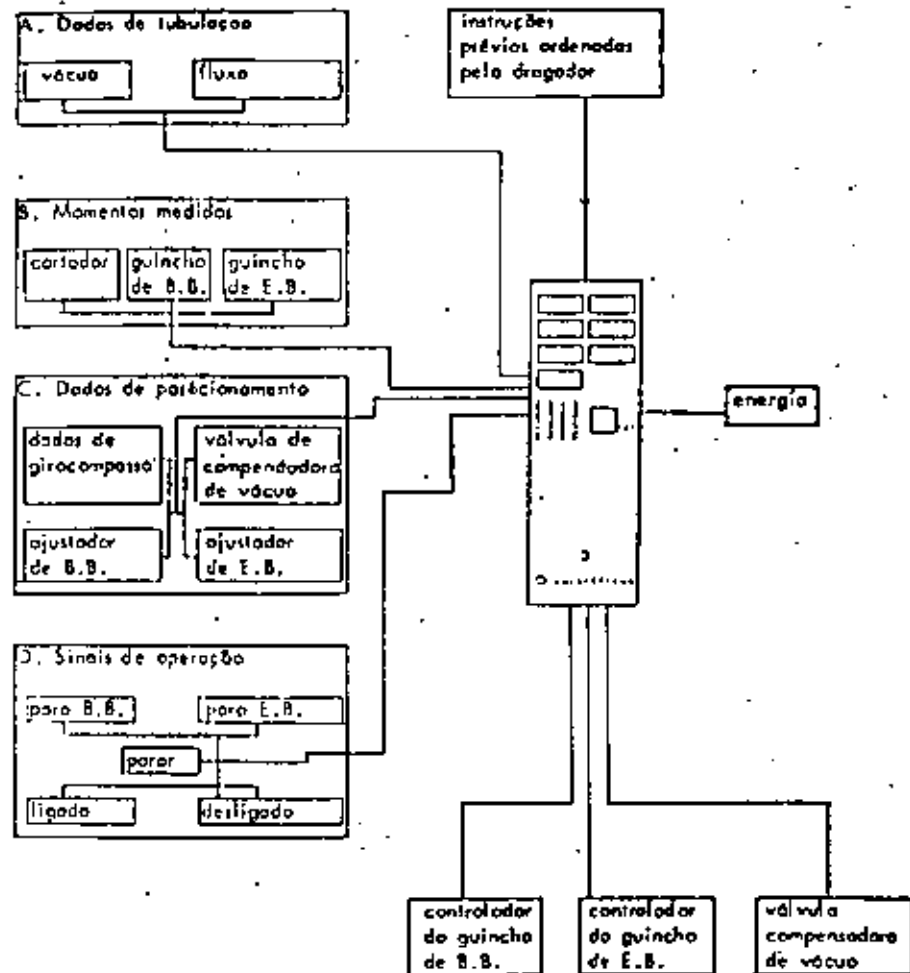
Instrumentos como o girocompasso e um indicador de posição da lança são indispensáveis. Estes instrumentos podem ser usados juntamente com o controlador de corte.

Computador do perfil de corte (Cutler profile computer)

Este aparelho foi desenvolvido para dragas de sucção e corte, de forma a tornar possível a dragagem com elevada precisão de perfil com fundos e taludes laterais exactos. O dragador está menos dependente da balizagem e a dragagem pode continuar mesmo com nevoeiro.

O girocompasso dá a informação sobre o ângulo da draga em relação ao eixo de trabalho, para um compasso-cópia em frente ao dragador, com uma escala de 0° a 60° de amplitude (swing angle).

LXIII





Através da informação recebida do indicador de profundidade a projecção horizontal do comprimento da lança é assim calculado. Adicionalmente, através da projecção horizontal e a distância horizontal entre o pivô da lança e o eixo do charuto em acção a distância do corte ao charuto é determinada.

Multiplicando esta distância pelo seno (sinus) da amplitude da largura do corte. A largura do corte é indicada directamente pelo computador.

O indicador da largura do corte tem uma série de lâmpadas com bolhas para pré-posicionar certos valores em largura, i.e., para os limites do corte.

Da mesma maneira, lâmpadas de aviso podem ser pré-posicionadas alguns metros antes do limite de corte.

O pré-posicionamento é também possível na dragagem de salude com inclinações variando entre 1 para 2 até 1 para 6.

Através de um pré-posicionamento das lâmpadas de distância que marcam certos pontos na salude, e de lâmpadas de aviso aproximadamente 0.5 m antes desses pontos limites, o salude deveria ser dragado apenas pela observação das lâmpadas.

No caso de o guincho da lança estar arrastando com uma velocidade constante a velocidade do guincho dos cabos de ladear deveria ser controlada de maneira tal que a lâmpada de aviso permanecesse acesa sem ter a lâmpada da distância limite acesa também.

Ambo as lâmpadas apagadas significa que o cortador fica longe de mais do perfil do salude a executar e a velocidade do guincho do cabo de ladear tem de ser aumentada, e vice-versa.

No indicador da profundidade existe também um botão de correcção da profundidade de dragagem directamente dependente do nível da maré.

A leitura do indicador de profundidade está directamente relacionada com o nível de referência.

Todos os sinais do computador do perfil de corte são emitidos com contactos de relé, os quais podem ser usados para controle automático de outras acções específicas.

6.4 INSTRUMENTOS DE APOIO, ESPECIALMENTE PARA OPERAÇÃO A BORDO DAS DRAGAS AUTO-TRANSPORTADORAS

Nesta categoria uma distinção deveria ser considerada entre os instrumentos para a operação da embarcação e os que servem a instalação de dragagem.

Embora os instrumentos de navegação sejam muito importantes, por exemplo de navegabilidade, controle da casa das máquinas, etc., não serão aqui tomados em conta.

Os instrumentos importantes para as instalações de dragagem são

- Controlador automático do guincho da boca de sucção e arrasto (automatic draghead winch controller)
- Medidor de profundidade da boca de sucção
- Indicador da posição do tubo de sucção
- Indicador da taxa de carregamento (loading rate indicator)
- Instalação de controle da qualidade da mistura apta a dar entrada na cisterna (light mixture overboard installation)

XV.

6.4.1 Controlador automático do guincho da boca de sucção e arrasto

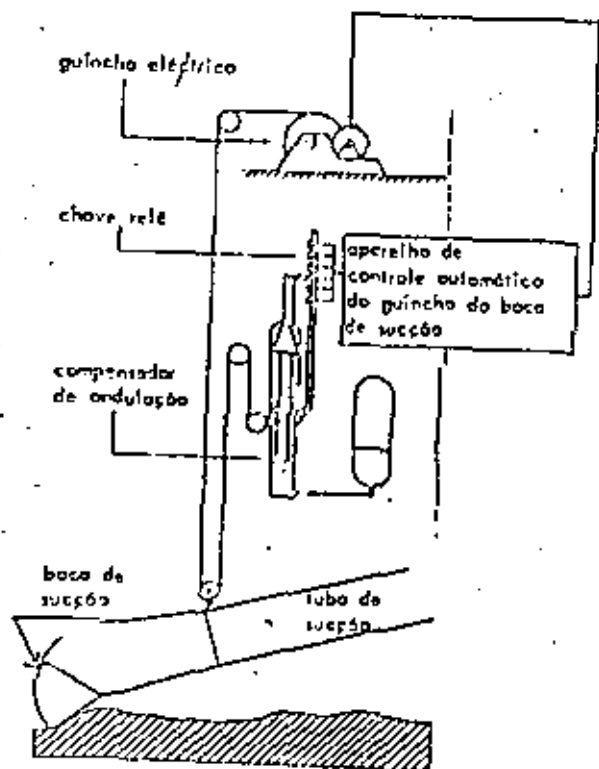
Uma análise efectuada sobre as operações executadas pelo dragador numa draga auto-transportadora, mostrou que uma parte substancial da sua atenção era absorvida pela verificação da posição do compensador de ondulação e da operação do guincho da boca de sucção, no sentido de manter o compensador na posição média, para dar a mínima compensação às irregularidades do fundo do mar e aos roscamentos oscilantes do navio no sentido longitudinal e transversal.

Isso gerou o desenvolvimento dum mecanismo automático capaz de retirar do dragador o comando destas operações e permitindo-lhe dedicar toda a sua atenção à obtenção da máxima produção.

A função do controlador é de manter o compensador de ondulação na posição média e consequentemente dentro dos limites impostos pela pressão do sistema compensador, para manter a boca de sucção pressionada sobre o fundo.

117

CONTROLO AUTOMÁTICO DO QUINCHO DA BOCA  
DE SUÇÃO E ARRASTO.



LIV.

6.4.2 Medidor de Profundidade da Boca de Sucção

Uma maneira muito comum para medir a profundidade da boca de sucção, é por meio dumha bolha de ar instalada junto à própria boca. A pressão cáustica medida no sistema está em equilíbrio com a pressão exterior àquela profundidade, a qual é conhecida desta forma.

LVV.

6.4.3 Indicador da Posição do Tubo de Sucção

Dado que a medição da profundidade da boca de sucção indicada anteriormente e a medição da profundidade do eixo cardânico deste tubo, são feitas da mesma maneira, a combinação destas duas medições dá-nos facilmente a posição do mesmo tubo, o que nos previne da ocorrência de curvaturas extremas.

6.4.4 Indicador da Taxa de Carregamento

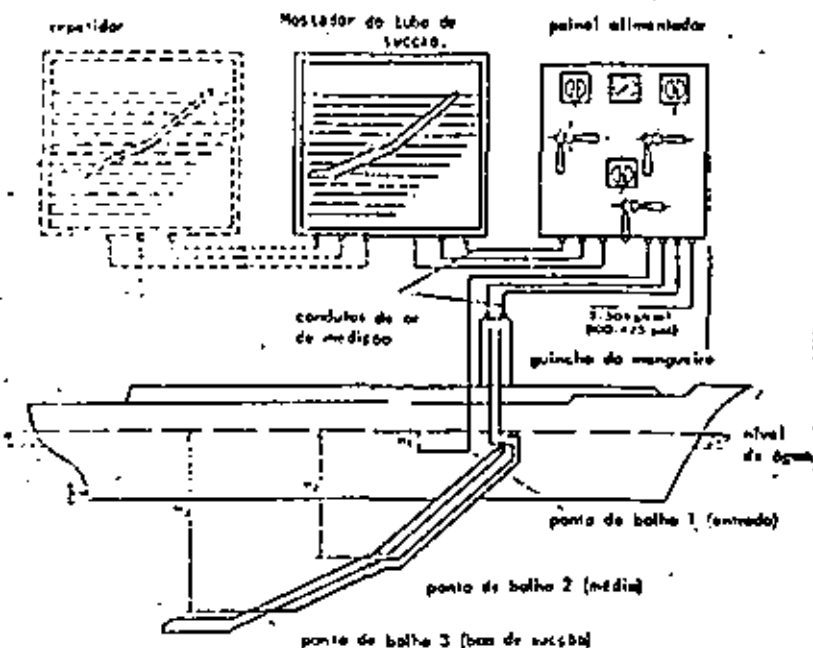
Para se ter uma ideia real do progresso da operação de dragagem do navio, o indicador de produção sozinho não é suficiente devido às perdas de sobrecarregamento do porão que acontecem durante o processo. É aqui que o indicador de carga e calado, e o registor de carga e o indicador de taxa de carregamento entram em cena.

Estas indicações são baseadas nas medições de calado por meio dum tubo vertical, no qual a pressão estática da água é proporcional ao calado.

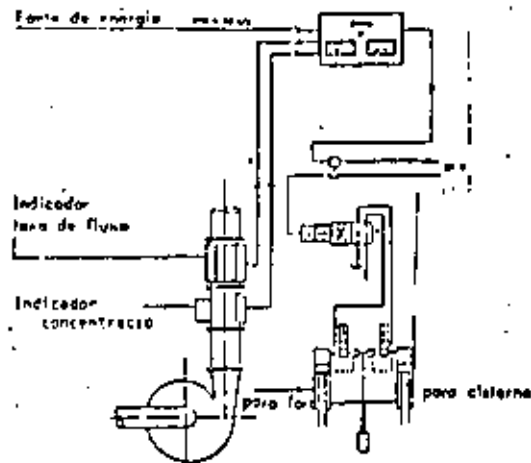
Das medições do calado do navio, o seu volume de água deslocada pode ser avaliado.

129.

119



131.



A diferença entre este volume deslocado no início do processo de dragagem e o volume deslocado no fim do processo, dá-nos então o peso total do conteúdo existente no porão.

Conhecendo o volume do porão (o qual depende do nível de sobre-enchimento usado), a densidade média da carga poderia ser determinada. A taxa de crescimento do volume deslocado da draga durante o carregamento é consequentemente uma medida da velocidade de carregamento.

Como acréscimo a estes sistemas pneumáticos, está a ser desenvolvida uma máquina de cálculo eletrônica, que junto com a informação da duração do ciclo completo de dragagem, e da variação contínua das provisões, abastecimentos, etc., é capaz de calcular a eficiência geral do navio e prever quando a operação de dragagem deveria terminar para obter uma eficiência geral máxima.

6.4.5

A mais recente criação da I.N.C. o "Controlador Automático da Lança de sucção", baseado num sistema de micro-processador, que é programado para controlar os movimentos da lança dentro e fora de bordo, tem como o controle e protecção do tubo de sucção e compensador de ondulação, corrigindo automaticamente situações perigosas, tais como ações correctivas, se a lança de dragagem ficar debaixo do navio ou se for demasiado longe do casco.

É possível passar este sistema a sistema manual.

6.4.6

"Observator" desenvolveu o sistema "DPS" - Sistema de Posicionamento da Lança, para dragas traídas de porão, a fim de se obter a necessária informação da posição da cabeça de sucção no plano horizontal e vertical.

Os elementos de localização da cabeça de sucção resultam do processamento de diversos dados, tais como os ângulos das articulações da lança, calado do navio e correntes, e diferenças de marés.

O equipamento está dotado com funções de alarme pré-programáveis, para evitar avarias mecânicas na lança de dragagem e/ou em partes desta lança, quando se excedem os ângulos máximos das articulações.

#### 6.4.7 Instalação de Controle da Qualidade da Mistura apta a dar Entrada na Cisterna

Durante a operação do navio, acontece muitas vezes que é dragada uma mistura com uma densidade demasiado baixa. Devem ser tomadas medidas para evitar que o solo já existente no porão seja diluído nesta mistura fraca, especialmente quando se draga uma areia muito fina ou material com peso específico baixo.

Nesta situação, a instalação de controle da mistura apta a dar entrada no porão é bastante útil.

Esta instalação ligada ao computador de produção, acciona umas válvulas específicas, de modo a que estas dirijam o fluxo de mistura para fora do porão.

São dadas instruções quando o peso específico da mistura dragada é superior ou inferior a um valor ajustável, ou quando a velocidade da mistura é superior ou inferior a um valor também ajustável.

Com este instrumento será possível obter um resultado melhor da draga auto-transportadora sob várias condições.

#### 6.5 AUTOMAÇÃO NOUTROS TIPOS DE EQUIPAMENTO DE DRAGAGEM

A experiência ganha nas dragas mais usuais, tais como : sucção estacionária e trailer de porão, estão agora a ser aplicadas a dragas menos versáteis, tais como dragas de baldes.

##### 6.5.1 Controle Automático de Dragas de Baldes

A I.M.C. adaptou um sistema de controle de guinchos às dragas de baldes, que controla os guinchos de ladear e de avanço e controla a carga do guincho de avanço e cadeia de baldes, permitindo assim ao mestre mais tempo para controlar o processo de dragagem, manobras de batelões, etc.

#### 6.6 CONCLUSÃO

É evidente que analisando a evolução das técnicas de dragagem e as exigências impostas aos donos das dragas, pelas autoridades estatais, no futuro medições mais complexas irão ser exigidas. Além disso, mais automação de processo de dragagem será necessária, devido à falta de pessoal especializado, mas por outro lado, este equipamento sofisticado exige uma infra-estrutura de alta qualidade e pessoal de alto nível técnico, estacionado fora dos locais de trabalho.

Num futuro distante a automação com computador deveria ser contemplada em conjunto com medições automatizadas, eventualmente navegação, levantamento e registo nas cartas hidrográficas e numa forma tabulada.

O nosso Grupo está também totalmente virado para o estudo de todos estes novos processos, no sentido de ser possível fornecer serviços de mais alto nível de dragagem.



7. EQUIPAMENTO DE NAVEGAÇÃO E POSICIONAMENTO

7.1 Motivação para o uso de equipamento electrónico

A aplicação do equipamento electrónico tem tido e terá no futuro uma influência enorme nas operações de dragagem.

Por exemplo: um canal de acesso a um porto que tem de ser dragado, é hoje em dia um trabalho bastante comum, dado que os navios tanques e porta-contentores etc., são navios de grande calado.

As autoridades portuárias após terem analisado o resultado da introdução dum sistema electrónico de pilotagem de auxílio aos pilotos, o qual também facilita a definição, com uma maior precisão, das dimensões dum canal, do ponto de vista de navegabilidade, chegaram a especificações mais rigorosas no que respeita à dragagem dum mesmo canal de acesso.

Para cumprir estas especificações, as dragas têm de estar equipadas com aparelhagem electrónica variada, hoje em dia acessível.

De entre os factores que implicam a utilização da aparelhagem electrónica numa draga, contam-se os seguintes:

- a) Automação
- b) Eficiência
- c) Diminuição do risco durante as operações de dragagem
- d) Definição do tipo de equipamento de dragagem a ser utilizado

Ad. a) O desenvolvimento da automação do equipamento de dragagem dum modo geral, não é muito diferente do desenvolvimento da automação relacionada a outros tipos de trabalho, pois que o objectivo a atingir é comum, ou seja, eficiência de serviço e possivelmente redução da utilização de mão de obra não especializada. Esta sequência será contínua no futuro.

Ad. b) Dado que hoje em dia a concorrência é intensa, torna-se essencial para as companhias, conseguirem definir com mais precisão a eficiência máxima atingível pelo seu equipamento na execução da obra, facto que resultará em ofertas mais competitivas.

Ad. c) e d) Antes de se dar início ao projecto de dragagem é importante colher-se informação valiosa sobre os fundos, suas irregularidades e as camadas inferiores existentes. Irregularidades destas camadas ou anomalias ocorrem ao longo de toda a crusta litoral e por consequência, o conhecimento da sua constituição e da sua formação, é essencial para as operações de dragagem.

Para a maioria dos projectos de engenharia civil e dragagem, diz modo geral, apenas interessa conhecer com mais pormenor as camadas submersas menos profundas e mais superficiais da crusta litoral.

Em particular, as deformações estruturais estão estreitamente relacionadas com a profundidade e a resistência dos materiais nos quais fundações devem ser implantadas, ou canais serem dragados.

Isto significa que será bastante vantajoso ter uma informação exacta e valiosa da topografia do fundo e a composição das camadas subjacentes.

Para atender a estes requisitos, instrumentos excelentes foram desenvolvidos por vários fabricantes.

Após a fase de prospecção e/ou análise dos materiais encontrados, o empregueiro determina qual o equipamento que virá a ser mais eficiente para executar o trabalho requerido.

LXVII.

7.2 Equipamento destinado à execução das várias fases dum obra de dragagem

Podemos distinguir 3 fases distintas:

- Pré-dragagem - navegação e levantamento
- Dragagem propriamente dita
- Pós dragagem - controle dos resultados obtidos

Navegação para a zona de operação	Levantamento	Disposições propriamente dadas	Controle das resultados obtidas
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Auxílios de navegação e.s. Omega, Becca, etc.</li> <li>- Sonda de Eco (medição de profundidade)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Sistema de posicionamento</li> <li>- Sonica</li> <li>- Sistemas sísmicos</li> <li>- Magnetômetro</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Sistema de posicionamento</li> <li>- Instrumentação de controle</li> <li>- Sonar</li> <li>- Equipamento de processamento de dados</li> <li>- Equipamento de recepção de dados</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Perfilador Sonar de sector (Sector Scanning sonar)</li> <li>- Sonda de eco hidrográfica</li> </ul>

7.3 O Equipamento

7.3.1 Introdução

Como foi indicado no capítulo anterior, vários tipos de equipamento estão sendo usados em todas as etapas do processo de dragagem.

Podemos subdividi-los em:

- Sistemas de navegação e posicionamento
- Sistemas sísmicos e sísmicos
- Equipamento de processamento de dados

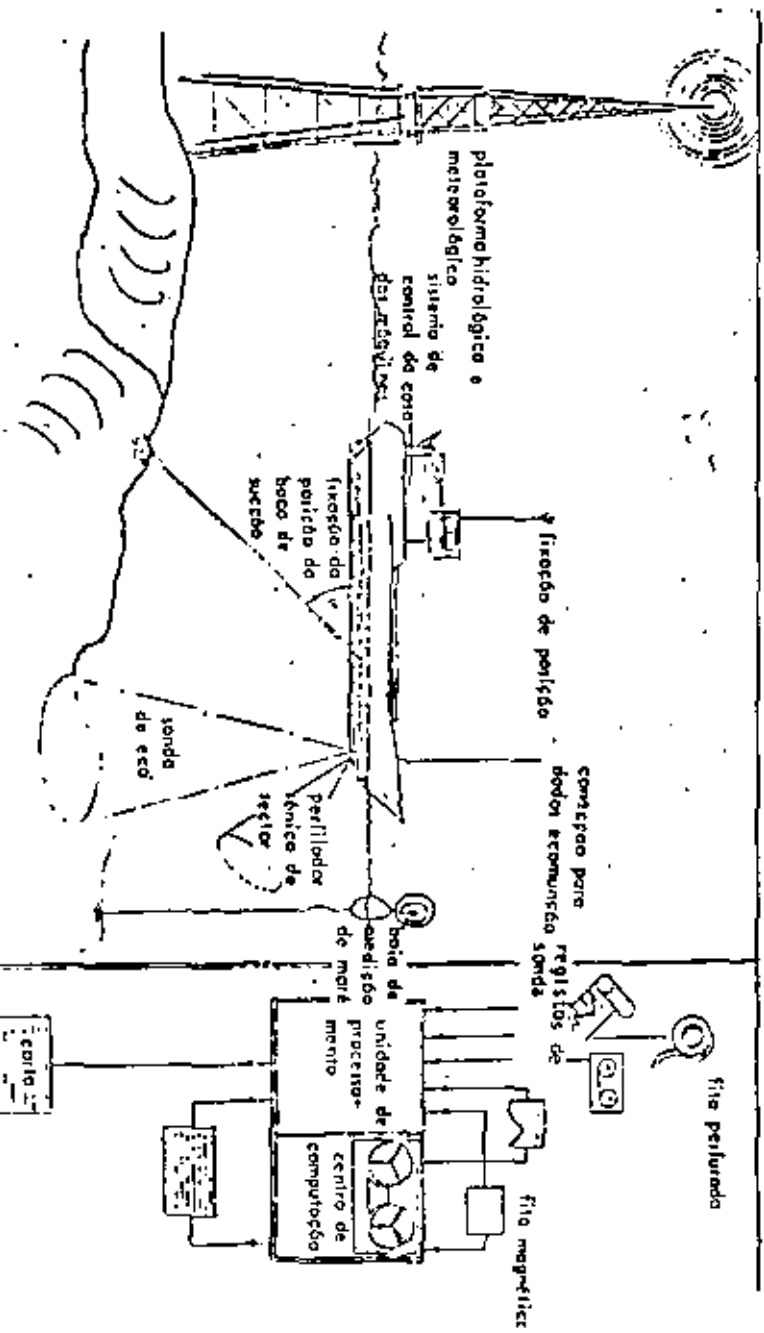
Os equipamentos sísmicos e de processamento de dados, normalmente estão instalados a bordo do navio, enquanto uma parte do sistema de posicionamento está em terra ou em bases flutuantes.

Não necessitamos de explicar a diferença entre os sistemas de posicionamento inercial e cinético.

O sistema de posicionamento cinético usa ondas electromagnéticas como meio de determinação da distância entre 2 pontos. Considerando-se que estas ondas não se propagam através de água, necessitamos de outro tipo de ondas para estabelecer a posição subaquática: ondas acústicas de baixa frequência, são muito indicadas para este fim.

Quando precisarmos de sistemas de navegação e posicionamento submersos?

Imaginemos que estamos numa zona de mar aberto onde queremos



equipamento eletrônica moderna para operações de dragagem

centro de coleta e processamento de dados a bordo ou em terra

executar extracção mineira a grande profundidade, por exemplo: colher minérios de metal do fundo; dado que nos encontramos afastados da costa, poderemos apenas utilizar o sistema de navegação via satélite, com auxílio do posicionamento do navio, apenas nos sendo dadas informações 1 vez por hora.

Além disso, vários tipos de veículos podem operar no fundo, mas, a bordo das embarcações de comando, precisamos conhecer as suas variadas posições.

Portanto temos sempre que depender dos sistemas de posicionamento submersos.

### 7.3.2 Sistemas emersos de navegação

Estes sistemas ajudam a estabelecer a posição do navio numa grande área sem ambiguidades.

Actualmente existem 4 sistemas diferentes de navegação, os quais se nomeiam seguidamente:

Auxílio de navegação	Áreas de utilização
Omega	Mundialmente
Decca Navigator	Costa da Europa, Ásia, Japão, etc.
Loran C	Costa da América do Norte
Satélite	Mundialmente

Os três primeiros sistemas emitem informação contínua da posição por meio de transmissões locais terrestres, enquanto que a informação via satélite é transmitida compassadamente em intervalos de tempo regulares.

### 7.3.3 Sistemas de Posicionamento

Existem várias possibilidades para subdividir os diferentes sistemas de posicionamento, i.e., com base no princípio de medição ou com base na frequência usada, ou com base no número de utilizadores possíveis, etc.

Entretanto, é indiferente através de qual critério esta divisão de sistemas de posicionamento é feita, pois que o grupo de sistemas é sempre o mesmo.

Dá-se ter efectuando uma subdivisão na qual cada membro do grupo de sistemas engloba as mesmas funções específicas.

Grupos Critérios	Grupo I	Grupo II	Grupo III
-Princípio de medição	Diferenças de raio	Raios	Raio / Ângulo
-Número de utilizadores	Multiuutilizável	Multiuutilizável limitado	utilizável singularmente
-Frequência	Selectiva baixa	Média/Alta	Alta

Cada grupo contém mais que os 3 critérios mencionados, no entanto estes são os mais importantes, que irão ser discutidos seguidamente.

#### 7.3.3.1 Princípio de Medição

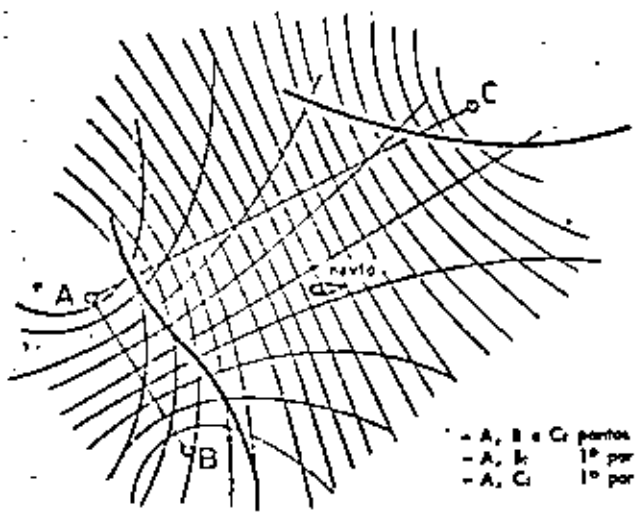
##### -Diferença de raios

A distância entre o navio e 3 pontos conhecidos é medida em pares de pontos, i.e., AS e BS (ver fig. (Decca Hi-Fix, Sea-Fix, Loran, etc.). A fixação da posição através da diferença de raio é possível com o mínimo de 3 emissores em locais fixos em terra e um receptor a bordo do navio.

1111.



LXVIII.



- A, B e C: pontos conhecidos
- A, B: 1° por de pontos
- A, C: 1° por de pontos

Diferença de raios

LXIX.

-Raio (Circular)

A distância entre o navio e 2 pontos conhecidos é medida. Estes sistemas são conhecidos pelo ou raio/raio, (i.e., cubic autolape, Decca Triponder, Motorola Miniranger, etc.)

A fixação circular da posição é possível com um par de emissores - receptores (Transponders) em 2 locais fixos terrestres e um emissor-receptor a bordo do navio.

LXX.

-Raio/Ângulo

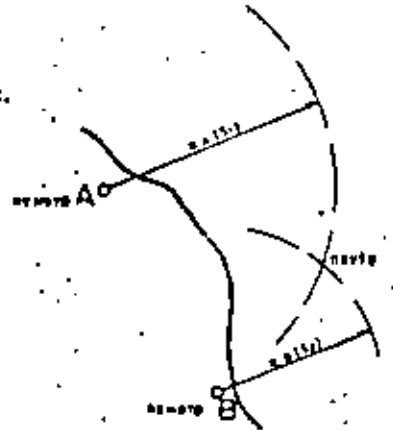
A distância entre o navio e 1 ponto conhecido é medida tal como o ângulo

navio - ponto conhecido - direcção de referência. Estes sistemas são chamados (i.e. Ardenis).

As características electromagnéticas das ondas, i.e. o modo e a velocidade de propagação são os grandes factores determinantes para a obtenção da exactidão atingível, e pode auxiliar o utilizador a escolher 1 dos 3 sistemas de posicionamento electrónico.

No quadro seguinte, é dado um panorama total dos mais conhecidos sistemas de posicionamento, fornecendo especificações gerais desses sistemas.

LXXI.



- A e B: pontos conhecidos
- R.A, R.B (S<sub>1</sub>, S<sub>2</sub>) distâncias medidas do navio ao ponto A, B.

Medida de raios para fixar a posição

LXXI.

Auxílios electrónicos de navegação (Electronic NavAids) - como o sistema "Decca Navigator", geralmente não estão adequados para satisfazer as exigências de levantamento, mas podem fornecer informação de navegação em áreas pré-determinadas, seleccionadas para um levantamento detalhado.

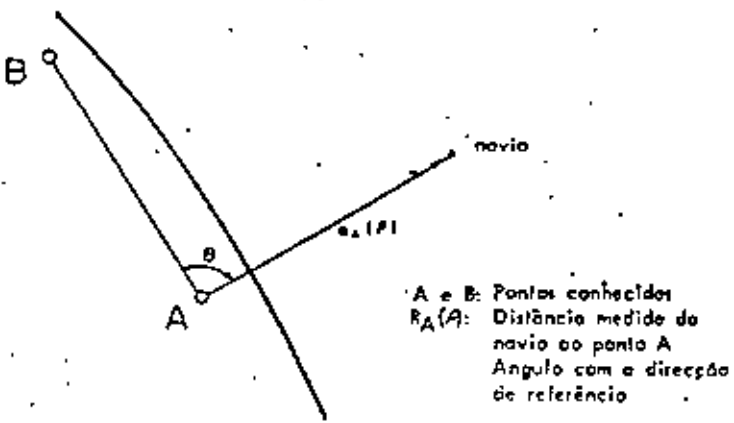
Nestas zonas de mar aberto, dados posicionais podem ser obtidos por meio dum sistema acústico subaquático (i.e., simrad HPR, Abnav, Aquafix, ou em caso de disponibilidade dum plataforma o Ardenis).

LXXII.

SISTEMA	FABRICANTE	ORIGEM	AÇÖES	PRINCÍPIO	ENERGIA ENTRADA	GAZO	PERFORMANCE	EFICIENCIA
Beca Kougelon	Beca Navigation Co. e sub-paralelamente	Aviação - nível	Reparabóles	Comparação de fase	180 watts	500 km	70 - 150MHz	1/4 NM
Forma C	Emulsois 222 - Ray - Reception - AOA	"	"	Medição de comprimento de onda (pulsos) - Empulsão de fase	250 EU	1000km	100 MHz	1/4 NM
Demja	General E. U. A. - Estações emissores - Freqüências - mudas	"	"	"	10 kW	Com Vozes - modulaç - Ponderada	Banda de 20-12 MHz	1-2 NM
Sabau	General E. U. A. - Instalação de - para - Estação de - com - e - para - Recepção - Recepostratuação	"	Módulo de - modulaç - duplos	Variação - duplos	10 m	1000km - variável - variável	400 MHz - 45 ou 400 MHz - 150 MHz	0,1 até 0,2 NM

SISTEMAS ENERGÉTICOS DE LÍQUIDA E GÁSICA DE APLICADA A COMBUSTÍVEIS

SISTEMA	FABRICANTE	ORIGEM	AÇÖES	PRINCÍPIO	ENERGIA ENTRADA	GAZO	PERFORMANCE	EFICIENCIA
Tosca	Sevel (F. A.)	Aviação - nível - nível	huperbóles	Comparação de fase	10 watt 180 watt 5 watt	300 km 550 km 150 km	1,5-5,1 MHz 1,5-5,0 MHz	1 m 5 m 1m 0,2 - 1m
Scarfis Né-giz 4	Decca (G. B.) Decca (G. B.)	"	huperbóles / curvas	"	30 watt 20 watt	150 km 500 km	1,5-5,0 MHz	1 m 1 m



METODO RADIO/ANGULO ( sistema P.Q. )

" ARTEMIS "

7.3.3.2 Número de Utilizadores

Quando estão previstas bastantes operações de dragagem e/ou levantamento dentro duma zona demarcada e esta zona encontra-se situada junto à costa ou em áreas fluviais, valerá a pena considerar um sistema multiutilizável com 3 ou mais emissores em terra.

Cada navio precisaria dum receptor e podia participar no padrão gerado pelos emissores.

Por outro lado, existem também as companhias de dragagem que preferem possuir equipamento electrónico de posicionamento elas próprias, em virtude da procura incessante de eficiência de trabalho e flexibilidade de instalação.

Portanto, optaram por sistemas multiutilizáveis limitados e/ou singulares (sistemas de raio e/ou raio/ângulo).

7.3.3.3 Frequência

O critério das altas frequências (microondas) traduz a condição em que a "linha de horizonte" seja a fronteira limite entre o emissor e o receptor ou entre o interrogador e o respondedor.

Tendo em conta estas limitações, podemos usar apenas sistemas funcionando a altas frequências com relativamente pequenos raios de acção (até 20 km).

SISTEMA	FABRICANTE	ENTRITAS	MÉTIODOS	PRINCÍPIO	ENERGIA EMITIDA	CALIB	FREQUÊNCIA	EFICIÊNCIA
Syntex	Sever (Fr.)	Multi- receptor Luz	Calculador hidráulico	Medição do cristal de tempo	70 WATT 400 WATT	130 km 450 km	420-450 MHz	2 m 15 m
Toujandra	Dr. F. Meyer (U.S.A.)	Multi- receptor Luz	Calculador	"	1000 WATT	80 km	420-450 MHz	3 m
Alma Benga	Intertek (U.S.A.)	"	"	"	400 WATT	30 km	5,4-5,6 GHz	3 m
Calog 30	Amey Azda (Canadá)	Sonoras	"	"	3 WATT	10 km	36,5 a 10 MHz	40m
Alcatel	C.N.L. (Fr.) Cable (U.S.A.)	"	Pódas Elaudas	"	4-15 WATT	30 km	9,7 GHz	3 m
Autofax PA 62	Thomson-CSF (Fr.)	"	"	"	1 WATT	30 km	3 GHz	2 m
Telexat 111117	Raya (Fr.) SFAV Bretel (C.N.L.) Telecommunications/ Fr. 129	Multi- receptor Luz	Receptor Cáculas	"	3 W	250 km	420-450 MHz	1 m
Pódas 1	"	"	Receptor Cáculas	"	1 W	450 km	100 MHz	50 m
Silvaco	"	"	"	"	12-14 W	450 km	230-450 MHz	50-100 m
Endogate MO 271	"	"	"	Comunicação em voz	200 W	50 km	1,3-1,5 GHz	1,5 m

As especificações mencionadas dizem respeito à particularidade de cada sistema.  
Todas as especificações são apenas orientativas e não vinculativas.

LXXIIIa.

7.3.4 Sistemas acústicos de posicionamento subaquático

Os princípios em que se baseia o funcionamento de sistemas acústicos de posicionamento, são múltiplos. No entanto, na prática, são utilizados apenas 3 destes sistemas:

- Medição da distância
- Medição da diferença de distância
- Medição da distância e direcção

Os sistemas baseados nos princípios acima indicados são nomeados respectivamente:

- Sistema da linha base - comprida (Long baseline system)
- Sistema da linha base - curta (Short baseline system)
- Sistema da linha base - ultra curta (Super short baseline system)

As gravuras seguintes representam esta divisão claramente, com a posição dos emissores ou receptores. Daqui se verifica que os 3 princípios de medição são iguais aos dos sistemas de posicionamento em terra.

LXXIIIb.

7.3.4.1 Diferença entre os sistemas acústicos de medição

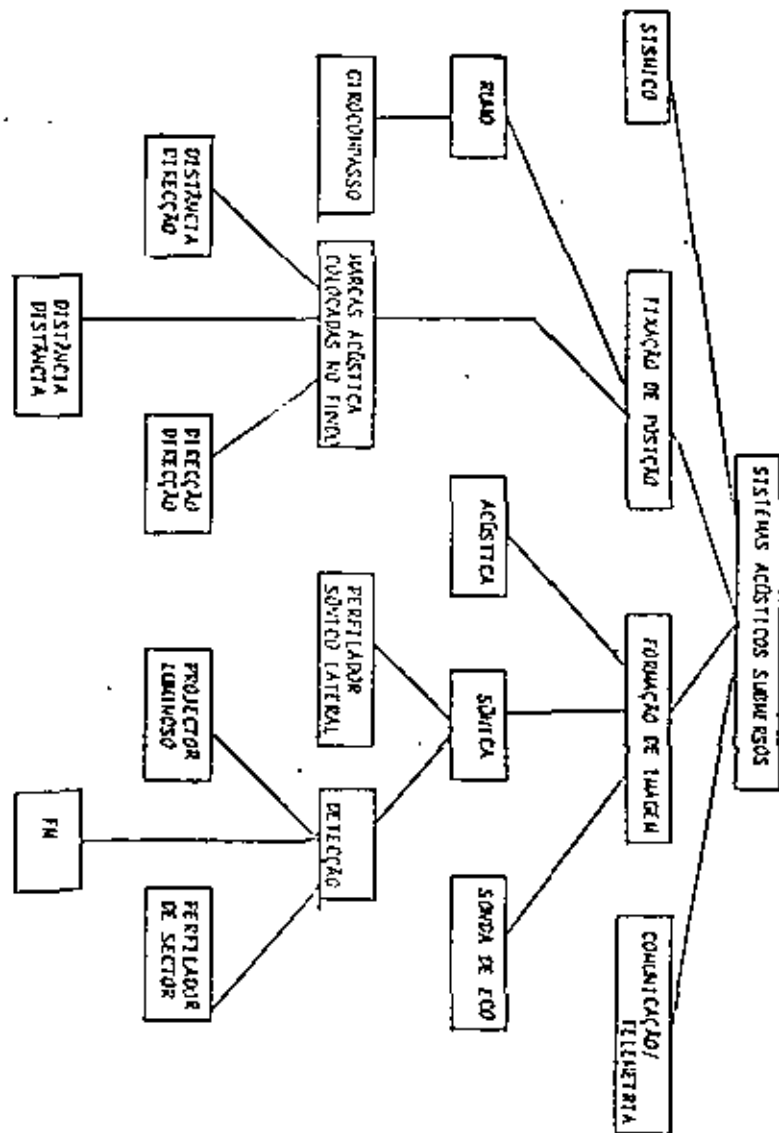
Aplicando o sistema da linha de base curta, deverão ser montados três hidrofones separados sob o fundo da embarcação flutuante.

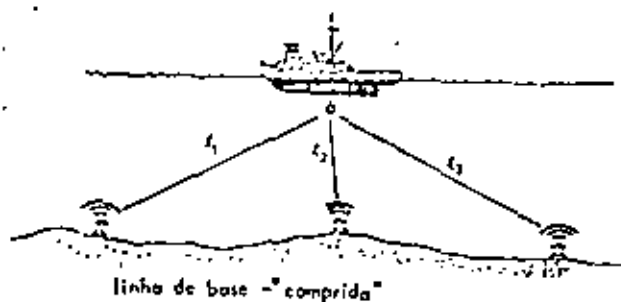
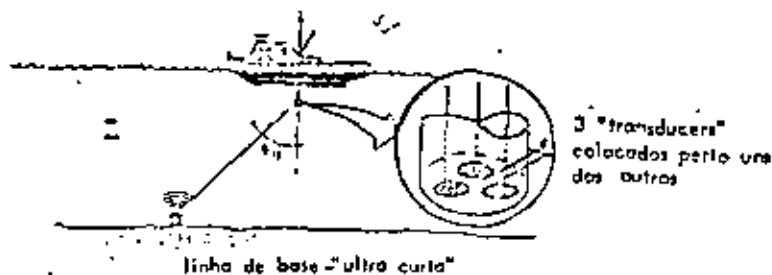
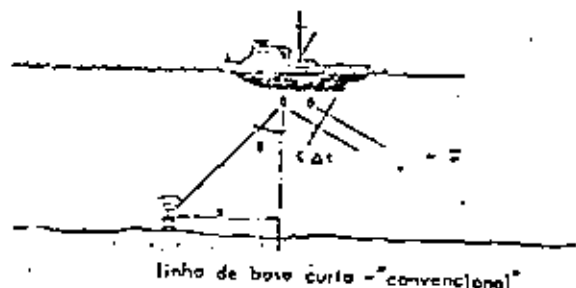
Este sistema muitas vezes não é vantajoso para aplicação prática.

O sistema da linha de base comprida e da linha de base ultra curta, diferem nos pontos seguintes:

Eficiência (Perfeição)

O sistema da linha de base comprida mantém a sua exactidão mesmo quando houverem operações subaquáticas em grandes áreas.





MÉTODOS ACÚSTICOS DE FIXAÇÃO DE POSIÇÃO

No sistema da linha de base ultra curta só poderão ser feitas medições exactas quando o "transponder" e "hidrofone" se encontrarem aproximadamente sobre a mesma direcção vertical.

Impugnabilidade

Facilidade de Utilização

Se não necessário estabelecer as posições relativamente aos "transponders", antes de poder começar a trabalhar com o sistema da linha de base comprida.

Quer dizer que será necessário fazer uma calibragem, de modo a conhecermos a posição geográfica da área em que no fundo do mar relativamente à superfície livre da água.

Este é um processo bastante moroso.

O sistema da linha de base ultra curta pode ser utilizado directamente, sem trabalhos de calibragem.

Geralmente, temo portanto que utilizar o sistema da linha de base comprida quando queremos fazer muitas operações dentro duma longa área, o que acontece no caso de extração mineira em mares profundas, e precisarmos do sistema da linha de base ultra curta para uma única operação dentro duma área pequena.

A profundeza da linha de base comprida será da ordem de 3-8 m e a da linha de base ultra curta da ordem de 1,5 - 5 m (pequena área).

LXXIV.

7.3.5 Instrumentos Electroónicos, Geométricos

Em relação à utilização de ondas sonoras com aplicações subaquáticas podemos indicar um esquema conforme indicado nas figuras seguintes.

Com os sistemas de formação de imagens, trata-se primeiro de obter uma ideia, por exemplo do fundo do mar sob o navio ou dos arredores.

Sistemas acústicos que para isto poderão ser utilizados são o sónico de detecção e o sónico de visão lateral (side looking sonar). Quando, além da imagem do fundo por baixo de um navio, queremos ainda saber a profundidade, utilizar-se-á uma sonda de eco.

TABELA

TIPO DE INSTRUMENTO	USO	OBSERVAÇÕES
<u>Sonda de eco</u>	Subaquática Para obter informação exacta sobre o fundo, de modo a elaborar cartas batimétricas e mapas	a perfecção obtida depende de vários factores, i. e., profundidade da água, velocidade de navegação, agitação do mar, largura do raio do "transducer" e outros
<u>Equipamento sísmico com penetração limitada, como faixas, etc.</u>	Para obter exacta informação do subsolo, estratificação, existência de tubulações, contido de silte, etc.	Os resultados têm de ser verificados com cautela e correlacionados com amostras. É necessária experiência operacional e de interpretação
<u>Sistemas sísmicos</u>	Para obter informação sobre o nívelamento do fundo e para detectar obstáculos, como blocos de pedra, navios naufragados, ondas de areia, etc.	Serão necessárias posteriores investigações, i. e., por meio dum magnetómetro, equipamento sísmico de penetração limitada ou ainda mergulhadores
<u>Magnetómetro</u>	Para localizar a presença de objectos de aço no fundo do mar ou no seu interior subjacente	A distorção do campo magnético terrestre é uma indicação da presença de objectos ferrosos. É necessário ter experiência operacional e bastante prática.

LXXV.

LXXVI.

Para uma pesquisa das camadas de solo subjacentes ao fundo, poderão ser aplicadas com êxito as técnicas sísmicas. Pais que dados registados no fundo do mar, como por exemplo a altura de água, poderão ser transmitidos através de ondas acústicas (telegrafia).

Finalmente, deverão ser mencionados os sistemas acústicos de posicionamento.

Dado que tudo quanto se encontra submerso está completamente dependente dum sistema de posicionamento deste tipo, as exigências relativas à precisão são grandes.

7.3.5.1 Uma especial atenção deverá ser dirigida para os perfiladores parciais e totais sísmicos (side scanning sonar e sector scanning sonar).

A figura seguinte dá-nos uma demonstração como o perfilador total sísmico funciona.

Um pequeno sinal sonoro percorre o sector, e dado que a frequência do sinal é bastante alta, dá-nos uma impressão do fundo sob o navio.

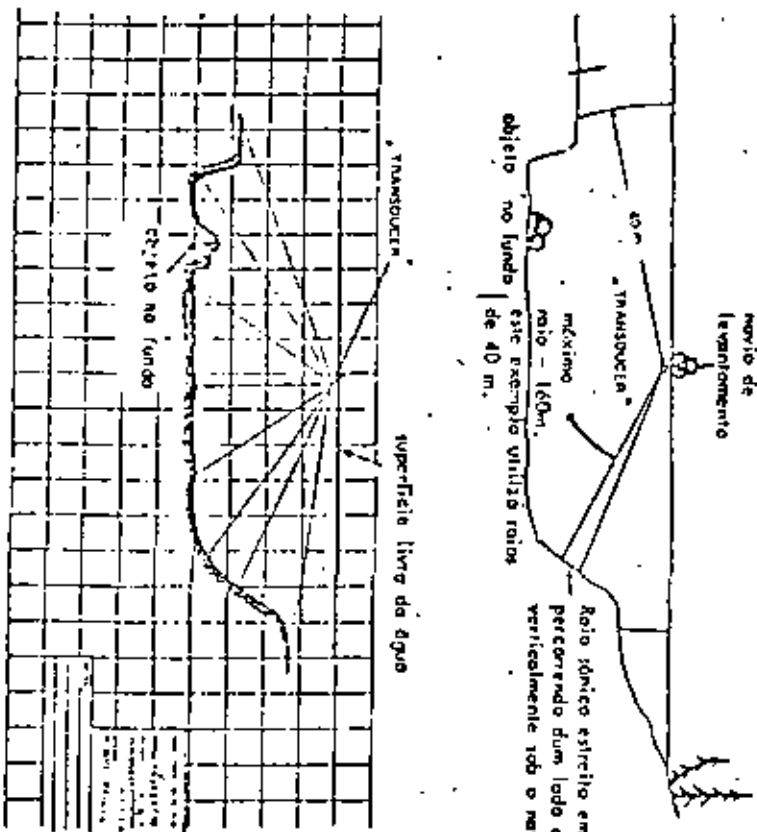
Este perfilador sísmico do sector é muito apropriado para visualizar bem os perfis executados por dragagem, para determinados fins, como por exemplo: um canal ou uma vala para um emissário tubular.

O perfilador lateral sísmico (side scan sonar) é um equipamento indispensável para projectar a fotografia do fundo.

Dois jogos de transducers são instalados em ambos os lados do corpo submersível.

Ambos os jogos emitem dois sectores de feixes que cobrem uma largura aproximadamente de 100m cada uma. Desta modo o (S.S.S.) dá-nos um levantamento rápido da zona de projecto.

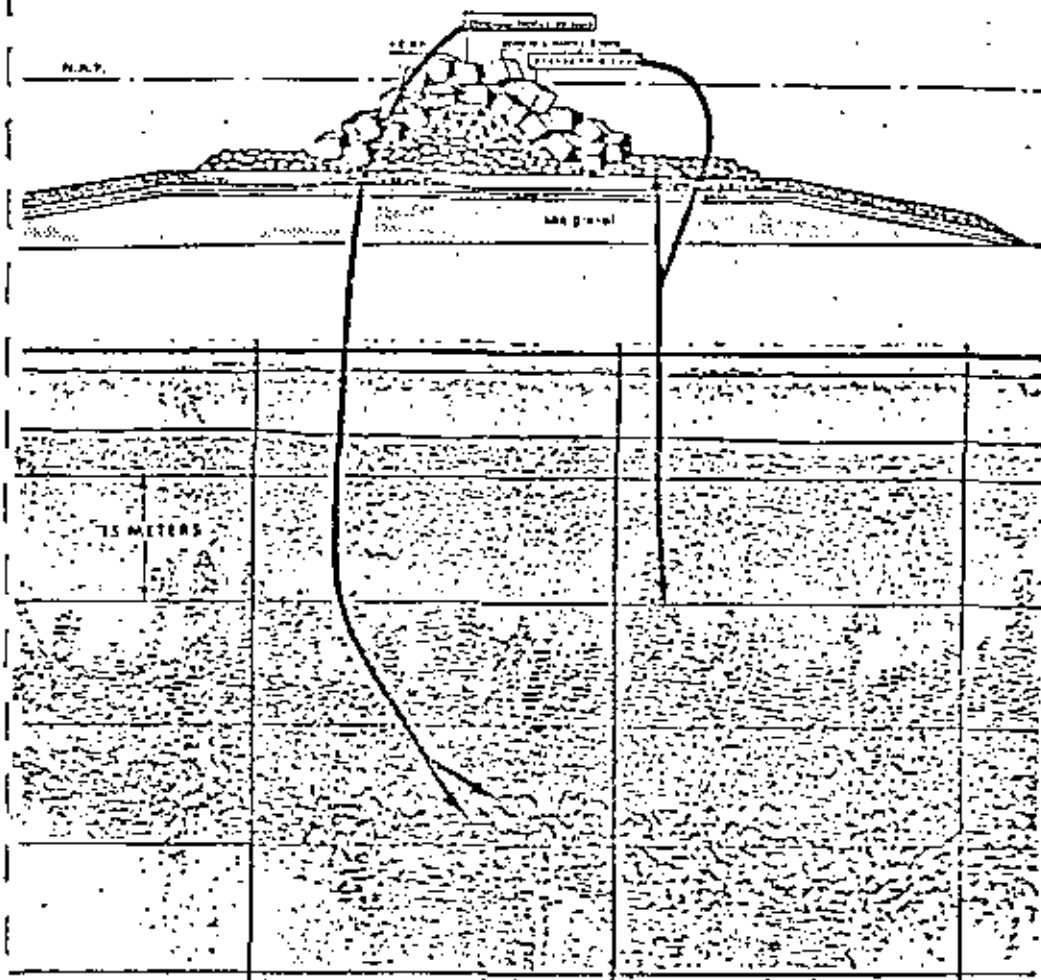
Um exemplo pode ser analisado na figura seguinte.



Registo de perfilador lateral sónico "Klein" no molhe norte do Europoort à entrada do porto de Rotterdam na Holanda.  
 Nota-se que tanto os grandes blocos de concreto como as pedras de tamanho médio são claramente visíveis.

LXXVI.  
 PERFILADOR LATERAL SÓNICO "KLEIN"

Secção Transversal do Molhe Norte



Magnetômetro

Para localizar a presença de objectos de aço no fundo do mar, o magnetômetro é um instrumento extremamente útil para serviços de levantamento.

Todos os objectos ferrosos e minerais de ferro que apareçam naturalmente, provocam uma distorção do campo magnético terrestre. A medição desta distorção pode ser usada para determinar o tamanho e as profundidades dessas anomalias.

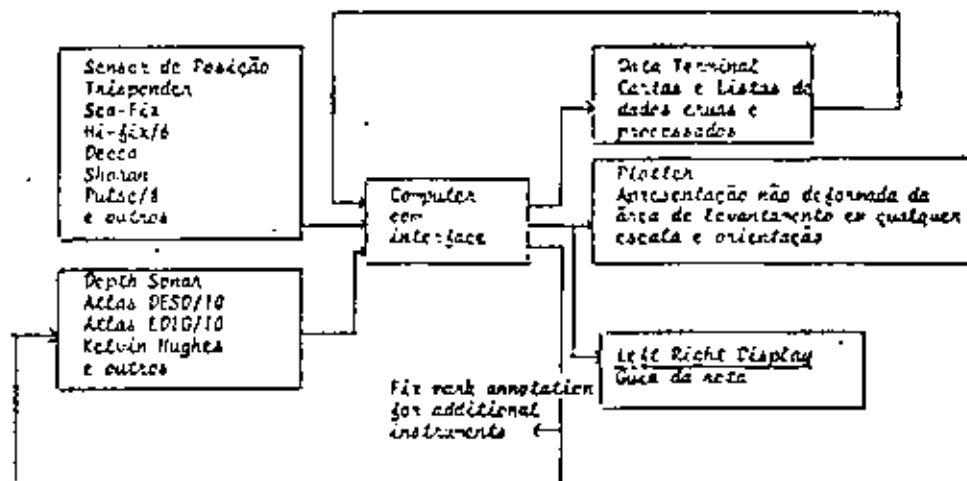
É absolutamente essencial possuir experiência prática e conhecimento prévio, para interpretar os resultados obtidos destes instrumentos bastante sensíveis.

7.3.6 Instrumentos de informação oceanográfica e meteorológica

Trabalhos de dragagem e de levantamento são essencialmente operações marítimas e portanto necessitam de informação das condições oceanográficas e meteorológicas. As quais incluem uma avaliação de:

1. Marés e flutuações de maré
2. Intensidade e direcção das correntes
3. Altura, comprimento e direcção das ondas
4. Velocidade e direcção dos ventos
5. Nevoeiro, nebulosidade, gelo e temperatura

Se os trabalhos são levados a cabo em locais protegidos, este tipo de informação completa não é tão importante como se os trabalhos fossem executados em mar aberto, como por exemplo: os projectos de rebatimento de tubulações.







