



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

" ARAGON "

**ESTUDIOS GEOTECNICOS Y DISEÑO DE ESCOLLERAS
EN PUERTOS PETROLEROS APLICADOS AL PUERTO
DE SALINA CRUZ, OAX.**

Tesis Profesional

**Para obtener el Título de
INGENIERO CIVIL**

p r e s e n t a

JUAN CARLOS POSADA RANGEL

México, D. F.

1 9 8 4



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

Q94 115

Sist 29521

Con todo mi cariño y agradecimiento
a mis padres:
Sr. TOMAS POSADA VARELA
Sra. MARTHA RANGEL DE POSADA
a quienes debo lo que soy .

Al Ing. FRANCISCO POSADA VARELA
en agradecimiento al apoyo que
me brindo desde el inicio de la
carrera.

Con cariño a mis hermanos
PATY y JORGE
A SABRINA por todo su cariño.
A mis Familiares y Amigos.

Al Sr. JESUS RANGEL RIVAS
por su deseo en ver realiz
zada esta meta.

Al Ing. TOMAS HERNANDEZ CASTILLO
por su valioza colaboración en la
dirección del presente trabajo.

A mis amigos:
Dr. FERNANDO LOPEZ LUGO
ING. JORGE A. ROMERO LOPEZ
LIC. FERNANDO VALENCIA VILLAREAL
con toda mi estimación.

Con gratitud a COCONAL
por haberme dado la -
oportunidad de realizar
el trabajo.

A todos mis maestros
y compañeros .

G R A C I A S .



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGON
DIRECCION

JUAN CARLOS POSADA RANGEL
P R E S E N T E

En contestación a su solicitud de fecha 31 de agosto del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, M.I. TOMAS HERNANDEZ CASTILLO pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado " ESTUDIOS GEOTECNICOS Y DISEÑO DE ESCOLLERAS EN PUERTOS PETROLEROS APLICADOS AL PUERTO DE SALINA CRUZ OAX. ", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Sin otro particular, aprovecho la ocasión para reiterar a usted las bondades de mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
San Juan de Aragón, Edo. de Méx., septiembre 8 de 1983.
EL DIRECTOR

LIC SERGIO ROSAS ROMERO

c.c.p. Coordinación de Ingeniería.
Unidad Académica.
Departamento de Servicios Escolares.
Director de Tesis.

I N D I C E

INTRODUCCION

CAPITULO I

Estructuras marinas de protección a Puertos

- 1 Generalidades
- 2 Ingeniería de Litoral
- 3 Estructuras Marinas de Protección
- 3.1 Rompeolas y Escolleras.
- 3.2 Razones comunes para daño o falla de escolleras de enrocamiento
- 3.3 Otros tipos de rompeolas

CAPITULO II

Estudios Basicos para el proyecto Salina Cruz, Oax.

- Preselección de alternativas.
- Evaluación de Alternativas
- Selección de Alternativas en cuanto a su arreglo
- Selección de Alternativa óptima
- Proyecto definitivo.

II.1 ESTUDIOS DE GEOTECNIA

- 1.1 Fotogeología
- 1.2 Prospección geofísica
- 1.3 Geología de detalle
- 1.4 Estudios de bancos de materiales
- 1.5 Exploración Geofisica del fondo marino

CAPITULO III

OCEANOGRAFIA METEOROLOGIA Y CORRIENTES MARINAS.

- 1 Oceanografía
- 2 Meteorología
- 3 Corrientes

CAPITULO IV

CRITERIOS DE DISEÑO PARA ESCOLLERAS

- 1 Definición recopilación y análisis de los datos ambientales necesarios.
 - 2 Establecimiento o fijación de los datos para el diseño.
 - 2.1 Criterio de optimización económica
 - 2.2. Criterio de riesgo
 - 2.3 Criterio de normativa
 - 2.4. Selección de la ola de diseño
 - 3 Diseño
 - 3.1 Metodos Empíricos
 - 3.2. Modelos matemáticos.
 - 3.3. Modelos Físicos
 - 4 Otras etapas de la escollera que afectan al diseño.
- IV.1 DISCUSION DE DIVERSAS FOMULAS PARA DISEÑO DE ROMPEOLAS.
- IV.1.1. ESPECIFICACIONES PARA LA CONSTRUCCION DE ROMPEOLAS Y/O ESCOLLERAS

CAPITULO V

PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS.