O custo da utilização do equipamento de dragagem, depende de todos estes tipos de factores. Provavelmente, a única influência importante no trabalho de dragagem é a existência de rebentação das ondas.

A relação entre o tipo de solo, as especificações de equipamento e a ondulação, é também muito interessante e válida. Por exemplo: é normalmente possível dragar em solos moles com uma ondulação maior que em rocha. Por esta razão, investigações destes factores serão necessárias.

Embora as ondas em geral sejam geradas pelo vento, muitas vezes este não é o factor decisivo da existência de ondulação. Ela poderá continuar por períodos prolongados após o vento deixar de actuar, limitando o tipo de trabalho e aumentando o custo da operação de dragagem. Dados meteorológicos como o regime dos ventos, estão geralmente à disposição, mas se não estão, dever-se-á organizar registos dos ventos na zona do projecto.

Por vezes, com base nos dados de zonas próximas, poder-se-á interpolar para a zona em questão.

Para todas estas medições, existem à disposição bastantes instrumentos quer para montar em bóias quer para montar em pilotes. Os dados obtidos podem ser transmitidos através de um sistema de rádio para processamento, juntamente com outros dados de levantamento.

LPITIS.

### 7.3.7 Sistemas de Processamento de Dados

O "input" deste sistema serão os dados colhidos pelo sistema de posicionamento, de análise de profundidade, etc., que dão origem a um "output" numa linha contínua de guia de rumo para o tiranteiro, e uma representação da zona de trabalho com as profundidades actuais.

Os dados podem ser processados a bordo ou em terra, facto que constitui apenas uma questão de estratégia, de organização e/ou do tipo de sistema em uso.

O processamento em terra tem a vantagem de poder ser integrado num sistema mais complexo e operado num computador de maior capacidade, o que resulta num "output" de execução de cartas numa mesa de pilotagem de alta precisão e de grandes dimensões.

Quando os dados colhidos são processados a bordo da draga, a organização deveria ser tal que durante o descarregamento, o processamento possa ser continuado, permitindo ao Gerente interpretar os resultados e julgá-los antes de começar o próximo ciclo.

Outra solução é usar a própria draga como navio de levantamento para executar um levantamento particular numa zona específica antes de iniciar a dragagem.

Abaixo, está indicado um diagrama compacto do "Tecca Autocarta", recentemente desenvolvido, o qual é um sistema computadorizado de colheita e processamento de dados, para operações de levantamento em mar aberto.

### 7.4 OPERADORES E PESSOAL TÉCNICO

Para operar e manter equipamento e sistemas como os descritos anteriormente, será necessário instruir e treinar adequadamente, operadores, agrimensores, geofísicos e engenheiros, de forma a que eles possam desempenhar os seus papéis dum modo eficiente. Em projectos maiores, o sistema estaria disponível para garantir a função adequada do equipamento e em caso de ser necessário preparar a ajuda dos peritos "ad hoc" de forma a resolver os problemas de mau funcionamento do equipamento.

Na prática foi provado que engenheiros correctamente treinados, operando na zona de projecto, podem manter o equipamento electrónico em condições satisfatórias, com a condição de dispor de sobressalentes e documentação suficiente, além de um departamento de manutenção própria.

Especialistas de fábrica, por vezes, são contratados para modernizar ou renovar equipamentos em funcionamento, várias vezes por ano, assinalando deste modo aos engenheiros de sistemas locais, mantendo o seu nível de conhecimento da matéria, sempre actualizado.

Um número de firmas especializadas, entre as quais, os próprios fabricantes estão sempre à disposição para ajudar à selecção do sistema mais indicado. Adicionalmente, existem algumas grandes companhias de dragagem na Holanda que têm uma experiência considerável com sistemas, pelo que terão sempre à disposição equipes próprias de técnicos especializados.

### Custos

Recentes investigações mostraram que para projectos de dragagem de médio porte, aproximadamente 2,5 a 3% do valor do projecto (contra 0,2% no início da década de 60), serão necessários para equipamento electrónico, de modo a levar a cabo os projectos duma forma eficiente.

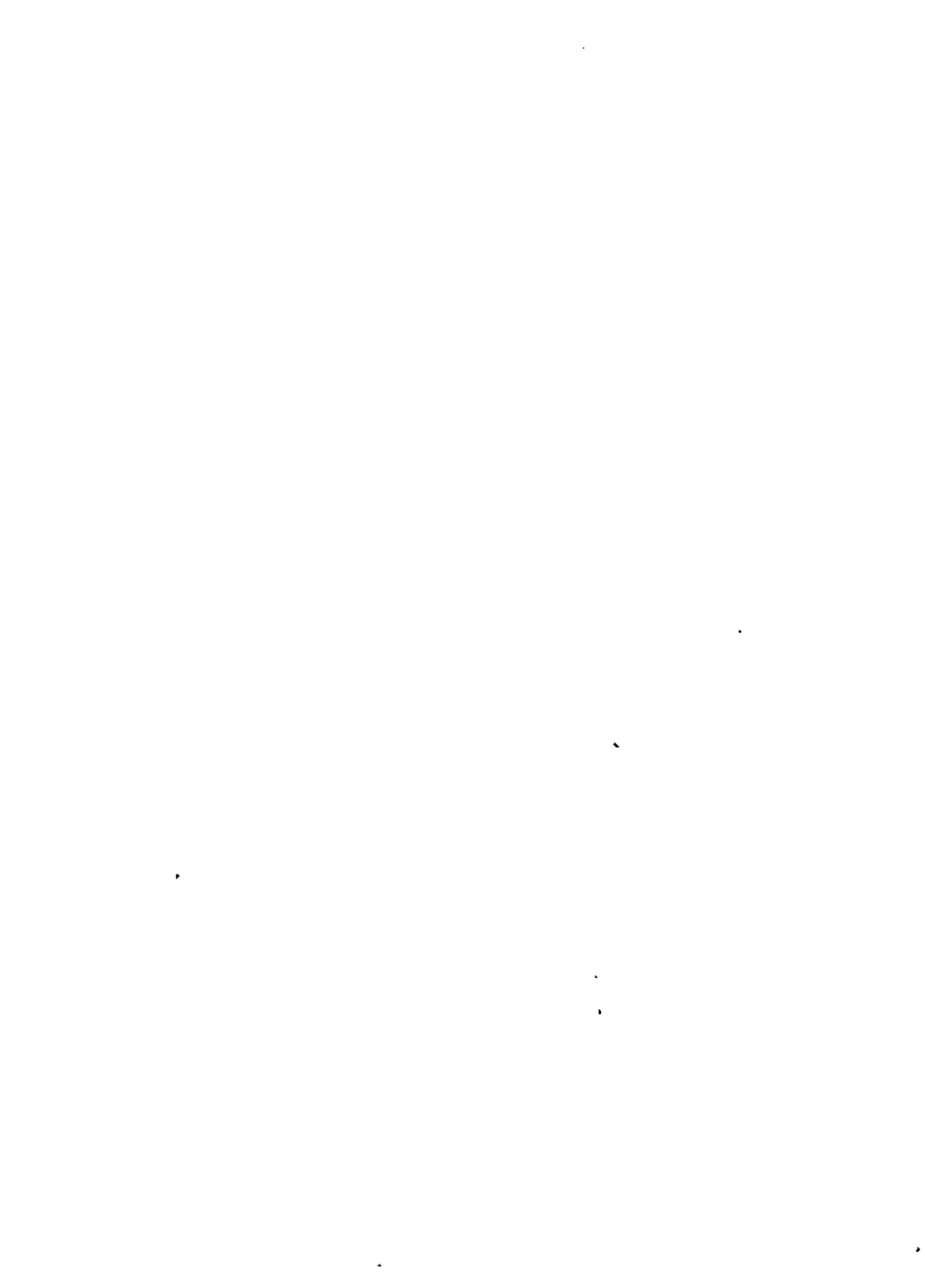
### Tendências futuras

As tentativas de hoje, para o desenvolvimento tecnológico da indústria electrónica (i.e. a introdução dos microprocessadores incorporados na nova geração do equipamento) indicam que no futuro a automatização dos processos nas operações de dragagem e levantamento, se tornarão uma realidade.

Daqui poderemos inferir que:

Dos cavalos à energia "diesel", dos baldes de madeira até às bombas sofisticadas, a dragagem agora está entrando no mundo da electrónica e dos computadores.

Sem dúvida quem quer que se encontre trabalhando neste ramo de actividade, seguirá os desenvolvimentos futuros com bastante interesse.





DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

SEMINARIO DE INGENIERIA OCEANICA

TEMA: EL DESARROLLO MARITIMO EN MEXICO

EL ARTE DE LA INGENIERIA OCEANICA

PROF. ROBERTO BUSTAMANTE AHUNADA.

MARZO DE 1982.



CONFERENCIA EN EL CURSO DE " INGENIERIA OCEANICA "

EN LA DIVISION DE EDUCACION CONTINUA DE LA U.N.A.M.

T E M A :

" EL DESARROLLO MARITIMO EN MEXICO "

" El Arte de la Ingeniería Oceanica "

(Ing. Roberto Bustamante Ahumada )

SECRET

CONFIDENTIAL

CONFIDENTIAL

SECRET

CONFIDENTIAL

CONFIDENTIAL



En el desarrollo marítimo de México en esta primera plática hablaremos de la evolución de la propia ingeniería marítima y cómo la necesidad de la explotación de los recursos del mar se han venido incrementando día con día; es de todos conocidos que la actividad portuaria, y me refiero en especial a ello, porque fue la inicial; el encuentro con los fenómenos oceánicos tuvo una época de auge a fines del Siglo pasado y a principios del presente Siglo, en esa época, y lo entendemos en forma clara, la tecnología aplicada a los proyectos de construcción y operación era motivo de condiciones -- a grupos externos dado que en México no existía ningún antecedente del trato con el fenómeno del mar, sin embargo, ahí se inicia la historia de la Ingeniería en México y surgió -- un grupo muy distinguido de Ingenieros mexicanos que fueron producto de esa época cuando se construyó el puerto de Veracruz, el de Tampico y el de Puerto México, ahora Coatzacoalcos, Salina Cruz y Manzanillo.

Viene por el movimiento social de nuestra revolución en -- 1910, una total descontinuidad al grado que renace esta necesidad de acercarnos al movimiento portuario hasta la época del -- General Cárdenas y por lo tanto a quienes les tocó reiniciar -- la actividad marítima no tuvieron el eslabón de liga en aquellos Ingenieros que a finales del siglo pasado y a principios -- de éste, habían participado en la construcción de muy importantes obras portuarias, se puede decir que del año de 1916 en -- adelante se reinicia con cero de antecedentes nuestra participación en la Ingeniería Marítima. Qué es lo que sucede?, que venía como primer paso la rehabilitación de los puertos existentes para ese entonces, el Puerto de Salina Cruz, por un fenómeno tristemente celebre podríamos decir, se encontraba absolutamente azolvado, cerrada su dársena en ese sitio. Se conoce

que era el lugar donde se juega Beisbol, lo que ahora es la dársena, había un hermoso campo hecho por el -- azolve natural del oleaje y el Puerto totalmente fuera de operación .

En esa época al final del regimen del General Lázaro Cárdenas, se reabre el Puerto de Salina Cruz, pero teniendo el problema costero de continuo azolve con volúmenes muy importantes a dragarse para mantenerlo en operación; desde el aspecto de los fenómenos físicos, cuál ha sido la evolución por otros motivos y con la organización de Dependencias Oficiales contábamos con una buena estadística de vientos; ello es en el aquél entonces, llevado por la -- Secretaría de Agricultura. En épocas modernas ese fenómeno, el conocimiento de los vientos, ha sido incrementado por otro tipo de actividades, fundamentalmente la navegación aérea y también la marítima; ese fenómeno tan importante en la concepción de los puertos; pues era un elemento -- con el cual podíamos decir que se contaba otro fenómeno físico de gran importancia; era el de las mareas, a esos principios y ahora hablo de la época del año de 1952. el fenómeno de las mareas era una meta por alcanzarse; el que tuvieramos información real y verídica. Entonces qué fue lo -- que originó este importante fenómeno, que es para ustedes obvio el que el fenómeno de las mareas se refiere para el análisis de una serie de diseños de obras o estudios de fenómenos físicos; en aquel entonces nuestro conocimiento -- de las mareas era muy relativo, teníamos mareógrafos que -- operaban un tiempo atrás en un plan absolutamente burocrata con datos no confiables, etc. únicamente y exclusivamente --

Main body of faint, illegible text on the left page.

Second section of faint, illegible text on the left page.

Third section of faint, illegible text on the left page.

Fourth section of faint, illegible text on the left page.

Fifth section of faint, illegible text on the left page.

Main body of faint, illegible text on the right page.

Second section of faint, illegible text on the right page.

Third section of faint, illegible text on the right page.

Fourth section of faint, illegible text on the right page.

Fifth section of faint, illegible text on the right page.

en los puertos ya mencionados anteriormente viene una promoción y el apoyo de la UNAM, de hacerse cargo de la toma de las mareas en forma directa y posteriormente de su análisis, publicación de predicción, etc., que es la situación que a la fecha tenemos. Nuestra red de mareógrafos, podemos decir que a la fecha es de suficiente amplitud, que tenemos un conocimiento preciso, en cada sitio elementos suficientes para que cuando nos toque analizar el fenómeno de mareas en cualquier punto de nuestro litoral, existen a uno y otro lado, en su cercanía, información ya con valor estadístico del fenómeno de las mareas.

Todos conocemos nuestros libros de Predicción de mareas y hemos confirmado la buena calidad de este trabajo, pero nos encontramos también con otro fenómeno muy importante para la concepción y la solución de problemas de cualquier tipo, de ellos de la actividad portuaria en su plan de reestructuración, fue el motor que reinicia la Ingeniería Marítima en nuestro país.

Sin embargo, qué sucede? que día con día se ha venido ampliando la actividad ligada al mar, cierto es que la portuaria continúa con el proyecto de construcción y operación de nuevas unidades en muy diversos sitios en nuestros litorales; viene de relativamente pocos años a la fecha la actividad pesquera en forma muy importante que no es solamente el refugio del puerto pesquero, sino la explotación de las lagunas litorales con los fenómenos físicos inherentes a su comportamiento hidráulico. En la actividad petrolera no solamente interesa el aspecto costero en el área marítima litoral, en su campo de transporte y de puertos, sino que se da el paso adelante y es la actividad en la cual por necesidad se participa en el estu-

dio del fenómeno oceánico en sí, por el hecho de tener estructuras de plataformas, de exploración y explotación francamente en mar abierto, ello da origen a una técnica muy especial y a la necesidad de contar con elementos de tipo estadístico de los diversos fenómenos entre los cuales destaca el oleaje, el que nos interesa por un lado, para el diseño de las obras de protección, los rompeolas, obras de protección de playas, el régimen costero o sea todo aquel fenómeno que modifica la morfología de nuestras playas, sea creando fenómenos de azolvamiento o fenómenos mucho más graves de fuertes erosiones que afectan a áreas urbanas, a otras instalaciones y todo ello tiene como denominador común el conocimiento del parámetro - oleaje - Qué es lo que ha sucedido en él, pues bien, así como en el aspecto vientos, resulta simple el tener información que en el aspecto mareas, también se ha avanzado satisfactoriamente. No podemos decir lo mismo en el aspecto - oleaje -, el primer paso que se dio fue el de utilizar estadísticas publicadas por otros países: como es el SEA AND SWELL CHARTS, muy conocido por la mayoría de los presentes; el OCEAN WAVE STATISTICS y que al no tener alguna información directa del fenómeno del oleaje, no quedaba más que el recurso de utilizar este tipo de información que si bien, tiene valor estadístico, porque es proporcionado por las embarcaciones que navegan por cierta área oceánica, dividiendo los océanos en una cuadrícula de 5' x 5' o sean grandes áreas oceánicas, considerábamos que al no haber nada, eso era representativo del fenómeno del oleaje en donde obtenemos estadísticas de direcciones de oleaje en forma mensual, estacional y anual etc; información también de alturas de ola y períodos de la misma y habíamos considerado que se había dado un paso adelante en el avance del oleaje. Claro que de no disponer de ninguna información al momento de tener esa información indudablemente --



que fue un avance.

En épocas posteriores y esto promovido por quienes tenían necesidades expresas, hablo en su principio de PEMEX, C.F.E., por la necesidad de también construir rompeolas para sus obras de toma de sus diversas Plantas Termoeléctricas y de la Nucleoeléctrica de Laguna Verde.

Se enfrenta también al mismo problema de falta de información respecto al oleaje, adicionalmente y todavía a algo que podemos decir es hoy o es ayer, más bien hoy, se inicia la toma de datos directos de oleaje para apoyar los muy importantes proyectos de Puertos Industriales.

Así tenemos cuatro estaciones y dos más en proceso de instalación en donde tenemos información directa de ese fenómeno. Al igual y con anterioridad en el Puerto de Dos Bocas que proyecta y construye PEMEX, pero qué es lo que nos sucede con esta información de oleaje? Hemos llegado a una primera conclusión: que su relación con los datos estadísticos que se tienen de la información muy general del SEA AND SWELL CHARTS y del OCEAN WAVE STATISTICS difieren mucho de aquella que se ha venido tomando en forma directa tanto en magnitudes de oleaje como en direcciones y resulta que es lógico esperar ese tipo de resultados dado que tenemos por decir algo, del Puerto de Salina Cruz, oleaje muy importante en el área oceánica, representada por esta estadística internacional de dirección procedente del Norte; que es lo que nos pasa a la hora de medir la ola directamente, la dirección que proviene del Norte, viene de tierra o sea que ese oleaje es inexistente para las playas directas; qué nos interesa conocer? incidencia del oleaje, en esa forma observaremos como es una necesidad imperiosa el tener nuestra estadística directa de oleaje en sus características básicas, que son alturas de oleaje, períodos

de oleaje, direcciones de incidencias y ahora energía del oleaje a través de formaciones de trenes de ola, situación que nos resulte de más interés en su aplicación u otra arma que afortunadamente ya tenemos en nuestro país, que son los modelos hidráulicos y este fenómeno de captar nuestra situación real de oleaje, es un reto al cual nos enfrentamos actualmente; estamos tomando oleaje. Aquel que lo necesita, - por decir algo, la Secretaría de Comunicaciones por un lado y por otro lado, PEMEX, Comisión Federal de Electricidad por otro lado y con ellos, porque son las Dependencias que tienen fuerza económica; no porque otras Dependencias no tengan mismas necesidades, podemos poner un ejemplo.

El aspecto de los puertos pesqueros, qué sucede?, al final de un puerto pesquero, el fenómeno marítimo, la magnitud de la ola, etc., son idénticas que si se trata de hacer el puerto grande, entonces misma necesidad se tiene para la concepción y localización de nuevas unidades pesqueras que estén en franco desarrollo y al igual en una actividad que está por nacer como es el puerto turístico; nos sucede exactamente misma situación. El fenómeno físico general de oleaje, mareas, corrientes, vientos, etc. inciden en idéntica forma al tener un puerto de juguete, como podríamos llamarlo, que es el puerto turístico, pero con idéntica concepto en su concepción, en análisis de resolver en forma económica y adecuada el problema físico que hay que resolver, de protección, que no erosione zonas adjuntas, etc. y que obviamente la actividad turística que no ha tenido tradicionalmente una vocación hacia el puerto de deportes náuticos, pues a su vez carece de medios, este reto simplemente lo pongo a consideración de este distinguido auditorio.



Una necesidad nacional: el que organicemos a nivel país todo lo que corresponda a ir planeando esta estadística de oleaje y que en función del tiempo, así como en aspectos hidrológicos, veamos hermosas estadísticas. De mucho tiempo atrás - el día de mañana nuestra información directa de características de oleaje tengan mayor estadística y podemos tener las tesis - para equivocarnos menos.

Otro aspecto interesante es el aspecto teórico, -- cuál ha sido la información en el conocimiento del subsuelo tanto en tierra como en zonas cubiertas por el agua.

Ha sido una situación parecida a la que hemos expuesto de los otros fenómenos.

Recuerdo épocas en donde la geología era considerada como algo de brujería, algo en que no había necesidad de porqué gastar dinero, encontramos en nuestra actividad profesional una total y negativa reacción a hacer estudios geológicos porque anteriormente no se usaba, en que hubiese este tipo de análisis. -- Ahora tener una conciencia completamente clara de su importante - necesidad.

Qué sucedía al no contarse con ese tipo de información, pues necesariamente errores grandes y cuando se empieza a avanzar en esto, se participa de la geología en zonas de tierra y en zonas de mar. Era muy complejo y a la fecha sigue siendo complejo, no porque no se tenga la idea de qué es lo que requerimos, si - hablamos de los datos geológicos, me refiero a la mecánica de -- suelos. Cuando a mí me tocó estudiar, esa materia no existía.

Surge en esa época como una materia optativa, quiero decir esto, que de esa época, estoy hablando del año de 1950 eso es cuando participamos en estudios geológicos y todos los - estudios correspondientes a la mecánica de suelos. Cuál es -- nuestra situación actual? bien, la importancia de la geología es un concepto claro para todo tipo de proyecto, pero el problema de obtener datos geológicos en la zona de mar sigue siendo a la fecha, un problema que solamente en aquellos proyectos muy - importantes es factible que tengamos ese tipo de información debido en forma simple, a lo especializado del equipo que se requiere y en consecuencia a lo costoso de ese equipo. Esto se ha -- ameritado y se ha hecho el esfuerzo económico de tener información geológica para los proyectos muy importantes de Puertos Industriales. Dificilmente en algún proyecto de algún puerto - pesquero, y no digamos turístico, pues esa información la cual - sólo con supuestas analogías, etc., es que en los reconocimientos muy superficiales, tenemos que aplicar el ingenio a efecto de - tener que resolver las obras sin los suficientes elementos de juicio al respecto.

Allí tenemos ese otro aspecto que va encaminado fundamentalmente a la enfilación y participación de grupos que se dedican a la Ingeniería Oceánica para ir contándose en función del tiempo, con mayores elementos, y que podamos hacer los estudios que se requieren en mejor forma y participando en forma directa con equipo propio, con equipo nacional y que no tengamos que recurrir, al carecer en nuestro país, de recurrir al apoyo de otros países y que necesariamente al tener que traer embarcaciones especializadas, -- fin, pues nos resultan acciones caras, pero no queda otra solución más que ella, mientras el propio país no disponga de los medios -- para ese tipo de acciones.

En el aspecto de dragado, también viendo la unificación del dragado. Qué es lo que sucede y, que ese atorón de varias décadas que se tuvo en la operación portuaria, pues obviamente la actividad de dragado tuvo misma situación, lo primero que surge qué es y, el dragado de mantenimiento; el que puertos como Salina Cruz, operaban, el que puertos sujetos a un continuo aislamiento por estar en un río, se refirieron al Coatzacoalcos, pero básicamente al Río Pánuco, pues esa actividad nace como una necesidad imperiosa, qué pasó en ello y, bien el tipo de dragas para dragado de mantenimiento, donde la concepción de utilizar el material dragado para rellenar terrenos, como es en el caso de proyectos nuevos, el tipo de draga que se empieza a utilizar para esa rehabilitación y habilitación de puertos existentes, pues el tipo de draga auto propulsada, o sea draga con tolva que tendría que salir mar afuera y depositar en algún sitio adecuado.

Ese fenómeno de detectar cuál era el sitio adecuado fue y resultó ser motor para participar en los estudios del comportamiento general de depósitos en "X" sitio y hacia dónde es que se irían, y caminar por la acción de las fuerzas vivas, principalmente de oleaje, de corrientes dirigidas por el viento, de mareas, etc., y surge como necesidad de análisis, el aspecto del comportamiento de ese tipo de dragado.

Datos específicos: Tampico, como lo he dicho y básicamente el de Salina Cruz que era un puerto que seguía siendo víctima de un muy importante atolme en muchas épocas, por encima de las necesidades que el país tenía para sacar ese material que se había introducido a la dársena.

Viene la participación por falta de elementos, por falta de medios de que hay que dar solución a este tipo de problemas y poco a poco se va resolviendo al grado de que podemos pensar que a la fecha esos problemas han quedado absolutamente bajo control.

En el caso de Salina Cruz, por una clara concepción del fenómeno costero de la acción de la ola sobre la conformación de Playas. Por la experiencia con datos de volúmenes que se tenían ya por muchos años de aquello, que año con año se dragaba; la idea clara de cuál era el gasto sólido litoral, etc., y se llegó a una solución que a la fecha no existe ningún problema de dragado ahora con la construcción del muy importante Puerto Petrolero y a corto plazo, del Puerto Industrial en esa zona, resulta que ese problema, es un problema que podemos decir, que pasó a la historia con una participación importante de la técnica mexicana, habiéndose tenido necesidad de recurrir a sistemas ingeniosos de tipo económico a base interpretación de planos de oleaje, habiendo creado el sistema gráfico de comportamiento de playas que nos daban ideas muy generales, pero volviendo a lo mismo que de eso o nada, eso era preferible, viene un avance más importante cuando a nivel país empezamos a participar en la Ingeniería Experimental encaminada precisamente al comportamiento de playas y al comportamiento de las estructuras, para mejor resolver los problemas de agitación y el diseño ya al detalle de los canales de ola, para definir la sección transversal de su estabilidad, para diferentes condiciones de rompolas u obras mas pequeñas, para protección de playas.

Este fue seguramente el avance más firme que en los últimos 20 años se ha dado y su evolución a épocas recientes donde ya contamos con diversos laboratorios cada vez con más presencia técnica, con más intercambio; como está el del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M., el del I.P.M., el de la Dirección General de Obras Marítimas, dependiente de la S.C.T. y tenemos inicios de laborato-



Faint, illegible text at the top left of the page.

Faint, illegible text at the top right of the page.

There are several lines of faint, illegible text in the lower-left quadrant.

Several lines of faint, illegible text in the lower-middle section.

A large block of faint, illegible text in the lower-right quadrant.

rios de otros lugares de provincia donde creemos que este paso haya con fines docentes de difusión, la técnica de la Ingeniería Experimental y el día de mañana reeditarán para una mejor concepción de la obra marítima, para una mayor economía en su construcción.

En el aspecto de estructuras y de ahí hablamos de estructuras en zonas de calma dentro de los puertos también ha habido una evolución, imagínense ustedes, cuando era la época que había que diseñar un ( X ) muelle y se consideraba que el estudio geológico era inútil, - que cantidad de errores no fueron los que se acumularon por ese subdesarrollo en el que se inició; día con día se ha venido avanzando en ello y su participación en estructuras cada vez más complejas por un lado es la clase de estructuras, sea el muelle de cualquier tipo, dependiendo de las condiciones geológicas que vamos encontrando en cada lugar por la participación de otro tipo de actividades como son las obras de toma que requiere la Comisión Federal de Electricidad, como son los diques secos que a la fecha construye Astilleros Unidos en su actividad de infraestructura para fomentar la muy necesaria industria naval en México, en sus aspectos de reparación de buques y de construcción, ya que el país está entrando en serio en esa actividad, pues ha sido satisfactorio que ese tipo de estructuras - son estructuras que en su construcción, son totalmente nacionales - o sea que son producto de la técnica mexicana, de los constructores mexicanos que están atacando proyectos que en otra época podríamos considerar como muy ambiciosos.

Bien, en resumen la infraestructura portuaria, haciendo a un lado lo que queda fuera de la costa, podemos resumir que básicamente tenemos dos tipos de problemas a resolver, uno que corresponde a las obras de protección que son los rompeolas en sus aspectos de estabilidad por un lado y de equilibrio del régimen de la costa, dado que cualquier obstáculo que pongamos viene a alterar ese régimen -

natural del transporte de material, por efecto fundamentalmente del oleaje y eventualmente de corrientes.

Este es un capítulo muy bien definido, la obra de protección - en su concepción conjunta, repito, su situación geológica en el aspecto estructural, el aspecto de su comportamiento para resolver la agitación y dejar zonas operables dentro de áreas internas protegidas: los rompeolas y su aspecto de no alterar negativamente a ese régimen litoral. En ello podemos resumir a qué le vamos a enfocar para las obras de protección.

En el aspecto de dragado, necesariamente viene el otro capítulo importante que es adecuar las profundidades para las necesidades que se requieren, día con día, por desarrollo general del país; estamos cayendo a la necesidad quizá un poco en forma - anacrónica porque lo hubiéramos de haber hecho anteriormente - de adecuar las profundidades de nuestros puertos a las necesidades comerciales de navegación. Esto trae en sí como consecuencia que la actividad del dragado es muy importante, primero por el excavar el material bajo el agua, el segundo, el tratar de aprovecharlo para habilitar zonas bajas que tenemos alrededor de los puertos, o en su defecto, si nos vemos obligados a depositar el material en el mar, que sigue habiendo casos de este tipo en que los depositamos con toda seguridad en aquellos sitios donde no va a originar daños y problemas a terceros.

Bien, este aspecto del dragado nos enfrentamos a que ahora hay que dragar en períodos muy cortos volúmenes mucho más importantes de aquellos tradicionalmente lo hacíamos; también trae una



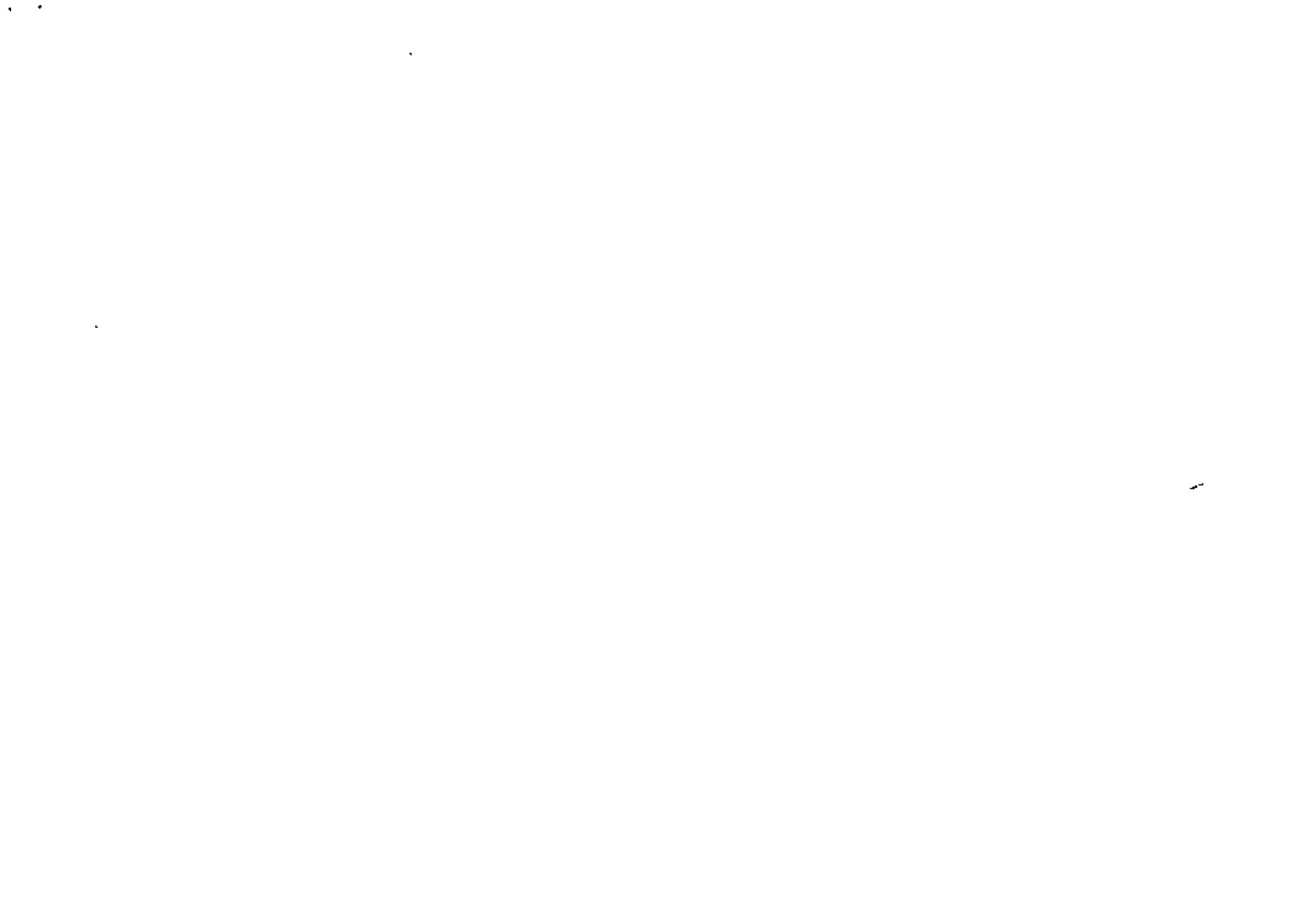
consecuencia en su evolución, en la medida en que disponíamos de equipo. Ese ritmo de desarrollo del país y ese ritmo de desarrollo del dragado a la fecha, al tener que resolver en lapsos cortos problemas de gran volúmenes de excavación, ajenos otra vez a la necesidad de recurrir a quien tiene el equipo adecuado y que en todo caso son empresas extranjeras en nuestro país, tenemos ahorita en este preciso momento varios ejemplos de ello y necesariamente es una labor conjunta de la concepción de la programación del dragado y la participación de grupos privados y oficiales para resolver en mejor forma -- en beneficio de nuestro país, este fenómeno del dragado que ha tenido una expansión brutal; podríamos decir en los últimos -- años, pero qué se bisulmbra, que esto va a continuar en los próximos años, tanto en proyectos que están en proceso, como por proyectos que están a nivel de estudios justificativos.

Buena parte de las conferencias que ustedes van a escuchar -- irán al análisis del detalle del aspecto estructural de los rompeolas. Ahí también hemos tenido una evolución en el sentido de las obras de protección que nos tocaba realizar en años pasados, eran obras relativamente pequeñas y ahora nos presentamos a obras a mayores profundidades, mayores volúmenes de obra y de menor tiempo para su ejecución. Ahí tenemos otro reto que es el adecuar la tecnología mexicana en su gama total -- de su concepción, el uso de la Ingeniería Experimental hasta su construcción y operación, en su caso, entonces ahí verán las distintas técnicas empleadas y también observarán que ha habido una cierta evolución contando en todo momento con lo que a través de la literatura mundial accesible, se tiene para resolver estos problemas el avance de la Ingeniería Experimental y cuál

es la situación actual en la que vamos. - que necesitamos seguir avanzando para obtener proyectos absolutamente eficientes y seguros a menor costo en las siguientes conferencias; lo que aquí he expuesto en una forma general, seguramente va a ser analizado en diversos capítulos en forma más detallada, para que tengamos el concepto global de adónde vamos; qué es lo que tenemos que apoyar cada uno de nosotros en el campo en que estamos colaborando para que nuestra Ingeniería Oceánica, día con día continúe avanzando como hasta la fecha.

Por las propias necesidades del desarrollo del país, ha sucedido al aumentarse las necesidades, necesariamente el reto, básicamente para ustedes, me refiero muy específicamente para los jóvenes, es un reto amplio, de gran responsabilidad y que solamente con el esfuerzo personal y con la colaboración del conjunto, podemos salir adelante.

G r a c i a s .





**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**CURSO: INGENIERIA OCEANICA**

**ARREGLO DE PUERTOS**

**PROFESOR: E.G.FRANKEL**



## PORT PLANNING AND DEVELOPMENT

Ernst G. Frankel

### PREFACE

The rapid changes in the technological environment of marine transportation and the increasing integration of waterborne, air and land transport systems have fostered a revolution in the design and operation of vehicles, material handling, terminal facilities, utilization, and storage which has caused major changes in port function and use. Technological developments in ports have increased cargo handling rates (thereby reducing port time), affected operational methods, improved channel definition, and introduced the potential for completely automated navigational guidance, and altered commodity flow patterns. Technology is also playing a major role in the development of deepwater ports, particularly offshore terminals. These changes are dynamic and will continue to influence transportation system design, construction, and operation.

This revolution has been accompanied by a concurrent upheaval in the traditional role of the seaport, and has fostered a new set of concepts governing the design and location of port facilities which more realistically reflects the needs of ocean transportation as being but one subsystem of a complex intermodal transportation and distribution system.

Within this context many existing commercial port facilities are already obsolete without a chance of regaining operational effectiveness unless changes reflecting future requirements are implemented without delay. The economic consequences of decaying port systems usually effect a large segment of economic and commercial activity. As foreign and domestic trade increases and as ports continue to atrophy, costs of bulk and break bulk commodities increase.

At this time it is critical that an examination and assessment of port requirements be made in terms of present and projected demands, evolving technology in transportation and port systems, labor and social demands, investment availability, and potential alternative use of port facilities and resources.

This book focuses on the evaluation of seaport planning and development: criteria, requirements, and technology. It analyzes capacity needs, in the light of evolving technology, and the feasibility of future port development, against the general background of continued economic and technological progress. Some of the underlying tasks this entails are:

- examination of new concepts and their effect on the technological environment of ocean transportation and port development
- development of a methodology to forecast commodity flow shipping activity and the attendant demands on port facilities and transportation system requirements
- development of models for the analysis of different port uses and developments
- development of methodology for optimizing port investment and operational decisions.

The healthy economic development of waterfront and coastal areas depends largely on effective port development. Ready access to the open sea and the hinterland by road, rail, and waterway is of paramount importance. These factors negate many of the advantages of ports in densely populated urban areas. Already today, severe bottlenecks exist at focal points along urban transportation routes in many U.S. ports.

The vast increase in ship investment, ship operating, port handling, cargo handling, and warehousing costs are





feeder vehicles. Typical examples are liquid and dry bulk terminals with mechanized or pipeline inland feeder connections, container terminals, or ports specializing in quick ship turnaround and inland feeder turnaround capability and the provision of extensive parking lot type marshalling capability. These considerations are similarly influenced by the advantage of functional integration and operational separation of activities which, in turn, assure controlled circulation and movement in the port or terminal. This, in turn, assures effective use and utilization of equipment, facilities, manpower, and available land area.

Port labor is traditionally casual labor. Similarly, the responsibility for the use of port labor has for many years been spread over a large number of operations and agencies. Modern port developments may increasingly require centralized control and assignment of port labor which, in turn, may result in decasualization. In this regard, it is interesting to note recent negotiations toward guaranteed work hours or guaranteed annual income by port labor, which are just one of many manifestations of the expected trend.

A modern port also requires a different approach to management. In many instances where centralized port management of all port factors was difficult or unfeasible, an increasing number of operators have opted to purchase or lease major terminal facilities or berths to assure integrated control and management of all important factors required to perform the port functions.

These trends are expected to continue to grow as the number and capacity of specialized ocean carriers increases. The percentage of specialized carrier capacity among the world merchant fleets has more than doubled in the past decade and can be expected to reach 80% of total world DWT capacity by 1980. This, in turn, will make the multi-purpose port or berth largely obsolete as an increasing percentage of cargoes is handled through specialized facilities.

It can easily be shown that the future demand for multi-purpose port or berth facilities is rapidly diminishing. This fact above all should influence the investment and planning of ports.

Port planning and development has as a result become more complex. No longer can we assume that a general purpose port will meet future needs. This is not only true in planning for port development in industrialized countries, as less developed countries similarly compete for service by an increasingly specialized world merchant fleet and for cargo flow of increasing specialized physical form. It therefore no longer suffices to forecast total cargo flow or cargo flow by the major physical forms of cargo such as dry break bulk, dry bulk, and liquid bulk. Demand must now be projected and facilities planned, for increasingly specialized cargo types and forms, each of which requires specific handling, transfer, and storage requirements. Transport, both land and waterborne, has adapted to these new needs in recent years. Transport systems can usually adapt to new demands in type and form of goods carriage within a comparatively short period of time. Ports on the other hand find that it requires many years to change existing or develop new facilities, if traditional approaches to port development and construction are used. As economic and competitive factors often dictate expediency in adapting to these new demands, ports increasingly look towards novel approaches to port development, such as the use of prefabricated or modular port facilities which can be constructed under ideal manufacturing conditions and transported for installation at the site with great savings in cost and time.

There are many other factors which introduce requirements for more formal approaches to port planning and development. The large complexity and cost of modern ports require sophisticated design of port financing strategies. The increasing role of international, multinational, and govern-



Increasingly making conventional port locations and operations obsolete. These considerations have led to the development of new port facilities in many parts of the world which are removed from historic port sites and urban concentrations. Many of these facilities are replacing older ports because they offer improved operational and cost effectiveness.

Aside from the consideration of developing major seaports, alternative approaches to developments which can meet future demand requirements for an effective intermodal, transportation system should be invested. While limited water depths in most coastal waters have restricted the economic development of deep draft oil or dry bulk ports, there are many obvious opportunities for inter-face developments using pipeline, barge, aerial cableway, or similar feeders from an offshore port facility which may economically overcome this handicap.

The function of a port is basically to transfer cargo between inland feeder as well as coastal transportation, and ocean-going ships. Subordinate functions include inter-feeder transfer, cargo consolidation, cargo storage, and cargo ventilation as well as packaging and processing. Although these functions have not changed, the methods used in their performance have been radically modified in recent years. The overriding factors influencing changed methods and procedures are ship and feeder turnaround, resulting from the higher capital intensity of ship and feeder systems. The unit investment and operating costs of ships and vehicles have increased dramatically, with a resulting demand to minimize port time. Changes in port methods and procedures are largely affected by port facilities, port technology, port labor, port management, and the customs of the port. The last factor usually influences the way in which work is performed and controlled and has probably a larger influence on the effectiveness of use of labor and physical resources than any other.

Port technology and configuration have in the past been largely affected by the demand for multipurpose port capability. As a result, most traditional ports were able to handle the transfer and/or storage of many commodities, yet none very effectively. Flexibility of operations and diversity of use of resources used to be a major criteria of port design, investment, and management. The major change in ship and feeder technology has resulted in a large dislocation of port resource use. This, in turn, has contributed to major imbalances in the use of facilities and resources. Similarly, the conventional assumptions of port capacity and throughput were challenged by the ability of new technology introduced primarily by the interfacing transportation modes.

A major aspect is the relation of the port to hinterland or service areas. While traditional ports were designed to serve a larger urban area surrounding the port, modern ports are called upon to serve a much wider hinterland of which one or more urban concentrations form a part. As a result, most new port developments are established in non-urban locations with prime emphasis on water and inland accessibility from a transport point of view. These developments have also resulted in a reevaluation of the advantages of multipurpose versus specialized ports. With the increasing specialization in handling and transfer techniques of both bulk and general cargoes and the resulting requirements for massive investments in specialized handling and storage equipment, specialized ports and port facilities are on the increase. This factor is also emphasized by the different access and ship handling needs introduced by specialized ships and inland feeders being served by modern ports. Specialized ports are usually developed around specialized terminals and berths whose approaches and accesses are designed to effectively support certain types of ships and



mental financing institutions demand a formal approval of port development costs and benefits based on reliable projections of demand for, as well as supply of, services by port users.

Formal feasibility, appraisal, and cost/benefit studies are therefore an increasingly common requirement. Another factor is the mounting pressure for environmental acceptability of port developments and operations. Environmental impact assessments are as a result an integral part of port development and operational planning.

This book should be of interest to the practicing port engineer, port planner, port manager, consulting engineer, transportation analyst, government planner, or student of port and transport engineering. It is organized to lead the user through the 'Role of Ports' in Chapter 1, modern functions and methods in 'Port Operations and Management' in Chapter 2, followed by discussions of the elements of the 'Port Planning Process' in Chapter 3, which includes a discussion of port environmental impact assessment. Next, the 'Economic Analysis of Port Operations and Development', Chapter 4, is presented. Here we cover port economics, port pricing, financial analysis, and planning, as well as port investment criteria and modeling, all of which lead to the development of port financial strategy development.

The physical development of ports is covered in Chapter 5, which includes port development methodology, port project appraisal, economic development analysis, as well as the planning of port surveys and other investigations. Finally the role and use of Technical Assistance in Port Planning and Development is discussed. This is of particular interest to Less Developed Countries and defines the function of consultants as well as technical staff available through various international

and national technical assistance agencies. The increasing complexity of modern port planning and development demands use of formal models and analytical techniques which are discussed in Chapter 6. Queuing, Simulation, Network and Econometric Models are presented and their applicability and use discussed. Examples and case studies are included in this chapter. Next we consider in Chapter 7 methods for the physical planning of ports including the planning of port layouts. Container, dry and liquid bulk terminal as well as mixed and multipurpose ports are considered. Case studies and examples of the application of the various techniques are presented. In Chapter 8, we consider Port Facility Development. Modern approaches to breakwater, pier, and wharf design are discussed and the potential for use of prefabricated facilities reviewed. The impact of port facility design on port investment and port operability form the central issue in these discussions.

Future port developments, both in the physical as well as operational sense, are presented in Chapter 9. Here we review developments in port technology and port design, changes in port operations, as well as the impact of the future role of ports on port management and its relation to transportation in general. Each chapter in this book is self-contained. Examples of the use of the methods or models proposed are presented. An extensive bibliography of port references is also included.

Ports perform an increasingly important role in world trade and economic growth. As the gateway for 98% of all international trade, port capacity and efficiency usually determines the growth and economic potential of the region of country they serve. It is therefore imperative to develop and use methods for port planning which permit effective and timely development of efficient ports where and when needed.



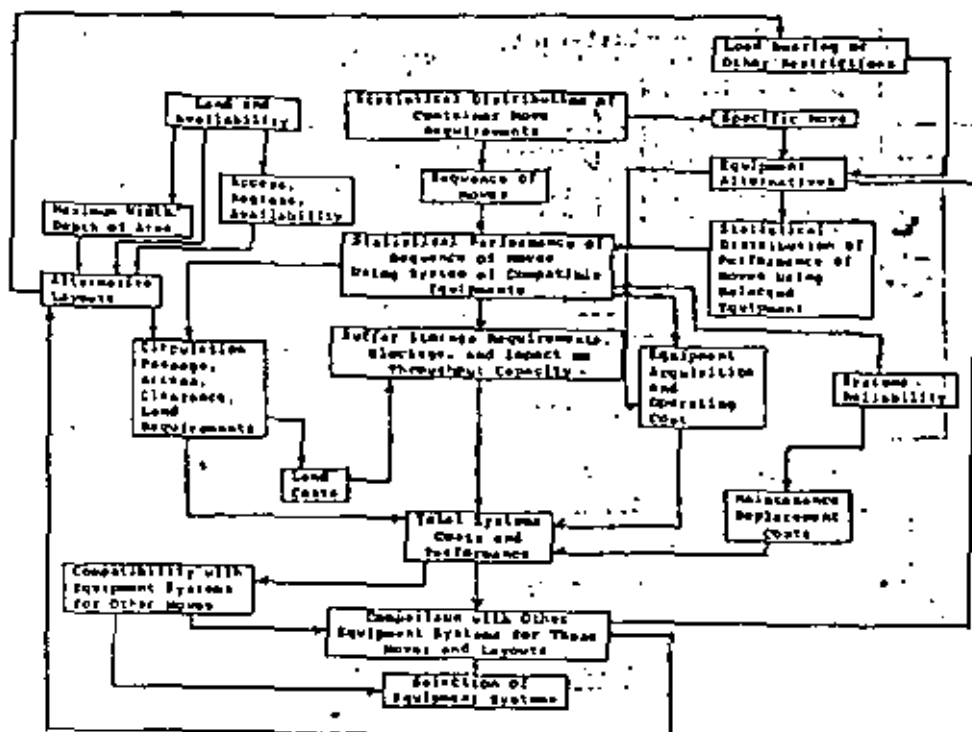


FIGURE 1

TABLE 1  
EQUIPMENT SELECTION MODEL INPUTS AND OUTPUTS

**INPUTS**

- Ship Arrival Distribution
- Typical Ship Unloading/Loading Plans
- Cargo Allocation to Storage Areas — Freight Stations, etc.
- Berth Assignment Routine (first come-first served, priority assignment, etc.)
- Equipment Alternatives for each of the Required Moves, with Associated Equipment Performance such as:
  - Physical: Maximum Load, Reach, Outreach, Backreach, Hook Height, etc.
  - Operational: Speeds, Acceleration, Engage/Disengage Times, Cycle Times, etc.
- Layout
  - Area Assignments (including Buffer Areas)
  - Origin/Destination Location (numerical coordinates)
- Terminal Operating Policy

**OUTPUTS**

- Equipment Selection, Capacity, and Performance Characteristics
- Equipment Peak and Average Loading or Use
- Waiting Lines and Times (Peak and Average)
- Buffer Area Utilization
- Temporary and Main Storage Area Utilization
- Distribution of Total Time from Ship to Shore, Temporary and Main Storage, Average Time of Unloading/Loading Cycles, as well as All Movement Links
- Sensitivity Factors (indicate effect of percentage change in equipment performance)





# CONTAINER MOVES

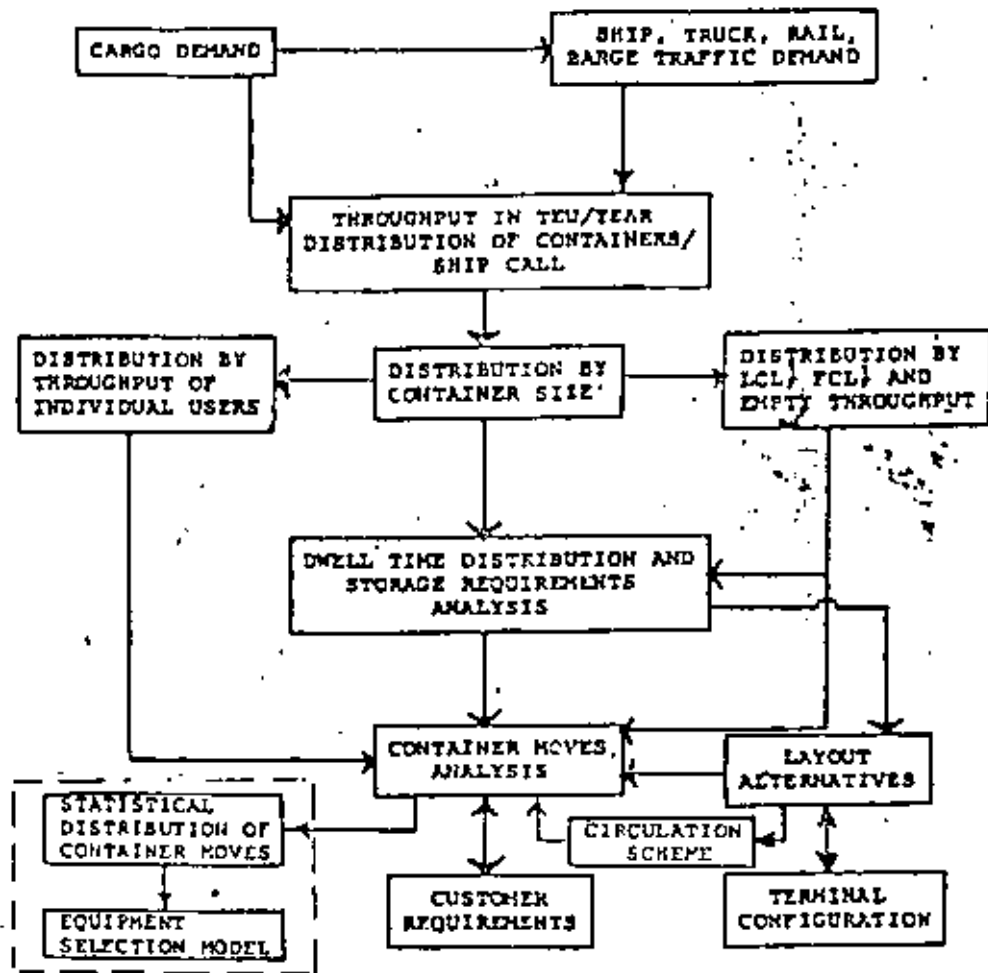


FIGURE 3

1 LCL = Less Than Container Loads  
FCL = Full Container Loads

## NETWORK OF CONTAINER TERMINAL TRAFFIC

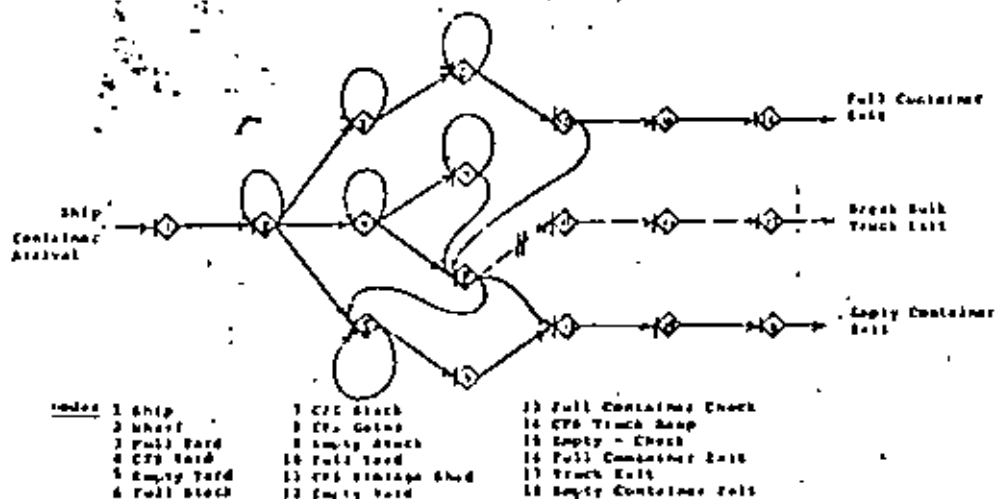
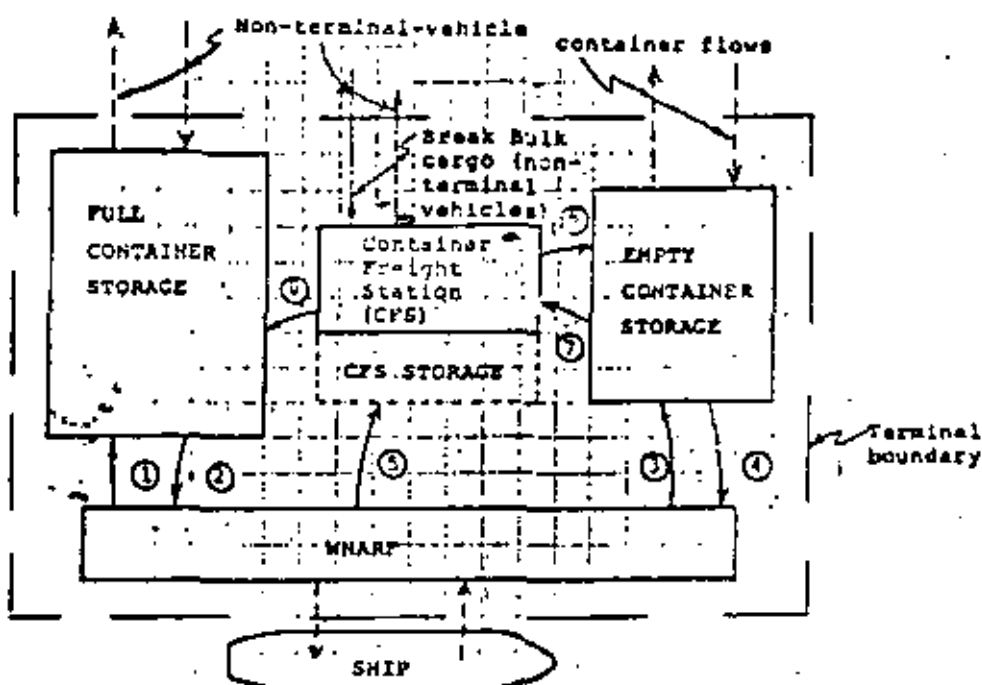


FIGURE 4



## CONTAINER TERMINAL TRAFFIC CIRCULATION SCHEMATIC



- |  |  |
|--|--|
| <ul style="list-style-type: none"> <li>① = Full Container Load Imports</li> <li>② = Full Container Load Exports</li> <li>③ = Empty Imports</li> <li>④ = Empty Exports</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>⑤ = Less Than Container Load to Freight Station</li> <li>⑥ = Empties from CFS</li> <li>⑦ = Empties to CFS</li> <li>⑧ = Full Containers from CFS to Storage</li> </ul> |
|--|--|

FIGURE 2

and cost. Where cycle times (or inter-arrival times — if more than one unit is used) and waiting times are assumed to follow Poisson distributions, with cost represented as a normal distribution, we obtain the equivalent function for a link  $ij$  using technology  $K$  as:

$$W_{ij}^K(s_1, s_2) = s_{1j} \frac{s_{1j}^{n_{ij}^K} (s_1 - 1)}{s_{1j}^{n_{ij}^K} (s_1 - 1) + s_{1j}^{n_{ij}^K} - 1} + \frac{1}{2} s_{1j} \frac{s_{1j}^{n_{ij}^K}}{s_{1j}^{n_{ij}^K} - 1}$$

and the equivalent function of a chain  $l$  to  $e$  is:

$$W_l(s_1, s_2) = \frac{1}{s_1} W_{ij}^K(s_1, s_2)$$

where

$\lambda_{ij}^{nK}$  = mean effective cycle or inter-arrival time using  $n$  units of technology  $K$  in link or cycle  $ij$

$s_1, s_2$  are transforms

$w_{ij}^{nK}$  = mean cost of average cycle or inter-arrival time of using  $n$  units of technology  $K$  in performance of link or cycle  $ij$

and  $\sigma_{ij}^{nK}$  = standard deviation of the cost per mean cycle or inter-arrival time of using  $n$  units of technology  $K$  in performance of link  $ij$ .



Typical Port Capacities

Ship Type and Cargo Handling Method	Yearly capacity per Wharf V (M.T./year)	Occupancy Degree (%)	Gross Gang hour rate - R (M.T./hr)	Berth length L (m)
large-carrier barges	1,200	70	20	200
Conventional ships, no pallets	1,000	50	15	210
Conventional ships, 1000 pallets	2,700	50	40	210
Specialised pallet carriers	1,700	50	80	210
Container feeder ships, two cranes	3,700	50	116	160
MAIN CONTAINER SHIPS, TWO CRANES	5,000	30	325	280

\*Large-carrying vessels themselves do not require any port facilities.

### 3.2 Port Capacity Evaluation

A port's capacity is normally defined as the cargo volume the port is capable of handling within one year and is often expressed as a throughput in tons per unit length of wharf per year (M.T./m/year or MT/ft/year). Port capacity could also be determined by the best utilization of both port facilities and ships; i.e., the sum of waiting ship's costs and costs of idle port facilities or equipment and waiting time of feeder vehicles should be as low as possible. Such an approach, however, is normally not attractive because of the advantage of the ship which is able to trade off competition among ports. It is generally desired to calculate optimal port capacities for various ship and various cargo types under certain assumptions pertaining to port services.

The following capacities for port planning have been used under average conditions, during recent years. (see Table

Although port facilities with more than three berths, the optimal occupancy degree is above 50%. These figures are somewhat high, and depend on a number of expected changes within the next decade in ship types and cargo handling methods as well as in working conditions such as number of ships, working hours, work rules, etc.

Traditional norms of port or berth capacity as listed depend on variables such as:

1. Number of berths sorted by type, length, available alongside draft, and available berth days
2. Percentage occupancy permissible defined as the ratio of utilized berth days (or hours)



over total available berth days (or hours), permissible berth occupancy or berth utilization ratios are determined by acceptable levels of average ship waiting time. Average acceptable ship waiting time must be determined for each major ship type and size range on the basis of economic and competitive factors.

3. Ship size and ship types including distribution of ship sizes by DWT or GRT, lengths, number of hatches, type of cargo gear, type of cargo carried and other relevant information. These inputs must be determined from available data, of past and forecasted ship traffic, interarrival times, port turn around times and similar information.
4. Working hours and labor (gang) productivity in terms of output in tons or other relevant measure per hour (or shift). Working hours available must include considerations of work rules, permissible overtime, number of shifts, Saturday, Sunday and holiday work, penalties and other considerations.
5. Downtime which must be accounted for such as effects of work rules, bad weather, opening and closing of hatches, inspection, safety, environmental protection and other requirements resulting in downtime.
6. Distribution of quantity of cargo handled per ship by cargo type, cargo form, ship type, ship size and trade served. This must usually be divided into the average

amount of cargo handled per hold (or menfold).

7. Available cargo handling and transfer equipment by size, capacity and number. Conversely, this data can be provided by cargo handling or transfer rate as a function of equipment assignment to specific berths.
8. Available transit, storage and open storage areas or volumes assigned to particular berths.

It is traditionally assumed that ship arrivals follow a random distribution and can therefore be modeled by a Poisson distribution. On the other hand ship berth times generally vary as the sum of a constant and a random service time. The usual practice is to define an acceptable ratio of ship waiting time to ship berth time. This ratio is generally assumed to fall between 10% and 25% for most ports. The resulting percentage berth occupancy for different numbers of available berth for a particular type and size range of ships is shown in Table

The assumption that arrivals follow a random distribution may not be applicable to passenger lines, container ships and roll-on/roll-off ships which need special berths and follow strict schedules. However, since these ships have a high initial cost and are very expensive to operate, a low occupancy ratio is usually acceptable for their berths.

Ship sizes and types influence port capacity in terms of the total length of ships, number of holds, handling gear, the existence of side doors with pallet elevators and bow and stern doors, and the possibility of having forklifts operating in the holds of existing cargo vessels. For general cargo ships a ratio of





Traditional Percentage Berth Occupancy\*

Number of berths (N)	$\frac{T_w}{T_B} = 0.10$	$\frac{T_w}{T_B} = 0.25$	$\frac{T_w}{T_B} = 0.50$
1	121	258	258
2	35	50	50
3	48	62	62
4	56	68	68
5	62	73	73
6	66	77	77
8	72	81	81
10	76	84	84
12	79	86	86
14	81	88	88
16	83	89	89
20	85	91	91

$T_w$  = Average Time Vessel waits for berth

$T_B$  = Average Time Vessel is at berth

\* percentage of time berths are occupied, 100% multiplied by berth days occupied divided by available berth days

0.03 relating number of holds to berth length is usually acceptable.

For the purpose of port planning, port capacity measures may involve either the short run problem of a particular port facility and its physical handling capacity, or the long run question of capacity to meet projected demand for services in the future. Economic analysis provides criteria of efficiency which can be used to determine the level of economic capacity under these two conditions. The short run case corresponds to short run equilibrium, through an appropriate choice of port operating variables and pricing. The long range decision corresponds to the choice of appropriate scale of port design variables, determined through investment analysis.

Traditional measures of port capacity are inadequate guides to whether a port is operating efficiently or whether capacity should be expanded.

The reason why these MT/m/yr or LT/ft/yr figures are unsuitable is that they assume some optimum mixture of warehouses and land transport, and give no information about sources of inefficiency. The assumption of one "optimum" mix does not seem sensible for projection of expansion needs. Costs and benefits vary among ports and types of ships, and one would expect the cost-benefit tradeoff to result in different values of "tons of cargo/linear foot wharf/year". Also, this kind of measure does not contain information about all the costs, such as those relating to ship turnaround feeder interface, and more.

Given a capital budget, the selection of an "optimum" port design or terminal investment, and short-run technique, must be based on economic analysis, whose first requirement is a decision on the goals of the projects



to be undertaken, or the criteria of their desirability. If there is more than one goal, how might they be combined? For example, in a privately operated port, there might be a single goal - profit maximization. In, say, an oil industry port, the goal might instead be to minimize cost to the oil company or terminal operating company. This might lead to direct consideration of the costs of ships, as well as port operations, if the terminal operator is also the ship operator, ship owner, or charterer (or if he is liable for demurrage). Secondly, costs and benefits associated with each goal must be identified. The third step in the analysis is the determination of the criteria and decision rules to be applied to the project or activity to determine whether the goal has been met. Fourthly, methods of measuring the costs and benefits to be used in the analysis must be determined. Two types of questions occur here. One is how to assess values of the resources used and the benefits gained, the other is how to estimate the costs incurred and benefits gained.

For many types of equipment, the market evaluation will give an appropriate value of opportunity cost. For the value of increased productivity of ships, it would be necessary to determine how the extra ship time would be used. The second question requires an estimate of changes in the quality of service, such as decreased waiting time resulting from the project, changes in demand, and resulting specification of service and quality provided. The quality of service, such as waiting time resulting from incorporating design parameters for a fixed demand, can be estimated by analytical models (i.e. queueing models) or by simulation. Demand can be estimated by behavioral or econometric models. The estimated amount of service, coupled with the valuation, can provide an

assessment of the costs and benefits for each period.

A fifth requirement is that alternatives be evaluated. To do this, it is desirable first of all to identify the parameters that control port capacity - amount and quality of service provided - and to characterize their effects on costs and benefits. It is also desirable to identify and quantify relationships between alternative ways of accomplishing the same change (e.g. a decrease of total time in port, by changing service rate or the number of berths) and to identify and quantify interrelationships of such changes (for example, an increase in service rate at a dock would increase flows to warehouses and sheds, which might increase costs there). In the case of increased service rate versus number of docks, note that both have an effect on total time in port (service time plus waiting time).

The costs of improving the service rate are the increased costs of labor, machines, or dock space. The costs of increasing the number of docks are the port expansion costs, capital, and operating. The benefits in the first case will result from a decrease in service time and waiting time, and in the second from a decrease in waiting time. The preferred alternative depends on the costs, and whether the ship operators differentiate between costs of service time and time waiting.

The final stage of the economic analysis calls for the application of decision rules, chosen earlier, to the cost/benefit measures for each of the alternative projects.

The factors that can affect the overall capacity are summarized below.

#### Facilities

1. Number, specialization, configuration, and length of berths
2. Ability to move cargo into and out of ships



3. Ability to move cargo into and out of land transport vehicles
4. Ability to move cargo within port
5. Ability to store cargo
6. Skill of the port management

Demand

1. Arrival rate of ships
2. Cargo distribution/ship
3. Arrival rate of land vehicles
4. Cargo distribution/land vehicles

The design parameters of the facility could be characterized as:

1. Number and specialization of berths, equipment, etc. (land transport and sea transport)
2. Number of warehouses and their capacities
3. Berth area (apron, circulation, backup, etc.)
4. Loading and unloading rates (equipment and labor)
5. Harbor channel design, ship queue capacity
6. Network layout (distance between connections)
7. Mechanization of scheduling and reservations

To progress toward an improved framework and methodology for determination of port capacity and selection of port design parameters, identification of criteria of desirability for various types of ports is advisable. Other requirements are (1) the valuation of costs and benefits, particularly in the valuation of savings in congestion costs, when port pricing does not reflect them, and (2) development of measures of quality of service in addition to congestion, such as safety and reliability.

1.3 - Productivity and Effectiveness Measures

Port productivity and effectiveness is usually related to the productivity of port labor, or to the productivity of port investment (in terms of throughput or cargo handled per unit of resource used). Productivity and effectiveness measures underlie evaluation of performance and the development of future plans. The measures must, if these objectives are to be met, constitute an analysis of (1) the performance of port facilities and operational methods, and (2) the levels and distributions of costs and revenue. Useful productivity and effectiveness measures, or indicators, must be readily calculated, clearly related to baselines and/or port objectives, and indicative of trends.

Since different categories of port services are provided, corresponding indicators are needed. Four sets of indicators, corresponding to a gross categorization of cargoes into break bulk, liquid, and dry bulks, and various forms of unitized cargoes, are the minimum required. Significant participation in a specialized trade may impose further demands. Operational indicators are potentially capable of indicating financial performance, providing that port usage follows base projections and tariffs are appropriately structured, but generally both financial and operational indicators are employed.

Operational Indicators

Ship arrivals and breakdown of ships' port time by cargo category are the most important operational statistics to maintain. Hours of port time must be defined and recorded, if tonnage/ship port hour is to fulfill its potential as an indicator. Information on the arrival and departure times and tons loaded/discharged for each



ship must be recorded, together with the time of berthing, ship length, total hours during which the ship was worked, and gross gang-hours worked. The latter permit calculation of cargo tonnage worked per gang hour.

This is an aspect of port operation which the port authority should monitor carefully. The maintenance of the tons per gang-hour indicator will supply a criterion for this important phase of port operation. The tonnages could also be compared with standards established by the application of such methods as work study. The reasons for unacceptable tonnages require investigation and corrective action.

Gross or net gang hour cargo rates are affected by: the productivity of labor, the type of cargo, work rules, organization, customs procedures, the amount and type of equipment and the average cargo load per ship. For break bulk cargo and conventional cargo handling methods, handling rate varies from 10-30 M.T. per hour. For fully palletized cargo, handled by lift on/lift off, rates of 40 M.T. per gang hours are experienced in efficient ports, using traditional cargo gear. Specialized pallet carriers, however, may achieve rates as high as 100 M.T. per hour per side door. For containerization and roll-on/roll-off, the rate per crane or door is assumed to vary from 300-900 M.T. per hour in and out. The lower limit is based on thirty 20-foot containers of 10 M.T. each per hour. This latter rate is rarely achieved and the maximum steady performance is 500 M.T. per hour, with average container loads of 18 M.T.

For the self-discharging/self-loading ships (with gantries on board) normally used on feeder routes, the number of containers handled per hour is between ten and twelve. The cargo handling rate is therefore, around 100-120 M.T. per hour per gantry with 20-foot containers.





## SUMMARY OF PORT PERFORMANCE INDICATORS

### Financial

<i>Indicators</i>	<i>Units</i>
Tonnage worked	Tons
Berth occupancy revenue per ton of cargo	Monetary units/ton
Cargo-handling revenue per ton of cargo	Monetary units/ton
Labour expenditure per ton of cargo	Monetary units/ton
Capital equipment expenditure per ton of cargo	Monetary units/ton
Contribution per ton of cargo	Monetary units/ton
Total contribution	Monetary units

\* Calculated monthly for each berth group servicing a cargo class.

### Operational

<i>Indicator</i>	<i>Units</i>
Arrival rate	Ship/day
Waiting time	Hours/ship
Service time	Hours/ship
Turn-round time	Hours/ship
Tonnage per ship	Tons/ship
Fraction of time berthed ships worked	
Number of gangs employed per ship per shift	Gangs
Tons per ship-hour in port	Tons/hour
Tons per ship-hour at berth	Tons/hour
Tons per gang-hour	Tons/gang hour
Fraction of time gangs idle	

\* Calculated monthly for each berth group servicing a cargo class.

Source: Port Performance Indicators, UNCTAD, N.Y., 1976  
TD/B/C.4/131/Supp. 1/Rev. 1



The following averages can be calculated monthly for berths servicing a given cargo class, if the forementioned statistics are compiled:

- arrival time
- waiting time
- service time
- turnaround time
- tonnage per ship
- fraction of time berthed ships worked
- number of gangs employed per ship per shift
- tons per ship port hour
- tons per ship berth hour
- tons per gang-hour
- gang idle time

At a minimum, these should be summarized quarterly using descriptive statistics. Deeper analysis is required to realize the full potential benefits of performance monitoring, together with mechanisms for early, continuous feedback. The major productivity and effectiveness measures are summarized in Table . They not only allow, but require, the port authority to evaluate the quality of service supplied and the demand for the port's services. The fact that an indicator does not vary over time does not mean that the performance measured by that indicator is necessarily good or competitive: a need exists to incorporate standards or norms in the application process.

The choice of operational indicators to maintain depends on the port authority's requirements. Ports which do not have sufficient strength in their statistical section to deal with the collection of the data, and calculation of the chosen indicators, should critically review other information collected and consider redeployment of statistical efforts.

#### Financial Indicators

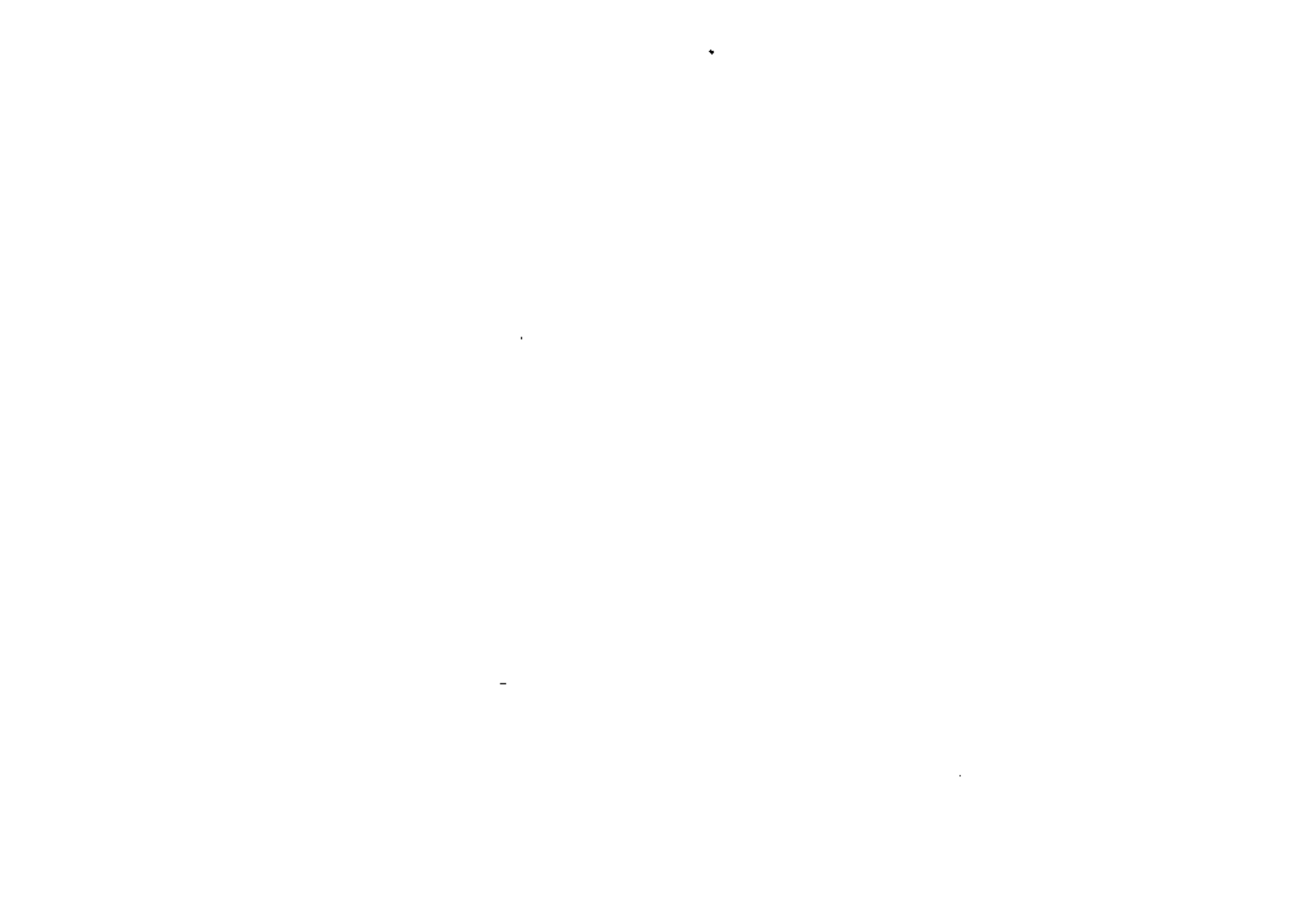
The method of allocation of fixed costs is an important consideration when selecting financial indicators of port productivity and effectiveness. A high proportion of fixed costs are associated with capital costs; which are attributable to a particular port area. The allocation which best represents the capacity for that area, for break bulk general cargo berths, is the quantity of cargo handled.

Port productivity and effectiveness can be measured in terms of cargo tons put through a port or port link, per unit of total depreciated present value (or replacement value) of the capital investment. Alternatively, port productivity and effectiveness measures can be purely financial, as shown in Figure ; or based on:

1. Investment Cost of Resources Used
2. Depreciated Value of Resources Used
1. Replacement Cost of Resources Used
4. Operating Costs of Resources Used
5. Total Operating and Investment Costs of Resources Used

There are many deviations from the above. For example, some ports, in computing port productivity or effectiveness, include both investment costs and sinking fund (reserve or replacement) in determining the output per unit investment costs. Financial indicators answer the questions, 'what revenue is produced from port service' and 'what is the cost of the port service'. Development of accurate financial indicators ensures that port management personnel are supplied with information necessary for them to maintain financial viability and incentive to efficiency.

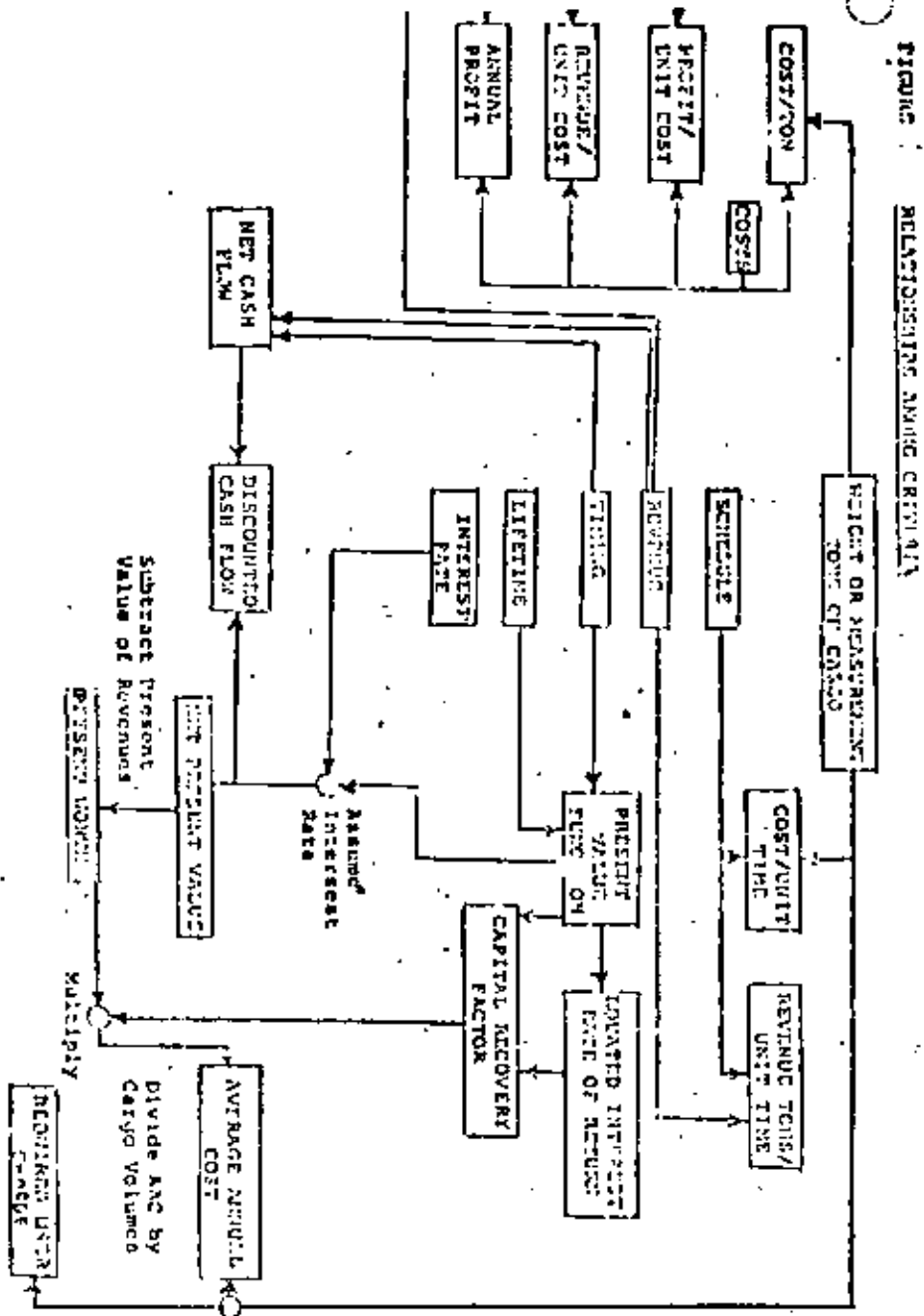
The port should be divided into berth groups handling different cargo categories. The primary financial indicator for each berth group is the contribution



(difference between revenue and direct costs) per ton of cargo handled over a specified time period. To determine this indicator, costs and revenues produced at the berth group are calculated to indicate the impact of each element on the contribution. For each berth the elements to be considered are ship and cargo revenue produced, and labor and capital equipment costs incurred. The ship revenue may come from berth occupancy charges or port dues. Normally, only part of the revenue from port dues is reserved to cover costs associated with the cargo handling service. Cargo revenue may originate in cargo handling operations from ship to storage area and vice-versa; only the costs and revenues flowing between the authority and the private firms should be considered when calculating the indicators. The monthly volume of the cargo worked is an important indicator both operationally and financially. If the port charges for cargo handling are based on tons of cargo worked, management must be alert to variance between budgeted and actual quantities handled. This difference indicates likely revenue variation. With volume variances, ship traffic and cargo projections can be reestimated and used to determine the action of the port to improve both flow. Some of the options available to increase cargo tonnage, and therefore revenue, are

- Port marketing promotions
- Tariff increase to increase revenue
- Programs to increase productivity and thus decrease the variable cost per ton
- Postponement or scaling down of budgeted deferrable expenditure

The following financial indicators should be calculated each month for the ships sailing from each





## 6.2 Port Simulation Models

Simulations are a mimic of reality existing or contemplated. In mathematical simulations, we usually attempt to represent a system for which closed form mathematical solutions do not exist or where a series of sequential simulated decisions is easier to derive than the solution to a number of differential or difference equations representing the system. While time is usually made the independent variable in a simulation, this is not necessarily the best approach. The most important aspect in building a simulation model is to retain knowledge of the relations between the real system and the simulation, and not just use a set of abstractions and assumptions (or oversimplifications) to translate data into equations that form a supposed system model.

Simulation is most effectively used as a stage in port operations analysis or planning. It is particularly important at that stage not to extrapolate data or results beyond the range of validity. In case this is necessary, confidence measures in terms of probability must be introduced.

Computer simulation is usually expensive and time-consuming. As a result, it is imperative to evaluate its use, availability of alternate methods, timeliness of results and continuity of application of the simulation model. Validation of a simulation model is often difficult if the proposed system is not intimately known, and may cause major problems of 'acceptability' if the response is different from that expected. Once a simulation model is accepted, though, the temptations for improper use are great. Results

are always only approximate and though of potential use in decision-making should not form their indiscriminate basis.

Before attempting any mathematical computer simulation, several basic decisions must be made, such as:

1. Is a finite difference modeling technique more effective than use of a simulation language?
2. Is it more effective to use continuous or discrete simulation?
3. What time step, if applicable, is meaningful yet not too large to lead to system instability?
4. Do we require simulation with feedback? (Most ship design and production problems do.)
5. What choice of languages do we have and what are their restrictions (Analog/Digital/Continuous/Discrete)?
6. What is the Block Structure? If a problem solution is designed for the best computer that can be used instead of the most available computer, what are the time, cost, etc., constraints and factors?
7. Analog simulation is of great use in the design of systems (particularly with feedback) and facilitates iterative design development. On the other hand, digital computers are necessary for criteria function computation. As a result, hybrid has major





advantages and should be investigated. Analog simulation, though less popular, has the major advantage of low cost and time and is particularly useful where the system characteristics are only approximately known or where many systems configurations and/or uses are to be investigated.

8. What data base is available? Where can we obtain additional data and what is the data accuracy? What assumptions are incorporated in the data base and do they apply to the model under consideration?
9. Is the proposed model just a stage in preliminary design of the system and/or its control or is it contemplated for use as real time or feedback control?
10. If it is to be used for real time or feedback control, can all the relevant economic and operational factors be modeled over the time of interest? Can all the flows (production, material and information) be integrated and control or nodal points be specified? Can measurable events be defined as discrete or continuous in time and dimension?
11. Are experienced simulation analysts and programmers available?
12. What is the expected cost and worth of the simulation model?

Questions such as the above must be answered before a simulation approach is undertaken. Obviously, if the potential cost of the simulation exceeds the initial and operating cost differential between alternative decisions, the exercise may serve little purpose. On the other hand, simulation provides a powerful design and control tool if properly applied with full recognition of all its disadvantages and assumptions and the fact that the simulation model is but an abstraction of the real system.

Finally, it should be remembered that digital computers will always be more accurate than the input data. It is wise to simulate the computer (storage, access, etc.) requirements before selecting a machine. Bigger computers often only permit arrival at more mistakes faster, particularly if the model structure becomes buried under simulation methodology (including language). Yet with all the above reservations, we must recognize that computer simulation provides the most powerful tool and often the only method capable of analyzing a complex or only partially known system. It also provides us with an approach for meaningful tradeoff analysis. New simulation parameter sensitivity (or impact) techniques are available and optimization methods (for a limited number of parameters) are being developed.

#### Simulation Models As Planning and Control Tools

A basic and usually valid hypothesis is that better information transfer and data processing will always improve ship production. To provide such a system, it has been found that digital simulation models



provide the most effective technique, with ease of adaptability to fluctuations in data as well as the data base and changes in management and/or control requirements of the management information system.

Such simulation models usually consist of four major model design requirements:

1. Design of the Data Collection System
2. Establishment of the Data Base
3. Structure of the Information Transfer System
4. Design of Data Storage & Retrieval

A major decision in modeling is between an online and an offline data collection and information feedback to production. In general, it was found that effective traffic, equipment, manpower and other relevant data and required control could be most effectively accomplished with an online data collection system.

Another decision which can be left until after the model is constructed relates to time interval between data collection and data feedback. This decision also affects time-lag data updating and summary data reporting at all management levels. A management information system simulation model is structured on a mathematical model which includes the sequence of all decision processes and information flows. These decision trees related by functions and time lags must, under certain conditions, also incorporate alternatives or secondary decision or information flow paths. Part of this process involves scheduling and rescheduling decision of manpower and physical resources in the shipyard. It was found that decisions had to be ranked by impact which, in turn, affected the level of the

decision maker. The difficulty accruing with this approach is that time lags usually increase with the level of the decision maker. The effects on port operating efficiency resulting from a more integrated vs a more timely rescheduling are tradeoffs that the basic simulation model is required to perform.

A simulation model can be constructed by initial development of the network of internal and external decisions and the related physical and information inputs or outputs. This network includes the details of the operations and permitted alternative decision in addition to data collection or data input points. The basic simulation model is fairly easy to structure, as it is composed of simple, mathematical expressions. The model can be developed to incorporate a predictive system to determine probable effects of decisions on port operations. Generally, it is found that predictive software serves its purpose more effectively as a separate model from the management information system simulation model.

A simulation model is also designed to evaluate the effect of real time data collection devices, as well as various alternative methods of data retrieval from storage.

A simulation is used as an analytical and predictive model by which a meaningful management information system with all its physical and software aspects could be developed and exercised in a meaningful simulated environment of the proposed ship production process.



### Examples of Port Simulation Models

Simulation is probably the most commonly used approach in port modeling. The purpose, degree of detail and extent of the simulation models used in port planning and control vary widely. Simulation could be used in port management information systems models, as described in Section 2.6. A general port operating control and management simulation model is outlined in Section 6.2.1. Next we present a simulation model PORTSIM used by the World Bank as a port investment project appraisal tool as shown in Section 6.2.2. For evaluation of port operations and to determine the effect of port expansion or changes in work rules UNCTAD developed a port operations model (Section 6.2.3). A less general port simulation model was developed in the Colombia Transport Study undertaken by Harvard and Brookings and is described briefly in Section 6.2.4.

A specific simulation model, applicable to Container Terminal Planning, is discussed in Section 6.2.5. These examples of port simulation are not exclusive, nor are the models presented necessarily the most effective for specific purposes. They are presented here to indicate typical simulation model structures and rationale. It must be pointed out, though, that simulation models are generally structured to represent a specific situation. Therefore modification to existing simulation models is nearly always required before such models can be applied. It is also important to remember that a simulation model is a mimic of a port. It does not optimize port operations or design. That requires many experiments with different inputs to the model and the results usually do not indicate what change in model input will provide the greatest incremental improvement. As a result, it is usually difficult to make sensitivity tests on a simulation model.

On the other hand a simulation model will provide an effective presentation of port performance under realistic input conditions, something no other modeling technique can do.

#### 6.2.1 MIT Port Simulation

A general port simulation model is defined by the logic presented in Figure . This simulation model permits a multipurpose port to be analyzed. The model elements or data requirements are listed in Table Table describes the ship definition and berth demand input routine used. Cargo system alternatives can be introduced by tubular form as shown in Table The operation program logic is shown in figure while Figure shows the assignment program flow diagram. Continuing we note in Figures and the structure of the operating and berth assignment routines. Finally Figure is designed to indicate the core decision simulation of the program.

#### 6.2.2 PORTSIM Introduction

1. This Port Simulation Model developed by the World Bank<sup>1</sup> can represent the operations of any port configuration with minimum user involvement. It is intended as a project appraisal tool as opposed to a management tool. The user is assumed to be interested in evaluating the benefits and costs of changing a port configuration, and not in "fine tuning" present facilities. Therefore, the data required and the output obtained, while meaningful and exhaustive, are global and disregard the details of shed operation, cargo handling,

<sup>1</sup> The algorithms used in PORTSIM and the supervision of its development has been the responsibility of Mr. Pedro W. Taborga, Transportation and Urban Projects, International Bank for Reconstruction and Development (World Bank).



## MIT Port Simulation Model Elements

### I. Ship Characterization

#### 1. Type of Ship

	GRT	NRT	DWT	Length	Draft
1-Liner ship (BSC)					
2-Liner Ship (container)					
3-Tramp ship (general cargo)					
4-Bulk ships					
5-Tanker					
6-Passenger					
7-Others					

#### 2. Other Characteristics

- 1-length
- 2-Draft
- 3-Holds (Number)
- 4-Batches (Number)
- 5-Cranes (Number)
- 6-Operator

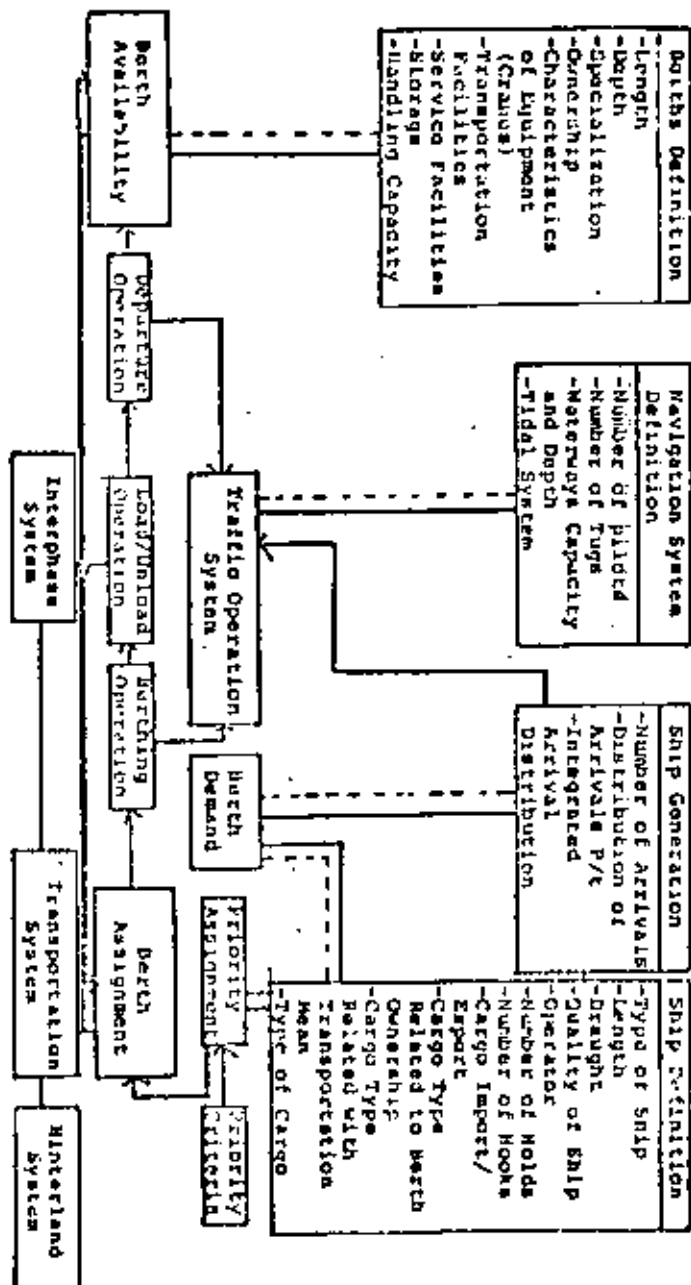
### II. Berth Characterization

#### 1. Types of berth

- 1-Break bulk cargo
- 2-Containerized
- 3-Dry Bulk Cargo
- 4-Liquid Bulk
- 5-Passengers
- 6-Others

#### 2. Facilities

	Type of Const.	No. of Decks	Capacity	Allowable floor load sq/ft
1-Storage area				
2-Transit shed				
3-Warehouses				
4-Refrigerated Cold Storage house				
5-Silos				
6-Tanks				







Railroad Connection  
Barge Connection  
Truck Connection

3. Physical Characteristics

- 1-Operator
- 2-Draft
- 3-Depth
- 4-Layout
- 5-Width of apron
- 6-Height of deck over mean sea level
- 7-Load capacity

III. Cargo Characteristics and Destination

1. Type of Cargo

- 1-break bulk cargo
- 2-Refrigerated cargo
- 3-Containers
- 4-Bulk cargo

2. Cargo destination or transportation requirements

- 1-Trucks
- 2-Railcar
- 3-Barges
- 4-Storage

3. Physical Characteristics

- 1-Ownership
- 2-Size of unit
- 3-Unit weight
- 4-Storage factor

IV. Handling Machine Characteristics

1. Type of handling machine

- 1-Forklift
- 2-Stevedore wagon
- 3-Pallet Jack
- 4-Palo-Matic
- 5-Forklift
- 6-Tractors
- 7-Trailers
- 8-Semi-trailers
- 9-Straddle carriers
- 10-Crane
- 11-Goliath crane

2. Physical Characteristics

- 1-length of boom
- 2-lift capacity
- 3-Speed
- 4-Suitability for types of cargo
  - a-number of units per lift
  - b-feasibility of lifting



SHIP DEFINITION AND BERTH DEMAND TABLE CONSTRUCTION

- Ship Generation
- Assign Arrival Time Parameter
- Read Type of Ship (TS)
- Read Length (N)
- Read Draught (DR)
- Read Quality of Ship (Q)
- Read Operator (OP)
- READ No. of Bids (NB)
- Read Amount of Cargo Import/Exp. (AS)
- Read Cargo Type Related to Berth Ownership (EB)
- Read Cargo Type Related to Transportation Mean (TM)
- Read type of Cargo (TL)
- Assign BDU-System Parameter (S.S.) (TS) (TC) (CP) (BB)
- Assign Priority (PR) (TC) (TS)
- Assign Preference for Berth
- Store Parameters in Table

Modify Table at beginning of shift

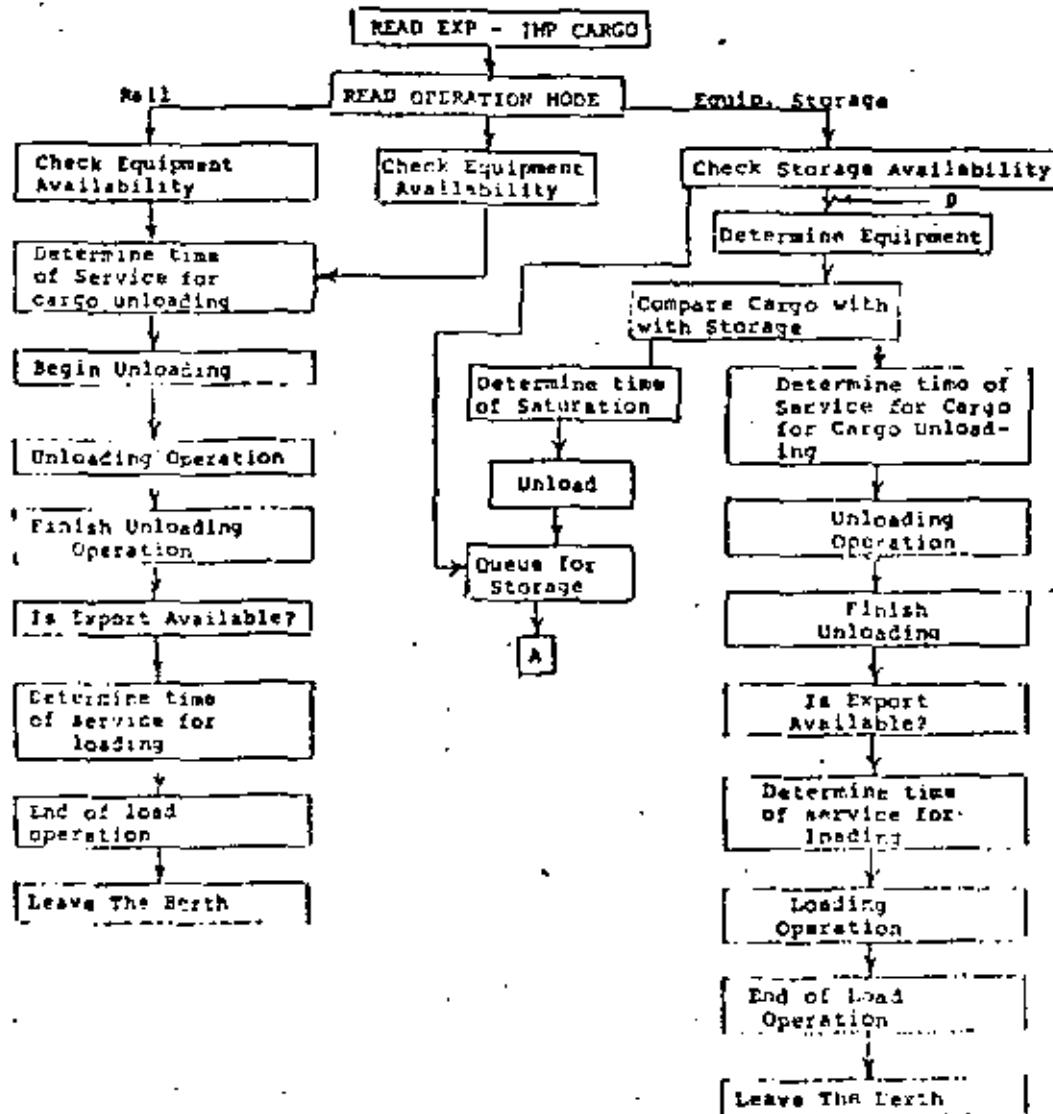
DEMAND TABLE

PR	SS	TC	TM	BE	JE	NR	AO	TO	DR	HT	ST	ARRIVAL DATE	NO. OF SHIPS
1													1
2													2
3													3
4													4
5													5
6													6
7													7
8													8
9													9
10													10

Goods	System Alternatives	N° of Men Per Gang	N° of Units Per Gang	N° of Gang	N° of Drafter	Tons Per Hour	Crane Height System
Canned	System Alternatives						
Bags & Sacks							
Drums							
Wares							
.							
.							
.							
Containers		System Alternatives					

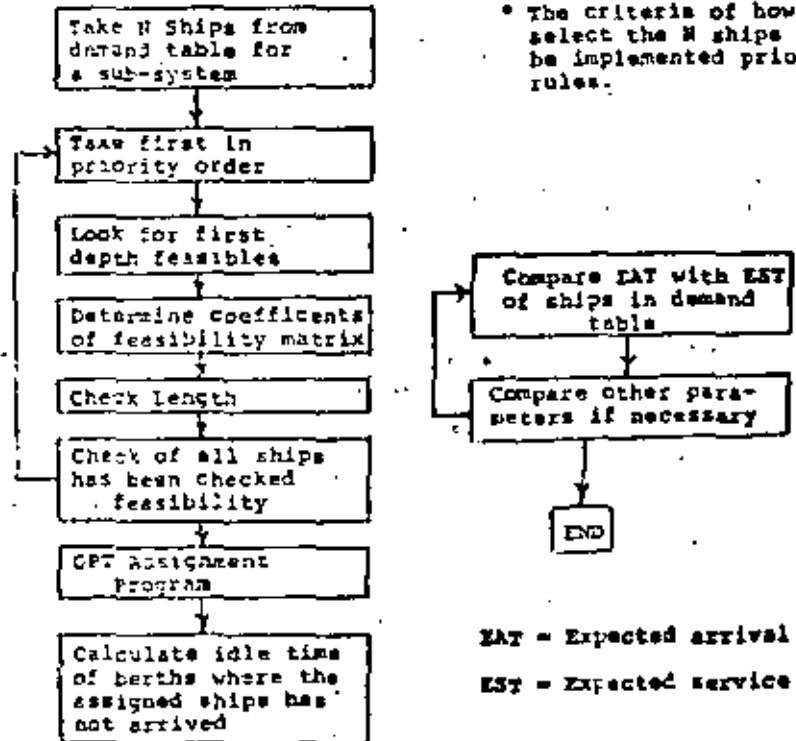
CARGO SYSTEM ALTERNATIVES  
(From San Francisco Port Study)

OPERATION PROGRAM LOGIC



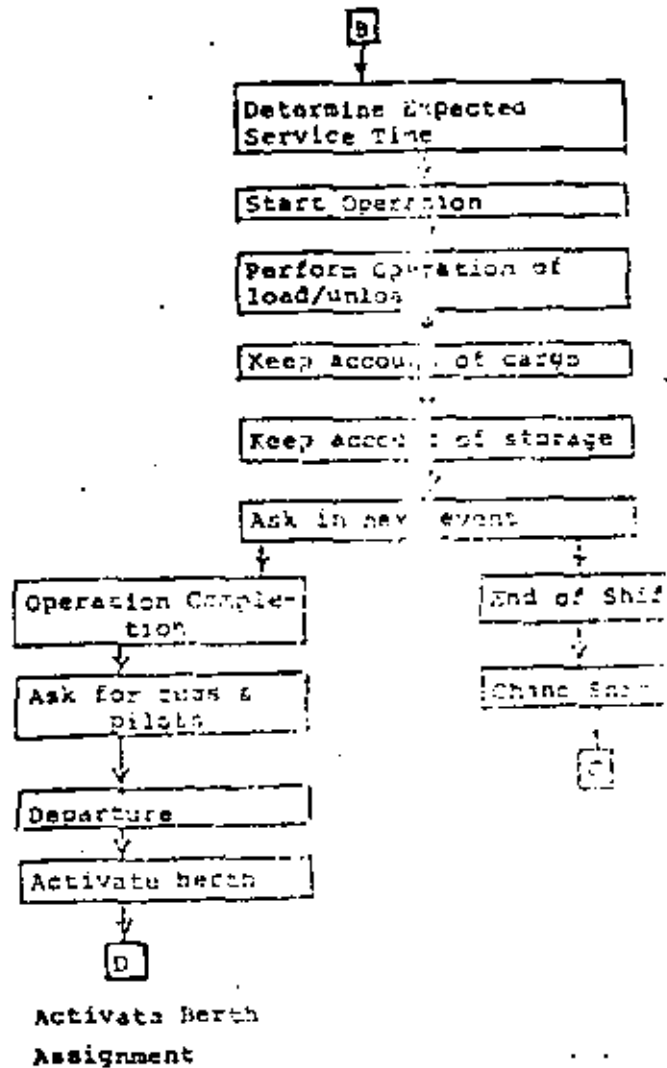
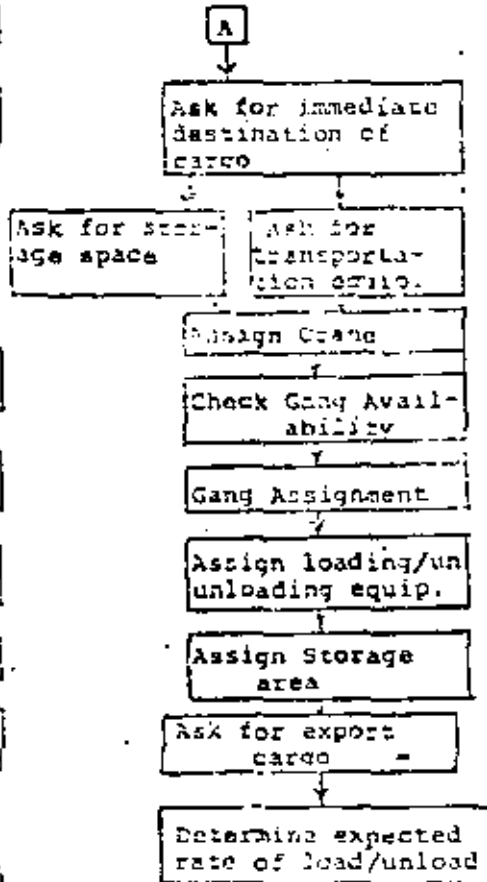
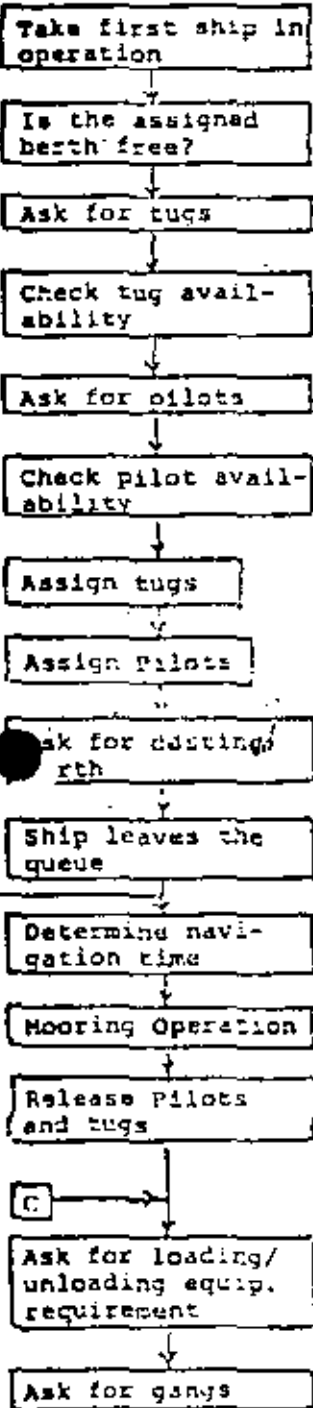
There are two assignment programs flow chart. One where the assignment of ships is done on a one by one basis according to an order of priorities. The other program is related to the method discussed in the former paragraphs where we want to assign to several ships at the same time.

The steps are the following:





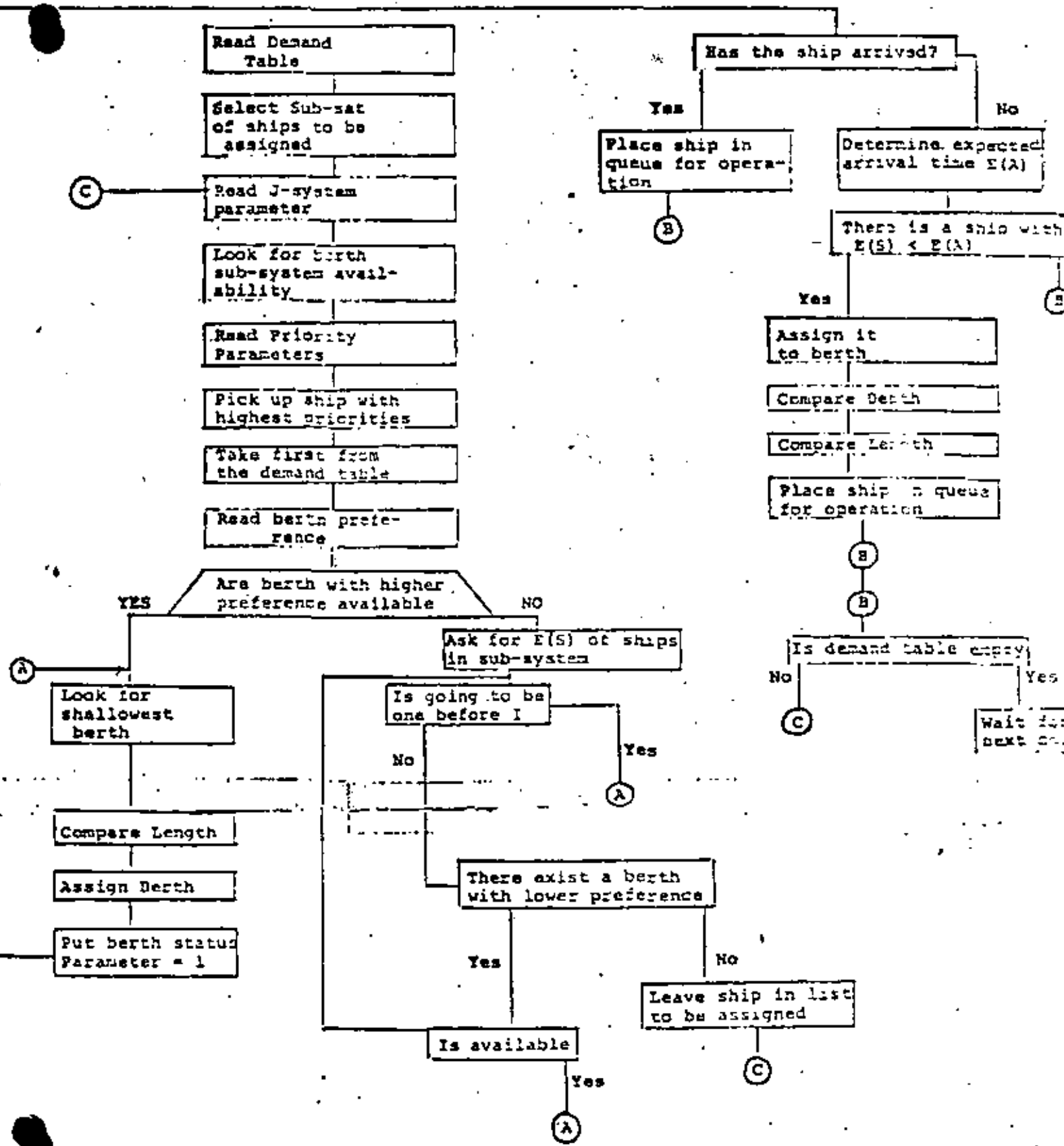
OPERATION







**BERTH ASSIGNMENT**

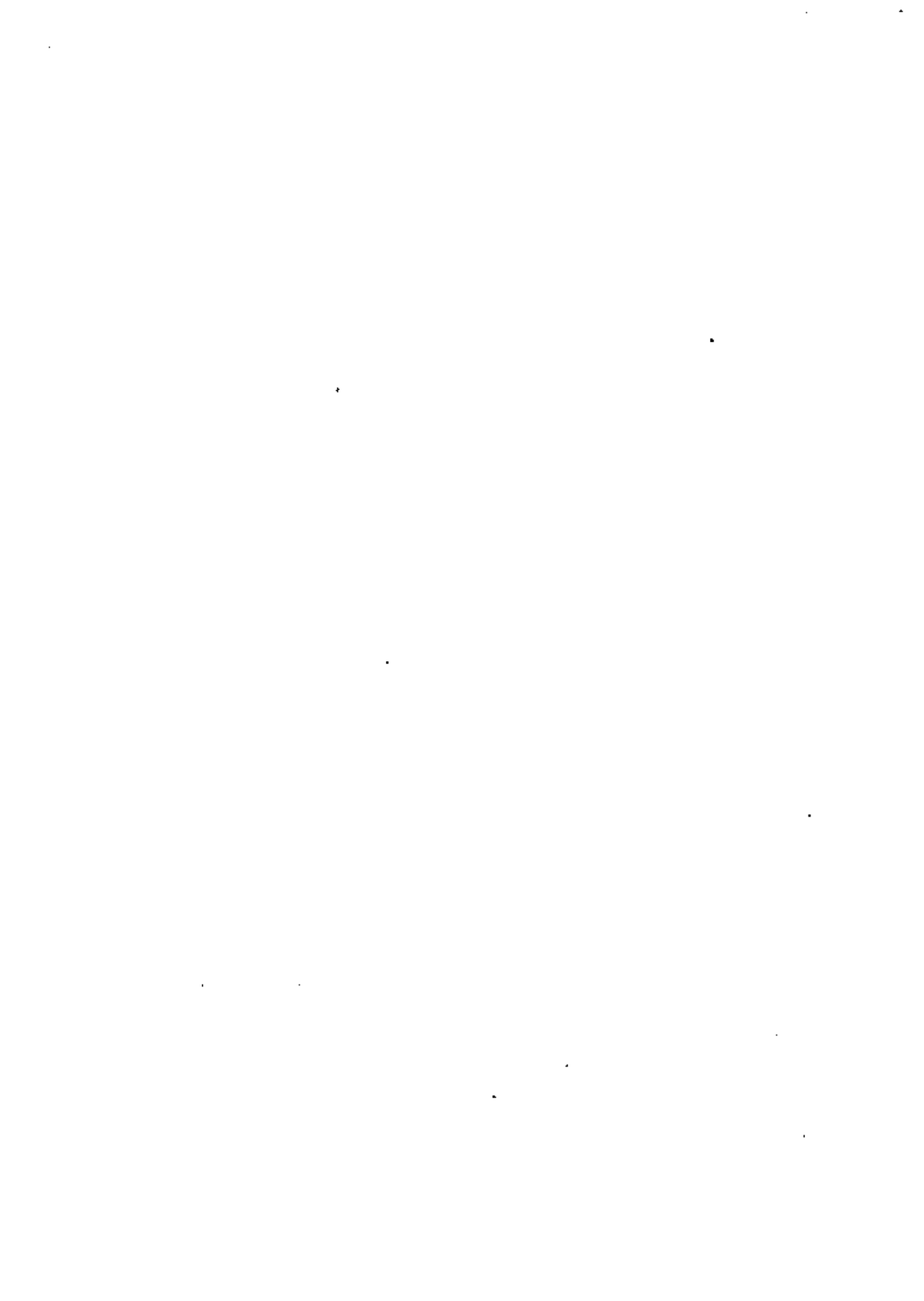


- Cargo loading and unloading,
- Volume of cargo aboard ship,
- Bottlenecks in passing from one section of the port to another,
- Import and export,
- Port section data,
- Data concerning pilotage and towage,
- Data for export cargo,
- Inland transport,
- Storage and cargo handling in port,
- Loading and unloading equipment,
- Capacity of berths,
- Different ways of cargo handling,
- Time.

In order to calculate the time-dependent costs, the time spent by ships and cargo in the system must be determined. These time functions are either calculated or estimated dependent on the availability of data.

The optimization program finds the combinations of the pre-determined sub-systems which will optimize the objective function. Examples of sub-systems combinations generally used are navigational systems, breakwaters, piers, future piers, pilots and crafts, tugs and crews, actual berths, new berths, cranes, trucks, gangs, storage sheds, ramps, circulation space, etc. The input for this simulation program may include investment costs, maintenance costs, type of policies, operating costs, replacement costs, and total costs per day for different types of ship.

The UNCTAD model was developed for use in the rationalization of port operations including optimizing of ports operations under static conditions which implies improvement of the port as a whole, with the



criteria being the attainment of minimum costs or maximum capacity. Similarly, alternative investment schemes and operational rules could be considered as well as the requirements imposed from expected or assumed changes in traffic and cargo flow.

The UNCTAD model only allows for consideration of a single port; interaction between two or more ports cannot be included.

The basic rationale of the UNCTAD Port Simulation Model is shown in Figure and the Port Schematic used in the port simulation is shown in Figure

Finally, the decision sequence used in the model is shown in Figure

#### 6.2.4 Harvard - Brookings Model.

The Harvard - Brookings model in discussion of Ports of Colombia introduces the concept of "defining port capacity for investment purposes". "Under capacity" and "Excess of optimal capacity" is described implicitly as situations in which ports lie idle much of the time and fully distributed costs/ton are high and ships are waiting for berth space, goods pile upon docks and fully distributed costs are high.

#### CAPACITY MEASURES

One measure of capacity of international use is that 1200 metric tons of cargo/linear meter of dock per year should be able to be handled under an appropriate set of conditions. This measure is used in two ways as "optimum" capacity for investment planning (if more than 1200 tons/linear meter of dock/year is handled then the port should be expanded) and as a port performance measure (if less than

back of the port operations, and the like. In fact, an implicit assumption is that the user is comparing different port configurations under equally "efficient" conditions.

2. The port, simulated as a multi-berth, multi-queue system is described by user specification of the following:

- (i) Number of ship types, and description of every ship type (length, draught, number of hatches, number and pattern of arrivals, as well as pattern of total time at berth);
- (ii) Number of berths, and description of every berth (length, depth, equipment);
- (iii) Berth eligibility and preferences for every type of ship;
- (iv) Ship berthing priorities;
- (v) Unit costs for ships, berths, port equipment.

Chapter 3 describes in detail the order and ways in which data is submitted to the model. It is clear that all possible combinations of (i) thru (v) above will cover practically all port projects of interest to the Bank.

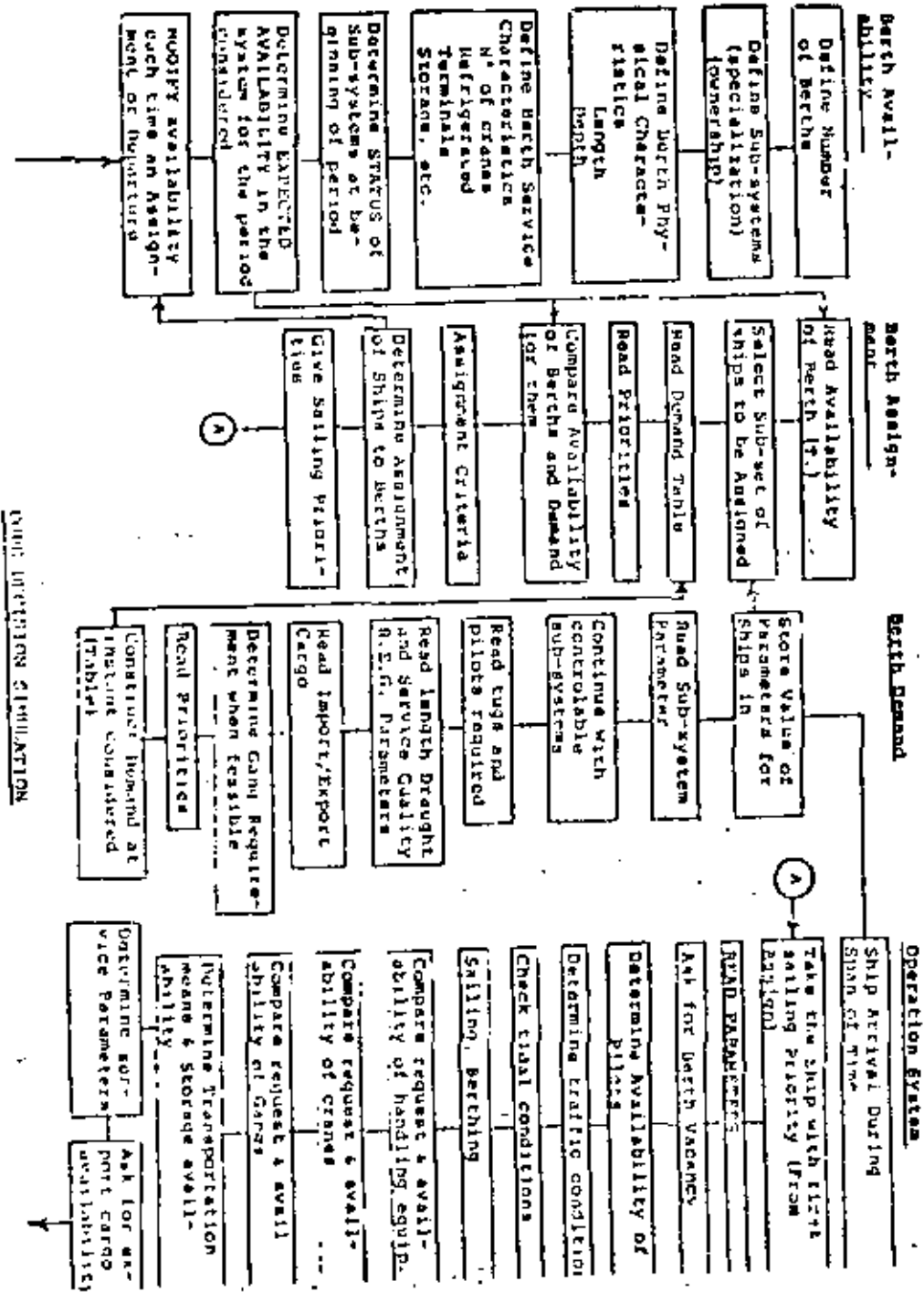
1. The results of the Port Simulation Model are grouped as:

- (i) Time-related summary of operations (waiting time, occupancy ratios, total time in port);
- (ii) Cost-related summary of operations, showing the cost measures of the results in (i) above;
- (iii) Miscellaneous operational results (probability of delays, maximum length of queue, etc.).

(Chapter 4 gives a detailed explanation of output formats.)

#### RANDOM VARIABLES

4. Each ship type has two associated random variables:





Interarrival time and service time. Both distributions have been specified as Erland; the user gives the order (K) and the average for each of them. See Annex B for an explanation of the Erland Distribution and the Random Number Generators used in this model.

#### QUEUE STRUCTURE AND MANAGEMENT

5. Every ship arrival that is generated during the simulation joins a single queue maintained by the model. That queue may be considered a "waiting queue", however not all ships spend time there, depending on the state of the berths the ship type can use when it arrives. Each arrival is placed in the queue according to both its berthing priority and arrival time. If all ship types have the same berthing priority, i.e., no priorities exist, a new arrival will become the last in the queue. Assignment of ships to berth space is attempted after every arrival and after each departure. If berth space is available, the ship selected to occupy the space can be chosen in one of two ways, depending on the queue management method selected by the user.

6. Under queue management "1", the queue would be searched from beginning to end, looking for any ship which is permitted to use the berth and which size allows it to use the space. Under this scheme, it is possible for a smaller, lower priority ship to be berthed ahead of a larger, higher priority one if the larger ship will not fit into the available space.

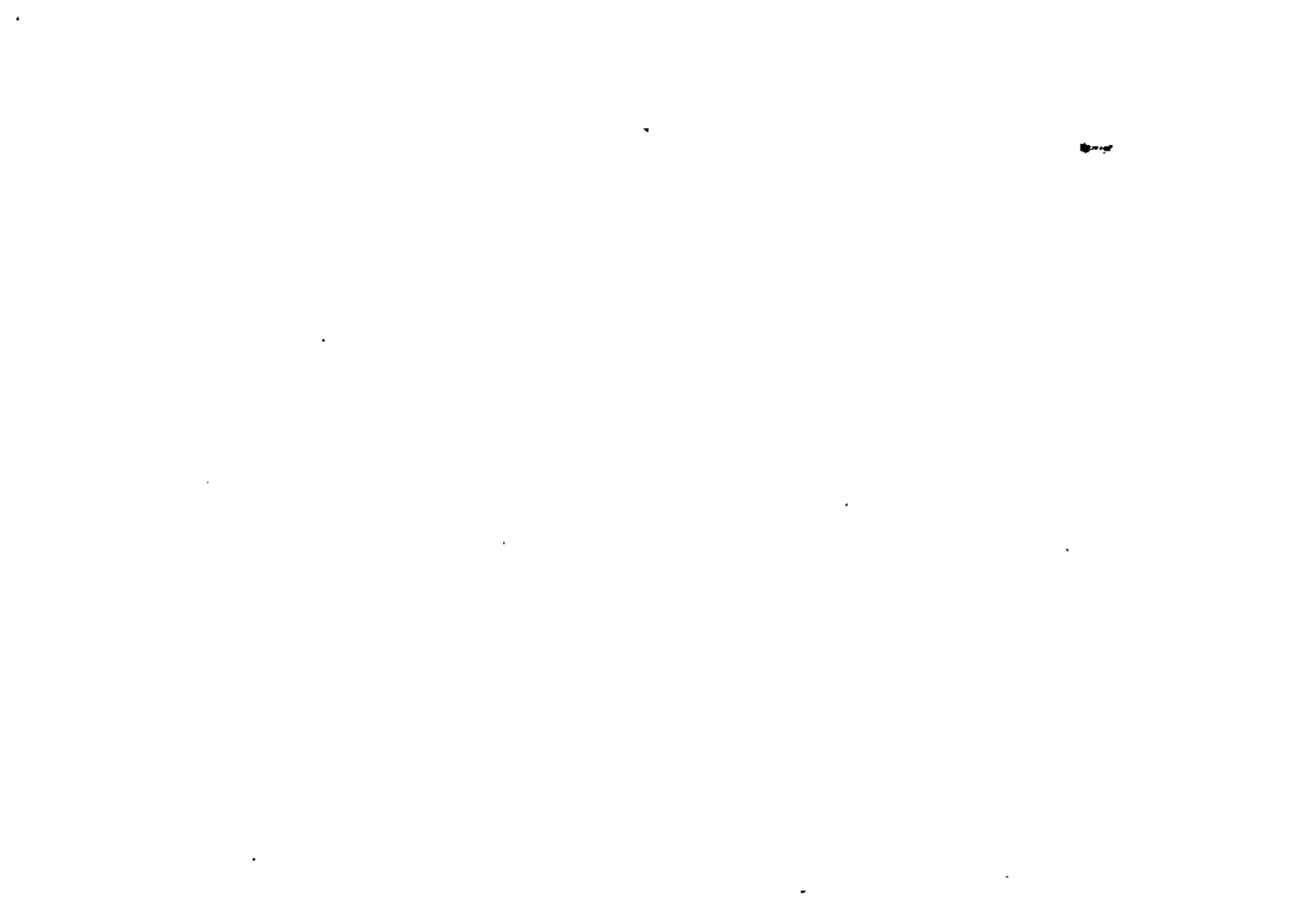
7. If queue management method "2" is selected, allocation of space would be done as follows: berthing of the highest priority ship eligible to use that berth, would be attempted; if it cannot be accommodated (because the avail-

able space is not sufficient), no other ship will be considered. In other words, strict priorities are maintained, even though there may be smaller, lower priority ships waiting. These will not be allowed to berth until all higher priority ships have been serviced. After each assignment of a ship to a berth, the remaining berth length is checked and further assignments attempted. In so doing, the same type of queue search (whichever is being used) is performed once again.

8. The model also performs checks on traffic intensity to assure that steady state can be reached (see para. 13 below). Before any simulation is attempted, the traffic intensity for the complete port is estimated. If found to be greater than .95, a periodic check will be done to determine the number of ships in the queue and when that total reaches 50, the simulation will stop. The same check will be done for any one ship type; if its traffic intensity is greater than .98, the simulation will stop when the total number of ships in the queue is 50.

#### SHIP SERVICING METHODS

9. There are two optional methods for servicing ships. In both cases a cargo load is calculated for a ship. One method incorporates the effects of the equipment used in loading and unloading operations. (See Chapter 3 Annex D, Ship Identification Input Card.) The ship's cargo load is calculated then divided equally among the specified number of hatches. One derrick/crane is assigned to service each hatch. The ship departs when all cargo in all hatches has been serviced. The model can differentiate between incoming and outgoing cargo, and gives a summary of loaded/unloaded tonnage for each ship type.





10. The other ship servicing method treats the ship as an entity, i.e., no hatch or crane/derrick activity is considered. The service time drawn from the distribution for that ship type is taken as the service time. Within an application of the model, different ship types may use either method.

#### BERTHING A SHIP

11. Several criteria must be met before a ship will be berthed:

- (i) The berth must have been declared 'usable' for that ship type;
- (ii) Draught of the ship must be less than the berth depth;
- (iii) Enough space must be available at the berth to accommodate the size of the ship (ship 'length' is the length of berth it requires);
- (iv) If using the queue management rule which adheres to strict priorities, all ships with higher priority and competing for the same space, must have been berthed previously;
- (v) In the situation where the ship has no gear of its own and berth cranes must service it, at least one of those cranes must be available to begin work on the ship. When the ship has no gear of its own and none is available, i.e., all berth gear is busy, the ship will not be allowed to take up berth space until it can begin service.

When a ship is assigned to a berth, the length of the ship is subtracted from the available length at that berth and the remaining space made available for use by other ships. If a ship is allowed to use more than one berth, it is in queue for the first available berth of those it is eligible to use.

12. If berth equipment is simulated, berth cranes are

preferred, when available, to the ship's gear. The number of pier cranes assigned to a ship is the smallest of either:

- (i) Number of cranes available;
- (ii) Number of cranes the ship needs.

In the event of having less pier cranes available than the ship needs, the ship's gear (if any) will begin to serve the remaining hatches. When berth cranes are freed, they are immediately reassigned to the first hatch waiting for one, even though a derrick may presently be servicing it.

#### SIMULATION OF STEADY STATE CONDITIONS

13. In almost all cases, port activity is studied under steady state (see para. 15 below) conditions. However, the simulation model starts in an 'empty' state and does not immediately represent a state of equilibrium. The model allows specification of a time period (called 'run-in' time) to approach steady state during which no performance statistics are collected. In order to know the time needed for the system to reach a relative steady state(\*), it is necessary to make a special run (see para. 15 below) to produce bar charts of ship waiting time showing approximately, the point in time at which the system settles down (i.e., oscillations in average waiting time decrease as the simulation progresses). This time is the minimum advisable run-in time.

#### MULTIPLE REPLICATIONS

14. The program can do multiple replications (repeated simulations) of the same port configuration. This means that given the data for a port configuration, the ending condition of one replication is used as the starting condi-

\* Theoretically this time would be infinity.



tion of the next. This is in effect one continuous simulation run (except for the initial stabilization period, or run-in-time), which is divided for statistics-collecting purposes into a series of equal length simulations. These, in turn may be treated as individual observations to obtain confidence intervals on the results of the simulation if the user felt compelled to do so.

#### USING THE PORT SIMULATION MODEL

15. The model as stated in paras. 1 and 3 above provides operational parameters required in the economic evaluation of a port project. Several runs of the model are necessary, and they are classified as follows:

- (i) Runs to determine the run-in period;
- (ii) Calibration runs;
- (iii) Production runs.

16. Determination of run-in period: These runs are optional; the user could always specify a large number of months as a run-in period to ensure steady state results, i.e., 18 months. However, this would imply a waste of computing time in all calibration and production runs to follow if it is too long a run-in time. On the other hand, for complex port situations with many types of specialized traffic, the postulated run-in time could be smaller than required, at least for some ship types, and the model would give distorted results.

17. The total simulation time in a run to determine the run-in time should be set long enough to allow for the "settlement" of the average waiting time for every ship type in the simulation; the model gives a bar-graph of waiting

time versus simulation time (see Chapter 4 Table 17) to allow the user to judge when the waiting times are reasonably settled.<sup>1</sup> The observed number of months of simulation time up to the point in which the system settles down should be used as the run-in period in all subsequent runs. A typical run of this nature will be done on the current port configuration (berths, water depths, equipment) and traffic levels either current or expected in the near future, assuming exponential (Erlang K=1) interarrival and service times. Everything else being equal, this distribution would give a run-in time acceptable whatever the findings of the calibration runs.

18. Calibration Runs: Upon determination of the run-in period, the user of the Port Simulation Model may turn his attention to the calibration of the model. The user may wish to make sure that the probability distributions he is using do in fact represent the port operations. At this point the user is working with the current port configuration and using some recently observed traffic levels; he also has at hand average waiting times per ship type as well as standard deviations and averages for observed times at berth

<sup>1</sup> This approach uses the basic queuing theory result stating:

$$\frac{dw_i}{dt} = 0$$

Where:  $t$  is the time since the beginning of the observation;  
 $w_i$  is the average time in the queue for ships of type  $i$ . In theory, this happens only when the observation time equals infinity, given that the system started empty. However, the variations in the average waiting time for the purposes of the simulation become negligible within a finite time provided that the traffic intensity (arrival rate divided by total service rate) for the whole system is smaller than one.



(service times) and interarrival times. The parameters defining the shape of the probability distributions being used are adjusted, if needed, until the operational results of the model resemble those observed in the real world. Once the model is calibrated, the shapes of the distributions are held constant for all production runs; the implication being that throughout the production runs to follow, every type of port traffic will not change as to structure of trade, origins and destinations, and fleet characteristics. In addition to very simple cases, there are several instances in which calibration runs may not be performed, for instance: entirely new ports, ports with little or no data of past operations, or ports that will observe an entirely different type (or types) of traffic in the future; in all these cases, the user's judgement and prior experience with similar situations will determine the distributions to be used. (Annex B gives the usual considerations that go into selecting a priori the Erlang's "X" parameter associated with any given distribution.)

19. Production Runs: The production runs should begin only after the user has determined to his satisfaction:

- (i) The run-in period; and
- (ii) The shapes of the Erlang probability distributions to be used.

Usually, two series of production runs will be performed corresponding to the "with" and "without" the project alternatives. Each series will have one run per year of project life for as many years as necessary. (Each run may include more than one replication.) Finally, the combination of both series allows the user to determine the economic effects the project will have at the port site. (As stated in para. 1 above, the back of the port and hinterland are not part of the Port Simulation Model.)

### 6.2.3 The UNCTAD Port Operations Model<sup>1</sup>

This is a simulation model designed to permit evaluation of operations of a port and to work out programs determining the problems affecting the port including the effects of port expansion. Based on statistics and studies of operations, the simulation of the complete harbor operation system is carried out. For these purposes the port is considered an operational system made up of a number of subsystems: such as anchorage areas, ship allocation sites, piers, handling facilities, storage areas, feeder interfaces, etc. In one or more of these subsystems, bottlenecks already exist or will arise in the future. Removing these capacity limiting factors from one part of the operational system may lead to the appearance of new ones in another part of the system. Consequently, the main problem is to determine which capacity constraints must be removed to improve port throughput and resulting capacity.

The optimum solution is usually found by the use of an objective function or criteria governing the economic choice for development purposes which is established for the port as a whole in each particular case. Due care must obviously be taken in considering all possible constraints dictated by policy, local customs or other reasons.

Decision-making in port development is assumed to be presentable by a port planning sequence as shown in Figure

<sup>1</sup>Described in the UNCTAD report "Development of Ports" (TD/B/C4/42/Rev. 1, published by the U.N., 1969).



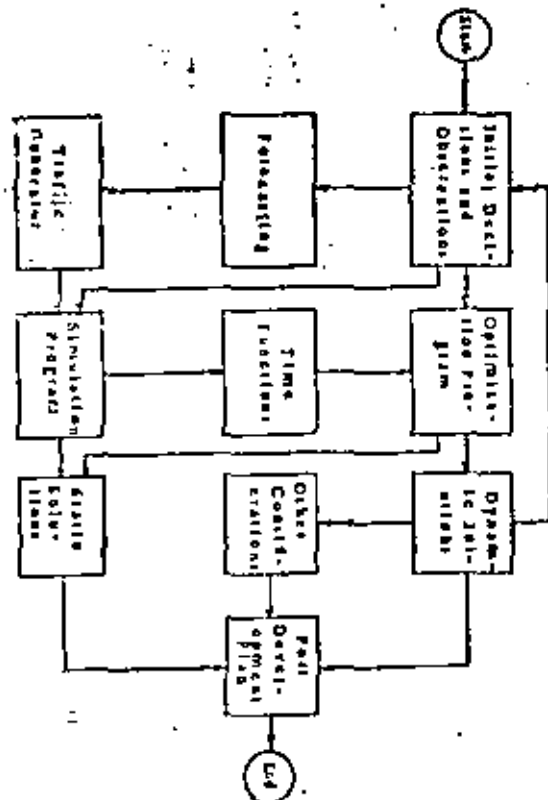
The UNCTAD port simulation program is based on satellite programs for data accumulation, forecasting and traffic generation. The input data for the data accumulation program include among other information:

- Size of Ship
- Type of Ship
- Total Volume of Import Cargo
- Main Type of General Import
- Bulk Fraction of Import Cargo upon Arrival
- Total Volume of Export Cargo
- Main Type of General Export Cargo
- Fraction of Export Cargo on Departure

The forecasting program combines the data output with information from the forecasts of future ship types and sizes, cargo types and volumes, and other factors. To generate the traffic demand in ships and cargo, the program uses the following inputs:

- The time between successive arrivals at port;
- Priority of cargo and ships;
- Fraction of general cargo to be loaded or unloaded and number of berth visits;
- Number of combined loading and unloading visits of each ship;
- "Not general cargo visits";
- Draft and length of arriving ships;
- Pilotage and towage of ships.

Finally, the simulation program reproduces the operations of all port elements while varying ship traffic and cargo flow patterns and operational conditions. Consideration is given to the following input data:







- Cargo loading and unloading.
- Volume of cargo aboard ship,
- Bottlenecks in passing from one section of the port to another,
- Import and export,
- Port section data,
- Data concerning pilotage and towage,
- Data for export cargo,
- Inland transport,
- Storage and cargo handling in port,
- Loading and unloading equipment,
- Capacity of berths,
- Different ways of cargo handling,
- Time.

In order to calculate the time-dependent costs, the time spent by ships and cargo in the system must be determined. These time functions are either calculated or estimated dependent on the availability of data.

The optimization program finds the combinations of the pre-determined sub-systems which will optimize the objective function. Examples of sub-systems combinations generally used are navigational systems, breakwaters, piers, future piers, pilots and crafts, tugs and crews, actual berths, new berths, cranes, trucks, gangs, storage sheds, ramps, circulation space, etc. The input for this simulation program may include investment costs, maintenance costs, type of policies, operating costs, replacement costs, and total costs per day for different types of ship.

The UNCTAD model was developed for use in the rationalization of port operations including optimizing of ports operations under static conditions which implies improvement of the port as a whole, with the

criteria being the attainment of minimum costs or maximum capacity. Similarly, alternative investment schemes and operational rules could be considered as well as the requirements imposed from expected or assumed changes in traffic and cargo flow.

The UNCTAD model only allows for consideration of a single port; interaction between two or more ports cannot be included.

The basic rationale of the UNCTAD Port Simulation Model is shown in Figure and the Port Schematic used in the port simulation is shown in Figure

Finally, the decision sequence used in the model is shown in Figure

#### 6.2.4 Harvard - Brookings Model.

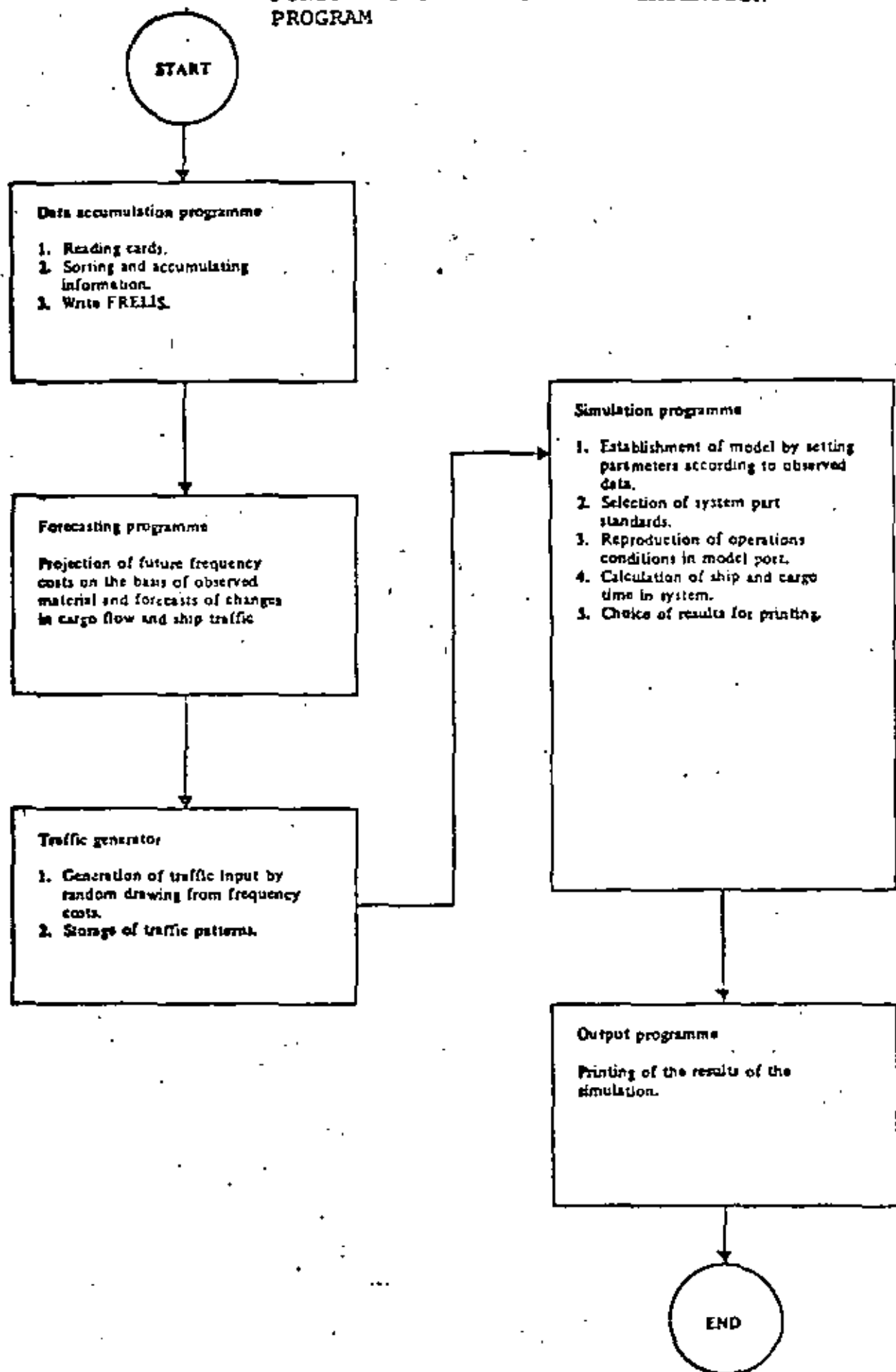
The Harvard - Brookings model in discussion of Ports of Colombia introduces the concept of "defining port capacity for investment purposes". "Under capacity" and "Excess of optimal capacity" is described implicitly as situations in which ports lie idle much of the time and fully distributed costs/ton are high and ships are waiting for berth space, goods pile upon docks and fully distributed costs are high.

#### CAPACITY MEASURES

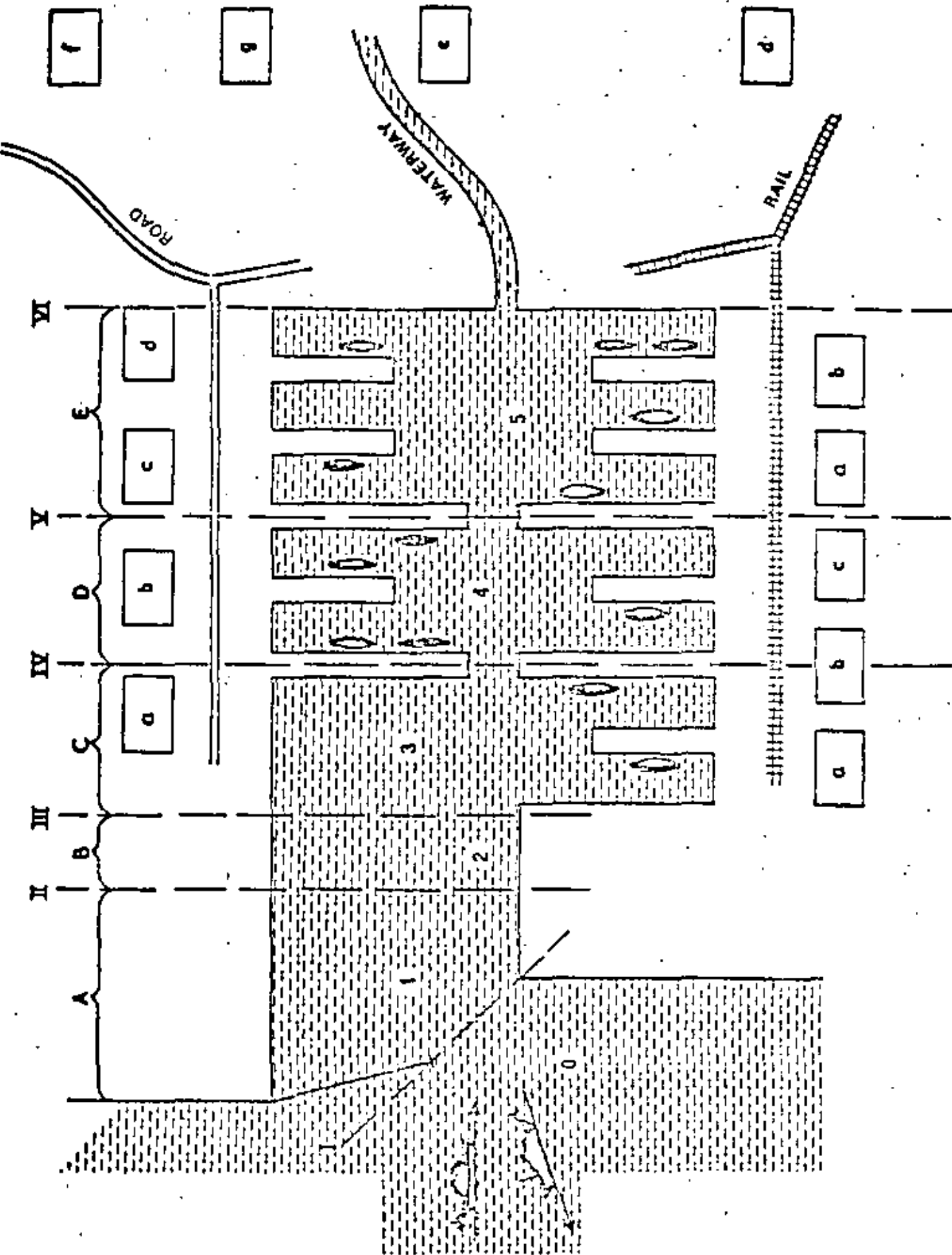
One measure of capacity of international use is that: 1200 metric tons of cargo/linear meter of dock per year should be able to be handled under an appropriate set of conditions. This measure is used in two ways as "optimum" capacity for investment planning (if more than 1200 tons/linear meter of dock/year is handled then the port should be expanded) and as a port performance measure (if less than



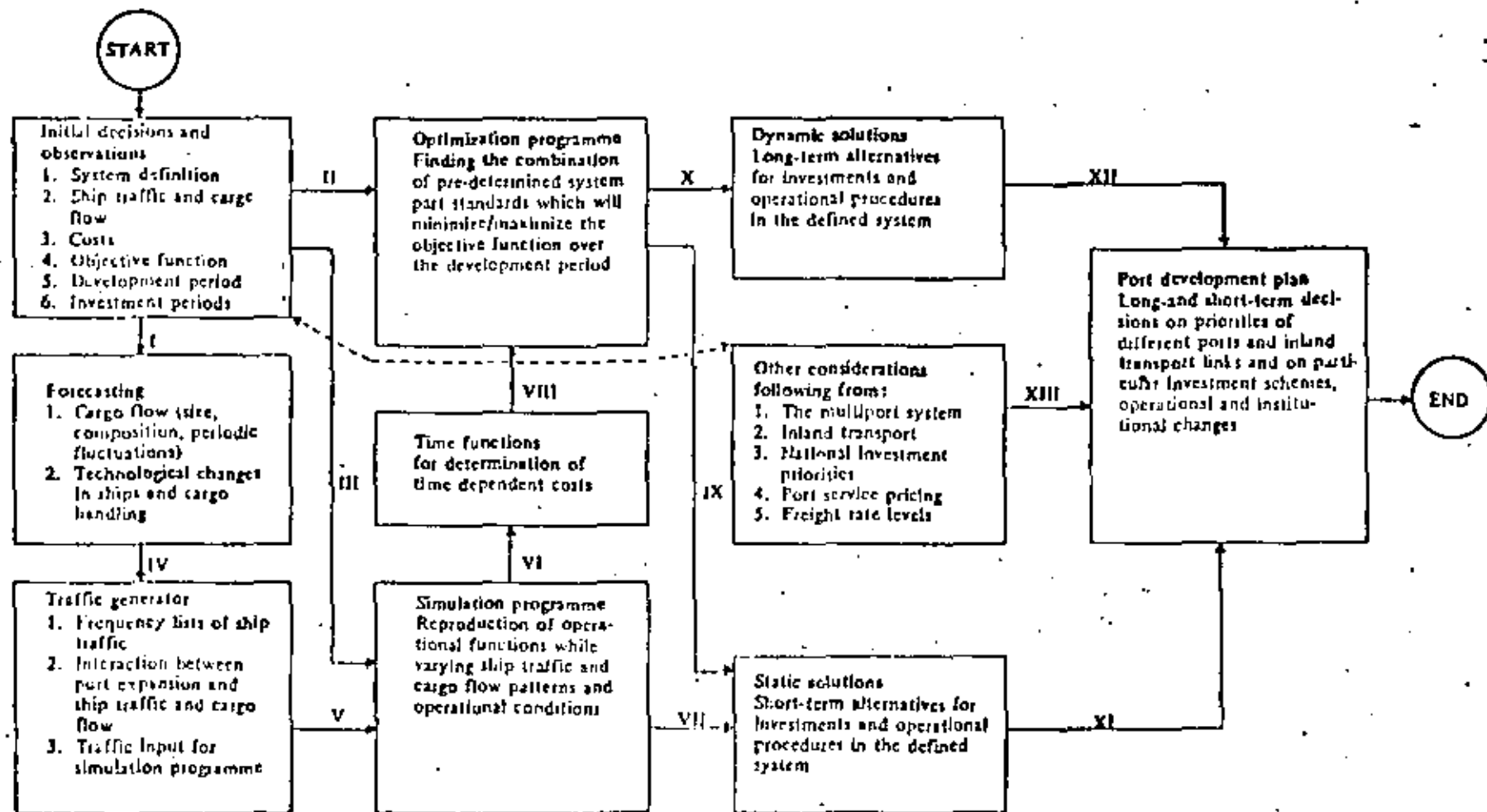
# FUNCTIONS OF THE UNCTAD SIMULATION PROGRAM



PORT SCHEMATIC



# UNCTAD PORT SIMULATION MODEL DECISION SEQUENCE



6-65



1200 tons/linear meter of dock/year is handled and the port is congested the port is inefficient).

Some difficulties with this measure are noted:

1) There is an implicit assumption of some "proper mix of labor, equipment and dock space" for loading and unloading ships; location and size of warehouses, loading and unloading facilities for land transport, availability of land transport.

2) The following factors are noted which would cause the possibility of achieving a standard based on tons/lineal foot per year to differ between ports:

a) Differences in types of docks - at some docks an extra ship may often be able to be accommodated (depends on possible size of ships and length and configuration of dock).

b) Depth of water alongside berth may limit its usage.

c) Specialization of berths (such as bulk grain unloading).

d) The tons/hour that can be handled can depend on distance to a warehouse or to a vehicle to remove it from port.

e) Land facilities may cause limitation on throughput measures.

f) Climate will restrict loading and unloading at certain times of year.

g) Tons/lineal foot/year gives no information about delays to ship, nor information about occupancy of berths. It is pointed out, that congestion measures depend on the number of berths, and the acceptable delay costs to shipping lines.

Occupancy rate is therefore often proposed as an alternate measure of capacity.

Performance measures for entire port system with regard to port controlled vehicles can be computed as follows:

- 1) waiting time + travel time +  
+ queuing time in  
+ unloading time in  
+ queuing time out  
+ loading time out

where time variability =  $\frac{[\text{longest time} + \text{shortest time}]^2}{2}$

the probability of loss is assumed to be:

$$\text{actual cost cost/day} = \text{dock (L,K)} \{ \text{fixed operating cost (irate)} + \text{hours operation (L,K)} \} \\ \text{wage rate (rate)} * \text{laborforce (irate)} \\ + \text{hours operation (L,K)} * \text{operating cost (rate)} + \text{hours overtime (L,K)} * \text{wage-increment (irate)} * \text{wage rate (rate)} * \\ \text{laborforce (irate)} + \text{hours overtime (L,K)} * \text{operating cost (irate)}$$

Performance measures for link (independent) which give measures for vehicles and shiprents are:

- 1) Time spent waiting for dock (vehicle time in queue).
- 2) Unloading time (time from vehicle obtaining an unloading dock to emptying).
- 3) Time spent waiting for departing vehicle.
- 4) Time operating vehicle waits for dock.
- 5) Time spent loading on departing vehicles.

The Harvard - Brookings approach is to use a simulation program which models each transfer facility and the following must be specified:

- 1) Unloading rate per hour/dock in tons.
- 2) Loading rate.
- 3) Normal working hours of facility/day.
- 4) Maximum number of working hours/day.

- 5) Number of workers employed on the facility at any given time/dock.
- 6) Weighted average basic wage rate of the labor force per hour per man.
- 7) Fixed operating cost for one dock/day.
- 8) Variable operating cost for one dock/hour.
- 9) Wage multiplier to be used in calculating overtime hours.
- 10) Probability of loss associated with handling cargo through that particular type of facility.

Time and cost computations are constructed from this information given number of vehicles, tons of cargo and number of docks at each node.

PORT DEVELOPMENT PROJECT APPRAISAL AND ECONOMIC ANALYSIS

Introduction

Port Development Projects are usually large, expensive, take a long time, and effect the economic as well as social well-being of a region, or hinterland. Port Development Projects are usually undertaken by or for a public entity such as a Port Authority, Port Administration, Port Institute, or other body organized on a national, regional, provincial or local basis. As a result, appraisal and analysis of the impact of such port development projects may have to be considered with different geographical and demographical horizons in mind.

All nations and their political or geographical subdivisions face the problem of allocating inherently limited resources (such as capital, foreign exchange, labor, land materials, ecology etc.) to a large number of often conflicting demands or uses. This becomes an even more difficult problem in allocating resources to facilities such as ports which do not provide a direct production of commodities or goods and therefore contribute directly to the common good. A port provides an essential intermodal focus for capacity for goods. It is usually highly capital, intensive and by itself does not provide an obvious added value to the user or the users goods in transit. On the other hand, it is recognized, that ports are an essential part of transport systems which use ships as one mode. It is furthermore increasingly evident that many, particularly developing nations are seriously hindered in their economic and social growth by the insufficiency of their ports which often form the only or major gateway to international trade.



7

1

1

1

International trade in turn generally forms the only means for most developing countries to earn the foreign exchange necessary for their sustenance and the acquisition of advanced goods and services essential to their development.

Port development projects therefore usually rank high in priority, yet, with limitations of resources, choices must be made among competing uses of these resources as well as timing and magnitude of resource allocation to the port project.

Port project analysis is a method of evaluating alternative resource allocation and alternative port projects in a systematic manner in which benefits and costs of the project and its alternatives are reduced to quantifiable terms for ready comparison. Only projects for which benefits exceed costs are considered, and among those considered projects with higher benefit/cost ratios are given preference over those with lower benefit/cost ratios.

Port projects are particularly difficult to appraise because many of their benefits and costs are indirect. Ports form an integral link in intra and intermodal transportation and their benefits and costs are therefore often linked or lumped together with those of the interfacing transport modes. The assessment of the benefits of port projects, particularly in comparison with those of others must take the objectives of the society, affected community, group, region or nation into account. In other words costs and benefits must be measured in terms of their effect on attainment of or contribution to the stated objectives. In the most general terms, these objectives can usually be stated as growth and equity. In economic terms these are often expressed as increase in national or societal income as well as

improvement in income distribution. Growth is often taken as the primary objective because it is argued that only growth will permit effective redistribution of income. On the other hand, port project analysis is often performed on the basis of an investigation of its impact on the distribution of income between consumption and investment as well as between income groups among the population. In such a global societal port project impact analysis, shadow prices that include both of these distributed aspects or 'social prices' will be used.

Such an appraisal analysis relies on suitable weighing of the costs and benefits of the port project. Such weights are either:

- 1) Obtained from underlying economic and socio-economic considerations
- 2) Estimated from established values of the welfare function

There is an inherent conflict in most project appraisals, particularly if commercial, economic and societal costs/benefits are considered and the benefit/cost ratios are determined for more than one method of evaluation. An important problem in this regard is the fact that national priorities and political considerations often effect not only project or investment priorities but also the weights by which economic costs or shadow prices are determined.

The cooperation of the government agency responsible for ports is essential for an effective and meaningful determination of these weights, which, as a result, will differ greatly from country to country (or region). The basic measure of project appraisal is usually the benefit-cost

ratio based on some weighing of both benefits and costs in commercial (1.1) or economic terms where economic terms may include shadow pricing. In cost-benefit analysis we therefore do not necessarily accept the premise that receipts are a direct measure of benefits nor that expenditures a direct measure of costs.

Social benefits and costs may bear a different relationship to various receipts or services obtained and costs incurred. Some of the benefits or costs may, in fact, not be direct receipts or expenditures but secondary external or spin off benefits and costs.

Project analysis is a method of evaluating alternative solution or programs and presenting a choice between competing resource use in a fair, reliable and readily comprehensible fashion. Basically project analysis is concerned with assessing the benefits and costs of each alternative and then use some acceptable criteria to select among the project on the basis of some function involving these project costs and benefits. In general, benefits should exceed costs but it must be remembered that both benefits and costs can be measured in a variety of ways, such as in terms of commercial cost, economic cost, opportunity cost or other fundamental terms.

While we will usually be interested in the social and overall benefit as well as cost in economic project analysis, we often find that financial analysis of the port development project in terms of excess revenue or net cash flow is relevant.

#### References

- 1.) L. Squire and R.G. Vander Tak "Economic Analysis of Projects" A World Bank Research Publication, The John Hopkins University Press, 1975, Baltimore
- 2.) OECD "Manual of Industrial Project Analysis" Paris 1969
- 3.) UNIDO "Guidelines for Project Evaluation U.N. 1972, New York
- 4.) I.M.D. Little and J.A. Mirrlees "Project Appraisal and Planning for Developing Countries" Heineman Educational Books, 1974, London



## TECHNICAL ASSISTANCE IN PORT PLANNING AND DEVELOPMENT

### General

There is an increasing need for technical assistance in port planning and development, not only to developing countries without modern port experience or facilities, but also to port authorities, planners or operators unfamiliar with certain aspects of modern port technology, operating techniques or management methods. Technical assistance can usually be provided in a number of different forms such as:

- .Planning Assistance
- .Objective Feasibility Analysis
- .Technical Advice
- .Financial Consultation
- .Personnel Training
- .Technology Demonstrations
- .Procedural and Operating Demonstrations
- .Experimental Development of Methods, Equipment and Procedures
- .Technical Information Transfer and Dissemination

Each of the above approaches to the provision of technical assistance can, in turn, be given in a number of different ways. Personnel training, as one example, can be provided by:

1. On-site training by provision of training facility, instructors
2. Exchange of personnel with other ports
3. Training by Equipment Manufacturers or local experts
4. Preparation and Use of Printed, Film, Slide, Video or other instruction material
5. Other

In fact, there are numerous ways in which personnel training or any of the other ways of technical assistance can be provided. Furthermore, a combination of several, if not all, the different ways of providing technical assistance may be appropriate. The purpose of technical assistance again varies. It may be concerned with providing the experience, knowledge, solutions, procedures and methods acquired, developed and applied successfully by other ports. This usually requires initially an identification of the problem areas and solutions appropriate to the recipient port for each sphere of activity in which technical assistance is sought. The purpose may also be to match the capacity or technological approach of a pair of trading ports.

Technical assistance alone does not usually solve the problems of or provide the technological advances to a port, but it helps to impart an experienced and informal outlook to the ports administration, operational staff and others. It furthermore provides the basic knowledge required for the solutions or improvements desired, and reduces the risk of costly mistakes.

A technical port assistance problem must be carefully designed to be effective and based on a complete and exact diagnosis of the recipient port's problems, current facility and operating status, its past and desired future role in the economic and transport sector, and the environment of the port.

### Sources of Technical Assistance

Technical assistance may come from national or international sources, the latter being the more frequent. It may come in the form of bilateral aid programmes offered by governmental agencies of developed nations, projects



financed by the United Nations Development Programme (UNDP), technical assistance programmes forming an integral part of modernization loans from international financial agencies (World Bank, regional banks, etc.), other ports on a reciprocal basis, universities or large equipment manufacturers. Technical assistance may use national resources (human or material) but only in spheres in which competent technicians, in addition to those of the recipient port itself, are to be found in the country. This is particularly likely in the case of experts in organization and administration, spheres in which the views of persons coming from outside the port industry can represent a constructive contribution.

In the case of bilateral aid, technical assistance is almost always linked with the utilization of technical personnel of the donor country and generally entails the subsequent supply of equipment manufactured in that country. The implications of these kinds of conditions must be analyzed carefully before an assistance programme of this type is accepted, so as to avoid accepting restrictions which may prove to be too rigid, or simply unacceptable.

In contrast, the technical assistance offered by UNDP or international financial bodies without commercial commitments has the advantage of giving the recipient considerable freedom of choice. At the same time the wide experience accumulated by the executing agencies of UNDP, generally the World Bank, can be very useful in the planning, execution and supervision of technical assistance.

When a port authority decides to make use of technical assistance to solve its problems or improve technologically, it must plan the necessary funds, counterparts and other resources for the technical

assistance project and the investments needed to back up the administrative and operational changes which may, as a result, be undertaken. If because of its magnitude the proposed technical improvement program cannot be carried out with the resources of the port itself or of the responsible agency of the Government, it is necessary to turn to the international financial institutions bilateral aid programmes, or private banks. Whichever alternative is selected, the financing bodies will generally insist that technicians from outside the port make a detailed study of the situation, and that the port or responsible agency of the Government should undertake responsibility for financing at least a part of the total cost (particularly local currency) and should also give an assurance that the internal reorganization measures recommended as part of the technical assistance project will be adopted.

The role of the international financial institution, such as the World Bank is not confined to the financing of rehabilitation projects, but goes much further. Because of their vast experience in similar projects in all parts of the world, they are in an ideal position to help prepare technical assistance projects and supervise their implementation. The breadth of vision which their technicians have for considering the transport problems of a country in an integral manner brings a global criterion to bear on the fixing of investment priorities in the transport sector, and this is a great help to Governments. Furthermore, because of their specialized knowledge of the consultancy market, they are able to give sound advice on the selection of consultants, bearing in mind the specific conditions of each project. In order to carry out these tasks the World Bank periodically





reviews the experience accumulated in order to incorporate new criteria and solutions.\*

#### IMPLEMENTATION OF PORT TECHNICAL ASSISTANCE

The initiative for planning technical assistance comes only rarely from the port authority or operator itself. In most cases the decision is influenced or dictated by the responsible Government agency, an international financing institution, private banks, suppliers of major port equipment and sometimes substantial port users. This is unfortunate because it generally shows that many port authorities or operators are not fully convinced of the need or usefulness of technical assistance. As a result, many port technical assistance projects are accepted in an advisory function and because they were a condition imposed by a Government agency or financing institution. Quite often port authorities are not convinced that they need advice or technical assistance and are unwilling to take any initiative in that direction. Under these conditions technical assistance becomes a passive evaluation affecting only decisions by the financing institutions or Governments, but not those of the recipient port.

Sometimes a port technical assistance project is the result of a regional, national, modal or intermodal transport study in which it is found how certain port deficiencies affect the functioning of transport.

The approval and initiation of port technical assistance projects is generally very slow, and in some cases takes years. The cause of this excessive delay is the complexity of the negotiations and the procedures applied by the institutions which provide financing for the projects. The only cases of relatively rapid initiation of projects have been those involving direct contracts with the port authority. In view of this, while a project may be opportune at a particular moment,

---

\*The above section is abstracted from "An Appraisal of the Technical Assistance Received by the Railways of Latin America" ALAF and CEPAL United Nations, October 1976, E/CIPAL/1979.



it may cease to be so in the course of protracted negotiations, especially as often there are changes in the management of the companies or in Government personnel and one of the most important conditions for the effectiveness of a technical assistance project is the operational and political administrative desire to accept the advice and changes suggested and the commitment to carry out the investments considered necessary.

In general, technical assistance is almost always advantageous for the recipient port, if implemented in a timely manner.

An analysis of the requirements of and for technical assistance must first be made. This analysis must assure that a global view of the deficiencies of the port as part of the transport system of the region or country as whole is taken. This includes an evaluation of the port's ability to meet demands adequately. This defect is especially serious when there is no explicit general planning mechanism which considers the relations of the port with the rest of the transport system and with the government as well as the interaction of the port's activities with the competitive conditions of the transport market, and the traffic that the port should secure in its area of influence. Another defect of a partial analysis is that it does not present a full picture of the internal relationships between the plans for establishment of services, capacity, personnel, investment, finances, etc.

One aspect which is not normally considered very important in the initial analysis, is the determination of the port's capacity to absorb the technical assistance through the availability of counterpart personnel who must be assigned for the duration of the technical

assistance project. This situation is particularly significant when massive advisory assistance is proposed covering virtually all the spheres of activity of the port. Apart from the usual shortage of financial resources, this is due to the lack of permanent professional staff at the various levels who can keep the port functioning with its traditional operations and at the same time introduce changes which take time to implement and require a long process of study. Thus the initial analysis should devote special attention to fixing priorities and should establish a sequence of tasks which, without envisaging too many simultaneous operations which would represent an excessive burden, gives due consideration to the interrelations between the different aspects to be included in the programming of the project. Whenever possible, it is preferable to tackle the port problems gradually.

At the initial planning stage the precise objectives of the technical assistance to be attained must be defined. The technical assistance project must not only formulate recommendations but identify problems expected in implementation such as lack of resources, especially when the technical assistance is not linked with the granting of credits; delays in the application of the recommendations, such as caused by effects on labor or other conditions; insufficient time available to the project, and other problems.

The preparation of the terms of reference on the basis of the initial problem analysis is one of the most difficult aspects of a technical assistance project. The most frequent fault observed is that the process of formulation and approval does not always adequately ensure the participation of all the parties concerned.

There also tends to be a lack of consistency between the objectives proposed and the means available to attain them.

Frequently, stereotyped terms of reference are used which are not revised to take into account the special circumstances of the port concerned, including the particular characteristics of the port, its environment and other factors.

The fact that the document containing the terms of reference constitutes the basis for inviting proposals for technical assistance services imposes a rigidity on its preparation which becomes an obstacle during the execution of the project. After signing the contract for the technical assistance services, it is not always possible during the implementation of the project to incorporate the changes which may become necessary in order to best attain the objectives.

When the terms of reference of a project are prepared, the criteria for the evaluation and definition of the indicators which form the basis for assessing to what extent the project can be considered a success or a failure are usually omitted. This is particularly prejudicial to the effective supervision of the progress of the project.

### 5.5 Technical Assistance in Port Planning and Development

#### General

There is an increasing need for technical assistance in port planning and development, not only to developing countries without modern port experience or facilities, but also to port authorities, planners, or operations unfamiliar with certain aspects of modern port technology, operating techniques, or management methods. Technical assistance can usually be provided in a number of different forms such as:

- . Planning Assistance
- . Objective Feasibility Analysis
- . Technical Advice
- . Financial Consultation
- . Personnel Training
- . Technology Demonstrations
- . Procedural and Operating Demonstrations
- . Experimental Development of Methods, Equipment, and Procedures
- . Technical Information Transfer and Dissemination

Each of the above approaches to the provision of technical assistance can, in turn, be given in a number of different ways. Personnel training, as one example, can be provided by:

1. on-site training by provision of training facility, instructors
2. exchange of personnel with other ports
3. training by equipment manufacturers or local experts
4. preparation and use of printed, film, slide, video or other instruction material
5. other

In fact, there are numerous ways in which personnel training or any of the other ways of technical assistance



can be provided. Furthermore, a combination of several, if not all, the different ways of providing technical assistance may be appropriate. The purpose of technical assistance again varies. It may be concerned with providing the experience, knowledge, solutions, procedures, and methods acquired, developed, and applied successfully by other ports. This usually requires initially an identification of the problem areas and solutions appropriate to the recipient port for each sphere of activity in which technical assistance is sought. The purpose may also be to match the capacity or technological approach of a pair of trading ports.

Technical assistance alone does not usually solve the problems of or provide the technological advances to a port, but it helps to impart an experienced and informed outlook to the ports administration, operational staff and others. It furthermore provides the basic knowledge required for the solutions or improvements desired, and reduces the risk of costly mistakes.

A technical port assistance problem must be carefully designed to be effective and based on a complete and exact diagnosis of the recipient port's problems, current facility and operating status, its past and desired future role in the economic and transport sector, and the environment of the port.

#### Sources of Technical Assistance

Technical assistance may come from national or international sources, the latter being the more frequent. It may come in the form of bilateral aid programs offered by governmental agencies of developed nations, projects financed by the United Nations Development Program (UNDP), technical assistance programs forming an integral part of modernization loans from international financial agencies

(World Bank, regional banks, etc.), other ports on a reciprocal basis, universities or large equipment manufacturers. Technical assistance may use national resources (human or material) but only in spheres in which competent technicians, in addition to those of the recipient port itself, are to be found in the country. This is particularly likely in the case of experts in organization and administration, spheres in which the views of persons coming from outside the port industry can represent a constructive contribution.

In the case of bilateral aid, technical assistance is almost always linked with the utilization of technical personnel of the donor country and generally entails the subsequent supply of equipment manufactured in that country. The implications of these kinds of conditions must be analyzed carefully before an assistance program of this type is accepted, so as to avoid accepting restrictions which may prove to be too rigid, or simply unacceptable.

In contrast, the technical assistance offered by UNDP or international financial bodies without commercial commitments has the advantage of giving the recipient considerable freedom of choice. At the same time, the wide experience accumulated by the executing agencies of UNDP, generally the World Bank, can be very useful in the planning, execution, and supervision of technical assistance.

When a port authority decides to make use of technical assistance to solve its problems or improve technologically, it must plan the necessary funds, counterparts, and other resources for the technical assistance project and the investment needed to back up the administrative and operational changes which may, as a result, be undertaken. If because of its magnitude the



proposed technical improvement program cannot be carried out with the resources of the port itself or of the responsible agency of the Government, it is necessary to turn to the international financial institutions bilateral aid programs, or private banks. Whichever alternative is selected, the financing bodies will generally insist that technicians from outside the port make a detailed study of the situation, and that the port or responsible agency of the Government should undertake responsibility for financing at least a part of the total cost (particularly local currency) and should also give an assurance that the internal reorganization measures recommended as part of the technical assistance project will be adopted.

The role of the international financial institution, such as the World Bank, is not confined to the financing of rehabilitation projects, but goes much further. Because of their vast experience in similar projects in all parts of the world, they are in an ideal position to help prepare technical assistance projects and supervise their implementation. The breadth of vision which their technicians have for considering the transport problems of a country in an integral manner brings a global criterion to bear on the fixing of investment priorities in the transport sector, and this is a great help to Governments. Furthermore, because of their specialized knowledge of the consultancy market, they are able to give sound advice on the selection of consultants, bearing in mind the specific conditions of each project. In order to carry out these tasks the World Bank periodically reviews the experience accumulated in order to incorporate new criteria and solutions.\*

\* The above section is abstracted from "An Appraisal of the Technical Assistance Received by the Railways of Latin America", ALAF and CEPAL United Nations, October 1976, E/CEPAL/1019.

#### Implementation of Port Technical Assistance

The initiative for planning technical assistance comes only rarely from the port authority or operator itself. In most cases the decision is influenced or dictated by the responsible Government agency, an international financing institution, private banks, suppliers of major port equipment, and sometimes substantial port users. This is unfortunate because it generally shows that many port authorities or operators are not fully convinced of the need or usefulness of technical assistance. As a result, many port technical assistance projects are accepted in an advisory function and because they were a condition imposed by a Government agency or financing institution. Quite often port authorities are not convinced that they need advice or technical assistance and are unwilling to take any initiative in that direction. Under these conditions technical assistance becomes a passive evaluation affecting only decisions by the financing institutions or Governments, but not those of the recipient port.

Sometimes a port technical assistance project is the result of a regional, national, modal, or intermodal transport study in which it is found how certain port deficiencies affect the functioning of transport.

The approval and initiation of port technical assistance projects is generally very slow, and in some cases takes years. The cause of this excessive delay is the complexity of the negotiations and the procedures applied by the institutions which provide financing for the projects. The only cases of relatively rapid initiation of projects have been those involving direct contracts with the port authority. In view of this, while a project may be opportune at a particular moment, it may cease to be so in the course of protracted





negotiations, especially as often there are changes in the management of the companies or in Government personnel and one of the most important conditions for the effectiveness of a technical assistance project is the operational and political administrative desire to accept the advice and changes suggested and the commitment to carry out the investments considered necessary.

In general, technical assistance is almost always advantageous for the recipient port, if implemented in a timely manner.

An analysis of the requirements of and for technical assistance must first be made. This analysis must assure that a global view of the deficiencies of the port as part of the transport system of the region or country as a whole is taken. This includes an evaluation of the port's ability to meet demands adequately. This defect is especially serious when there is no explicit general planning mechanism which considers the relations of the port with the rest of the transport system and with the Government as well as the interaction of the port's activities with the competitive conditions of the transport market, and the traffic that the port should secure in its area of influence. Another defect of a partial analysis is that it does not present a full picture of the internal relationships between the plans for establishment of services, capacity, personnel, investment, finances, etc.

One aspect which is not normally considered very important in the initial analysis is the determination of the port's capacity to absorb the technical assistance through the availability of counterpart personnel who must be assigned for the duration of the technical assistance project. This situation is particularly

significant when massive advisory assistance is proposed covering virtually all the spheres of activity of the port. Apart from the usual shortage of financial resources, this is due to the lack of permanent professional staff at the various levels who can keep the port functioning with its traditional operations and at the same time introduce changes which take time to implement and require a long process of study. Thus the initial analysis should devote special attention to fixing priorities and should establish a sequence of tasks which, without envisaging too many simultaneous operations which would represent an excessive burden, gives due consideration to the interrelations between the different aspects to be included in the programming of the project. Whenever possible, it is preferable to tackle the port problems gradually.

At the initial planning stage the precise objectives of the technical assistance to be attained must be defined. The technical assistance project must not only formulate recommendations but identify problems expected in implementation such as lack of resources, especially when the technical assistance is not linked with the granting of credits; delays in the application of the recommendations, such as caused by effects on labor or other conditions; insufficient time available to the project, and other problems.

The preparation of the terms of references on the basis of the initial problem analysis is one of the most difficult aspects of a technical assistance project. The most frequent fault observed is that the process of formulation and approval does not always adequately ensure the participation of all the parties concerned. There also tends to be a lack of consistency between the objectives proposed and the means available to attain them.

The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions and activities. It emphasizes that this is crucial for ensuring transparency and accountability, particularly in financial reporting. The text notes that proper record-keeping allows for a clear audit trail, which is essential for identifying any discrepancies or irregularities.

Furthermore, the document highlights the role of technology in streamlining these processes. Modern accounting software and digital record-keeping systems can significantly reduce the risk of human error and improve the efficiency of data collection and analysis. It suggests that organizations should invest in reliable technology solutions to support their record-keeping efforts.

In addition, the text addresses the legal and regulatory requirements surrounding record-keeping. It states that various industries and jurisdictions have specific rules regarding the retention and management of records. Organizations must stay informed about these requirements to avoid potential penalties and ensure full compliance. Regular updates to internal policies and procedures are recommended to reflect changes in the regulatory landscape.

Finally, the document concludes by reinforcing the idea that robust record-keeping is not just a compliance exercise but a strategic business practice. It provides valuable insights into organizational performance, helps in identifying trends and risks, and supports informed decision-making by management. By prioritizing the quality and accuracy of their records, organizations can build trust with stakeholders and enhance their overall operational effectiveness.

Frequently, stereotyped terms of reference are used which are not revised to take into account the special circumstances of the port concerned, including the particular characteristics of the port, its environment, and other factors.

The fact that the document containing the terms of reference constitutes the basis for inviting proposals for technical assistance services imposes a rigidity on its preparation which becomes an obstacle during the execution of the project. After signing the contract for the technical assistance services, it is not always possible during the implementation of the project to incorporate the changes which may become necessary in order to best attain the objectives.

When the terms of reference of a project are prepared, the criteria for the evaluation and definition of the indicators which form the basis for assessing to what extent the project can be considered a success or a failure are usually omitted. This is particularly prejudicial to the effective supervision of the progress of the project. Furthermore, objective accurate assessment of the effectiveness of the technical assistance complements and clarifies evaluation of the project itself.

The provision of technical assistance, culminating in completion of a specific project, and/or transfer of a specific technology, is a complex process and subject to problems. If the provision of technical assistance were visualized as a continuous dynamic process, with constant, detailed feedforward and feedback, its planning and distribution could be improved. Optimum use of limited aid or investment resources requires effective assistance planning and informed selection of aid technology.

Appropriate technology as used now is an expression which begs the important question of gaps in LDC development.

Appropriate technology must be related by reference to development criteria and experience in provision of technical assistance.

It is important to note that an appropriate technology need not be an optimum technology in the sense of a particular need. It should be the most suitable technology to complement the level of assistance offered and to meet the overall development plans and criteria. Feedback and feedforward is also required because changes in development affect levels and structures of incomes, which in turn affect the factor prices as well as the patterns of product demand. This in turn should obviously affect decisions about the choice of appropriate technology and distribution of available resources. Dynamic changes in world trading pattern similarly affect import and export possibilities which should impact on the choice of appropriate technology.

Notwithstanding massive technical assistance efforts and vast resources expended, the process has generally been less than effective. A variety of reasons can be advanced to explain some of the shortcomings. The large gap in wealth and technology between developed and developing countries, which is the main reason for the need for technical assistance, is also the major cause for distrust. The relation between donor or supplier and recipient of assistance is conceived of as one of unequal partners. There is also a preconception that factors within the Western industrialized economies tend to systematically distort all choices involving technical assistance and technology transfer.

Assistance policies of developed countries are not usually aimed at the particular development needs of developing countries. Though many are today governed as planned economies, many lack the basic skills or resources

for effective top level planning. Little technical assistance or technology transfer occurs within the third world, which would permit experience gained in similar economies to be transferred, and a continuous flow of technological advance assured. Such flows could be organized at many levels.

The major requirement is followup or post assistance/transfer analysis. There is a need to continually evaluate the effectiveness of technical assistance and complementary technology transfer, both with respect to the purpose of the particular sector in which the project was mounted or the technology was applied, as well as with respect to the overall development plan and environment of the host country. Furthermore, the evaluation must include consideration of changes in the external environment to ensure that the trend of on-going and planned technical assistance to the host country is in line with changes in both its internal and external environment. Only in this manner can technical assistance become more effective, and make a meaningful contribution towards closing the gap between rich and poor nations.

## DEVELOPMENT OF MULTI OR REGIONAL PORT PLANNING MODELS

### 1.0 Objectives

In evaluating policy alternatives for regional port development, we usually assume the following objectives:

- 1) To derive a measure of port capacity and, using this measure, to determine the level of efficiency at which these ports are presently operating.
- 2) To estimate the most efficient distribution of cargoes between ports that will satisfy given import and export constraints.
- 3) To estimate the most efficient future investment and operating policies for each port given import and export constraints.

The cargo distribution model suggested here includes all the regional ports and at least twice that number of inland origin/destination areas (hinterlands). These hinterlands represent the assumed markets of the regional ports. To complete the picture we should also include the overseas origins and destinations; however, due to the complexity involved with adding foreign ports into our model and due to the usual lack of information concerning foreign inland origins and destinations, we assume that the total cost of foreign inland transportation and sea transportation for a given cargo is the same regardless of which of the regional ports it is delivered through, in either direction. The above simplification is reasonable were regional ports trade largely or exclusively with distant foreign areas.

An additional dimension is the classification of cargoes by cargo type. A classification of cargoes into container, break-bulk, liquid bulk and dry bulk systems

is used and the transportation and handling systems for each of these cargo types is assumed to be independent. Therefore the level of congestion within the container cargo system for example is assumed to have no influence on the efficiency of any other port cargo handling system. While this is not entirely true since all cargo systems do use some port facilities in common (e.g. pilots, tugs, labor force, port access roads), it should not cause significant errors in our results. Assuming independence then allows us to consider and optimize each cargo system and cargo flow independently among ports.

The discussion following will consider one cargo system although the result will be a formulation that can be applied independently to each system.

### 1.1 Port Strategy Model

#### Elements of the Model

The cost of transporting a volume of goods is considered to be in two parts: (1) a port cost and (2) an inland transportation cost. Sea transportation and foreign inland transportation costs are excluded from consideration since they are assumed to be equivalent for all regional ports.

The inland transportation costs are assumed to be related to the distance over a shortest possible route from the port to the hinterland. Thus, for each port/hinterland combination, there exists a freight rate in dollars per ton of cargo. The matrix  $D_{ij}$  will contain the distances between port  $j$  and hinterland  $i$ . (In general the subscript  $j$  will refer to ports and the subscript  $i$  to hinterlands.) If  $R$  is a function relating distance to transportation cost then  $I_{ij} = R(D_{ij})$  is the cost in \$/ton of transportation over distance  $D_{ij}$ .

The port cost for cargo handling can be considered in three parts: (1) fixed costs (reflecting primarily capital investment) of port equipment and facilities, (2) direct costs of cargo handling (e.g. labor cost) and (3) ship delay costs.

An amortized capital cost for the facilities in port  $j$  is included in the fixed costs represented by  $F_j$  in dollars per year. The cargo handling costs are represented by  $H_j$  in dollars per ton of cargo. This cost may include, for example, a labor cost in dollars per hour per gang divided by a cargo loading rate in tons per hour per gang to give a handling cost in dollars per ton. The ship cost represents the total cost of the time spent by ships in port for the purpose of loading/unloading (handling) their cargo. This time is expressed as  $N_j$  ship-hours per year and is the summation of hours spent in port  $j$  by all ships handling cargo in port  $j$  within a year. The total cost of this time is  $PN_j$  where  $P$  is the vessel cost for each hour spent in port.

The total ships' time in port ( $N_j$ ) is derived from two components: ship-hours of idle time ( $O_j$ ) and ship hours of cargo handling time ( $L_j$ ). Idle time ( $O_j$ ) can be the result of waiting for a berth and/or the delay due to attempting to run a terminal complex at higher than its design capacity. When there is no congestion in port the idle time ( $O_j$ ) will be zero since ships need not wait for berths or equipment. When congestion occurs, however,  $O_j$  will be some increasing function of the volume of cargo flowing through the port since congestion will be related to cargo volume.

Cargo handling time, however, can be assumed to be linear with the volume of cargo flowing through the port by assuming some constant cargo loading/unloading rate



$(N_j)$  for the port. In this case ship-hours are:

$$N_j(V_j) = V_j/B_j + O_j(V_j)$$

where  $V_j$  is the cargo volume passing through port  $j$  (tons per year) or throughput and  $B_j$  is the cargo handling rate (tons per hour) so that  $N_j$  is in units of ship-hours in port per year.

The function  $O_j$  is not straightforward, however. It is derived through a simulation of port operations for a given frequency distribution of ship arrivals. The simulation generates ship arrivals randomly from this frequency distribution, assigns ships to berths, assigns unloading and storage space to handle each ship's cargo, and in the process calculates the total idle time ( $O_j$ ) for these ships to handle a given cargo flow through the harbor ( $V_j$ ).

#### The port's cost effectiveness curve

The total port cost in dollars per ton of cargo ( $T_j$ ) can now be expressed as a function of cargo volume  $V_j$ . It is:

$$T_j(V_j) = F_j/V_j + H_j + N_j(V_j)P/V_j$$

where  $F_j/V_j$  is the annual fixed cost (\$/yr) distributed over the cargo volume using these facilities (in \$/ton/yr),  $H_j$  is actual cargo handling cost (\$/ton) and  $PN_j(V_j)/V_j$  is the cost of ship time in port distributed over the cargo volume handled in that time.

Substituting for  $N_j(V_j)$ :

$$T_j(V_j) = F_j/V_j + H_j + P/B_j + O_j(V_j)P/V_j$$

This function, representing port costs in dollars per ton as a function of cargo volume is a convex function (it is U shaped). This is apparent since the first term  $F_j/V_j$  is decreasing with  $V_j$  and approaches zero while the last term is an increasing function of  $V_j$  (after some value of  $V_j$  ship queuing time increases as cargo volume increases). The middle two terms are constant.

Thus it is clear that  $T_j(V_j)$  has a minimum point (point at which economies of increased scale, balance costs of increased congestion) and that point ( $V_j^*$ ) is the most efficient operating point for port  $j$ .

The curve  $T_j(V_j)$  will be called the port's cost effectiveness curve, and the value  $V_j^*$  will be called the port's design capacity.

The task in such a model then is to determine these port cost effectiveness curves and capacity values in order to determine the efficiency levels at which the port presently operates.

It is expected that the ports under consideration will be found to be operating well below their design capacities, so that an analysis of these curves will give some real estimates of the cost of present port inefficiencies.

#### 1.2 Port Optimization

Given the present cost effectiveness curves for each port under consideration it will now be of interest to determine the distributions of cargo flows from hinterlands through ports that minimizes the overall cost of cargo handling. For this problem we will let  $V_{ij}$  represent the total cargo flow (tons/yr) between hinterland  $i$  and port  $j$ . Then:

$$V_j = \sum_i V_{ij}$$





The problem now is to find the  $V_{ij}$ 's for all  $i$  and  $j$  that minimize total cost  $K$ :

$$K = \sum_j T_j(V_j)V_j + \sum_i \sum_j I_{ij}V_{ij}$$

subject to

$$\sum_j V_{ij} = A_i$$

and

$$V_{ij} \geq 0$$

where  $I_{ij}$  is the inland transportation cost and  $A_i$  is the total volume of cargo flow to and from hinterland  $i$ .

Now substituting for total port cost ( $T_j(V_j)V_j$ ) the objective function becomes:

$$K = \sum_j F_j + H_j V_j + P(V_j/B_j + Q_j(V_j)) + \sum_i \sum_j I_{ij}V_{ij}$$

with

$$V_j = \sum_i V_{ij}$$

and ST

$$\sum_i V_{ij} = A_i \quad V_{ij} \geq 0 \text{ for all } i, j$$

The solution to this problem is not simple since the function  $Q(V_j)$  (ship idle time) introduces a non-linearity that cannot even be analytically defined. Steepest ascent techniques are not immediately feasible because of the prohibitive computational cost of handling about 200 variables (such as 19 hinterlands  $\times$  9 ports). There is one promising approach, however. If we can limit our search variables to the 9  $V_j$ 's (port volume) instead of the almost 200  $V_{ij}$ 's, steepest ascent searches may be feasible - provided that the function has only a single peak. This can be done by fixing port costs by setting values to the  $V_j$ 's and solving the resulting simple transportation problem. For fixed values of  $V_j$  the problem of minimizing:

$$K = \sum_j F_j + H_j V_j + P(V_j/B_j + Q_j(V_j)) + \sum_i \sum_j I_{ij}V_{ij}$$

reduces to the simple problem of minimizing:

$$\sum_i \sum_j I_{ij}V_{ij}$$

subject to

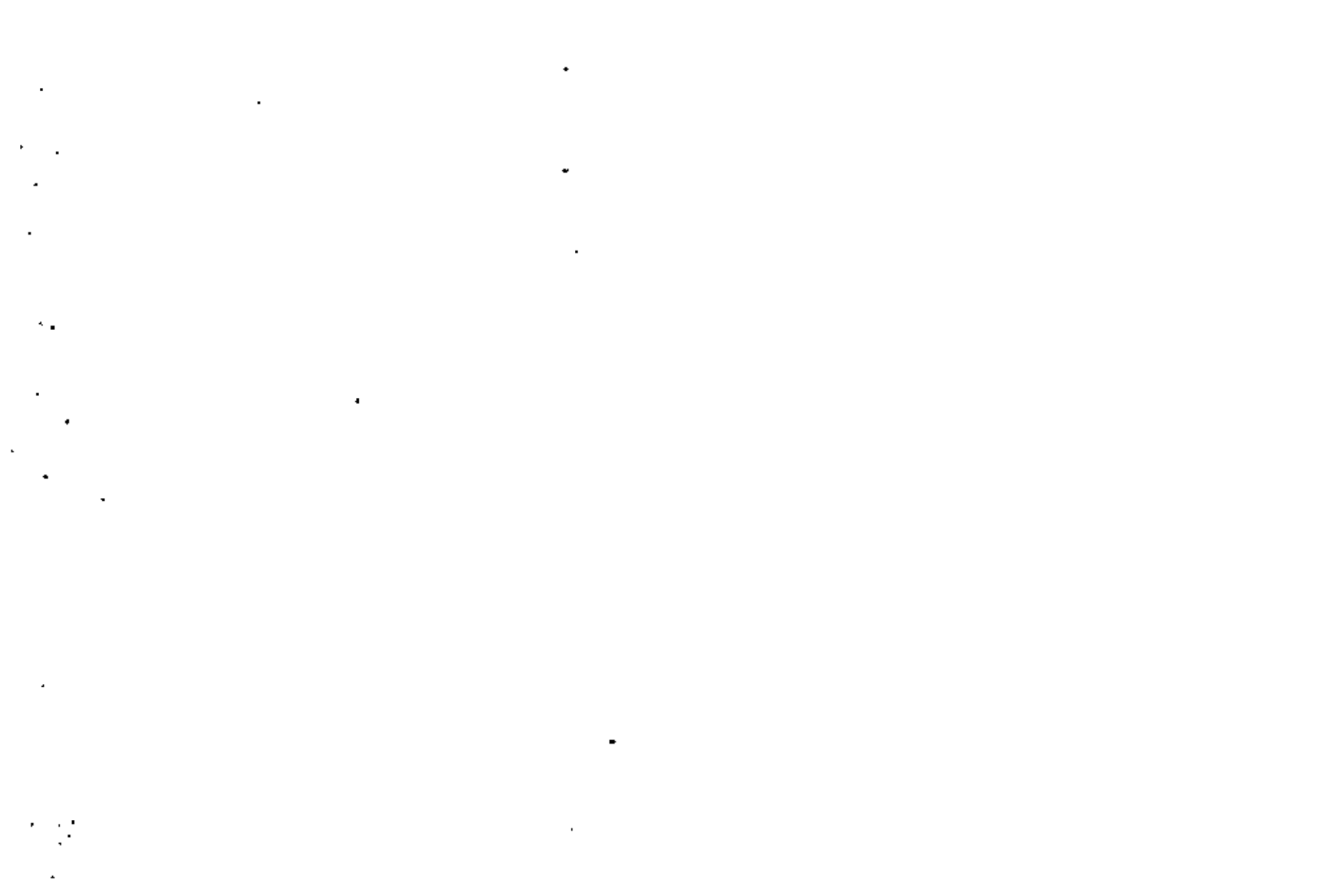
$$\sum_i V_{ij} = V_j$$

$$\sum_j V_{ij} = A_i$$

$$V_{ij} \geq 0 \text{ for all } i, j$$

Of course  $V_j$ 's must be such that

$$\sum_j V_j = \sum_i A_i$$



This is a readily solvable transportation problem. Adding port costs for the given set of  $V_j$ 's now gives us a value of  $K$  for any set of port volumes ( $V_j$ 's). If we can guarantee (and we think we can) that  $K$  has a single peak, optimization may be approached by a steepest ascent search over the nine variables  $V_j$ .

### 1.1 Optimizing Future Port Development Policies

So far we have considered the problem of determining port capacity and optimizing cargo flows for a single, given mix of cargo facilities at each port. The problem of determining optimal future port investment in equipment and facilities, or optimal port operating policies, introduces several new variables. The number of berths, the number of cranes, the number of storage units (transit sheds, oil tanks, etc.) as well as the policies for assigning ships to port facilities all become optimization variables.

If we let  $M_j$  be one element in the matrix of port facility alternatives at port  $j$  (for example think of  $M_j$  as a vector in which the elements are: number of berths, number of cranes, number of storage units, etc.), then the port parameters  $F_j$ ,  $B_j$ ,  $U_j$  and  $G_j$  (a function) are all functions of  $M_j$ . The terminal cost  $T_j(V)$  now is:

$$T_j(V) = \frac{F_j(M_j)}{V} + M_j(B_j) + \frac{PN_j(M_j, V)}{V}$$

so that a different cost curve  $T(V)$  is associated with each port investment alternative. Each of these cost curves will have an optimal value  $T^*$  at  $V^*$  such that  $T^* = T(V^*)$ . The pair  $(T^*, V^*)$  thus represents the optimal port cost (\$/ton) and the design capacity for a given port investment alternative ( $M_j$ ). The problem now is to determine from among the set of feasible investment alternatives

those that can achieve a given design capacity ( $V^*$ ) for a minimum port cost ( $T^*$ ). As an example, consider a simple case where number of berths and number of cranes are the only port variables. Assume that each berth costs \$2 million and each crane costs \$1 million. Also assume that ships generally occupy one berth and usually (but not always) can be serviced by at most three cranes simultaneously. Then, clearly, for an investment of \$10 million, the alternatives of providing one berth with eight cranes or four berths with two cranes are impractical; while, on the other hand, the alternatives of providing either two berths served by five cranes or three berths served by four cranes appear practical. (The more efficient of the latter two alternatives can be determined only by simulation.) Thus, out of a large number of feasible investment alternatives, a relatively small number of practical alternatives can be identified on the basis of the relationships between the cargo handling components. The identification of these practical alternatives can be done by a study of shoreside cargo handling procedures for each cargo type.

Associated with this set of practical alternatives will be a set of values  $(T^*, V^*)$  representing the port's design capacity and port cost at design capacity. Port simulation -- to develop the port cost effectiveness curve  $T(V)$  -- is the tool to map investment alternatives to the set of points  $(T^*, V^*)$ . A lower bound to the set of  $(T^*, V^*)$  points represents the curve of "efficient" investments for a given port. Each point on this curve represents the most efficient (lowest) port cost for a given design capacity. This function (call it  $T^* = g(V^*)$ ) can be defined as infinite when  $V^* = 0$ . The point  $T^* = \infty$ ,  $V^* = 0$  then represents the alternative of closing a port and thus shutting off all cargo flow through it.

The final problem now is to establish efficient investment curves for each of the ports. We are then in a position to determine the efficiency of current port investments and to recognize an optimal future investment policy for each port. The problem calls for us to find the values of  $V_{ij}$  that minimize:

$$\sum_j V_j \cdot g(V_j^*) + \sum_i \sum_j V_{ij}^2 \cdot A_{ij}$$

where  $g(V_j^*)$  is the efficient investment function for port  $j$  and

$$V_j^* = \sum_i V_{ij}$$

and subject to

$$\sum_j V_{ij} = A_i \quad V_{ij} \geq 0 \text{ for all } i \text{ and } j$$

The optimal values of  $V_j^*$  then define points on the  $g(V^*)$  curve that represent specific investment policies. These investment policies are estimates of the optimal investment alternatives.

While the procedure outlined above is relatively straight forward in principle, it would be tedious and time-consuming to carry out. Under the circumstances, therefore, we shall have to find a shortcut to developing the port efficient investment curves. The simplest thing would be to establish a few "interesting" sets of practical port investment alternatives and to run the cargo flow optimization procedure for each. The trend of these results would then guide our selections for further study.

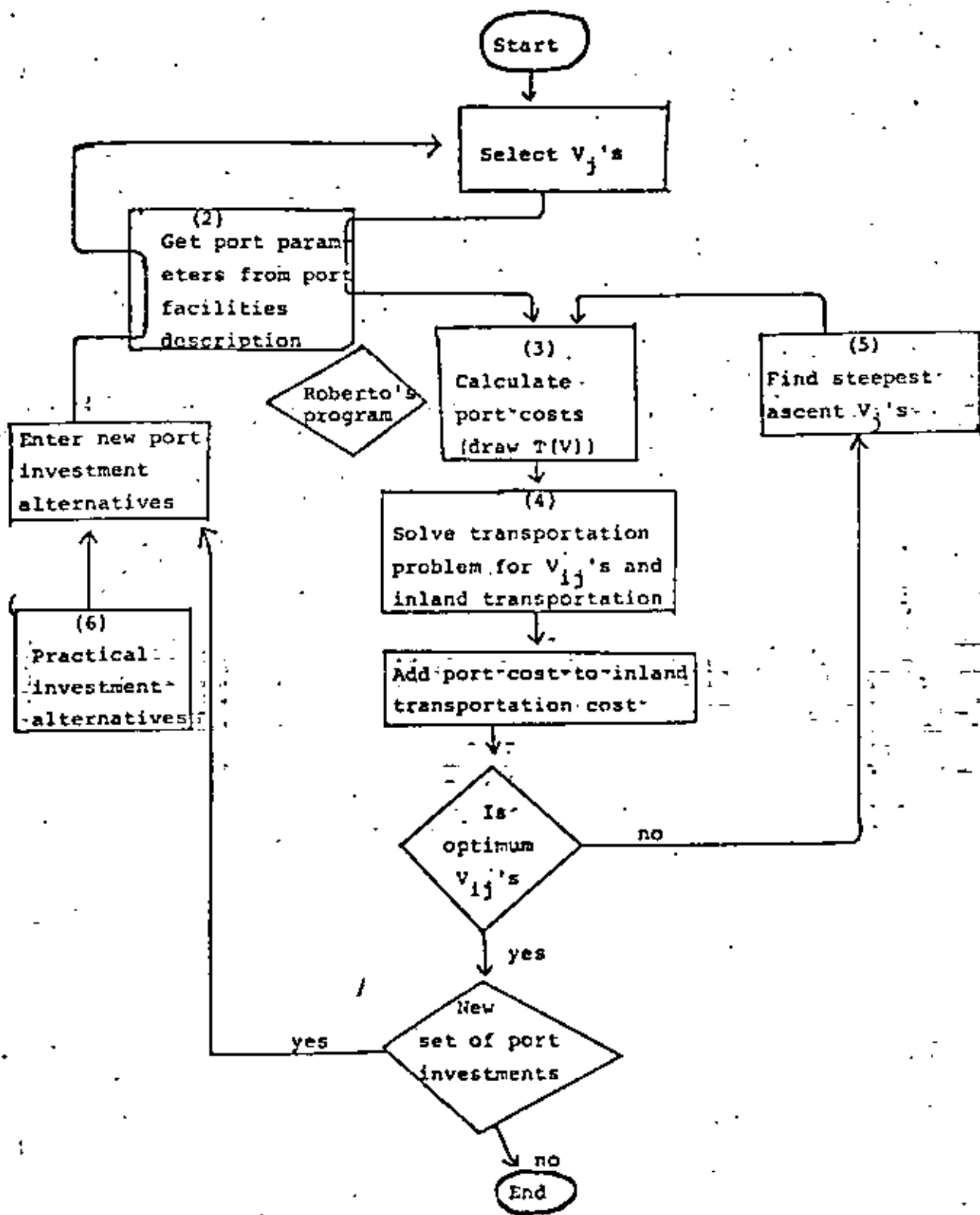
The procedures recommended to achieve the objectives outlined above are as follows:

1. Develop mathematical representation of ship arrival distribution which reflects the ship delays due to cargo handling congestion.
2. Develop subroutines which computes port parameters ( $F_j$ ,  $X_j$ ,  $B_j$ , etc.) from an input port description.
3. Write a subroutine to calculate port cost given port parameters and port's cargo volume which will use above programs as subroutines. It can also be used to develop  $T(V)$  curves for each port.
4. Develop or use existing subroutine to solve transportation problem.
5. Develop or use existing search technique for optimizing over  $V_j$ 's (steepest ascent?).
6. Develop procedure for establishing alternative port investment policies based on study of cargo handling system (practical investment alternatives).

The interrelationship between these tasks is outlined in the following chart.



FIGURE 1







# Container systems selection

Author: E. G. Frankel, professor - ocean systems, Massachusetts Institute of Technology, USA

## 1. Need for formal systems selection methods

The increasing complexity and choice among container handling equipment, as well as rapidly changing customer requirements require formal methods for the effective selection of container systems. It is more important than ever today that equipment chosen form a well integrated and coordinated system which provides the most effective service under given throughput, user requirements, and terminal configuration conditions. As shown in fig 1, the system selection process is affected by a variety of considerations. The cargo flow and resulting traffic flow demand in terms of throughput rate by form or type of cargo and method of transport (mainline or feeder vessel, barge, truck, or rail) is used in combination with estimated forecasts of the expected percentages of I.C.L. reefer, special type, or other containers, their expected average residence times, imbalances in flow of full and empty containers, weight distribution, and other factors to determine estimates of customer requirements and the relative importance of these requirements in terms of their effect on customer demand.

Customer or user requirements can usually be divided into necessary, desirable, derived, and potentially useful requirements. The necessary requirements are usually readily determined in terms of required moves/hr, and other capacities for a set of necessary operations. Other requirements must be evaluated from the point of view of effect on improving service, capacity, reliability, effectiveness, and expandability. The terminal configurations and basic user requirements will usually define some sets of equipment alternatives particularly in terms of container gantries and stacking equipment. To permit comparison of equipment alternatives, performance of individual equipment is used to derive the performance of sets of equipment working as a system within the given terminal configuration and based on the derived use of the terminal established by the analysis of customer or user requirements. The performance of alternative sets of equipment is evaluated not only on the basis of cost per unit throughput or similar criteria, but includes the evaluation of system reliability, expandability, and effectiveness. An important consideration in addition to meeting projected capacity per unit time of each operation is therefore the effectiveness of the equipment on interfacing and

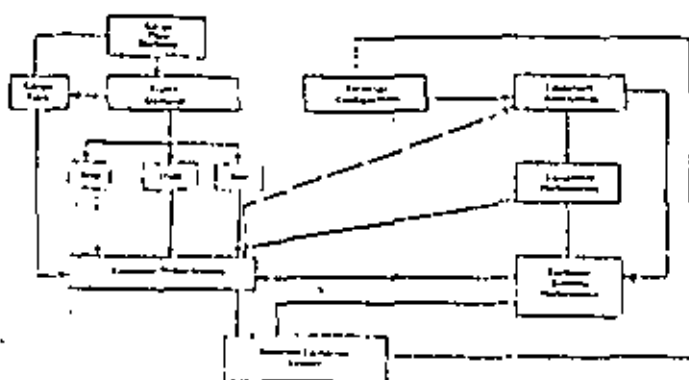


Fig 1: Container system selection process

integrating its operation with the operation of other equipment as well as its effectiveness in dealing with potential operational or technological changes in operational requirements, such as for example a change from truck to rail transport on the land side.

The large variety of equipment available for particular operations, which induces potentials for differences in the intermittency or continuity of operations, variability in cycle time, and other operating characteristics for a given capacity require a systematic or formal container equipment system design in the selection of equipment as the sum of the optimum choice among equipment for individual operations will seldom provide an optimal container system equipment selection. It is the purpose of this paper to discuss approaches to container systems selection, under conditions of increasing equipment choices and demand uncertainties.

## 1.1 Determination of container moves

After determining the distribution of terminal throughput demand by containers/ship call, container size, I.C.L., empty, special need and other distributions, the dwell time requirements by owner and container characteristics are analysed to determine storage requirements in terms of storage slots required by type, size, ownership, and condition of containers, as shown in fig 2. These distributions of storage requirements are next used to compute the effect of various storage or stacking strategies on the number and type of container moves. For example, separation of containers using stack segregation by owner, container type, origin/destination, etc, would result in a smaller number of total moves, but cause a large increase in area requirements and distance over which containers are moved. Conversely, consolidated stacks where

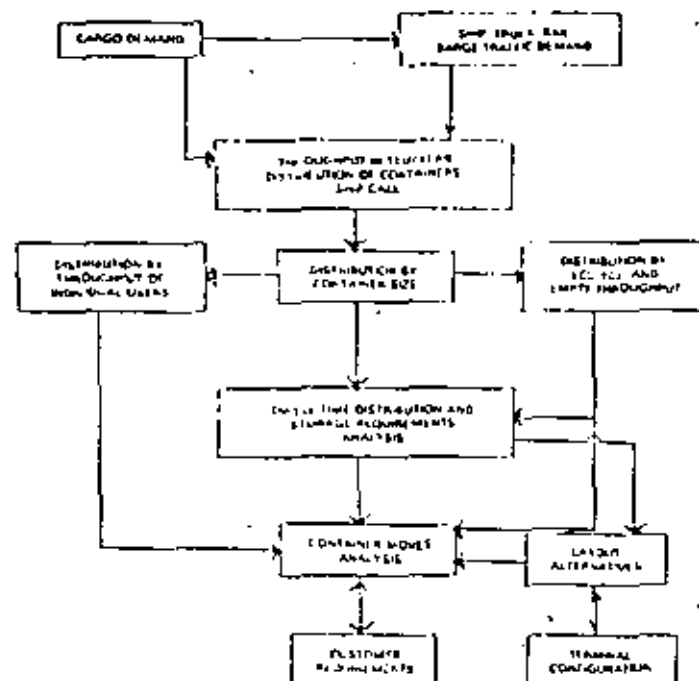


Fig 2: Container Moves



containers of different ownership and characteristics are intermixed, would result in a larger number of moves, including rehandling moves, but would permit smaller storage area allocations.

The number of types of moves also affect the clearances between stacks, circulation and traffic lane, and other requirements. To converge on the array of number of type of moves (transport, stacking, unstacking, restacking, etc) different layout alternatives are considered and move or handling requirements in terms of physical operations are defined for each feasible alternative layout.

### 1.2 Container terminal layout

The container terminal layout is usually based on various requirements for container storage and transfer between ship and land feeder modes. The main problem in container terminal planning lies in the effect of the imbalance of the capacity of the various system parts on a terminal's performance and in the resulting mismatch in the sequential operations within the terminal. Failure to match the capacity of the system parts is often the major reason for the unsatisfactory performance of many container terminals. Generally ship/shore transfer capacity of gantry cranes exceeds the terminal's pier transfer, stacking, storage, and delivery capacity.

The capacity of equipment required for container transfer between berth and stacking area is usually most critical due to large variation in cycle time and the proportion of time equipment is out of service, requirement for container rehandling, traffic interference, and stack congestion. Transfer equipment may also serve for stacking.

The type and quantity of container handling equipment required depends in addition upon the type and policy of operation. These are influenced by the layout of the berth, the amount of space available, ability to eliminate all non-container terminal equipment traffic, storage and stacking rules, and more.

Lack of sufficient, effectively organised, and properly laid-out container storage space is probably the most serious constraint on effective equipment operation. In many cases storage is designed on the basis of average throughput and expected dwell time plus 20-30 per cent, while in reality both average and deviation of throughput and dwell time vary much more. There is now a general trend towards larger storage areas for container terminals.

The required container terminal storage area can be computed as follows:

T = Throughput/year in TEU equivalents

D = Average dwell time in days

d = Standard deviation of dwell time in days

A = Projected area per 20ft container = 21.60m<sup>2</sup>

U = Area utilisation

$$= \frac{T \times D}{365 \times A \times 10000} \text{ in TEU/m}^2$$

$$A = \text{Storage area in ha} = \frac{T \times (D + 2d \sqrt{H^2 + h^2}) \times U}{365 \times 10000} \times \frac{1}{Z}$$

and

H = Average expected stack height by number of container

h = Standard deviation of stack height by number of containers

Z = Storage utilisation

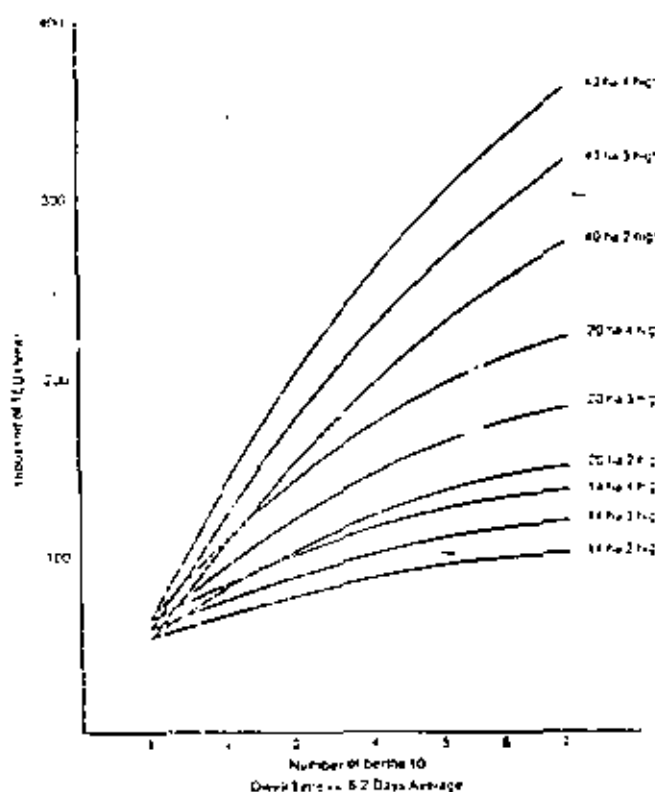


Fig 3. Container terminal capacity

In practice there is a direct relationship between stack height and the amount of shifting of containers in the storage area. Furthermore, containers need to be segregated by destination, weight class, I.C.L., F.C.L., or empty, direction of travel (inward or outward), sometimes by type and often by shipping line or service. Thus full use of storage area is not always possible as major imbalance and fluctuations in these flows occur all the time. Z must therefore be determined in terms of these operational factors and varies from 0.4-0.6. The need for long term storage of empties, unserviceable containers, and both short term and the long-term seasonal or periodic peak demand must also be considered. The safety margin introduced by Z depends on the specific conditions pertaining at the terminal including distribution of consignment size per ship call, total area available, number of different lines calling at the terminal ship delay time in the port, etc.

Additional space will be required for circulation, equipment operation, access, clearance and special containers, dangerous cargo, and more. When deciding on the site and size of a terminal, planners should keep in mind that where space is restricted, efficient terminal operation requires the highest possible degree of control and accurate operation, lest operating flexibility is seriously reduced. If space is plentiful, minor operational mistakes can easily be overcome, greater operating flexibility is possible, and it is easier to accommodate short-term changes. Therefore area allocation provides the major opportunity for achieving an efficient operation in terms of both cost and productivity.

The major factor which should determine the ratio of berth length to area depth is the relation between a ship's length, its carrying capacity, and expected number of containers per ship call. Where first generation vessels needed berths of approximately 200m length for a carrying capacity of 400 containers, vessels of the third generation require berth lengths of 300m for carrying

capacities of 2,400 units. Thus, an increase in required berth length of 50 per cent generates a potential need for a holding capacity which is three times as great, assuming delay times, proportion of container sizes handled, and percentage of containers handled per ship call to ship capacity remains unchanged.

Another important factor is the selection of equipment technology, as it affects:

- Berth to stacking area transfer
- Stacking
- Stacking height and width
- Backreach use
- Direct delivery or take off
- Empty container handling
- Stack/inland transport interface
- Freight station

Typical container terminal capacities as a function of storage area for  $D = 6.2$  days, loading/unloading rate of 30TEU/hr, average of ship waiting time 1/10th berth time, a near balance in container in and out flow, and 250m berth length are shown in fig 3.

### 1.3 Equipment performance

The array of container handling equipment available is staggering. The scope of this paper permits only a general discussion of equipment performance. Equipment can be divided into:

1. Fixed - such as container silos, container conveyors, automated stackers, container lifts, etc.
2. Rail mounted - such as gantries, transtainers, container flat bed trailer trains, etc
3. Free running - such as front loaders, side loaders, tractor trailers, straddle carriers, and steerable transtainers

Similarly, equipment can be divided by functional and operational performance, such as:

1. Loading/unloading or transfer
2. Transport
3. Stacking, unstacking
4. Sorting, identification, inspection

While some equipment can only perform one type of function or operation such as tractor-trailers which are used only for transport, other equipment such as straddle carriers can pick up, transport, and stack containers.

Table 1 shows the typical performance of some container terminal equipment. The cycle (or move) time and deviation of cycle time of the different equipment varies widely. The typical cycle time performance of the equipment in terms of reach, distance of travel, stack width and height can be expressed in equipment cycle time (including alignment, downtime, cycle delays, etc).

Container conveyors (belt or chain) usually operate at effective speeds of 1.5-2.5m/sec while container stackers have cycle times of 60-120sec. The standard deviation from average cycle time of gantries and transtainers is usually 10-20 per cent while the standard deviation from average cycle time of front and sideloade or straddle carriers which combine pickup, transport, and stacking capability is usually 35-40 per cent.

Tractor-trailers are found to have a standard deviation from average cycle time of 25-40 per cent depending on cycle distance, and the number of trailers towed per tractor. Fixed or rail mounted equipment has a smaller deviation because of the ease of alignment. The deviation from average cycle time is particularly important when two operations with widely different deviation interface. As the sequence of operation in a container terminals represents a series network of queues and servers, capacity of sequential operations and buffer storage must be increased as a function of the

$$\left(1 + \frac{\text{standard deviation of cycle time}}{\text{average cycle time}}\right)^n \text{ when } n \text{ is } 2 \text{ to } 3.$$

Unless this is done, severe delays and frequent congestions will occur.

For a particular terminal and its projected demand at a given period in time, the distribution of cycle time for each type of operation (or equipment-use) can be determined as a function of layout and operating policy, as shown in fig 4. Such distributions are developed for every function for every feasible layout, operating policy, level of demand, and equipment alternative. For ease of analysis these distributions are then approximated as statistical distributions. It should be noted that these

Type	Average speed <sup>a</sup> of travelling		Downtime per cent	Stacking, loading/unloading delays in secs				cycle time
	Loaded	unloaded		at pier per transfer	at freight station gate position	at empty stack	at full stack	
Front or Sideloaders	8 KPH	12 KPH	20	60	60	120	160	NA
Tractors	16 KPH	16 KPH	10	-	-	-	-	-
Trailers	-	-	5	120	120	120	120	-
Straddle Carriers	12 KPH	16 KPH	25	60	60	100	100	-
Transtainers (Steel Wheel)	6 KPH	8 KPH	8	-	-	60	60	80
Transtainers (Rubber Tyres)	6 KPH	10 KPH	25	-	-	100	100	80
Gantries	4 KPH	4 KPH	8	40	-	-	-	120

<sup>a</sup> Limited to operation in an elevated and fully open station.

Table 1 Typical loading/unloading/transfer, and stacking equipment performance data



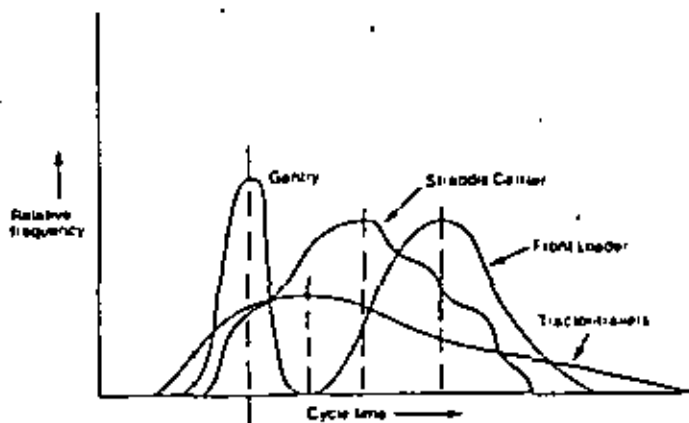


Fig 4: Distribution of equipment cycle time.

cycle time expressions contain all equipment performance characteristics.

## 2. Container system analysis

A container terminal system can be represented as a network of operations as shown in fig 5 where each link is the operation of a particular type of equipment. Each link therefore, for a particular layout and policy, has an associated cycle time distribution as shown in fig 4. Because deviations in cycle times differ materially and because deviations are measures of random variations of cycle time from the mean cycle time, we must consider not only the effect of these deviations of cycle time on the performance and therefore capacity or output per unit time of the particular equipment but must compute the effect of the deviations from the mean cycle time of two or more interfacing equipment operations on the inter-equipment transfer capacity. In other words the rate of interequipment transfer is affected by the deviation of cycle times of the interfacing equipment. As a result we must not only compute the capacity of the particular link served by the equipment but also the capacity of the node or interface of the link with other links.

For example given that a ship gantry with a mean cycle time of 120secs and a standard deviation of cycle time of 10secs, interfaces with a tractor-trailer system, with a mean cycle time of 360secs and a standard deviation of 90secs. If we provide three tractor-trailer sets with a theoretical mean interarrival time of 120secs and therefore a mean container transfer capacity of 30 containers/hr, the same as the gantry crane, we would find that nearly 36 per cent of the time either the gantry waits for tractor-trailers or vice versa and the actual capacity of the interface node is only 18.6 containers/hr.

Because many nodes are interfaces of more than two equipment links it is convenient to model a container terminal equipment operating system as a 'job shop' queuing system in which cycle times and their deviations provide the server or link operations characteristics. Nodes are interserver or interoperations activities with their own capacity and statistical performance. Node capacities can be increased by increasing the capacities of the interfacing links and/or by reducing their cycle deviations.

The first requires additional equipment while the latter usually requires higher quality or different equipment for the performance of that link or operation. Such a container terminal system model permits an effective

sensitivity study and trade-off among container terminal equipment, operating policy, and layout alternatives. The relationship between investment cost, operating cost, and the costs of cargo and ship, truck, and railcar delays can be evaluated and an effective selection of container-terminal equipment be made in line with the objectives of the terminal.

### 2.1 Choice of analytical model

If a queuing 'job shop' is used similar to the 'Jackson' type queuing models, then an inherent assumption must be made that the statistical distributions of cycle times are exponential or that the links can be assumed to be Poisson process or at least processes which can be represented by an Erlangian distribution. To get around this problem and ensure that the representation is as realistic as possible a conditional probabilistic transfer network approach has been developed. This approach also permits the introduction of time lags such as caused by periodic delays and variation of statistical parameter with time. A model which can handle equipment selection for a four berth terminal and up to 10 different types of equipment or operations has been developed and calibrated.

Another approach is to use simulation. Such a model permits greater realism but requires substantially more work and provides a unique answer in terms of terminal performance for a given assumed suite of equipment and a predesigned policy. The queuing network approach on the other hand allows sensitivity analysis, including replacement of equipment type, number and quality. It is also possible to change operating policy and the distribution of demands, user requirements, layout and more without the need for rebuilding the basic model. In fact the model can be designed to search for improve-

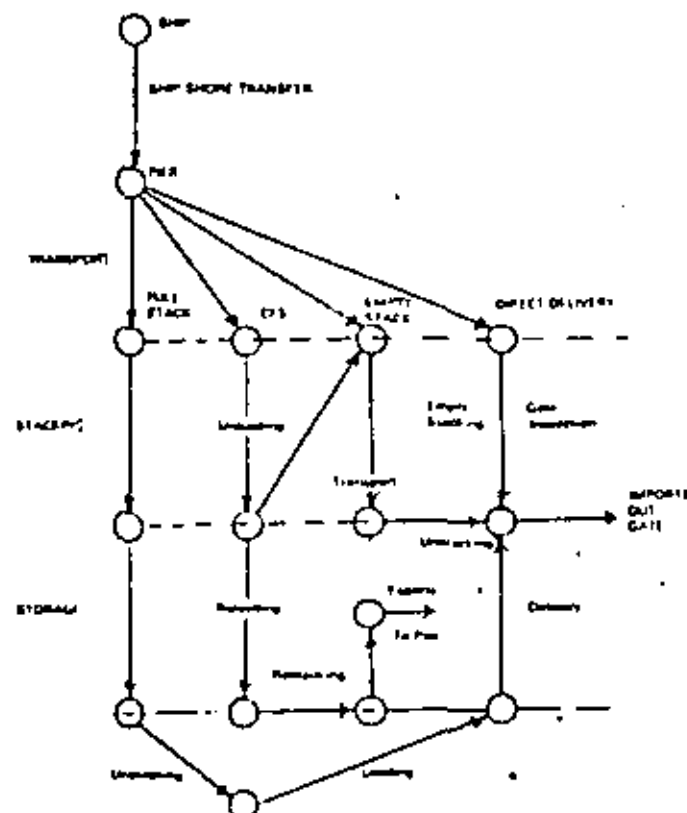


Fig 5 Simplified network of typical container terminal operation



ments by exchanging, adding, or subtracting equipment, or modifying operating policies and layout. During each cycle the model will search for the change which provides the largest incremental improvement until no more changes appear advisable.

The driving force in the analysis is usually an economic criteria such as minimum net present value cost of meeting projected demand, net present value, net revenues, or net present value cost per unit throughput. Other criteria can obviously be similarly introduced. Such a model can also include consideration of user costs such as ship waiting, ship service, cargo waiting and handling costs. It can similarly be used to test the effect of changing user (ship, container, etc) technology or terminal equipment technology on an existing or particular terminal.

## *2.2 Equipment selection and investment scheduling*

Equipment selection can be effectively performed using the above approach. Cost and performance data for all feasible equipment alternatives must be available. It is important that this data relates to the environmental and operating conditions of the particular terminal under consideration. The equipment selection trade-offs should similarly be expanded to include variations in land use, access routes, and other parameters.

The economic factors may have to include societal, including environmental, costs. Although the existing

analytical method is designed to permit equipment selection for a given location and configuration of terminal, it could be expanded to include alternative terminal sites and configurations. Land and access use costs could then be included, and the criteria expanded to incorporate both financial as well as economic factors.

In many equipment selection decisions, we also face the problem of scheduling investment. Here we have found the use of sequential decision tree models which use the outputs of the queueing network model run for specific time periods (5 year periods for example) as inputs provides an effective method for the evaluation of the effect of timing of equipment investment and choice on terminal performance.

## **3. Conclusion**

The complexity of modern container terminals, the multitude of user requirements, and variety of equipment available as well as the amount of investment and the potential performance risk involved require a formal approach to the determination of best decisions in equipment selection. Analytical approaches have been developed to assist in this decision process and have been shown to permit not only more effective evaluation of the operational and economic or financial impact of equipment selection but also allow a much larger array of equipment choices and combination of choices to be considered under conditions of continually changing user requirements.



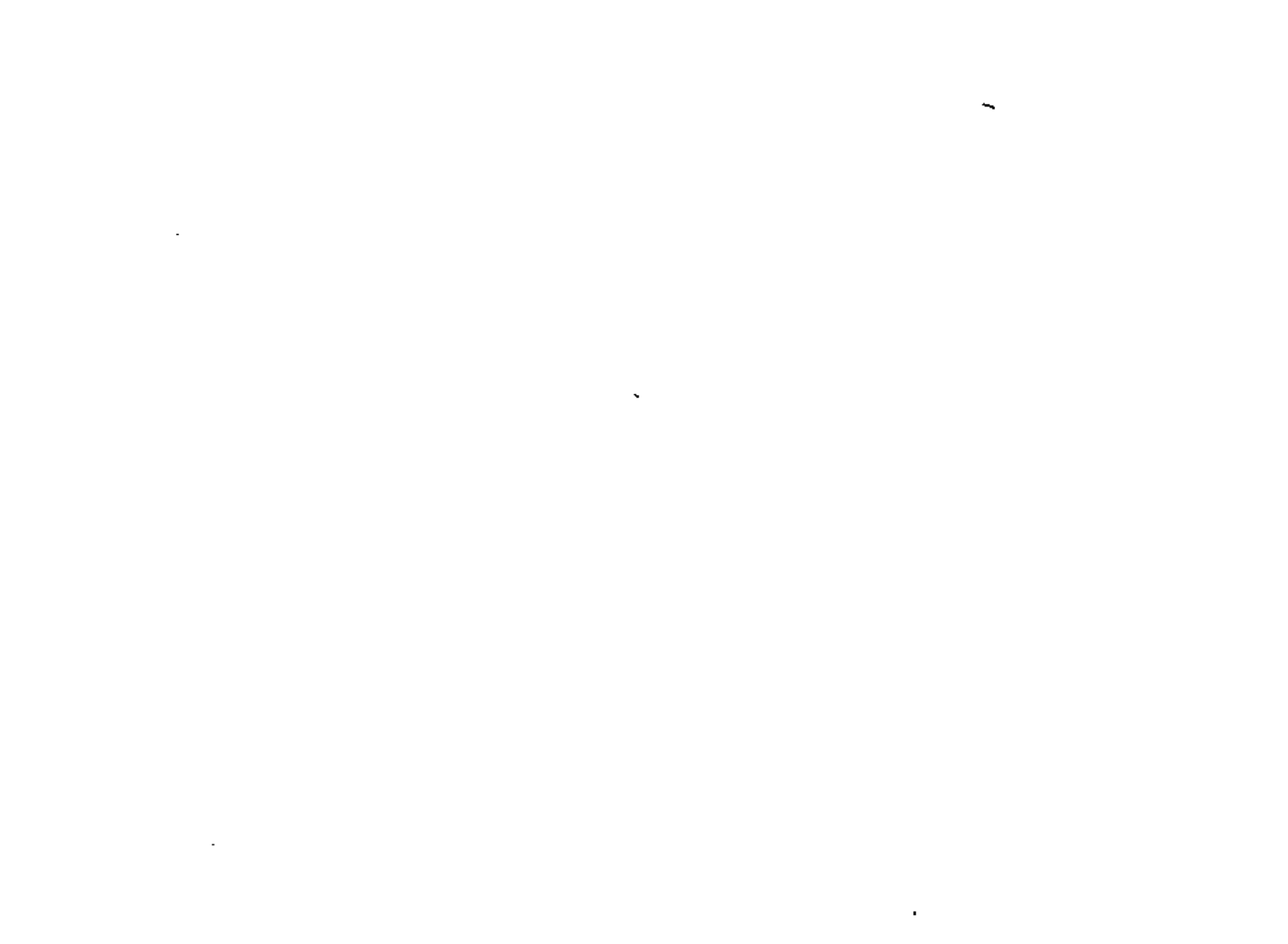


1.	Introducción y definición. . . . .	1
2.	Clasificaciones y su influencia en el diseño. . . . .	2
2.1.	Clasificación por usos o destinos. . . . .	2
2.1.1.	Enfoque general. . . . .	2
2.1.2.	Graneles líquidos. . . . .	3
2.1.3.	Graneles sólidos. Almacenaje abierto o cerrado (silos). . .	17
2.1.4.	Marcarcía general y contenedores. . . . .	20
2.1.5.	Pasajeros, Transatlánticos o transbordadores. . . . .	23
2.1.6.	Otros tipos. Armento, pesca deportivos, etc. . . . .	25
3.	Clasificación por características resistentes y constructivas. . .	26
3.1	Cimentación superficial. . . . .	27
3.2	Cimentación profunda. . . . .	38
3.3	Mixtos. Gravedad no superficial. . . . .	43
4.	Acciones a considerar para el diseño. . . . .	45

OBRAS DE ATRAQUE Y AMARRE

Diseño y Construcción

Autor: Victoriano Fdez. Dupuy



OBRAS DE ATRAQUE Y AMARRE

Diseño y Construcción

1.- Introducción y Definición.

Como todos sabemos, las misiones fundamentales de un puerto son las siguientes:

- 1) Dar abrigo y resguardo a los buques frente a los temporales.
- 2) Permitir la conexión buque-tierra, a través de la cual se realizan las operaciones de carga y descarga, típicas de un puerto.

La primera misión es cumplida por las obras de abrigo (diques verticales o de talud), aunque hay ocasiones en que no son necesarias dichas obras. Por ejemplo si de hecho existe un abrigo natural suficiente (rias o calas cerradas: Vigo, Ferrol, Mahon, estuarios o rios: Sevilla, Huelva, Lisboa, Bilbao o Rotterdam en su zona interior); o bien cuando por razones económicas, bien sea un bajo grado de utilización, bien sea por condiciones marítimas favorables (mares tranquilos), resulte más ventajoso disponer de un menor grado de utilización que intentar dar un abrigo artificial a la zona de operación.

Sin embargo, al margen de que existan o no obras de abrigo, lo que sí existe como norma general es el elemento de conexión buque-tierra, a salvada de los puertos puramente de refugio, en los que incluso puede existir.

Entre estos elementos que pueden ir desde la manóvaya en mar abierto, unida a tierra por una simple tubería submarina, hasta las rampas de aproximación en tierra para las modernas naves sobre colchón de aire (tipo Hovercraft), existen unos que son los más frecuentes y típicos. Nos referimos a los muelles y pantalanes, de un modo más general, a las obras de atraque y amarre.

2.- Clasificaciones y su influencia en el diseño.

Entre las múltiples clasificaciones que podrían hacerse de este tipo de obras, he elegido dos, que considere resumidamente los rasgos principales de estas obras, además es el orden lógico que se utiliza en el proceso de diseño.

En primer lugar se realiza la planificación de la instalación (plan maestro o layout de la misma). Esta depende, además de las condiciones locales (oleaje, mareas, vientos, corrientes, batimetría, topografía, geología y geotecnia, accesos existentes, áreas disponibles, redes de agua y energía existentes, etc.) del tipo de USO O DESTINO del muelle. A estos aspectos se refiere la primera clasificación que estudiaremos.

En una segunda fase se entra ya en el análisis de detalle del diseño, contemplando por un lado la forma en que se van a resistir las diversas acciones que actuarán sobre el muelle, es decir, las CARACTERÍSTICAS RESISTENTES del mismo; y por otro lado, en qué forma se construirá dicho muelle, o sea las CARACTERÍSTICAS CONSTRUCTIVAS del mismo. Corresponde a estos aspectos la segunda clasificación que estudiaremos.

2.1.- Clasificación por usos o destinos.

2.1.1.- Enfoque general

Del tipo de uso del muelle dependerán básicamente las características geométricas del mismo (calados y cota de coronación, longitud y anchura, áreas de servicio etc.), así como las acciones a considerar debidas a la explotación (atraque, amarre, gruas, sobrecargas etc.).

Generalmente, la primera solución que se nos ocurre para cualquier tipo de muelle consiste en disponer las áreas de servicio del mismo, para el almacenaje y manejo de las mercancías, inmediatamente unidas al área de atraque, carga y descar-



Sin embargo debemos tener en cuenta que, como norma general, el coste de la obtención y preparación de  $1 \text{ m}^2$  de superficie en terrenos ganados al mar suele ser mucho más alto que el de  $1 \text{ m}^2$  preparado en tierra firme. Como es lógico, existen excepciones, por ejemplo cuando exista en la zona poco calado, que obligará a un dragado para permitir el acceso a los buques, pudiéndose utilizar dichos productos, si geotécnicamente son adecuadas, para rellenar el área restante. De este modo por un lado existe un ahorro al no tener que verter dichos productos a mayor distancia en altamar, y por otro al conseguir simultáneamente áreas disponibles.

Así pues, salvo en estos casos especiales, y siempre que el destino del muelle y por tanto su sistema operativo lo permita es recomendable dejar adosada al muelle la menor cantidad de área necesaria, situando las restantes áreas (almacenaje y manejo) más alejadas y situadas en tierra firme no necesariamente próxima al cantil.

Este es el caso, concretamente, de los productos o mercancías que pueden ser transportadas fácilmente a tierra firme, y a la velocidad suficiente como para no producir estadías o permanencias innecesarias del buque en el atraque.

Dentro de este campo se encuentran los denominados GRANULES, entendiéndose como tales a los puros, es decir, aquellos no envasados, empaquetados o ensacados.

Entre estos graneles, existen dos tipos claros, cuyo modo de manejo difiere considerablemente, nos referimos a los GRANULES LIQUIDOS y los GRANULES SOLIDOS.

### 2.1.2.- Graneles líquidos.

Se incluyen en esta denominación, como su mismo nombre indica, todos aquellos productos cuyo transporte marítimo se realiza en buques tanque o cisterna, y cuya descarga se hace por tubería.

Constituyen los graneles líquidos por excelencia el petróleo

y sus derivados (gasolinas, gasoil, fuel, etc.) aunque también se incluyen aquí otra serie de productos como gases licuados, productos químicos etc.

### a) Definición de necesidades y tipos de atraque.

En estos casos, los muelles propiamente dichos, suelen limitarse a contener: (ver fig.1.)

- 1- Plataforma de carga o descarga, destinada a soportar los brazos de carga en su zona más próxima al cantil, y las conexiones a tuberías, válvulas y pisa en una zona paralela posterior. Así mismo, suele disponer de una zona libre para dar acceso a vehículos ligeros hasta el cantil y área para las instalaciones contra incendios (torres) alumbrado e instalación antiderrames si existe.
- 2- Acceso principal o enlace a tierra, capaz para instalar las tuberías previstas, función del número de productos y caudales de bombeo; y generalmente capaz también para el paso de personas y vehículos ligeros (camiones para avituallamiento al buque, traslado de personal ó pequeña grúa automóvil para la conservación de tuberías brazos de carga etc.)
- 3- Elementos de atraque y amarre para los buques, que con posterioridad varozos, o bien pueden ser duques de alba de atraque y amarre o bien defensas adosadas a la plataforma de carga y macizos de amarre en tierra.
- 4- Acceso secundario a los puntos de amarre, en este caso capaz sólo para el paso de personas.

El tipo de muelle descrito en la figura 1. normalmente perpendicular a la línea de costa y con posibilidad de atraque por ambos costados son los denominados PANTALLONES.

Son de este tipo en España, el atraque para petroleros del puerto de Huelva, el de Petroliber en La Coruña, el Reina Sofía de E.R.T. en Huelva, el de CEPSA en Algeciras, el de CAUPSA en Barcelona, y el de refinados de Bilbao entre otros.

Dadas las características de los buques tanque, generalmente de gran porte y calado, y dada la peligrosidad de este tipo de mercancías, es normal el ubicar estas instalaciones en las proximidades de la bocana de los puertos, donde suele existir el mayor calado y a su vez se está alejado del resto del puerto y próximo a la salida al mar.

Si a esto sumamos la escasez de tierra próxima que estas instalaciones requieren frente a otros tipos de muelle, comprendemos fácilmente, el que se aprovechen los diques de abrigo en caso de que existan en el puerto correspondiente.

Este tipo de solución que podríamos llamar de ATRAQUE ADOSADO consiste básicamente en construir una plataforma de carga adosada al dique, utilizando éste como acceso principal para el paso de vehículos y tuberías, aprovechando el espaldón, e incluso utilizándolo de acceso secundario, ya que los amarres suelen ubicarse en nacisos de hormigón incorporados al propio espaldón del dique (ver fig. 2).

Respecto a estas soluciones hay que destacar las exigencias que ello representa para el diseño del rompeolas (no rebases y nivel de riesgos en el diseño mucho más bajas que para otro tipo de rompeolas sin instalaciones adosadas). Por esta razón en muchas ocasiones la solución de atraque adosado se convierte en atraque paralelo al rompeolas con acceso independiente, ya que resulta esto más ventajoso.

Pertencen al tipo ATRAQUE ADOSADO los de petroleros de Bilbao, los del puerto exterior de Las Palmas y el muelle petrolero de Málaga entre otros.

#### b) Plano maestro o layout en planta y alzado

Una vez que se conocen las partes de que consta un atraque de este tipo y las soluciones más comunes en su conjunto, la pre-

gunta inmediata es ¿cómo se planifica o como se dimensiona un muelle de este tipo?.

El proceso más lógico a seguir es el siguiente:

- 1- En primer lugar, tal como se estudia en la planificación de puertos, es preciso definir el número óptimo de atraques, en función de los volúmenes y tipos de productos a mover así como en función del estudio de la flota operativa.

Este número óptimo de atraques, generalmente asociado a una capacidad de almacenaje en tierra, es el que se obtiene de minimizar los costes de amortización de las inversiones (obras e instalaciones) más los costes de explotación, especialmente los de estadia de buque. Es decir, definida una flota y unos volúmenes a mover, a mayor número de atraques mayor es la inversión a realizar y menor son los costes de esperas de buques; la situación óptima es aquella en que la suma de ambos sea mínima.

Para esto se suelen utilizar los modelos de simulación mediante los cuales se pueden simular llegadas de buques aleatorias o según leyes prefijadas, y haciendo rodar el modelo, con distintos números de atraques y normalmente para un período equivalente a un año medio, el programa va estudiando las esperas y sus costes a los que suma lo que se hayan dado para la amortización de instalaciones en cada caso, hasta llegar a optimizar la solución.

Partiendo pues de que se conoce el número de atraque y la gama de buques y de productos correspondientes a cada uno de ellos, de acuerdo con los estudios de planificación, analizamos ahora como se dimensiona cada uno de estos atraques.

2- El paso siguiente del diseño es la definición en alzado, siendo tres las cotas básicas a definir para cualquier tipo de atraque, y en el caso de atraque de graneles líquidos aparece una cuarta (fig. 3) Estas son:

- a.- Cota de coronación del muelle
- b.- Cota de trabajo fase constructiva (coronación de cajones o de pilotes, etc).
- c.- Cota de pia ó calado del atraque.
- d.- Cota de trabajo o circulación fase definitiva.

Estas cotas se suelen fijar con los criterios siguientes:

a) Cota de coronación del muelle

Generalmente se adopta la cota mínima compatible con el riesgo de diseño aceptado para daños en las instalaciones ubicadas sobre el muelle durante la vida prevista para la obra.

Normalmente se adopta el mínimo porque siempre resulta más económico el reducir altura de muelle aunque resulten más altas las paras de las gruas o brazos de carga. Solo se adopta cotas más altas cuando estas son exigidas por razones de operación o explotación del muelle.

Esta viene por lo tanto definida por:

$N_{max}$  : Nivel máximo del mar de diseño.

$H_1$  : Oleaje de diseño.

El primero de ellos en función de las mareas astronómicas, meteorológicas (viento, presión, oleaje, seiches, etc), y tsunamis principalmente.

Se adopta como cota a) el mayor de los dos valores siguientes:

$$N_{max} (T \text{ años}) + H_g (1 \text{ año}) + 0,5 \text{ a } 1,0 \text{ m.}$$

$$N_{max} (1 \text{ año}) + H_g (T \text{ años}) + 0,5 \text{ a } 1,0 \text{ m.}$$

Siendo T el periodo de retorno asociado al riesgo de daño R aceptado para instalaciones durante una vida prevista V.

$$T = \frac{1}{1 - (1 - R)^{1/V}}$$

Como puede verse la anterior formula como todos los métodos empíricos es solo una aproximación al análisis y por lo tanto solo válida en atraques en aguas muy abrigadas y con poca variación de niveles o cuando se trate de estudios previos. En caso contrario un análisis más detallado, incluso con modelo, es recomendable.

b) Cota de trabajo fase constructiva

Esta es una cota que viene condicionada por razones constructivas (cota de coronación de unos cajones o recintos de tablestacas, cota de corte de unos pilotes, etc....), que deberá permitir realizar la terminación en seco de la parte superior (macizo de coronación de cajones, cabezales y losa sobre los pilotes etc....).



Esta cota es por lo tanto función del tiempo que se estima necesario para la construcción de dicha parte, de la estación climática en que se hará, y del porcentaje de tiempo operativo que se requiere para ello, influyendo en ellos - las variables climáticas indicadas en a).

#### c) Cota de pie

Esta cota es función de:

- Características del buque máximo operativo.
- Porcentaje de operatividad requerido para el atraque.
- Condiciones climáticas antes citadas.
- Resguardo requerido (tipo de fondo, tolerancias, dragado, asolvas).

Existen métodos empíricos (Iribarrau, PIANC, etc) para estimar los movimientos del buque en función de unas determinadas condiciones climáticas, sin embargo insisto en que cuando se trate de atraques poco protegidos y de importancia, es conveniente el análisis más detallado.

#### d) Cota de circulación

Esta cota específica de los atraques de graneles líquidos, suele adoptarse de modo que se permita el paso de personas por el nivel a, para inspección y conservación de tuberías.

3.- Definición en planta es el siguiente paso del diseño. Para ello el proceso que puede seguirse consiste en:

3.A.- Definir las dimensiones necesarias para la plataforma de carga, las cuales dependen fundamentalmente del número y tamaño de los brazos de carga y tuberías, y que normalmente se define en colaboración con los especialistas en tuberías. (ver fig.4)

Los brazos de carga, que se sitúan más próximos al cañtil, vienen a ocupar una superficie en planta entre [x] m a 5x5 m. Espacios similares requieren las torres contra incendios.

Tras esta zona viene la zona de válvulas, pigs, codos de las tuberías etc. que puede tener una anchura del orden de los 10 a 20 m o mayor en el caso de que se disponga de espacio sobrante.

Además de esto, suele dejarse una zona de acceso libre al cañtil, de un ancho de unos 5 m. para vehículos y personas, situado a uno u otro extremo de los brazos de carga.

3.B.- Conocida la plataforma de carga es posible definir las posiciones extremas de buques en planta. (ver fig.5).

Para ello hay que tener en cuenta que los buques tanque, tienen los puntos de toma para conexión a los brazos de carga situados muy próximos al centro de su eslora.

Por lo tanto, contrado la eslora del buque máximo con los brazos de carga más externos de la plataforma, tendremos definida el área máxima barrida por los buques. A este área se le añadirá como mínimo una manga del máximo buque por delante y por detrás, para definir así la zona que debe quedar libre de obstáculos, bien sea por calados, bien sea por proximidad a un muelle existente o a otro buque atracado.

Esto que acabamos de ver corresponde al sentido longitudinal del buque.

En cuanto al área a dejar en el sentido normal al atraque, ésta dependerá de la maniobra de aproximación del buque; siendo menor si el buque ya viene revirado por los remolcadores de la zona de maniobra general del puerto; y si, por el contrario, dicha operación la debe hacer frente al atraque, el área requerida es mayor. Tal como se estudia al analizar las maniobras del buque (acceso, parada, reviro, aproximación y atraque), el área necesaria depende del tamaño de buque, de las condiciones locales de viento, corriente, oleaje, y de los medios con que se realiza la operación (número y potencia de los remolcadores). Sin embargo, a efectos de tener ahora un orden de magnitud diremos que la anchura de este área oscila desde un mínimo de 3 a 5 mangas en el caso de venir el buque ya revirado, hasta 1 o 2 esloras en el caso de realizar el reviro frente al atraque.

3.e.- El paso siguiente, una vez conocidas las dimensiones del área necesaria, consiste en buscar la ubicación óptima compatible con los condicionantes ya existentes en el puerto, buscando:

- Una zona lo más alejada posible de las áreas de mayor tráfico marítimo y mayor densidad de instalaciones y población.
- Buena orientación con respecto a los vientos, corrientes y oleajes de la zona, procurando que el buque quede cara a ellos.
- Buen calado, necesario con objeto de evitar en lo posible los varaderos.
- Buena conexión en tierra a las zonas de depósito de mercancías.
- La zona con mejores características geotécnicas con objeto de cubrir en lo posible el coste de las

las cimentaciones.

3.d.- A continuación se procede a definir los puntos de atraque y amarre; que, como es lógico, depende de la gama de buques que esté previsto que utilicen el atraque.

Comencemos por los elementos de atraque (ver fig.6) Para ello debemos buscar donde quedan situadas las zonas óptimas de apoyo de los distintos buques, teniendo en cuenta:

- 1º- Que el límite de separación mínima entre los puntos de apoyo de un buque no debe ser menor del 1/3 de su eslora, ya que en caso de estar más próximos, la estabilidad del buque en el atraque es muy deficiente, oscilando mucho y haciendo peligrar las conexiones a tierra.
- 2º- Que el límite de separación máximo, conviene que no sobrepase del 50 al 60% de la eslora, ya que a partir de esos puntos suelen comenzar las partes curvas del casco de los fines de proa y popa, resultando difícil el conseguir allí un buen apoyo.

Una vez hecho esto se comprueba el solape entre las zonas óptimas de apoyo para los diversos buques y las distintas posiciones de atraque, normalmente centrando los en los brazos de carga extremos.

Los puntos de atraque deberán ubicarse en las zonas de solape común a todos los casos. En caso de que no exista una única zona de solape común a todos los casos, será necesario disponer de más puntos de atraque, con objeto de cubrir todos los casos.

Hay ocasiones en que dichos puntos quedan situados dentro de la línea de cantil de la plataforma de carga. En este caso, lo más económico suele consistir en acoplar unas defensas a la plataforma, capaces de absorber

la energía de atraque, adaptando la plataforma para que sea capaz de resistir la reacción de dichas defensas. (caso del atraque de petroleros de Bilbao).

En caso de que dichos puntos queden situados fuera de la zona de plataforma, cabe el cumplir algo más, si la distancia es corta y transformarlo en el caso anterior, o en caso contrario acudir a la colocación de duques de alta de atraque.

En este caso, éstos deben quedar situados por delante de la plataforma con objeto de que en su máxima deflexión el buque no llegue nunca a tocar en aquella y por lo tanto no tenga que resistir esfuerzo alguno del buque.

Si como vimos antes, resultara necesario disponer de varios puntos de atraque por existir una gama muy amplia de buques, estos deben quedar situados de tal modo que en su deflexión máxima todos queden alineados, con objeto de que así, si un buque grande apoya primero en un duque de alta pequeño, éste no se agote antes de que hayan trabajado y parado al buque los duques de alta grandes que le correspondan.

Continuamos ahora con los elementos de amarre del buque. Al igual que en el caso anterior, se deberán analizar las diversas posiciones de atraque para los distintos buques previstos, con objeto de situar los puntos de amarre de modo que sean compatibles con el mayor número de casos posibles.

Para ello deberá tenerse en cuenta lo siguiente: (ver fig. 7)

- 1º- Los puntos de amarre principales de los buques están siempre situados en el castillo de proa y popa (bitas y guiacabos); aunque en el caso de buques relativamente grandes, también disponen de puntos de amarre intermedios repartidos a lo largo de los costados.

2º- La disposición normal de amarras de un buque suele ser la siguiente:

-Los largos, que saliendo por la proa y la popa, tienen como misión fundamental el soportar las acciones que pueden actuar sobre el buque en sentido longitudinal, bien sea por viento, corriente u oleaje.

La zona óptima de situación de estas amarras es en un sector de  $\pm 30^\circ$  con el eje longitudinal del buque, pudiendo llegar a los  $\pm 45^\circ$ .

-Los traveros, que suelen salir más o menos perpendicularmente al eje del buque, por los costados de proa y popa.

Su misión fundamental es soportar las acciones que pueden actuar transversalmente al buque, siendo el sector más adecuado para estas amarras el de  $\pm 45^\circ$  con la normal al eje del buque.

-Los sarriacs, que son amarras prácticamente paralelas al eje del buque, saliendo de proa hacia popa y viceversa, cuya misión fundamental, aparte de colaborar con los largos, es la de permitir con su tendido y destendido el centrar el buque con la línea correcta de atraque para la conexión con los elementos de carga o descarga.

Así pues, partiendo de las zonas de solape de estos sectores óptimos para los distintos buques y posiciones de atraque se selecciona la mejor ubicación para los diversos puntos de amarre.

Estos que, a bien pueden ir situados en muelles en tierra, si la colocación lo permite, o bien en duques de alta de amarre, suelen disponer, en el caso concreto de atraques para petroleros, de ganchos de escape rápido en lugar de bolardos, ya que de ésta forma se permite el soltar amarras

rápido en caso de peligro de incendio o similar.

Además y sobretodo en el caso de atraques para grandes petroleros, es frecuente disponer en cada punto de amarre de un cabrestante para poder cobrar las pesadas amarras de estos buques, que a veces pueden ser de acero con objeto de evitar la posible circulación de corriente estática y el peligro de chispas, suelen tener unas dimensiones y peso considerable.

La operación suele hacerse lanzando o acercando con un bote un cabo menor al que va sujeta la amarra, de la que se tira mediante el cabrestante.

3.6.- Una vez conocida la ubicación de los distintos duques de alba de amarre y atraque es cuando conviene analizar los accesos principal y secundario, ya que normalmente estos pueden utilizarse como puntos de apoyo los citados duques de alba. (ver fig. 1).

Evidentemente no es este el caso de atraques adosados a diques, donde el acceso es el propio acceso del dique. En el primer caso, con objeto de uniformizar los elementos estructurales del acceso (vigas, losas o pasarelas) se suele buscar módulo múltiplo de la separación entre los diversos duques de alba y plataforma de carga, intercalando los apoyos necesarios entre ellos hasta llegar a unas luces técnica y constructivamente razonables.

La anchura de la calzada del acceso principal, suele oscilar entre los 3,5 y 5 m. para permitir el paso de los vehículos ligeros en una sola dirección, disponiendo en la plataforma de carga de una zona de ensanche para permitir el giro de los vehículos y su acceso hasta el cantil. (ver fig. 2).

Aparte de este acceso para vehículos y personas, es necesario disponer el de las tuberías.

No es normal disponer de una solera continua para la colocación de éstas, ya que generalmente son capaces de soportar por sí mismas una separación entre los puntos de apoyo.

Por lo tanto, lo primero que se hace por los especialistas en tuberías es definir estas luces máximas aceptables, incluso a veces apoyando las tuberías pequeñas sobre las de mayor diámetro con objeto de reducir al mínimo el número de apoyos.

Una vez conocida esta luz máxima aceptable y en función de la modulación de vigas o losas de la pasarela, se definen las posiciones más idóneas de los apoyos de tuberías, que normalmente suelen ser vigas transversales sujetas a las longitudinales de la calzada.

La anchura de esta zona de tuberías depende del número y diámetros de las mismas y de las holguras que es necesario dejar para su montaje y mantenimiento.

Normalmente suele dejarse una reserva de espacio del orden del 10% del inicialmente necesario, para futuras necesidades del pantalán. Algo análogo suele hacerse en cuanto al área para brazos de carga en la plataforma.

Es necesario disponer sobre los apoyos de tuberías de elementos deslizantes, rodillos, apoyos de teflón etc con objeto de permitir el libre movimiento de las tuberías en sus dilataciones y contracciones por efectos térmicos, ya que en caso de no hacerlo así, los esfuerzos horizontales que podrían transmitirse a la estructura pueden alcanzar valores muy importantes, ya que normalmente los alargamientos son considerables al tratarse de longitudes y variaciones térmicas grandes (calentamiento de tuberías para ciertos productos)

Con objeto de que se absorban estas deformaciones de algún modo, se disponen a distancias adecuadas a las características de los tubos, de unos elementos denominados liras, consistentes en formar una U con los tubos que por flexión de sus dos brazos absorbe las deformaciones. (ver fig.9)

Estas liras suelen ubicarse aprovechando los ensanchamientos de los duques de alba, y en caso de no disponer de superficie en planta se suelen hacer en el plano vertical.

Además del acceso principal, suelen disponerse accesos secundarios peatonales a los duques de alba de amarre extremos, constituidos generalmente por pasarelas metálicas.

Con éste hemos acabado el análisis desde el punto de vista funcional, de más singular de los diversos tipos de atraque, concretamente el relativo a graneles líquidos.

Esto nos permitirá analizar con mayor rapidez los demás tipos de muelles, ya que al tratarse de muelles continuos presentan una mayor sencillez en el planeamiento de los mismos.

### 2.1.3.- Graneles sólidos.

Son también éstos productos que pueden ser fácilmente transportados del buque al área de almacenaje y viceversa, normalmente mediante cintas transportadoras aunque en algunos casos incluso mediante bombeo y tubería.

Este tipo de productos puede clasificarse en dos básicos

- a) Los que pueden almacenarse al aire libre en áreas abiertas (carbón, pirita, bauxita, minerales en general).
- b) Los que deben almacenarse en áreas cerradas, denominadas

silos( trigo, maíz, cereales en general y el cemento).

Este aspecto afecta básicamente al área de servicio en tierra pero no directamente al muelle, por lo que no profundizaremos más en el tema, analizando por el contrario con mayor detalle la zona correspondiente a la carga y descarga.

#### a) Definición de necesidades y tipos de atraques.

Este tipo de muelles se compone de: (ver fig.10)

- 1- Muelle de carga o descarga, que en contra de lo que sucede para los graneles líquidos, es necesario en este caso que la línea de cantil cubra al buque en prácticamente toda su eslora, ya que los medios de carga y descarga que circulan por él, deben poder barrer todas las bodegas del buque.
- 2- Acceso o enlace a tierra, capaz para instalar en él las cintas transportadoras y además para permitir la circulación de vehículos y personas.
- 3- Los elementos de atraque y amarre suelen instalarse en el propio muelle de carga o descarga, ya que éste cubre totalmente al buque, y sólo a veces es necesario disponer de algún duque de alba de amarre extremo, para los largos.
- 4- Sólo en este caso es necesario disponer de acceso secundario hasta dicho punto de amarre.

En este caso, los tipos de muelle, también pueden ser en pantalán o bien adosado a diques, utilizando el acceso del dique para instalar las cintas en el espaldón, utilizando el acceso como calzada.

Son del primer tipo el cargadero de mineral de Huelva, el de El Ahijón de Fosfatos, y del otro tipo los de Cijón o los muelles para granos de Barcelona o Tarragona, o los del puerto mineralero de S. Ciprián.

b) Plano maestro o layout en planta y alzado.

Resulta sencilla aplicar los mismos pasos seguidos en el caso de los graneles líquidos a este nuevo tipo de muelles.

Concretamente, es idéntico el proceso en cuanto a definir el número óptimo de atraques y la definición en alzado de las cotas de coronación y calado.

En este caso también existen dos niveles, pero ahora el inferior suele ser el de circulación de vehículos y personas, siendo el de las cintas el superior.

En lo relativo a la definición en planta del muelle, debemos tener en cuenta lo siguiente:

- 1ª- Los aparatos de carga o descarga suelen circular por el muelle sobre carriles, sitúndose el más delantero lo más próximo posible al cantil ( 1,5 a 2 m.) dejando el espacio justo para los bolardos. Esto se hace con objeto de reducir al mínimo la longitud de la pluma del equipo.
- 2ª- Estos equipos, cuyo definición corresponde a los especialistas mecánicos, pueden ser de múltiples tipos, oscilando la anchura entre patas alrededor de los 10 o 15 m. A título orientativo citaremos algunos de ellos:
  - Descargadora de cuchara y tolva (minerales y cereales).
  - Descargadora de rosario o de hélice (cereales)
  - Por fluidificación y respiración (cemento, alúmina)
  - Cargadoras por cinta (mineral, cereales)
  - Cargadoras por bombeo y tubería (cemento, alúmina)
- 3ª.-La anchura de la galería o zona de cintas, depende del tipo de producto y volumen a mover, pero suele oscilar entre 3 y 5 m. por cinta.
- 4ª- En este tipo de muelles la anchura de la zona de acceso a vehículos, puede ser normalmente reducida al igual que para graneles líquidos, ya que en general se trata de vehículos liveros de eventual destino o conservación.

Sin embargo, si en el muelle se prevé la posibilidad de carga directa a camión o ferrocarril, es necesario dejar anchura para doble circulación de vehículos pesados, zona de giro y maniobra o bien anchura para playa de ferrocarril, por lo menos de dos vías. Dado que este caso empieza a parecerse al de mercancía general más que al de graneles, lo analizaremos con más detalle al tratar de ese otro tipo de muelles.

2.1.4.- Merchancía general y contenedores.

Mientras que en los muelles que hemos visto se puede acudir a soluciones de pantalanes o muelles estrechos adosados a diques, separados en general de las zonas de almacenaje y manejo de las mercancías, ésto no es factible para los muelles de mercancía general o contenedores.

En este caso es necesario acudir a zonas con grandes áreas anexas a la línea de cantil, y en caso de no existir, es necesario crearlas.

El motivo fundamental de ésto reside en el hecho de que estos productos no pueden ser transportados y manejados con la misma facilidad con que lo son los graneles; y por lo tanto, el separar la zona de almacenaje de la de carga y descarga, que en este caso suele ser simultánea, no como sucede con los graneles que suele ser una u otra, llevaría consigo el disponer de unos medios de transporte y de unos accesos al muelle enormes, o bien el aceptar unas demoras y estadías de buque en puerto elevadas y antieconómicas.

Así pues, en estos casos la anchura del área de servicio del muelle debe estar anexa a él y ser lo más amplia posible, no debiendo bajar de los 100 a 150 m. y siendo recomendable especialmente en el caso de contenedores, el alcanzar los 300 m. (ver fig. 11)

La franja delantera, más próxima al cantil, en una anchura

de unos 30 a 50 m. es la zona de servicio directo del muelle, es decir, de operación de carga y descarga y circulación de los vehículos correspondientes a estas operaciones.

El área restante que queda a continuación, es la destinada al almacenaje y manipulación de las mercancías o contenedores, bien sea para su expedición hacia tierra o bien para la recepción y preparación para carga a buque.

Así pues, en lo que se refiere al diseño del muelle propiamente dicho, lo que nos interesa es lo relativo a los 30 ó 50 m. más próximos al cantil.

La línea de cantil, al igual que para los graneles sólidos, deberá cubrir totalmente la eslora del buque, y en caso de estar destinada al atraque simultáneo de varios buques, deberá tener una longitud, como mínimo, igual a la suma de las esloras de los buques previstos, más unos resguardos entre buques iguales a la manga del mayor.

Aquí también es normal hacer el atraque contra defensas situadas en el propio muelle y el amarre a bolardos situados a lo largo del cantil.

Es normal que este tipo de muelles sean capaces para varios atraques simultáneos y no para atraques puntuales como suele suceder con los graneles.

Con objeto de darles versatilidad y hacerlos adecuados a las aleatorias llegadas de buques en cuanto a tamaño y momento de llegada, en lugar de disponerse puntos de atraque y amarre, más o menos fijos, lo que se hace es distribuirlos uniformemente repartidos a lo largo del cantil.

La separación de bolardos oscila entre los 15 y los 30 m., dependiendo del tamaño de los buques. Digamos 15 m. para buques de hasta 10.000 ó 15.000 T.P.M., llegando a los 30 m. para los de 30.000 a 35.000 T.P.M.

La separación de defensas es función de las características del buque mínimo, de las condiciones o limitaciones de atraque y de las características de las propias defensas y del escudo, consistiendo el objetivo final en no dejar nunca un espacio mayor entre defensas que el necesario para que el buque menor pueda llegar a chocar con el cantil del muelle.

El elemento de carga y descarga por excelencia es la grúa, aunque también se utiliza el propio puntal de buque.

Las características de estas grúas en el tipo convencional, suelen ser de las 12 Tn. a las 30 tn. La anchura entre carriles está alrededor de los 8 m. a 10 m.

Las características de las grúas portainer para el manejo de contenedores suele ser algo mayor oscilando alrededor de las 40 tn de capacidad de elevación, con un ancho entre patas próximo a los 15 m.

Actualmente vienen disponiéndose ambos anchos de carril en los muelles, siendo común la vía delantera, con objeto de dar mayor flexibilidad al muelle al permitir la utilización de ambos tipos de equipo.

También suelen llevarse hasta la zona de carga y descarga vías de ferrocarril, si existe acceso ferroviario al puerto, permitiéndose de esta forma la carga directa a tren.

Solapada con esta zona parcialmente, está la zona destinada a la maniobra y espeta de camiones, carretillas, etc., con una anchura próxima a los 15 m.

Tras esta zona viene una calzada libre para la circulación en sentido longitudinal del muelle, y tras ésta ya vienen las zonas de almacenaje descubiertas o cubiertas (Tinglados, naves, etc.)

### 2.1.5.- Pasajeros.

Existen dos tipos de buques para pasajeros, dependiendo de ello la configuración del muelle. Estos son:

- Transatlánticos o cruceros, destinados al pasaje puro en muchas ocasiones de escala, utilizando al buque como hotel.
- Transbordadores o ferrys, normalmente dedicados a líneas regulares con carga mixta (pasaje-carga) generalmente del tipo roll-on-roll-off.

#### a) Transatlánticos o cruceros.

En este caso el área requerida depende especialmente de si se trata de puerto de escala o puerto de origen o destino, ya que en el primer caso el movimiento de pasajeros es más repartido, permaneciendo el buque atracado durante varios días y los pasajeros van entrando y saliendo cuando les conviene, mientras que en el segundo caso la llegada o salida de pasajeros es global.

Así pues, es función de ello el tamaño de la estación marítima (número de mostradores de policía, aduana, sanidad etc.) y las áreas para aparcamiento de vehículos ( autocares, taxis, alquiler y privados).

En cualquier caso, la zona que debe dejarse libre en la proximidad del cantil es mínima, ya que no es necesario que circule ningún tipo de grúa o ferrocarril, y suele limitarse al ancho de una calzada normal (unos 10 m.) para permitir el paso de camiones de avituallamiento al buque.

Lo ideal es que el embarque y desembarque de pasajeros se realice a un nivel superior, normalmente a la cota de la cubierta principal de buque, mediante pasarelas telescópicas sobre pórticos deslizantes, que dan acceso directo a la estación marítima.

En la estación marítima no es necesario prever espacio para

grandes salas, ya que el pasajero no tiende a permanecer en la estación, limitándose a usarla para los trámites de entrada o salida (policía, aduana, sanidad, turismo, alquiler vehículos y comunicaciones).

Como ya se ha dicho, es necesaria disponer de un área inmediata para el estacionamiento de vehículos y, como es lógico, conviene ubicar el conjunto en lugares con acceso fácil y rápido a la ciudad.

Así pues, el área necesaria para estos muelles, no es excesivamente grande. A los 10 m. del cantil libres, hay que sumar del orden de otros 10 a 20 m para la estación marítima e incluso zona de aparcamientos y tras ellos una calzada de acceso de ancho normal.

#### b) Transbordadores

En este caso, al pasaje, que suele llegar en bloque, por ser estos servicios de origen o destino, se suma la carga, generalmente vehículos ligeros y camiones, aunque en ocasiones incluso el ferrocarril.

Por lo tanto a las instalaciones ya descritas para el caso anterior, hay que sumar el área necesaria para acoger o estacionar la carga correspondiente a la capacidad de bodegas de buque máximo que llega simultáneamente a puerto para su embarque.

En caso de tratarse de buques transbordadores con embarque por proa o popa, es necesario que el atraque disponga del del correspondiente quiebro con área de acceso. (ver fig. 12).

En caso de mares con marea suele disponerse en el muelle de una pasarela levadiza que se acopla al buque para la carga y descarga. En caso de marea sin marea, esto no suele ser necesario ya que el propio portalón del buque es suficiente para cubrir las funciones de aquella.



### 2.1.5.- Otros tipos de muelle.

Además de los muelles vistos anteriormente, que desde el punto de vista planeamiento, pueden considerarse como unidades aisladas, existen también otros tipos cuyo planeamiento debe considerarse ligado a un conjunto mayor.

Nos referimos a los muelles de amarreo, estrechamente ligados al planeamiento conjunto del astillero; y a los destinados a la pesca o a embarcaciones deportivas, que más que como muelles deben planificarse en su conjunto como puerto pesquero o deportivo.

Dado que extendernos en este campo sería salirnos del objetivo de esta ponencia, nos limitamos solo a mencionarlos.

### 3.- Clasificación por características resistentes y constructivas.

Como ya dijimos, esta clasificación corresponde a la siguiente etapa del diseño de un muelle, concretamente aquella en que ya se entra en el detalle, en la definición estructural del muelle.

Empezaremos por clasificar los muelles, según la forma en que resisten y transmiten al terreno las acciones que sobre él actúan, y simultáneamente, para cada tipo, iremos viendo los diversos sistemas constructivos que se suelen utilizar.

Las acciones que sobre un muelle actúan son:

- Verticales (peso propio, grúas, camiones, floc, sobretargas en general)
- Horizontales (atraque, amarre, empujes de tierra o de agua, etc.)

El modo de resistir estas acciones depende básicamente de las condiciones geotécnicas del emplazamiento. (ver fig.13)

- 1º) Si el cimiento está constituido por un terreno con características geotécnicas altas (rocas, bolos o gravas, arenas medias a densas, arcillas duras) lo normal es acudir a soluciones de cimentación superficial.  
En este caso, las acciones verticales son transmitidas directamente al terreno y las horizontales son resistidas por el rozamiento muelle-terreno. Para ello se requiere un peso del muelle importante, llamándose también por ello muelles de gravedad.
- 2º) Si por el contrario el terreno es de características geotécnicas bajas (arenas medias a flojas, fangos o limos) sin capacidad de carga adecuada, es necesario acudir a soluciones de cimentación profunda:

2.

.

.

.

En este caso, las acciones verticales o bien se transmiten a capas resistentes más profundas (cimentación por punta), o bien por rozamiento a las capas de terreno existentes (cimentación por fuste).

Las horizontales se resisten en este caso por reacción horizontal del terreno (empuje pasivo total o parcial).

- 3º) Dado que generalmente resultan más económicas las soluciones de cimentación superficial, existe otro tercer tipo de soluciones consistentes en transformar las de cimentación profunda en cimentación superficial. A este tercer tipo las hemos denominado mixtas.

Desde el punto de vista constructivo, la clasificación básica inicial es la siguiente: (ver fig. 14)

- 1º) Muelles construidos en agua, que suelen ser los más frecuentes.
- 2º) Muelles construidos en seco en terrenos a cota superior al nivel del mar, en los que posteriormente se draga el terreno sobrante.

A continuación entraremos a analizar con más detalle las características particulares de cada tipo.

### 3.1.- Cimentación superficial

#### 3.1.1.- Construidos en agua

Para este tipo de muelles existe un elemento común a todos ellos denominada normalmente la banqueta de cimentación y enrase.

La misión de esta banqueta es doble: por una parte, colaborar al reparto de las cargas al terreno; y por otra, regularizar el fondo dejándolo nivelado a la cota de cimiento del muelle de gravedad.

En fondos de arena o gravas, esta banqueta suele realizarse con escollera, que se refina en superficie con una grava gruesa.

El tamaño de la escollera dependerá de las condiciones loca-

les de oleaje, corrientes, etc., al igual que la geometría de la misma. En cualquier caso no es recomendable bajar de un tamaño de unos 300 Kg. y de una anchura igual a la del muelle más un resguardo por cada lado de 1,5 a 3 m., con objeto de dar estabilidad a la misma para soportar las cargas, proteger el pie del muro (hélices, corrientes etc) y cubrir las inevitables tolerancias en la construcción.

En el caso de banquetas de gran altura, es necesario estudiar con detalle su geometría.

La grava que se utiliza para enrasar la banqueta, rellenando los huecos de la escollera, que normalmente se nivela mediante regla por buzos o ranas, suele ser de unos 10 cm. de diámetro.

En caso de que el cimiento sea roca, es frecuente el emplear sacos de hormigón fresco para realizar la banqueta. A veces en su anchura total y en otras ocasiones para formar unos muros laterales que retengan en su interior un relleno de grava.

En fondos arenosos o fácilmente dragables, es frecuente que la banqueta se construya en una zanja dragada previamente. De este modo se aprovecha al máximo el calado existente.

En caso de fondo rocoso o difícilmente dragable, con características resistentes muy altas en la misma superficie, se acude a banquetas sobreelevadas del fondo. Esto también se hace si el calado existente es superior al necesario para dar servicio al futuro muelle, ya que normalmente es más económico construir banqueta que construir muro.

Una vez preparada la banqueta de cimentación y el enrase sobre ella, se construye la estructura del muelle. Dado que normalmente existe un predominio de las acciones horizontales hacia el mar, las tensiones sobre la banqueta suelen ser mayores en ese lado, lo cual produce unos asientos, generalmente elásticos, mayores en el lado mar que en lado tierra.

Con objeto de conseguir que el muelle quede lo más nivelado posible al actuar dichas acciones (principalmente el empuje de tierra y agua en el trasdós) suelen construirse las banquetas con una cierta pendiente hacia el lado tierra.

La definición de esta pendiente es función de la geometría y características geotécnicas del fondo y de la banqueta y de las tensiones que el muelle ejerza sobre la misma. Como orden de magnitud suelen oscilar alrededor de una pendiente del 0,5 al 1 %.

Los tipos más frecuentes de muelles que se construyen sobre estas banquetas son los siguientes:

a) Muelles de hormigón in situ (ver fig. 5)

Normalmente esta solución se aplica a muelles de poco calado (2 o 3 m.), ya que en caso contrario su construcción resulta antieconómica frente a otros tipos que luego veremos.

Su construcción consiste en colocar u. en encofrados laterales generalmente alirantados, que apoyan sobre el enrase, entre los cuales se coloca hormigón in situ sumergido o bien grava, que posteriormente se inyecta con mortero.

Los encofrados pueden ser, recuperables (generalmente metálicos) o bien perdidos, en cuyo caso suelen ser piezas prefabricadas de hormigón, con una geometría adecuada para resistir los empujes del hormigón fresco y a su vez quedar bien trabadas a él.

Este tipo de muelles pueden ser continuos, normalmente cuando van a contener un relleno en su trasdós; o de pilas con tablero de unión superior. En este caso, las defensas y bolardos suelen colocarse sobre las pilas, que actúan como duques de alba de atraque o amarre.

b) Muelles prefabricados tipo L (ver fig. 6)

Su aplicación también se limita a muelles de no mucho calado, y en este caso sólo a muelles continuos y no en claraboya.

Consisten en muros prefabricados en L, normalmente con zarpa trasera y a veces contrafuerte, para que sobre ella actúa el peso estabilizador de los rellenos de trasdós; y con una pequeña zarpa delantera, la cual a la vez que sirve para repartir cargas sobre el cimiento, da una mejor protección al pie del muelle.

Estas piezas prefabricadas de hormigón armado o pretensado, se colocan sobre el enrase, mediante cabria flotante o mediante grúa apoyada en la obra que se va ejecutando.

Es muy importante cuidar las juntas entre piezas, mediante la colocación de tapajuntas, a ser posible permeables para dejar pasar el agua y evitar desniveles entre el trasdós e intradós, o bien cuidando adecuadamente las características granulométricas del material de trasdós, viendo que cumple la condición de filtro respecto a las juntas y al material de relleno general posterior que en muchos casos suele ser arena.

Es normal que la coronación se termine in situ y una vez coladas todas las piezas. De esta forma, quedan estas mejor trabadas y a la vez se puede así regularizar el cantil, envolviendo las irregularidades en la situación de las piezas, bien sea por tolerancias de construcción o bien por asentamientos diferenciales.

En dicho cantil in situ es donde se sitúan los bolardos, defensas, galerías de servicios, etc.

c) Muelles de bloques (ver fig. 7)

Estos son los típicos muelles de gravedad, siendo de este tipo la mayoría de los existentes en nuestros puertos.

La solución consiste en fabricar un muro a base de bloques de hormigón en masa, cuyo peso unitario puede llegar a las 100 tn, dependiendo de los medios constructivos que se tengan.

Dado que las acciones van creciendo con la profundidad (peso y empujes), lo normal es ir a una sección escalonada que se va ensanchando a medida que baja.

En estos muelles, los bloques deben atravesarlo de lado a lado, es decir colocados a tizon y no a coga; ya que en caso de no hacerlo así, existe el riesgo de rotura del muelle a través de las juntas, actuando como dos muros en paralelo de menor espesor, y cediendo primero uno y después el otro. (ver fig. 18)

Hay casos especiales en que ésto puede admitirse, conoveremos al estudiar las variantes de este tipo de muelles.

Aunque teóricamente no debe existir límite en cuanto al calibre admisible para este tipo de muelles, la realidad es que no suelen adoptarse para calibres superiores a los 10 ó 12 m., lo que da como media una altura total de muelle de unos 15 m.

El motivo de ésto reside en que el tamaño de las picas resultantes para la base del muro es ya excesivamente grande y largo.

Esto obligaría, por un lado, a medios de construcción no standard y posiblemente al armado de los bloques, ya que al resultar muy esbeltos, el hormigón en masa podría resultar insuficiente para resistir los esfuerzos de flexión por manejo y carga (asientos diferenciales, irregularidades en el apoyo del bloque etc.)

En tal caso, la solución perdería su principal ventaja, que es la económica, frente a otras soluciones técnicamente más adecuadas (cajones).

El sistema constructivo más adecuado, con vista en ir avanzando sobre la obra ya ejecutada, colocando los bloques en forma escalonada sensiblemente paralela al talud de los materiales del traschada. (ver fig. 19).

También en este caso de muelles, es necesario cuidar el material de tracción, para que no se seque por las juntas entre bloques; siendo frecuente el colocar una primera zona seleccionada, separada si es necesario mediante un filtro del relleno restante, que en ocasiones puede ser de arenas procedentes de dragado.

Al igual que en los muelles en L, es normal terminar la coronación con hormigón in situ, dejando previamente los bloques a

una cota superior al nivel del agua. De esta forma se consigue un cantil rectilíneo sobre el que se colocan los bolardos, defensas etc.

Este muelle que acabamos de ver, es el muelle de bloques más normal; sin embargo, existen multitud de variantes de las cuales señalaremos algunas.

#### c.1.) Bloques con chimeneas (ver fig. 20)

Se denominan así un tipo de bloques en los que se han dejado dejado unos orificios o chimeneas en sentido vertical, a través de los cuales pueden coserse unos conotrus, mediante la colocación de armaduras o perfiles metálicos hormigonados posteriormente.

Este tipo de solución suele utilizarse para la construcción de pilas de bloques en muelles en claraboya o bien en muelles continuos, cuando los bloques no atraviesan totalmente el muro.

En cualquier caso, esta segunda solución no es muy recomendable por lo ya descrito anteriormente; y solo aceptable en casos muy especiales (falta de medios, economía, provisionalidad de la obra).

#### c.2.) Bloques grandes o dovelas (ver fig. 21)

Como ya dijimos antes, la ventaja del bloque frente a otras soluciones más monolíticas (cajones) reside fundamentalmente en su menor coste, ya que de no ser así debe acudirse al otro tipo de solución.

Esta economía, de existir, se basa en la falta de armadura de los bloques, con un hormigón en masa sin unas exigencias de resistencia excesivas.

Otra forma de conseguir una economía consiste en reducir el volumen de hormigón, sustituyéndolo por otros materiales menos costosos (gravas o rellenos granulares en general), aunque a cambio se tenga que acudir a un hormigón de mejor calidad y en



ocasiones incluye armado.

La solución consiste, entonces, en construir unos bloques alige-  
rados que se van trabando unos con otros y cuya misión es la de  
servir de recipiente a un relleno, generalmente material granular,  
que es el que proporciona el peso requerido para dar estabilidad  
al conjunto.

Estas piezas, denominadas también dovelas, tienen múltiples  
formas (circulares, rectangulares o cuadradas, de una o varias  
celdas etc.), terminadas con un machistrado para permitir que  
unas encajen en las otras.

#### d.) Muelles de cajones (ver fig. 22)

En este tipo de muelles el muro de cierre o las pilas del  
mismo, están constituidas por unos cajones de hormigón armado  
generalmente y a veces pretensado, formados por una serie de  
tabiques y celdas, casi siempre verticales, que se fondean y  
rellenan para dar la estabilidad necesaria al conjunto.

Técnicamente este tipo de solución es mejor que la de bloques  
ya que al ser mayor el monolitismo de los cajones que el de los  
bloques, esto garantiza unos menores asentamientos diferenciales y  
a la vez una más uniforme repartición de cargas.

El único problema técnico de los cajones puede residir en el  
peligro de corrosión de las armaduras en el ambiente marino, pero  
éste puede resolverse tomando en consideración el caso adecuado  
de fijación.

Otra medida que suele tomarse a este respecto consiste en re-  
llenar las celdas con hormigón, especialmente las delanteras del  
muelle, donde además es el único sitio en que puede producirse  
un impacto (bulbo de proa de los buques).

Este tipo de muelle es adecuado para cualquier tipo de calado,  
aunque no suele utilizarse en profundidades inferiores a los

8 m. y por el contrario es recomendable y suele utilizarse siempre  
con calados superiores a los 10 ó 12 m. Concretamente en España  
existen cajones en profundidades del orden de los 10m. en los  
morros de algunos diques y en atraques para grandes petroleros  
(Bilbao, Canarias).

Los sistemas o medios para la fabricación de los cajones pueden  
ser múltiples y variados, desde los diques secos o diques flota-  
tes, pasando por las gradas y varaderos, hasta las típicas  
fábricas de cajones denominadas normalmente cajoneros.

Estos pueden ser de dos tipos, fijos o flotantes.

Los fijos consisten en unos muros o muelles laterales, que  
crean un recinto abierto por un lado, en cuyo interior existe una  
plataforma suspendida elevable, similar a las de un carnero  
de buques, la cual va bajando a medida que se construye sobre  
ella el cajón, con lo que se consigue reducir el peso actuante  
el estar el cajón suspendido. El movimiento de la plataforma se  
el disponer los encofrados deslizantes de un modo fijo, siendo  
el cajón el que va deslizándose a medida que baja.

Una vez terminado el cajón a la cota deseada, y habiéndolo  
lestrado adecuadamente para garantizar su buena flotación, la  
plataforma se sumerge totalmente, quedando el cajón a flote  
para su traslado hasta el lugar de fondeo.

El caso de los cajoneros flotantes es similar, tan sólo que  
los muros de cierre, en lugar de ser muelles fijos, son muelles  
flotantes; que mediante anclas y amarras se fijan en la obra,  
pudiendo ser remolcada la instalación una vez terminada la cons-  
trucción de la obra. También son de este tipo algunos diques  
flotantes adaptados a las dimensiones y cargas de los cajones  
y no de buques.

Otro sistema menos frecuente, pero que también se ha utilizado,  
consiste en construir los cajones necesarios en lo alto de un

quedar a flote en el agua. Este sistema es bastante arriesgado y por ello poco frecuente.

Respecto a la geometría de los cajones, existen múltiples tipos y formas, siendo los más frecuentes: (ver fig. 23).

#### - Cajones de celdas circulares

Este tipo de cajones es el más ideal desde un punto de vista estructural, ya que como se ha podido comprobar mediante cálculo y ensayos fotoelásticos, el hormigón trabaja a compresión prácticamente en todas partes salvo en la coronación y sus proximidades.

Por este motivo resultan siempre estructuras muy poco armadas (de un 30 a un 50 de cuantía Kg.acero/m<sup>3</sup> de hormigón).

En contra de esto, tienen la desventaja de un mayor volumen de hormigón frente al volumen hueco y por lo tanto suelen calar más que los de otro tipo en su puesta a flote.

#### - Cajones de celdas rectangulares

Estamos en el caso opuesto al anterior; en este caso, los momentos que se producen en las paredes por las presiones del agua exterior (fase constructiva) o de los rellenos interiores (fase definitiva) obliga a ir a hormigones de alta resistencia y fuertemente armados. Las cuantías vienen a salir del orden del doble que para los de celdas circulares.

En este caso el volumen de hormigón frente al de huecos es menor y por lo tanto suelen calar también menos.

#### - Cajones mixtos

Un tercer tipo de cajón que también se suele utilizar, es una combinación de los dos anteriores, consistente en celdas con pared circular en el exterior y paredes planas en el interior.

Con ello las presiones de agua en la fase constructiva que actúa sobre la parte exterior del cajón es soportada mejor por las paredes en arco exteriores, sin embargo en la fase de relleno

de celdas, las presiones sobre las paredes interiores hay que resistirlas por flexión.

#### - Otros tipos de cajones

Además de los tres tipos analizados, existen muchos otros, con celdas hexagonales u octogonales, y tabiques a veces no verticales (tipo canchales) o mixtos, cajón-muro en L.

Además de utilizarse para la construcción de muelles es muy frecuente el empleo de cajones en estructuras petrolíferas offshore.

Los cajones, una vez fondeados sobre la banqueta de cimentación, se rellenan normalmente con material granular (arenas o gravas), salvo lo ya dicho para las celdas delanteras.

Una vez hecho ésta, el cajón ya tiene peso suficiente para poder proceder al trasdado del mismo. Posteriormente a esta operación y una vez producidos los movimientos debidos a los posibles asentamientos elásticos, se procede a la terminación in situ de la coronación del muelle, de un modo análogo al descrito en los muelles de bloques.

#### 3.1.2.- Construidos en seco

En algunas ocasiones, algunas de las soluciones descritas pueden ser construidas en seco, si el terreno natural es suficientemente impermeable y permite realizar una excavación en seco para la construcción del muelle.

En este caso las soluciones que se suelen adoptar, son o bien el muro de hormigón en masa in situ, o bien la de muro en L o similar, aunque en esta ocasión, no necesariamente prefabricado.

Estos suelen ser soluciones frecuentes en cajones de diques secos.

En caso de que el terreno sea muy permeable y no sea fácilmente realizable una excavación en seco, existen dos posibilidades.



Una de ellas es dragar y acudir a una de las soluciones ya descritas; y la otra, que en principio es la más lógica si los terrenos existentes tienen unas características geotécnicas mínimas, consiste en construir el muelle desde la superficie.

Dentro de este tipo están algunas de las soluciones mixtas que estudiaremos más adelante (recintos de tablestacas o de pantallas de hormigón), siendo más puramente de cimentación superficial o gravedad la de cajones hincados.

Lógicamente se trata de una cimentación superficial en su fase definitiva, ya que en su fase constructiva se trata siempre de una cimentación profunda.

Consiste esta solución en la construcción sobre el terreno de recintos de hormigón armado que mediante la excavación en su interior van descendiendo a la vez que se va recreciendo su parte superior.

Estos recintos pueden construirse unos adosados a otros, en caso de tratarse de un muelle continuo, dejando entre ellos el mínimo espacio posible necesario para la construcción, con objeto de evitar que un cajón pueda acoplarse contra otro en su descenso. Dicho espacio se puede cerrar posteriormente mediante una pantalla o pilote.

En otras ocasiones se tratará de cajones aislados bien para pilas de un muelle en clavos, o como cueros de alba. (astilleros de latagorda)

Una vez hecha la excavación y alcanzada la cota de cimentación deseada, se procede a rellenar de nuevo el cajón, generalmente disponiendo en primer lugar en la zona inferior un capa de hormigón que haga las veces de tapón o solera.

Esto no resulta necesario si la cota de cimentación queda por debajo de la cota de dragado del muelle (solución tipo mixto), mientras que es conveniente el colocarlo si la cota de cimentación coincide sensiblemente con la de dragado posterior (cimentación superficial).

## 3.2.- Cimentación profunda

### 3.2.1.- Construidos en agua

Dentro de este tipo de muelles existen dos modalidades más frecuentes.

#### a) Muelles de pilotes (ver fig. 2a)

En caso de ser construidos en agua, el pilote a utilizar es del tipo prefabricado e hincado, ya que como veremos más adelante, los pilotes hormigonados in situ presentan grandes dificultades para su ejecución en agua.

Los pilotes prefabricados son de múltiples tipos, debiendo distinguir entre los metálicos y los de hormigón.

Los pilotes metálicos son normalmente de sección tubular, aunque también se utilizan perfiles laminados, simples o compuestos, bien sea normales o tipo tablestaca.

Los pilotes de hormigón pueden ser de hormigón armado o pretensado, siendo normalmente de sección cuadrada hueca los primeros y de sección circular u octogonal hueca los segundos.

Como ya dijimos antes, es preferible hincar los pilotes hasta alcanzar capas de terreno más resistentes (cimentación por punta), pero si dichas capas no existen o están excesivamente profundas, imposibilitando incluso la hinca, se deberán dejar los pilotes hincados sólo dentro del terreno existente, trabajando en este caso por el rozamiento de su fuste con dicho terreno (cimentación por fuste).

En el primer caso la cimentación es firme y los asientos a esperar son bajos (elásticos del pilote y de la punta), mientras que en el segundo caso la cimentación es flotante y generalmente con posibilidad de asientos mayores.

La geometría típica de un muelle de pilotes consiste en

un tablero de la anchura necesaria para acomodar las instalaciones necesarias que requieran una buena cimentación (grúas) y a su vez que no permita que el piso del talud sobrepase de la línea de cantil. Este tablero apoya sobre los pilotes, empotrados en él. (ver fig. 24a)

En la parte trasera se dispone un faldón o elemento de cierre para contener los rellenos, de cuyo pie sale un talud, que como hemos dicho no debe sobrepasar la línea de cantil a menos que las condiciones de calado necesario puedan permitirlo.

Como ya se comprende, la altura de este faldón trasero depende de la anchura del muelle y de las cotas de coronación y calado, así como de las características mecánicas del material del talud, ya que de ella dependerá el ángulo admisible en éste. Hay ocasiones en que puede llegar a ser un elemento independiente de la estructura principal del muelle (muro, pantalla, etc.) (ver fig. 24b)

Esto que acabamos de describir, corresponde a los muelles sobre pilotes continuos y con superficie o rellenos adosados a su trasera (mercaderes, contenedores, etc.). En el caso de tratarse de muelles tipo pantalan (granules líquidos o sólidos, etc), la obra se limita al tablero apoyado sobre los pilotes. (ver fig. 24c)

Los pilotes pueden ser verticales, en cuyo caso las acciones horizontales se resisten por flexión para de los pilotes, o bien inclinados en cuyo caso parte de estas acciones horizontales se transforman en compresiones o tracciones en los pilotes.

Lo normal es ir a pilote vertical para los de gran diámetro, ya que su capacidad resistente a flexión es más elevada, y además las inclinaciones admisibles en su hincada no son muy elevadas y por lo tanto poco eficaces; mientras que para los pilotes de menor sección, sólo suele acudir al pilote inclinado, lógicamente por los motivos contrarios.

#### b) Muelles de tablestacas

Comenzaremos analizando lo que son las tablestacas y los

tipos mas frecuentes.

Las tablestacas son unos perfiles laminados especiales, que tienen sus bordes adaptados para poder unir unos elementos a otros, permitiendo así formar una pantalla continua con ellos.

Una clasificación inicial básica de los tipos de tablestacas surge considerando la forma de trabajo de éstas, distinguiéndose en dos tipos:

- Tablestacas para resistir a flexión.
- Tablestacas para resistir a tracción.

Dentro de las del primer tipo existen múltiples formas de sección tipo, dependiendo de cada fabricante, aunque en todas ellas lo que se busca es un momento de inercia o momento resistente alto. Son las mas normales: (ver fig. 25)

- Las tipo U (Larsen o Sidelor)
- Las tipo Z. (belgas)
- Las tipo I (Peine)

Las resistentes a tracción, en las que no se requiere una gran inercia, por lo que también se denominan tablestacas planas, son como su nombre indica totalmente planas, terminando sus bordes laterales en forma adecuada para el encaje de unas en otras.

Son varios los tipos de muelles que se construyen con tablestacas. Normalmente cuando la construcción es por agua se suele acudir al de recintoneo de tablestacas, que son hincadas en el fondo y rellenos con material granular. Este es un muelle del tipo mixto (trabajando por gravedad a cota de cimentación profunda); por ello se analizará con más detalle al hablar de los muelles mixtos. (ver fig. 17)

El otro tipo es el de muelle de tablestacas rectas, que trabaja



a flexión pura, hincando las tablestacas en el terreno hasta la cota deseada. (ver fig. 26)

Esta solución es a veces enclada en cabeza, con objeto de evitar que la tablestaca trabaje simplemente en ménsula, y así reducir los momentos flectores máximos. Estos anclajes suelen situarse al nivel del agua, con objeto de permitir su ejecución en seco, y normalmente se colocan en cuanto el calado del futuro muelle vaya a superar los 2 ó 3 m.

Como puede comprenderse, el tipo de tablestaca a utilizar es el resistente a la flexión.

Los anclajes para tablestacas suelen ser siempre de barra y no de cable para reducir los problemas de corrosión y de ejecución. El cable presenta siempre mayor superficie expuesta a la corrosión por unidad de sección, que la barra.

La disposición de estos anclajes puede ser de dos tipos:

- Anclajes profundos al terreno, en cuyo caso suelen ir inclinados a unos 45° hasta alcanzar las capas resistentes o hasta haber conseguido la longitud necesaria de fuste o bulbo para trabajar por rozamiento.

- Anclajes superficiales en cuyo caso suelen ser horizontales, anclando el extremo opuesto a la tablestaca o bien a un macizo de hormigón, que resiste el tiro por peso-rozamiento, o bien se sujeta a otra pantalla o muro trasero de menor altura que resiste por el empuje pasivo del terreno.

La coronación del muelle suele terminarse de hormigón, atando las cabezas de todas las tablestacas, y en él se colocan las defensas y balardos, de modo que éstos coincidan con punto de anclaje, para que los tiros de amarres se transmitan directamente a éste.

### 3.2.2.- Construcción en seco.

En este caso son factibles cualquiera de las dos soluciones antes descritas, siendo éste incluso el caso más frecuente de ejecución de pantallas de tablestacas.

En este caso, si la solución que se adopta es de pilotes, es normal acudir a los pilotes in situ.

#### a) Pilotes in situ

En este caso los pilotes se construyen por excavación previa del terreno y hormigonado posterior.

La excavación puede realizarse o bien por el empleo de lodos (bentonita, sepiolita) que van rellorando el hueco de la excavación y conteniendo su perímetro por la presión que los lodos ejercen contra él por su densidad, o bien mediante entubación metálica que se va hincando a medida que avanza la excavación.

El primer tipo de solución sólo es aplicable en terrenos no excesivamente porosos (granulometría cerrada y normalmente arena o mas finos), mientras que el segundo no presenta este problema.

Por otra parte en obras marítimas y terrenos permeables son de esperar posibles corrientes de agua por los poros, por lo que es muy frecuente y recomendable el acudir a una camisa metálica perdida que garantice un menor lavado del hormigón y una mayor uniformidad en el pilote.

#### b) Pantallas de hormigón

Desde un punto de vista resistente el funcionamiento de esta solución es similar al de las pantallas de tablestacas, siendo también normal el enclado en cabeza.

La diferencia reside en el sistema constructivo y en el material de la pantalla, que en este caso es de hormigón generalmente armado, aunque existe la posibilidad de hacerlo pretensado.

La construcción de la pantalla se realiza con excavación previa del terreno, utilizando para ello el sistema de lodos ya descrito.

Suelen construirse por módulos de 2 a 3 m. de longitud en planta, con anchuras variables según el caso (0,8 1,0 1,2 m.)

Las secciones de estos módulos pueden ser de distinta forma, siendo las más frecuentes de sección rectangular o en T, consiguiéndose en este caso un mayor momento de inercia.

Al igual que con los pilotes in situ, una vez hecha la excavación, se introduce en ella la armadura montada en forma de jaula, prosiguiéndose con el hormigonado, que debe realizarse del de el cimiento y en forma ascendente, con objeto de que el hormigón vaya desplazando a los lodos en su ascenso.

También en esta solución la coronación suele hacerse en una segunda fase, atando con ella las cabezas de los distintos módulos de pantalla.

### 3.3.- Muelles mixtos

Menos incluido en esta denominación orujellas muelles que trabajando fundamentalmente por gravedad, su cota real de cimiento (terreno natural) queda situada por debajo fondo marino.

#### 3.3.1.- Construidos en agua

##### a) Cajones o recintos de tablas

Ya se describió brevemente en que consistía esta solución al hablar de los muelles de tablas. Son recintos hincados en el fondo y rellenos posteriormente, para darle al conjunto el peso necesario para su estabilidad. (ver fig. 27)

En caso de utilizar tablas planas, la forma de los recintos es la circular, con lo cual las presiones del relleno contra el perímetro se transforma en una tracción a soportar por las tablas.

Si por el contrario se utilizan tablas resistentes a la flexión, los recintos se construyen mediante dos pantallas rectas paralelas atirantadas entre sí, que resisten las presiones del relleno por flexión.

##### b) Mejoras o sustituciones de terreno

Este tipo de solución consiste en transformar cimentaciones profundas en superficiales.

Para ello existen dos posibilidades, o bien dragar los terrenos blandos hasta alcanzar capas más resistentes sustituyéndolo posteriormente con un material de mejor calidad (gravas, escolleras); o bien mejorar sus características resistentes.

Esta mejora en caso de terrenos arenosos puede consistir en una consolidación artificial, generalmente por vibroflotación aunque también existe la posibilidad de una precarga.

En caso de terrenos menos permeables, la solución puede consistir en unos pilotes de grava, que permiten una mayor rapidez en la disipación de las presiones intersticiales.

Una vez conseguidas las características geotécnicas adecuadas ya puede acudir a cualquiera de los tipos de solución de cimentación superficial.

El decidir si es preferible una solución de este tipo o una

de cimentación profunda es una cuestión económica, dependiendo por lo tanto mucho de la cota a que se encuentren las capas más resistentes del terreno natural.

### 3.1.2. Construidos en seco

Además de la solución de recinto de tablestacas, que también pueden construirse en seco si el terreno existente permite su hincado, existe la posibilidad de acudir a recintos construidos con pantallas de hormigón.

El funcionamiento es similar al de aquellos, teniendo siempre en cuenta que las pantallas de hormigón no pueden trabajar a tracción perimetral porque es muy difícil garantizar una buena unión entre los distintos módulos.

### 4. Acciones a considerar para el diseño

Como resumen incluimos a continuación las acciones básicas a considerar en el diseño de la obra de atraque y amarre propiamente dicho, son:

#### 1. Dependientes de la explotación.

##### 1.1. Debidas al buque

- a) Atraque del buque. Buque atracando y atracado.
  - a.1.) Defensas. Tipos. Diseño: separación, escudo.
  - a.2.) Duques de alba. Rígidos o flexibles. Diseño.
- b) Amarre del buque.
  - b.1.) Vientos, corrientes, marcas y oleaje.
  - b.2.) Diseño del amarre. Distribución y tiros.

##### 1.2. Debidas a las sobrecargas de uso.

- a) Fijas. Sobrecargas uniformes según tipos de usos.
- b) Móviles. Grúas, ferrocarriles, camiones.

#### 2. Independientes de la explotación.

- 2.1. Peso propio.
- 2.2. Debidas al terreno. (empujes, asentamientos, rozamientos).
- 2.3. Debidas al agua. (empujes, subpresión, corrientes y oleaje).
- 2.4. Temperatura.
- 2.5. Sismo.

#### 3. Constructivas.

- 3.1. Muelles de gravedad. Fases constructivas. Flotación.
- 3.2. Pilotes. Manejo e hincado. Fases constructivas.
- 3.3. Tablestacas. Fases constructivas. Hincado, relleno, anclaje.

INDICE DE FIGURAS:

- 1. Muelle para grandes líquidos (tipo pantalán)
- 2. Muelle adosado a dique.
- 3. Definición de alzado.
- 4. Plataforma de carga.
- 5. Posiciones extremas de buque.
- 6. Disposición elementos de atraque.
- 7. Disposición elementos de amarre.
- 8. Sección típica acceso principal.
- 9. Lira de dilatación de tuberías.
- 10. Muelle para graneles sólidos:
  - Cargadero de mineral de Huelva.
  - Cargadero de fosfatos de Sahara.
  - Muelle mineralero de Gijón.
- 11. Muelles de mercancía general y contenedores.
  - Muelle mercancía general de Huelva.
  - Muelle contenedores de Santos.
  - Muelle contenedores Algeciras.
- 12. Muelles para pasajeros.
- 13. Clasificación por características resistentes.
- 14. Clasificación por sistema constructivo.
- 15. Muelles de hormigón in situ.
- 16. Muelles prefabricados tipo L.
- 17. Muelle de bloques.
- 18. Muelle con bloques a soga.
- 19. Fases constructivas muelle de bloques.
- 20. Bloques con chimenea.
- 21. Bloques armados (dovelas).

- 22. Muelle de cajones.
- 23. Geometría de cajones.
- 24. Muelle de pilotes:
  - .Con faldón trasero.
  - .con muro trasero.
- 25. Tipos de tablestaca.
- 26. Muelles de tablestaca tipo pantalla.
- 27. Muelles de tablestaca tipo recinto.
- 28. Muelles de tablestacas.

FIG. 1 - MUELLE PARA GRANDES LIGUROS  
 I TIPO PANTALAN I

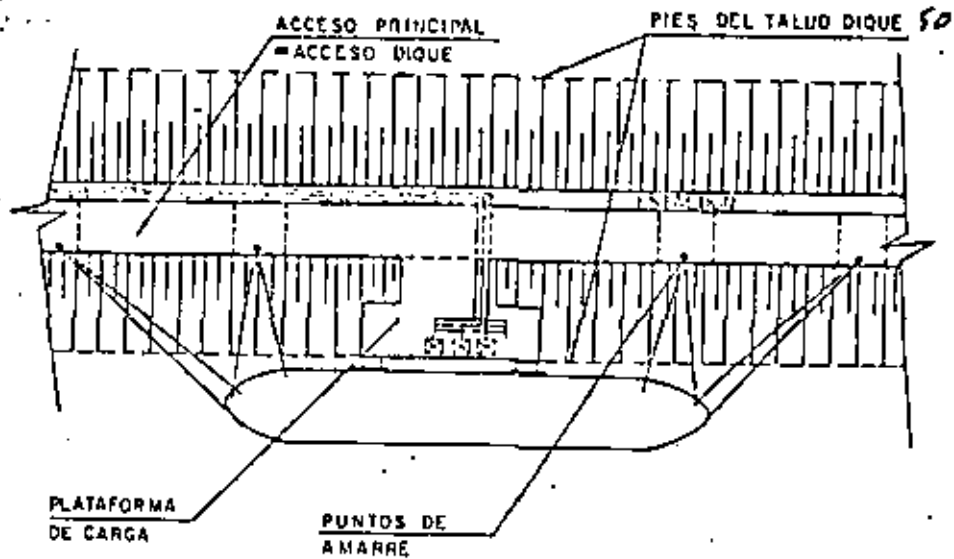
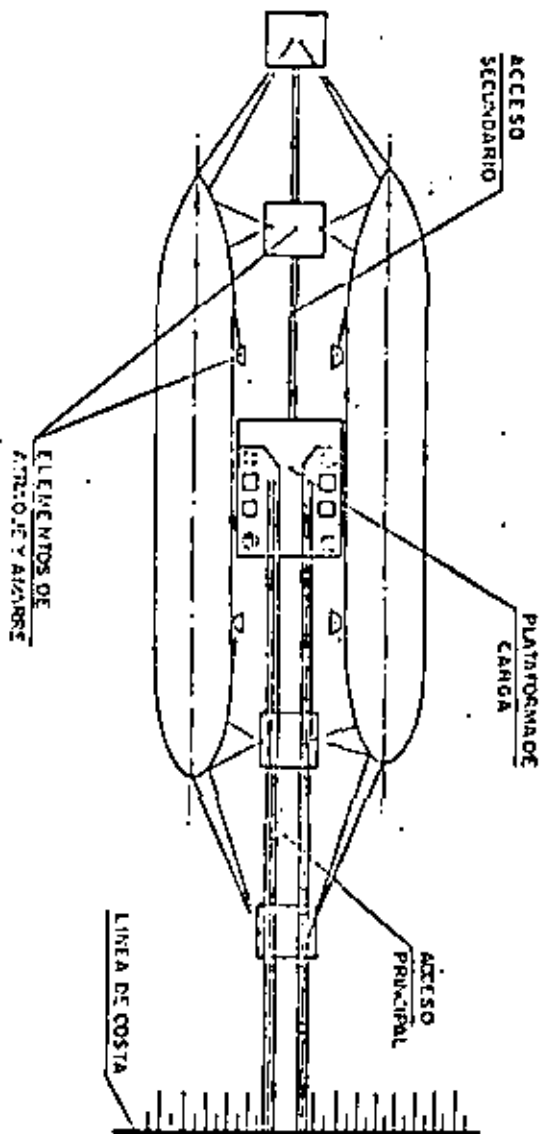
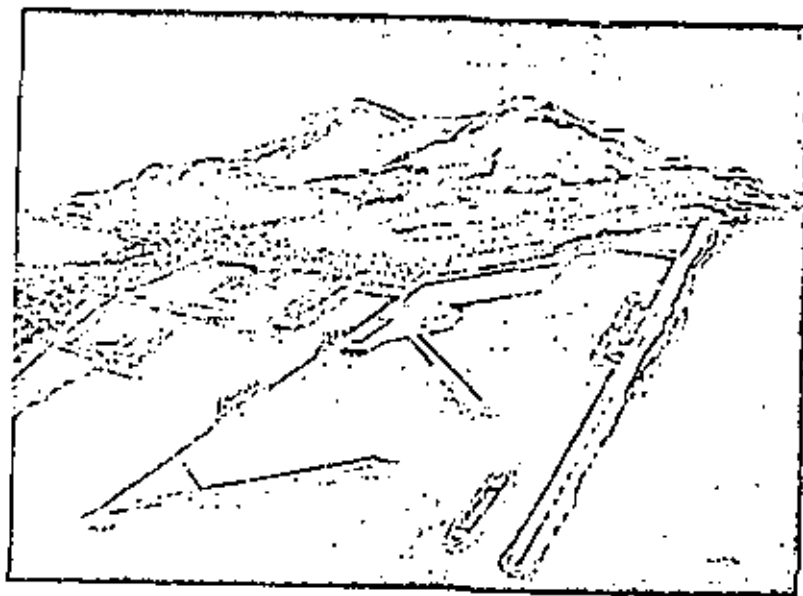


FIG. 2 - MUELLE ADOSADO A DIQUE



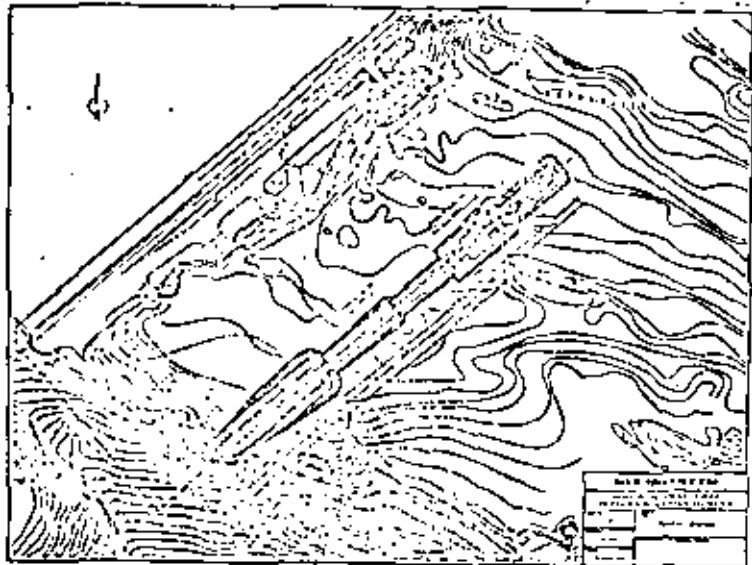
ATRAQUE PETROLEROS. PUERTO  
 EXTERIOR LAS PALMAS







PANTALAN DE PETROLIBER (CORUÑA)



ATRAQUES REFINADOS (BILBAO)

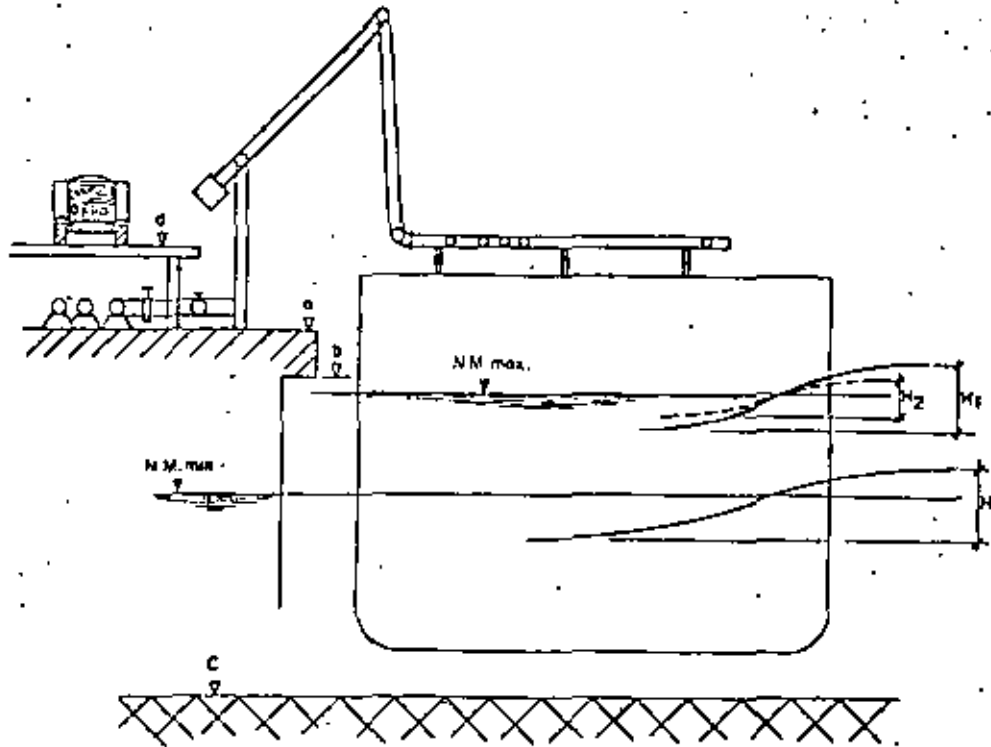


FIG. 3-DEFINICION EN ALZADO

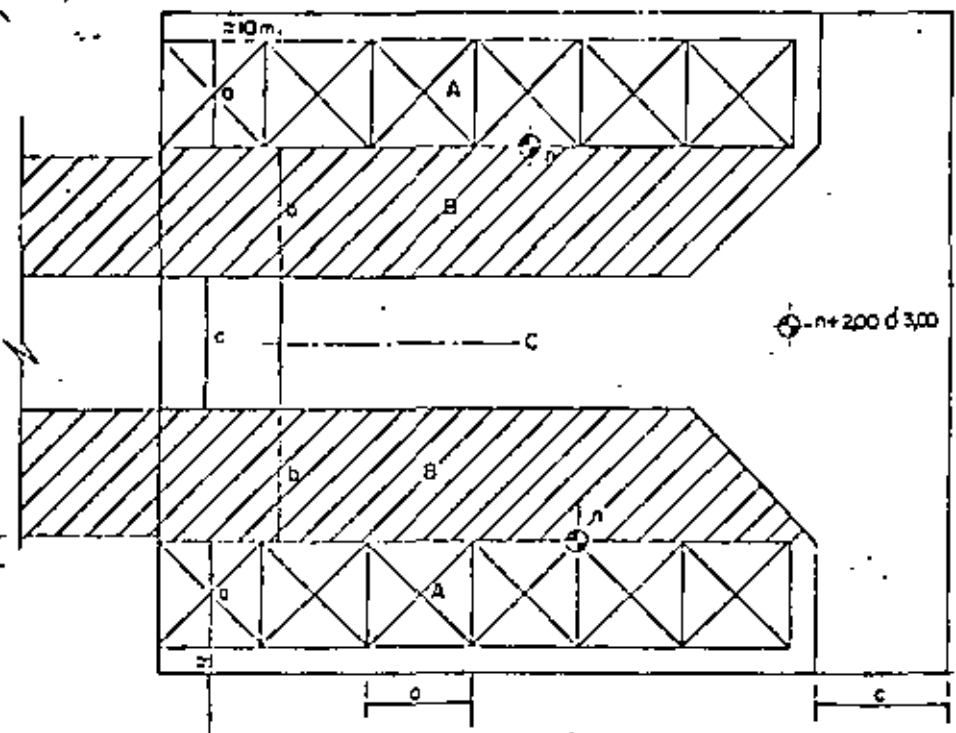


FIG. 4 - PLATAFORMA DE CARGA

- A = Zona para Brazos de carga y torres contra incendios.
- B = Zona de tuberías (codos, valvulas, pigs etc.)
- C = Zona de calada (circulación vehiculos y personas)
- n = Cota de coronación.
- a = 3 a 5 m. aproximadamente.
- b = 10 a 20 m. aproximadamente.
- c = 3 a 5 m. aproximadamente.

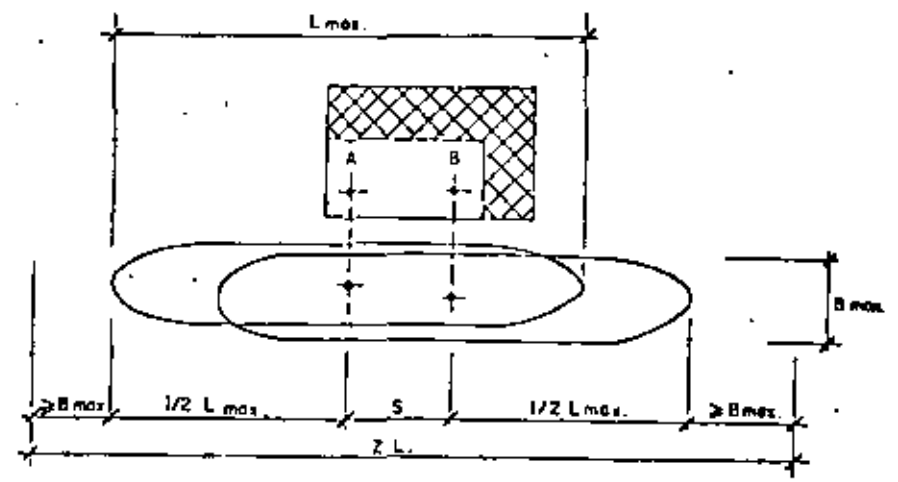


FIG. 5 - POSICIONES EXTREMAS DE BUQUE

- Z.L. = Zona libre de obstáculos.
- L<sub>MAX</sub> = Eslora del buque máximo.
- B<sub>MAX</sub> = Manga del buque máximo.
- s = Separación entre los brazos de carga extremos A y B.

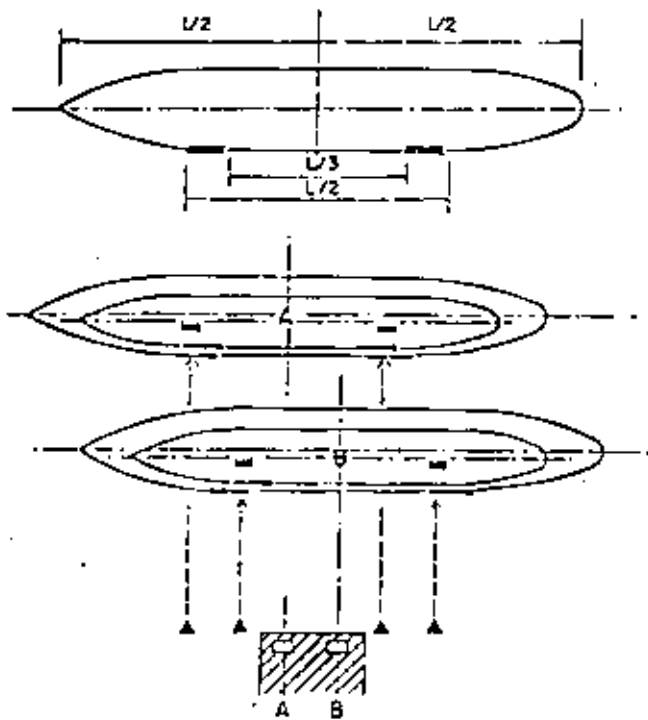


FIG 6 - DISPOSICION ELEMENTOS ATRAQUE

- A = Buques atracados centrados con el brazo de carga extremo A.
- D = Idem. con el brazo B.
- L = Eslora.
- = Zonas optimas para el apoyo del buque.
- ≡ = Solapés entre las zonas optimas de apoyo para los distintos buques y posiciones de atraque.
- ▲ = Puntos de atraque resultantes.

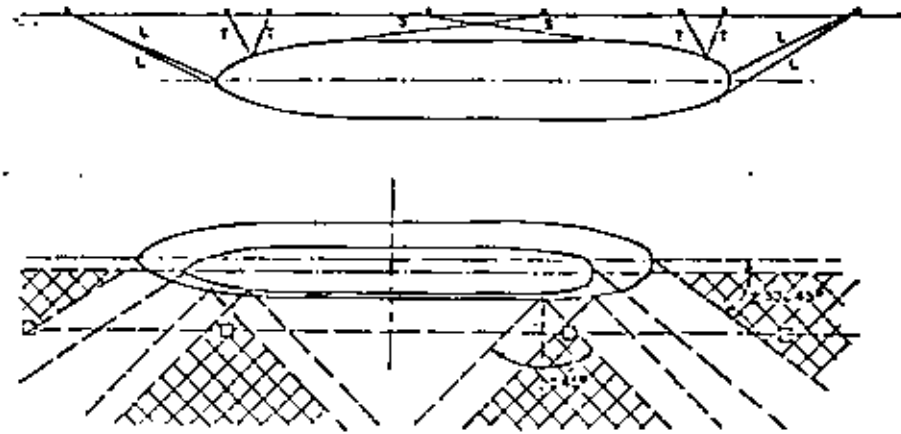


FIG 7.- DISPOSICION DE LOS ELEMENTOS DE AMARRE

- L = Anarras largas de proa o popa.
- T = Traveses.
- S = Springs.
- ▨ = Sector optimo de situacion de anarras.
- ▩ = Zona comun de los sectores optimos para los diversos buques.
- H = Posibles puntos de ubicacion de los elementos de amarre.

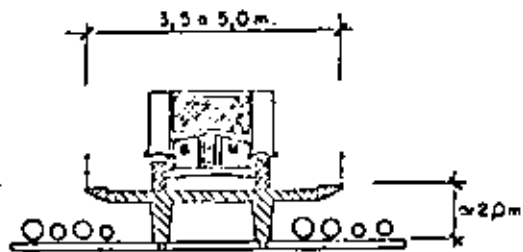


FIG. 8.- SECCION TIPICA ACCESO PRINCIPAL

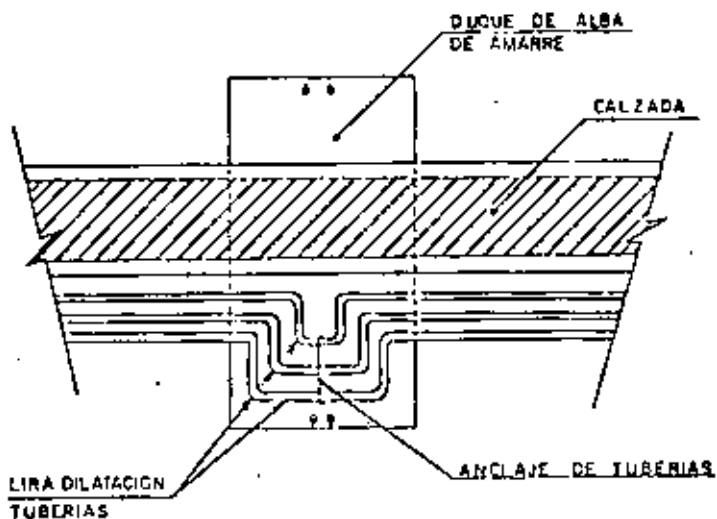


FIG. 9.- LIRA DE DILATACION DE TUBERIAS

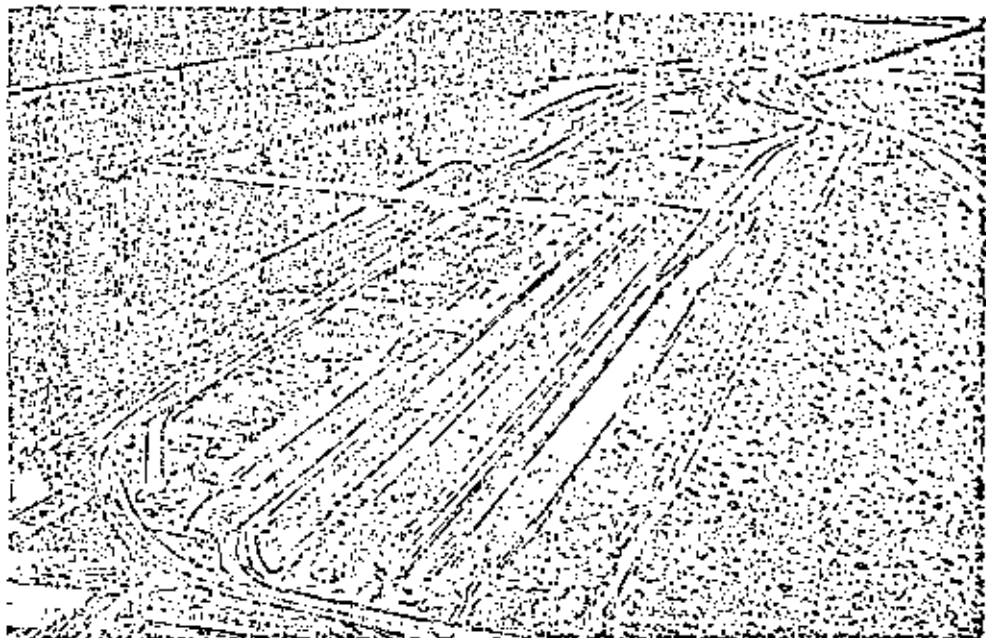
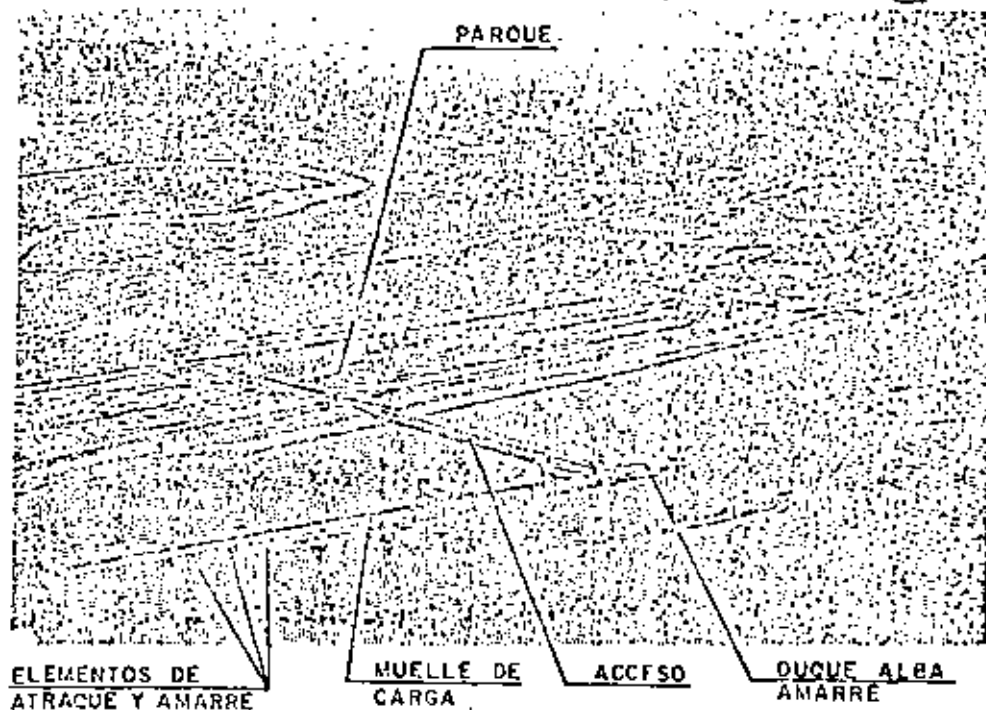


FIG. 10.- MUELLE PARA GRANELES SOLIDOS (CARGADERO MINERAL HUELVA)

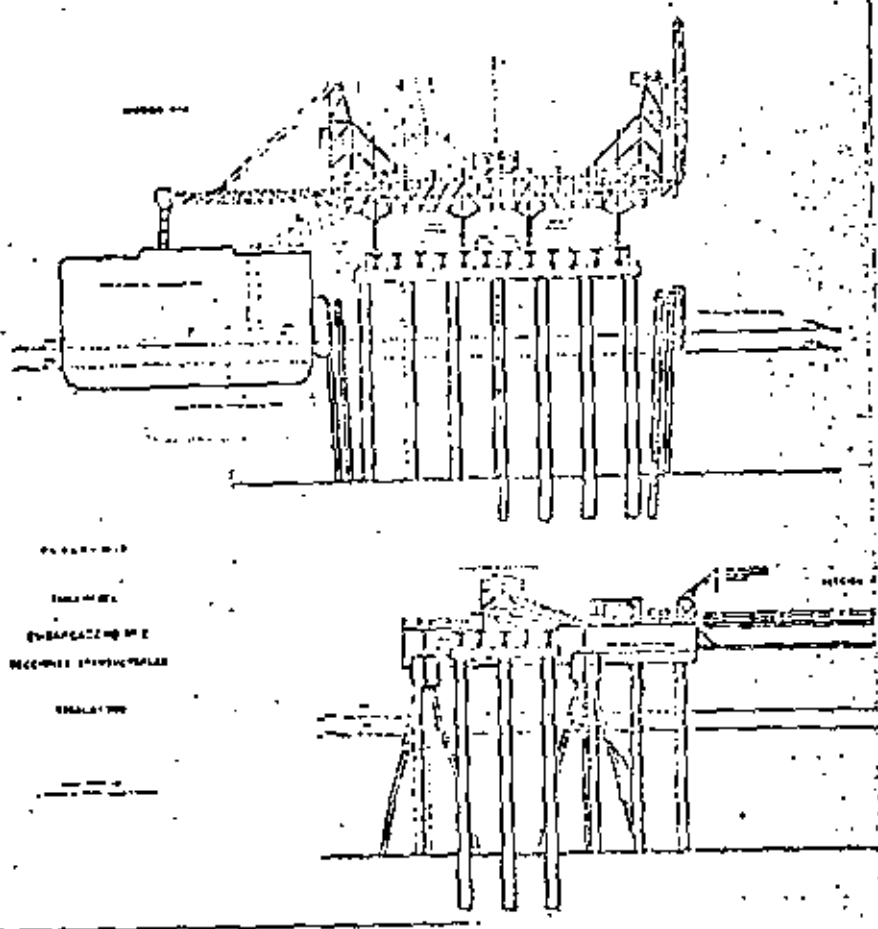
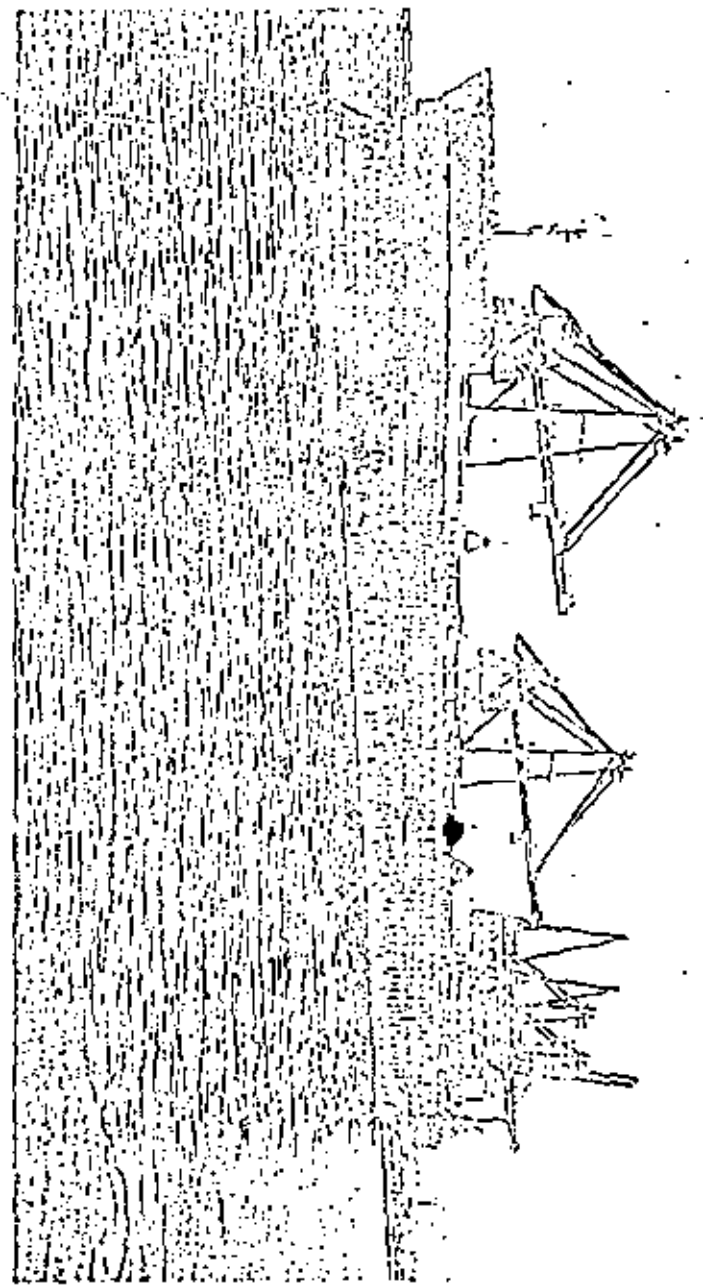


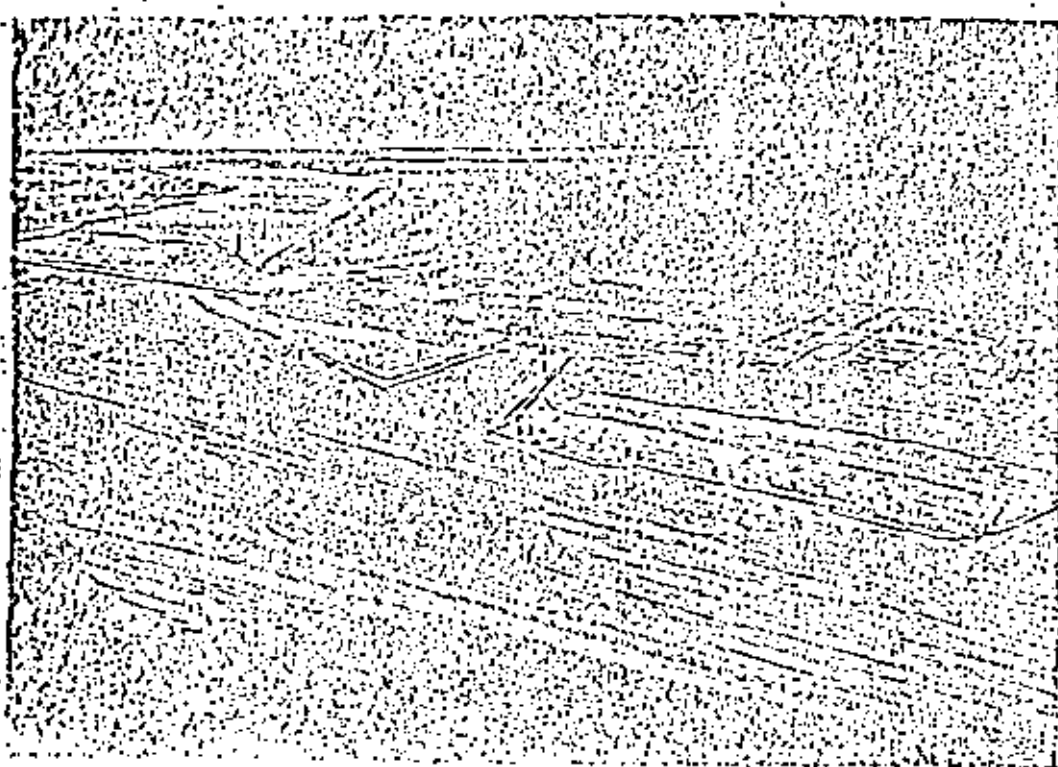
FIG. 102 - CARGADERO DE BOMBAS DEL SANASA

FIG. 101 - MUELLE MINERALERO DE GIRON



1  
2  
3  
4  
5  
6  
7  
8  
9  
10  
11  
12  
13  
14  
15  
16  
17  
18  
19  
20  
21  
22  
23  
24  
25  
26  
27  
28  
29  
30  
31  
32  
33  
34  
35  
36  
37  
38  
39  
40  
41  
42  
43  
44  
45  
46  
47  
48  
49  
50  
51  
52  
53  
54  
55  
56  
57  
58  
59  
60  
61  
62  
63  
64  
65  
66  
67  
68  
69  
70  
71  
72  
73  
74  
75  
76  
77  
78  
79  
80  
81  
82  
83  
84  
85  
86  
87  
88  
89  
90  
91  
92  
93  
94  
95  
96  
97  
98  
99  
100  
101  
102  
103  
104  
105  
106  
107  
108  
109  
110  
111  
112  
113  
114  
115  
116  
117  
118  
119  
120  
121  
122  
123  
124  
125  
126  
127  
128  
129  
130  
131  
132  
133  
134  
135  
136  
137  
138  
139  
140  
141  
142  
143  
144  
145  
146  
147  
148  
149  
150  
151  
152  
153  
154  
155  
156  
157  
158  
159  
160  
161  
162  
163  
164  
165  
166  
167  
168  
169  
170  
171  
172  
173  
174  
175  
176  
177  
178  
179  
180  
181  
182  
183  
184  
185  
186  
187  
188  
189  
190  
191  
192  
193  
194  
195  
196  
197  
198  
199  
200  
201  
202  
203  
204  
205  
206  
207  
208  
209  
210  
211  
212  
213  
214  
215  
216  
217  
218  
219  
220  
221  
222  
223  
224  
225  
226  
227  
228  
229  
230  
231  
232  
233  
234  
235  
236  
237  
238  
239  
240  
241  
242  
243  
244  
245  
246  
247  
248  
249  
250  
251  
252  
253  
254  
255  
256  
257  
258  
259  
260  
261  
262  
263  
264  
265  
266  
267  
268  
269  
270  
271  
272  
273  
274  
275  
276  
277  
278  
279  
280  
281  
282  
283  
284  
285  
286  
287  
288  
289  
290  
291  
292  
293  
294  
295  
296  
297  
298  
299  
300  
301  
302  
303  
304  
305  
306  
307  
308  
309  
310  
311  
312  
313  
314  
315  
316  
317  
318  
319  
320  
321  
322  
323  
324  
325  
326  
327  
328  
329  
330  
331  
332  
333  
334  
335  
336  
337  
338  
339  
340  
341  
342  
343  
344  
345  
346  
347  
348  
349  
350  
351  
352  
353  
354  
355  
356  
357  
358  
359  
360  
361  
362  
363  
364  
365  
366  
367  
368  
369  
370  
371  
372  
373  
374  
375  
376  
377  
378  
379  
380  
381  
382  
383  
384  
385  
386  
387  
388  
389  
390  
391  
392  
393  
394  
395  
396  
397  
398  
399  
400  
401  
402  
403  
404  
405  
406  
407  
408  
409  
410  
411  
412  
413  
414  
415  
416  
417  
418  
419  
420  
421  
422  
423  
424  
425  
426  
427  
428  
429  
430  
431  
432  
433  
434  
435  
436  
437  
438  
439  
440  
441  
442  
443  
444  
445  
446  
447  
448  
449  
450  
451  
452  
453  
454  
455  
456  
457  
458  
459  
460  
461  
462  
463  
464  
465  
466  
467  
468  
469  
470  
471  
472  
473  
474  
475  
476  
477  
478  
479  
480  
481  
482  
483  
484  
485  
486  
487  
488  
489  
490  
491  
492  
493  
494  
495  
496  
497  
498  
499  
500  
501  
502  
503  
504  
505  
506  
507  
508  
509  
510  
511  
512  
513  
514  
515  
516  
517  
518  
519  
520  
521  
522  
523  
524  
525  
526  
527  
528  
529  
530  
531  
532  
533  
534  
535  
536  
537  
538  
539  
540  
541  
542  
543  
544  
545  
546  
547  
548  
549  
550  
551  
552  
553  
554  
555  
556  
557  
558  
559  
560  
561  
562  
563  
564  
565  
566  
567  
568  
569  
570  
571  
572  
573  
574  
575  
576  
577  
578  
579  
580  
581  
582  
583  
584  
585  
586  
587  
588  
589  
590  
591  
592  
593  
594  
595  
596  
597  
598  
599  
600  
601  
602  
603  
604  
605  
606  
607  
608  
609  
610  
611  
612  
613  
614  
615  
616  
617  
618  
619  
620  
621  
622  
623  
624  
625  
626  
627  
628  
629  
630  
631  
632  
633  
634  
635  
636  
637  
638  
639  
640  
641  
642  
643  
644  
645  
646  
647  
648  
649  
650  
651  
652  
653  
654  
655  
656  
657  
658  
659  
660  
661  
662  
663  
664  
665  
666  
667  
668  
669  
670  
671  
672  
673  
674  
675  
676  
677  
678  
679  
680  
681  
682  
683  
684  
685  
686  
687  
688  
689  
690  
691  
692  
693  
694  
695  
696  
697  
698  
699  
700  
701  
702  
703  
704  
705  
706  
707  
708  
709  
710  
711  
712  
713  
714  
715  
716  
717  
718  
719  
720  
721  
722  
723  
724  
725  
726  
727  
728  
729  
730  
731  
732  
733  
734  
735  
736  
737  
738  
739  
740  
741  
742  
743  
744  
745  
746  
747  
748  
749  
750  
751  
752  
753  
754  
755  
756  
757  
758  
759  
760  
761  
762  
763  
764  
765  
766  
767  
768  
769  
770  
771  
772  
773  
774  
775  
776  
777  
778  
779  
780  
781  
782  
783  
784  
785  
786  
787  
788  
789  
790  
791  
792  
793  
794  
795  
796  
797  
798  
799  
800  
801  
802  
803  
804  
805  
806  
807  
808  
809  
810  
811  
812  
813  
814  
815  
816  
817  
818  
819  
820  
821  
822  
823  
824  
825  
826  
827  
828  
829  
830  
831  
832  
833  
834  
835  
836  
837  
838  
839  
840  
841  
842  
843  
844  
845  
846  
847  
848  
849  
850  
851  
852  
853  
854  
855  
856  
857  
858  
859  
860  
861  
862  
863  
864  
865  
866  
867  
868  
869  
870  
871  
872  
873  
874  
875  
876  
877  
878  
879  
880  
881  
882  
883  
884  
885  
886  
887  
888  
889  
890  
891  
892  
893  
894  
895  
896  
897  
898  
899  
900  
901  
902  
903  
904  
905  
906  
907  
908  
909  
910  
911  
912  
913  
914  
915  
916  
917  
918  
919  
920  
921  
922  
923  
924  
925  
926  
927  
928  
929  
930  
931  
932  
933  
934  
935  
936  
937  
938  
939  
940  
941  
942  
943  
944  
945  
946  
947  
948  
949  
950  
951  
952  
953  
954  
955  
956  
957  
958  
959  
960  
961  
962  
963  
964  
965  
966  
967  
968  
969  
970  
971  
972  
973  
974  
975  
976  
977  
978  
979  
980  
981  
982  
983  
984  
985  
986  
987  
988  
989  
990  
991  
992  
993  
994  
995  
996  
997  
998  
999  
1000

Page 100

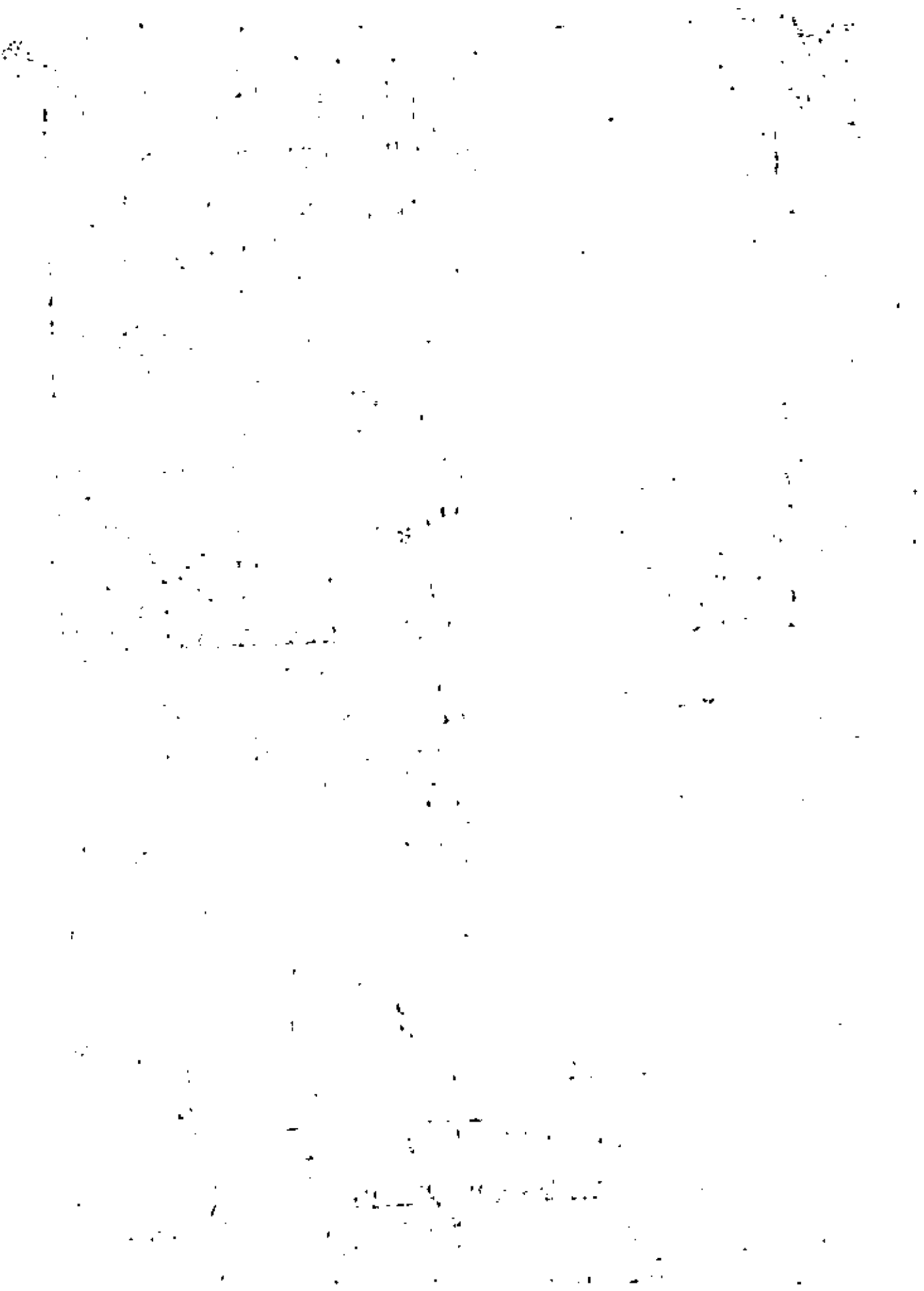


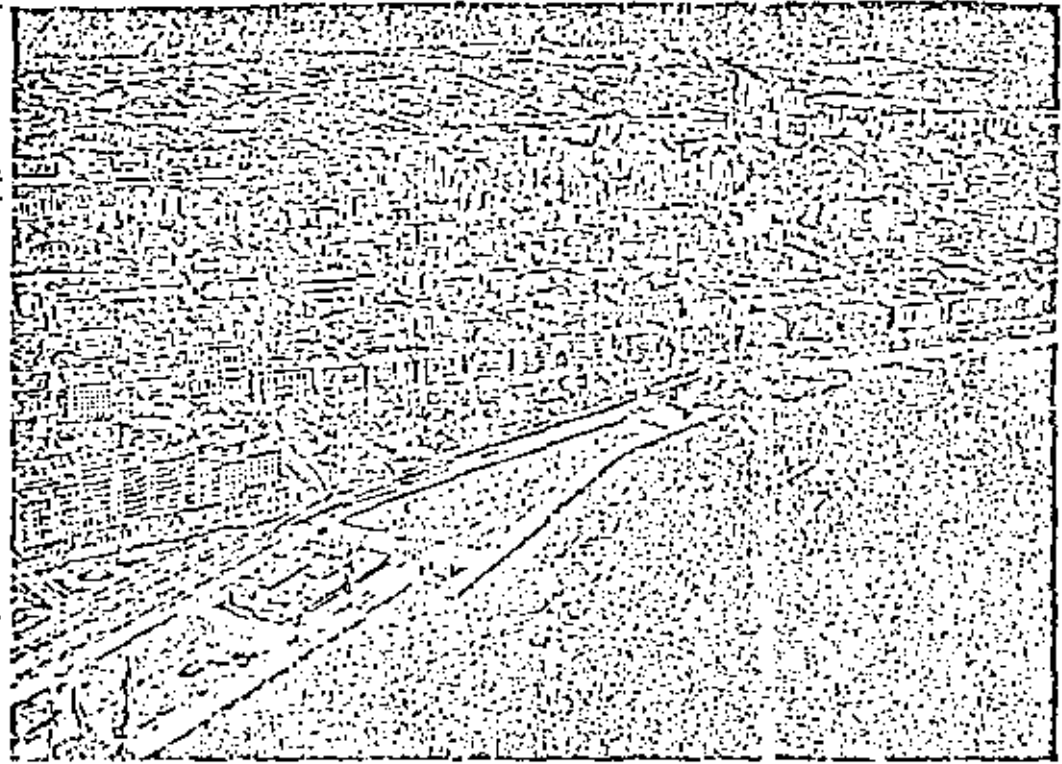
Muelle para mercancía general en Huelva.



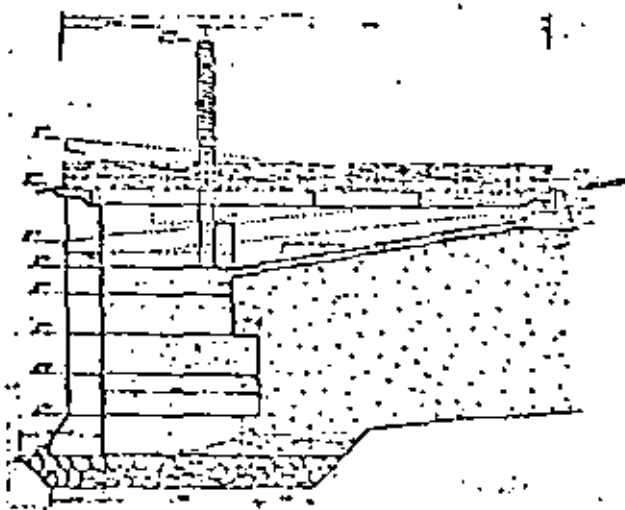
Muelle para contenedores, terminal fertilizantes y cargadero de maíz del puerto de Santos.





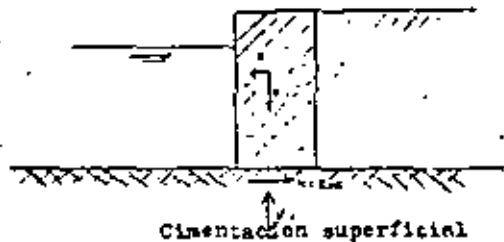
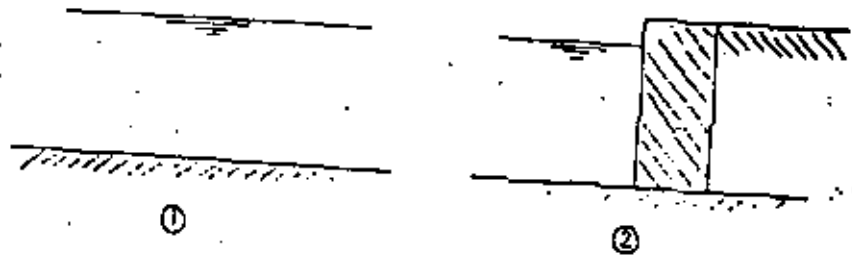
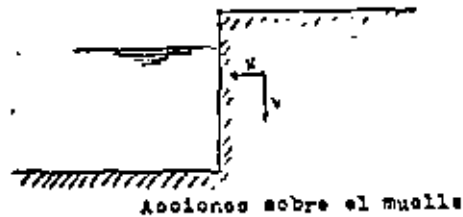


Muelle para transbordadores en Santander

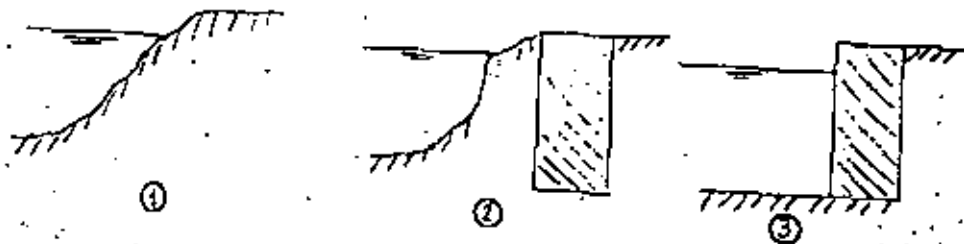
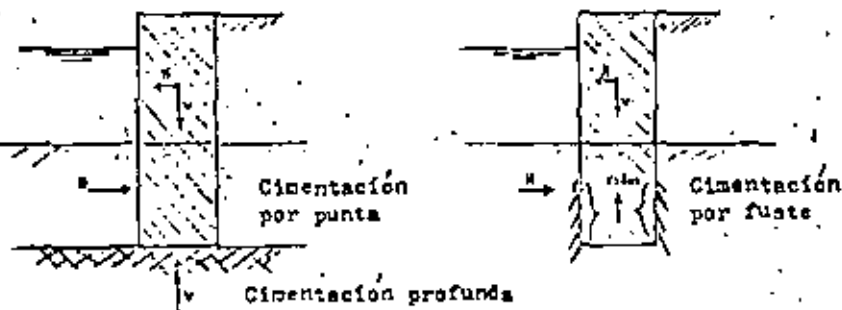


- Sección tipo por pasarela móvil.

FIG.12.- MUELLES PARA PASAJEROS



Muelle construido en agua



Muelle construido en seco

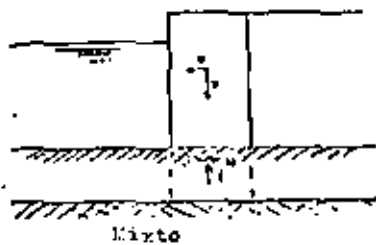


FIG.14.- CLASIFICACION POR SISTEMA CONSTRUCTIVO

FIG.13.- CLASIFICACION POR CARACTERISTICAS RESISTENTES

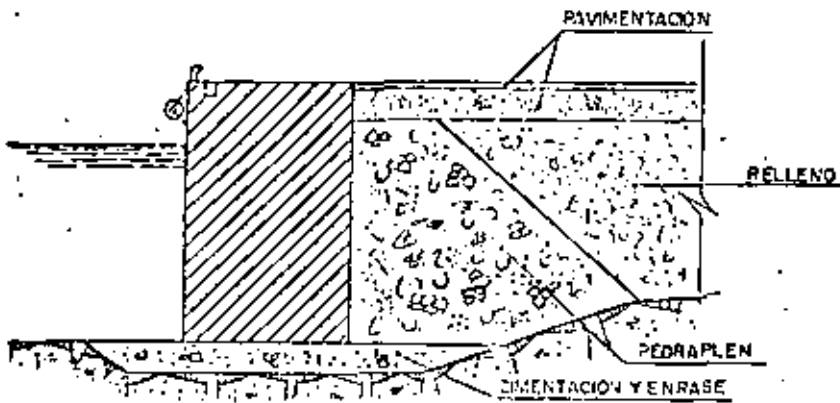


FIG.15.- MUELLES DE HORMIGÓN IN SITU

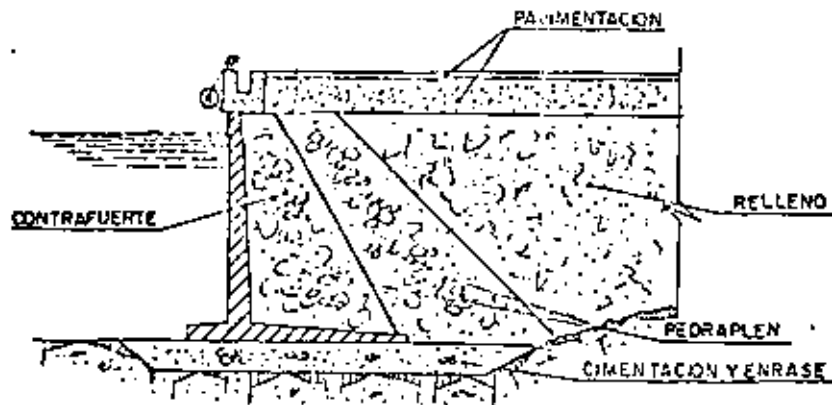
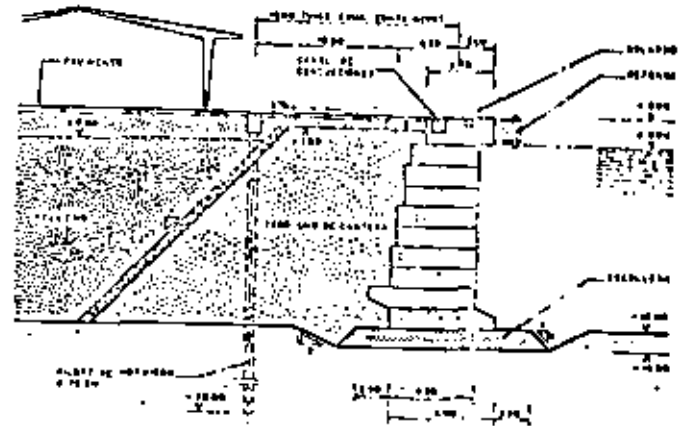


FIG.16.- MUELLES PREFABRICADOS TIPO L



SECCIÓN TIPO DEL MUELLE

FIG.17.- MUELLE DE BLOQUES



Figure 1

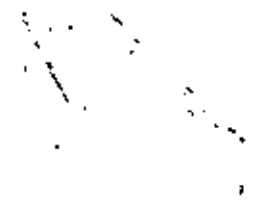
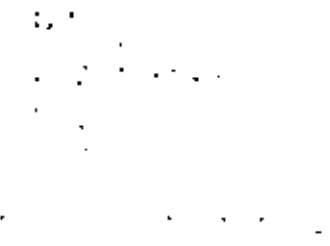
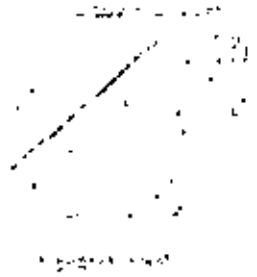


Figure 2



Figure 3

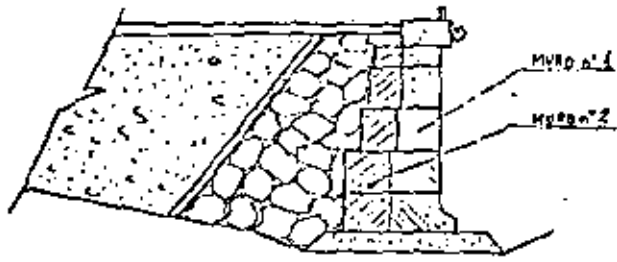


FIG.18.- MUELLE CON BLOQUES A SOCA

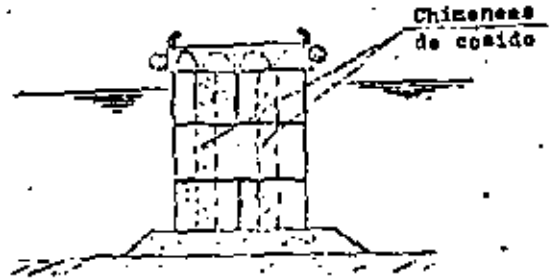
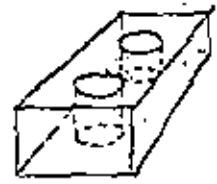
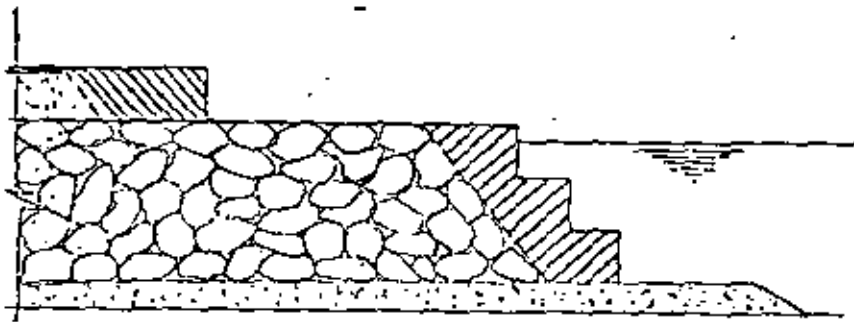


FIG.20.- BLOQUES CON CHIMENEA



5°	4°	3°	2°	1°
terminac relleno	cantil in situ	trasdoble con rellenos	colocacion bloques	cimiento y escase

FIG.19.- PASOS CONSTRUCTIVOS MUELLE BLOQUES

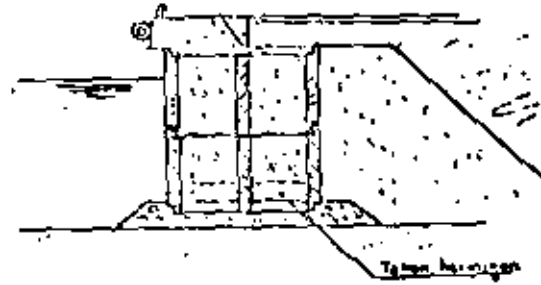
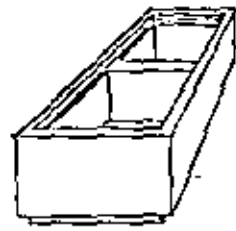


FIG.21.- BLOQUES ANIDADOS (DOVELAS)



1901



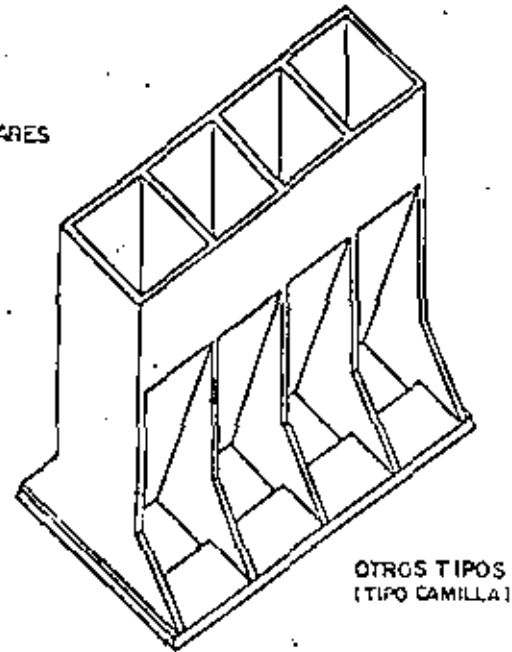
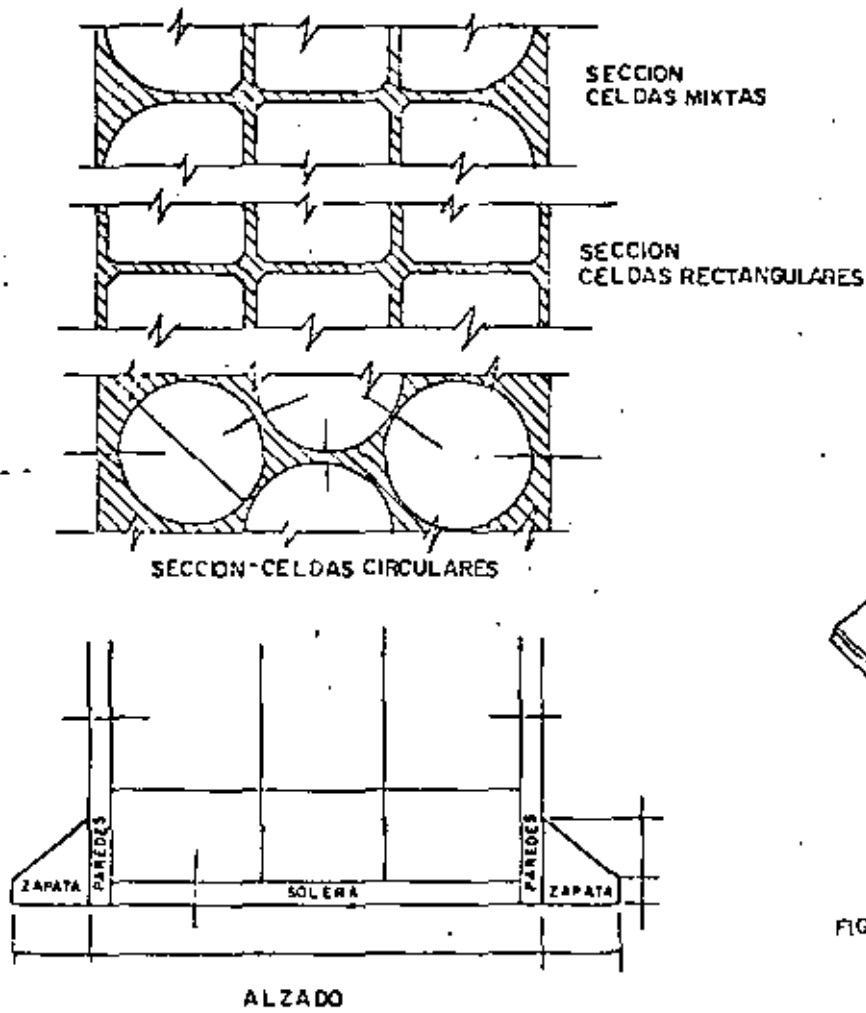


FIG. 23.— GEOMETRIA DE CAJONES

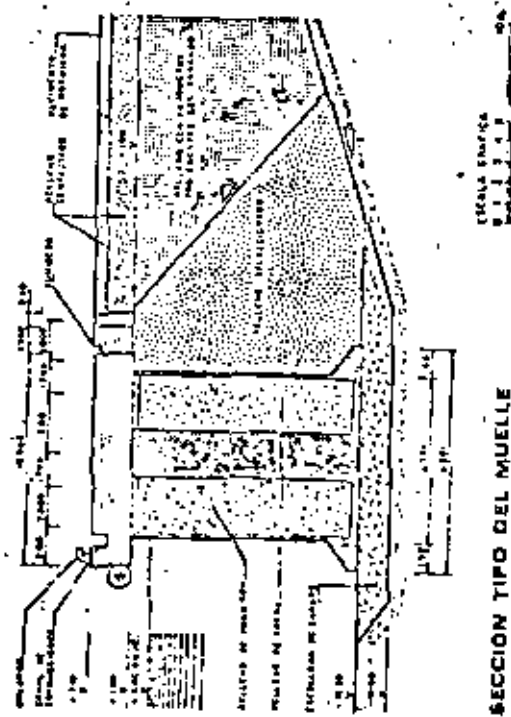


FIG. 22.— MUELLE DE CAJONES



177

178

179

180

181

182

183

184

185

186

187

188

189

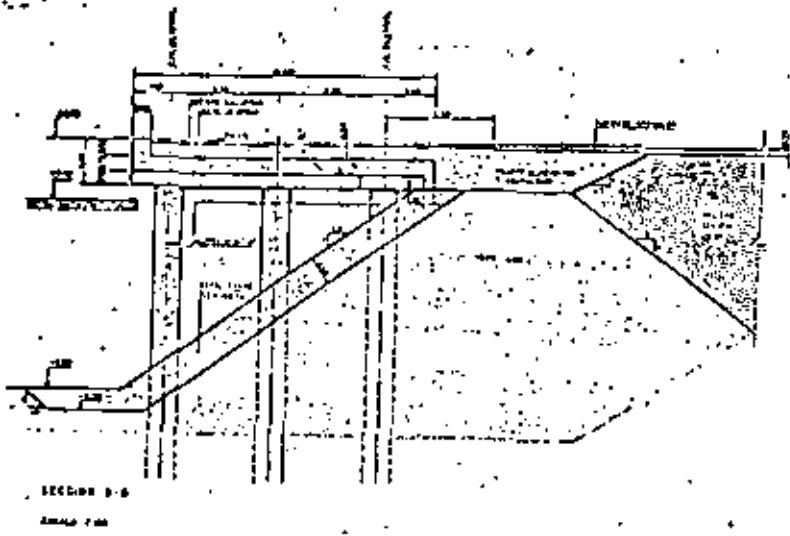


FIG. 24a. MUELLE DE PILOTES CON FALDON TRASERO

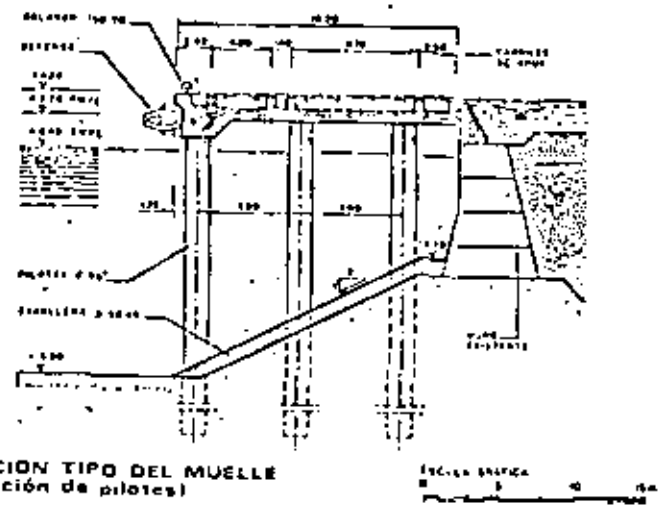
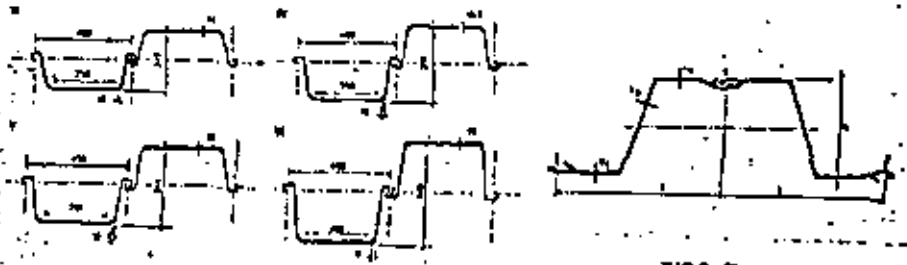
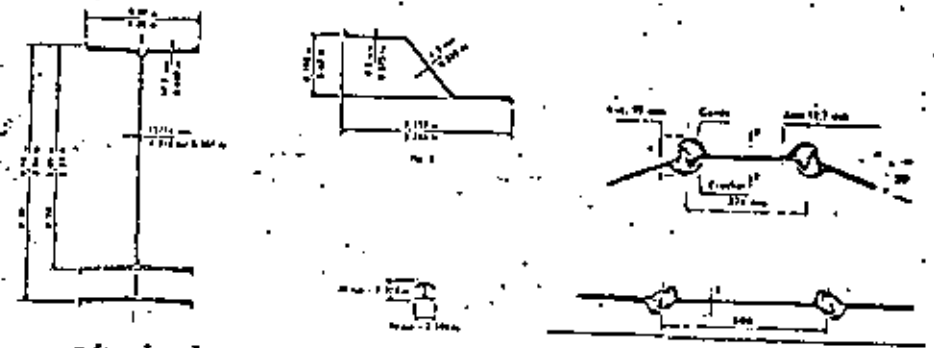


FIG. 24b. MUELLE DE PILOTES CON MURO TRASERO



TIPO U

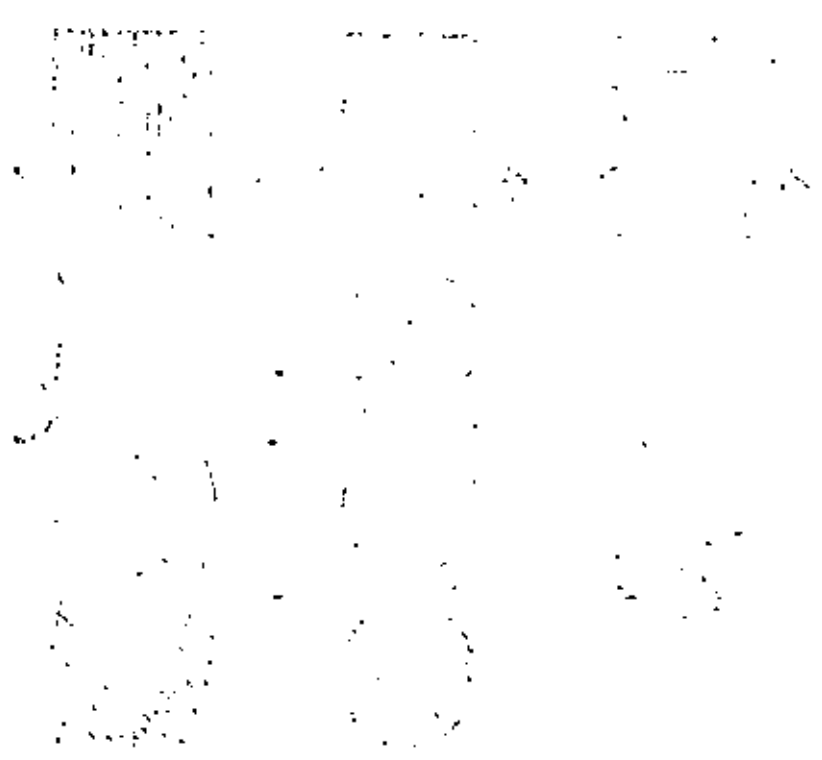
TIPO Z



TIPO DOBLE T

TIPO PLANA

FIG. 25. TIPO DE TABLESTACA



THE UNIVERSITY OF CHICAGO  
LIBRARY

THE UNIVERSITY OF CHICAGO  
LIBRARY

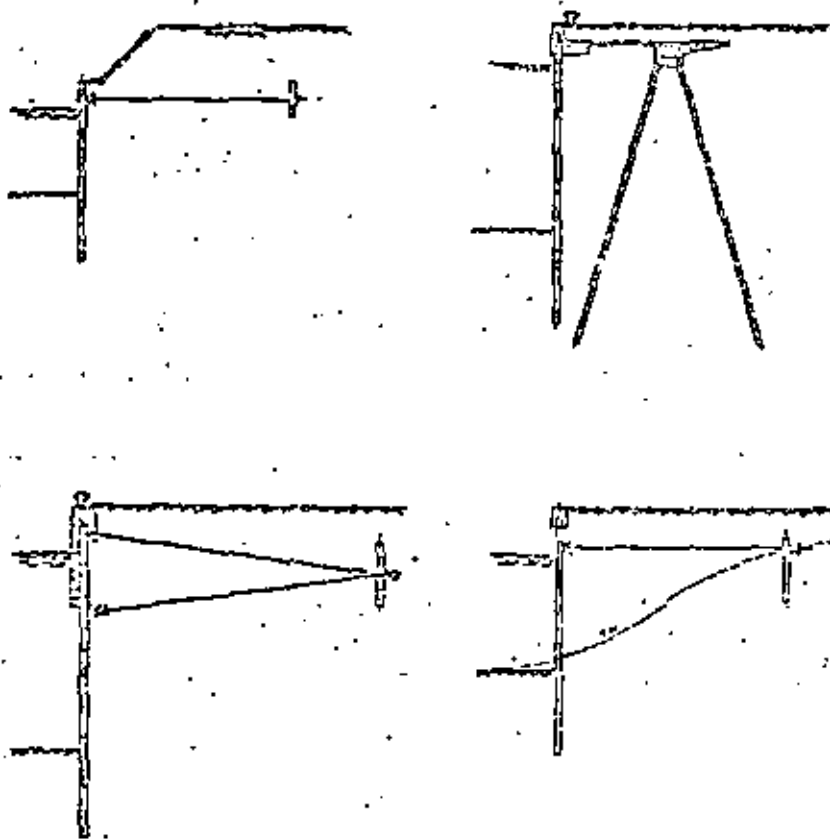


FIG. 26.- MUELLES DE TABLETAS

TIPO PANTALLA

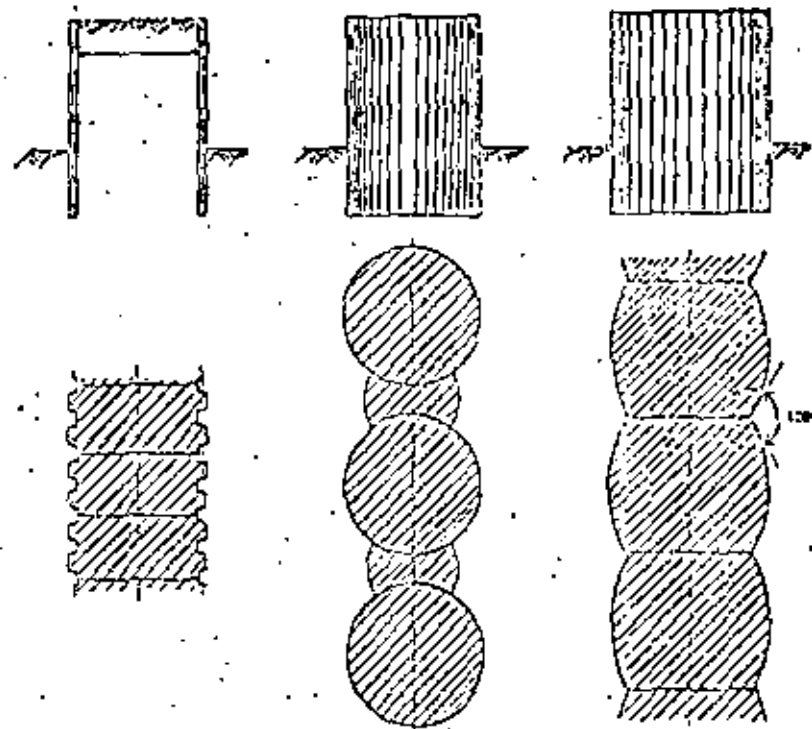
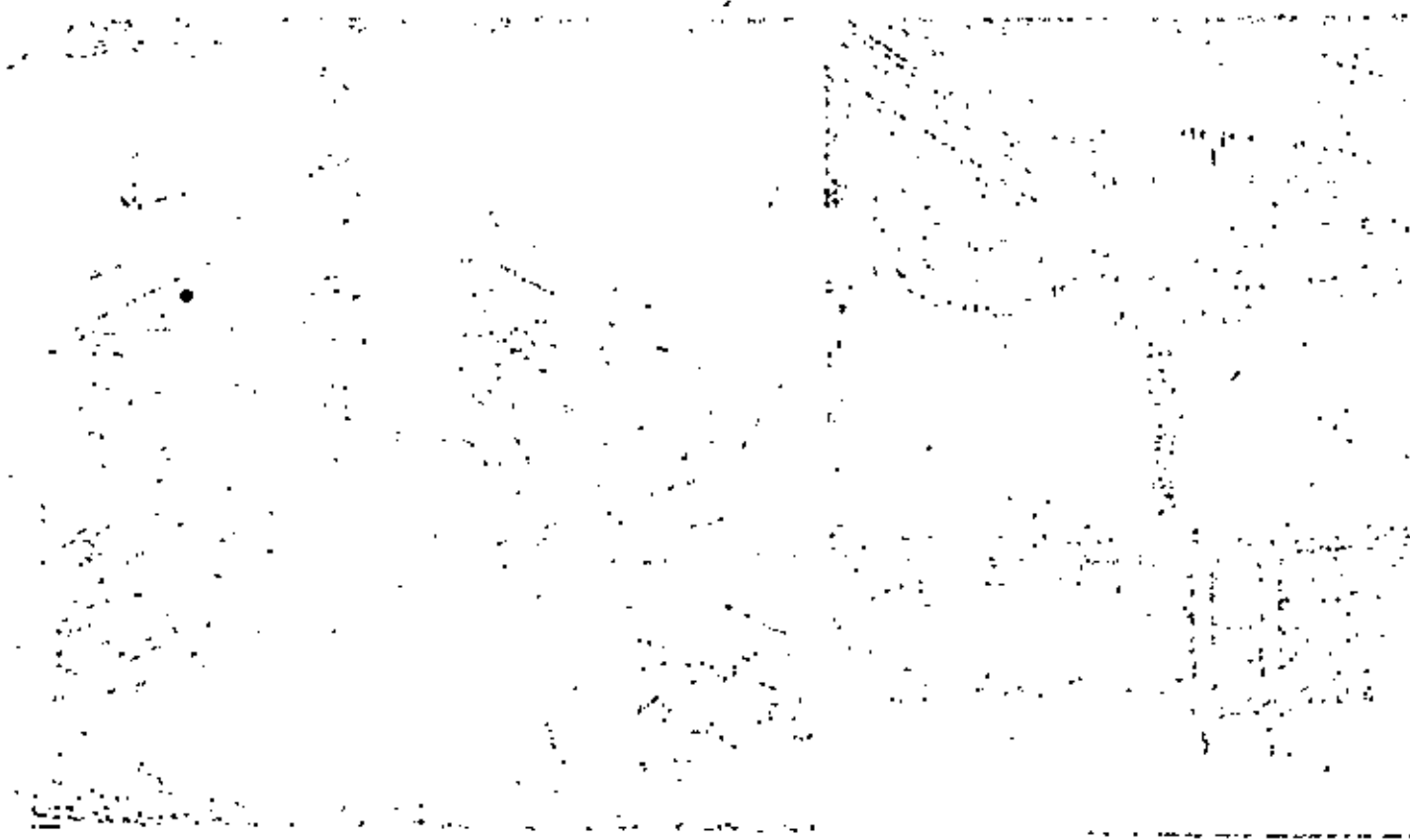


FIG. 27.- MUELLES DE TABLETAS

TIPO RECINTO

THE STATE OF TEXAS, COUNTY OF [ ]

Know all men by these presents, that [ ] of the County of [ ] State of Texas, for and in consideration of the sum of [ ] Dollars, to [ ] in hand paid by [ ] the receipt of which is hereby acknowledged, have granted, sold and conveyed, and by these presents do grant, sell and convey unto the said [ ] of the County of [ ] State of Texas, all that certain [ ]



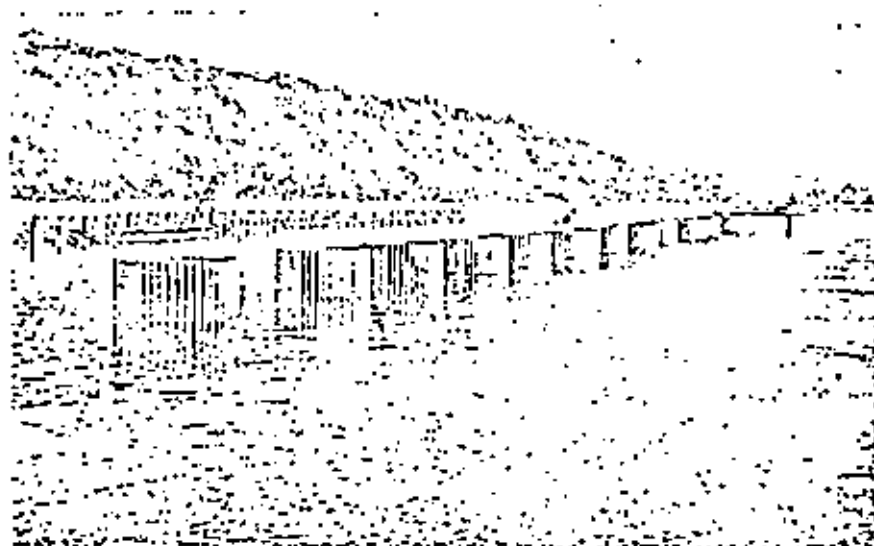
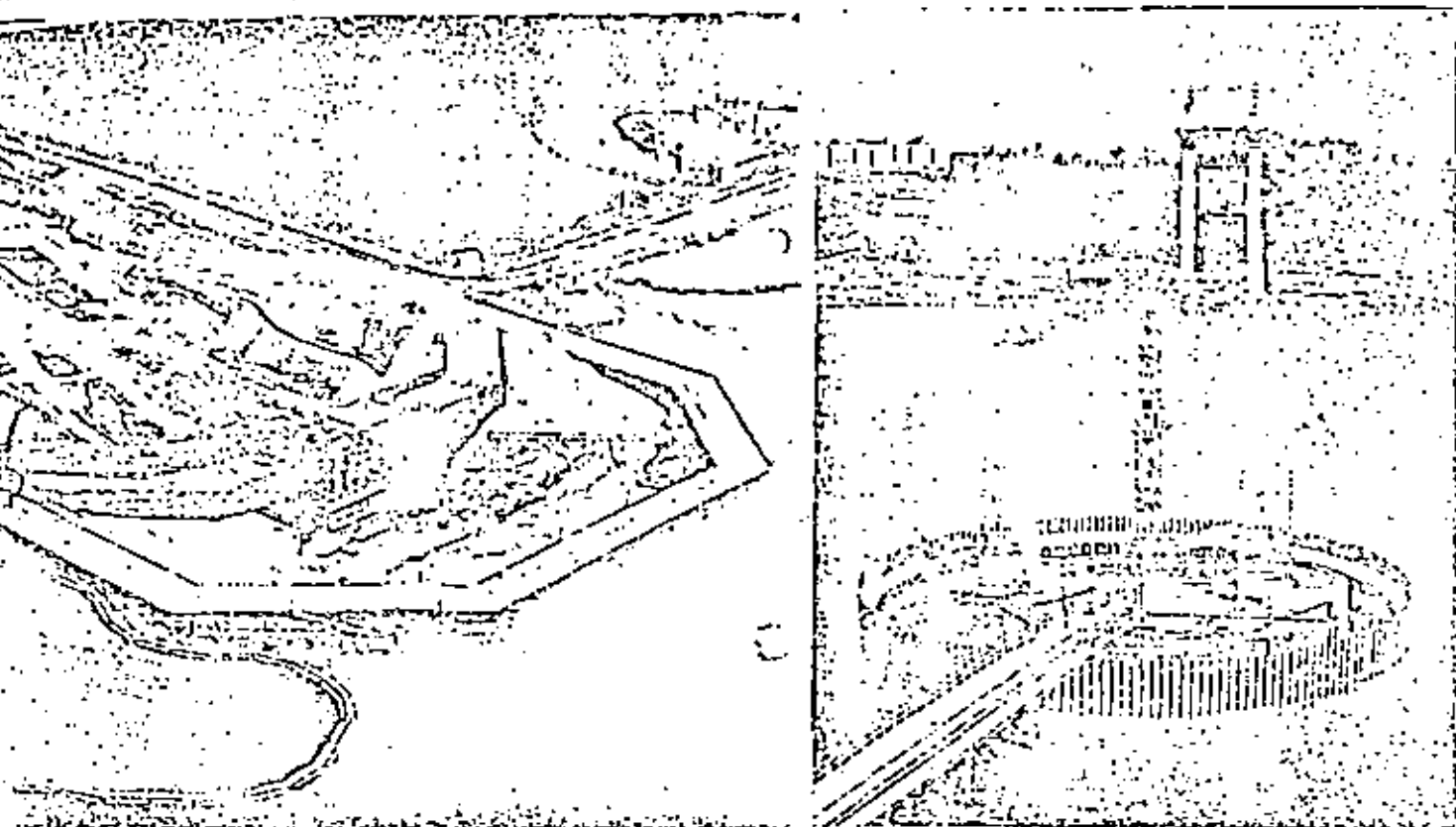


FIG. 28 - MUELLES TABLESTACAS