- 1 Obtención de materiales
- 2 Transporte
- 3 Ejecución

CAPITULO VI

ESCOLLERA "ESTE" DEL PUERTO PETROLERO SALINA CRUZ, OAX.

- 1 Antecedentes
- 2 Estudio Geológico
- 3 Estudio Geofísico de bancos de materiales.

- 4 Oceanografía, Meteorología y corrientes marinas del lugar.
- 4.1 Oleaje
- 4.2 Mareas
- 4.3. Tsunamis
- 4.4. Vientos
- 4.5. Corrientes
- 5 Diseño Escollera "Este" del Puerto Salina Cruz Cruz, Oax.
- 5.1. Ola de diseño
- 5.2. Estructura y materiales de Construcción
- 5.3. Volumen de obra
- 5.4. Memoria de cálculo

CONCLUSIONES.

INTRODUCCION

Los puertos industriales abren enormes perspectivas para la expansión y consolidación del transporte marítimo, dado que ofrecen los apoyos de infraestructura así como los incentivos para la inversión en materia de agroindustrias e industrias de bienes de capital que impulsan el desarrollo global de los lugares en donde se ubican.

El comercio exterior mexicano es realizado por vías marítimas en un 60%, lo que revela la importancia que tiene contar con un sistema portuario acorde con el desarrollo creciente de la economía del país.

El puerto industrial petrolero de Salina Cruz, Oax., forma parte del proyecto denominado Alfa-Omega; que consiste en formar junto con el puerto de Coatzacoalcos un corredor transístmico, que representa una alternativa para el transporte interoceánico de mercancías por la escasa distancia que media los dos puertos. Por esta razón ambas terminales seguramente desempeñarán un papel estratégico en el desarrollo de la región, contribuyendo en forma determinante al comercio internacional.

El puente terrestre o corredor transístmico procurará los siguientes beneficios:

- a) Incremento de la eficiencia y productividad de ambas terminales marítimo portuarias.
- b) Creación de divisas mediante la prestación de servicios

especializados a navieras extranjeras.

- c) Capacitación en el uso de la moderna tecnología que complementada con la estratégica localización geográfica - de la zona ístmica permita la significación del país en el comercio marítimo mundial.

Como es ya sabido, un puerto marítimo tiene como finalidad la de prestar los servicios y facilidades necesarias para la navegación, abarcando muchos aspectos, que dependen de la posición geográfica, tamaño e importancia del puerto.

Contados son los casos en donde un sitio presente las condiciones naturales para que pueda funcionar como puerto marítimo sin que se le acondicione para este fin, por esta razón con frecuencia se tiene que llevar a cabo diversas obras de protección contra el oleaje o bien para disminuir el arrastre litoral.

El puerto de Salina Cruz no es la excepción, en este trabajo se presentará una descripción general y particular de los estudios previos y de diseño que han de hacerse para que el puerto pueda cumplir cabalmente su objetivo. La descripción se enfocará al diseño y construcción de la escollera "este" del puerto petrolero de Salina Cruz, Oax., puerto que será capaz de manejar barcos hasta de 250,000 t.p.m.

CAPITULO I

ESTRUCTURAS MARINAS DE PROTECCION A PUERTOS

1.- GENERALIDADES.

Un puerto marítimo debe cumplir ciertas funciones básicas que pueden dividirse en dos grupos: función técnica y función económica. El primer grupo se refiere fundamentalmente a la existencia de instalaciones adecuadas para el manejo de los bienes y mercancías -- transportadas y a las maniobras necesarias que ha de ejecutar el buque. También dentro de este grupo se encuentra la eficiencia y funcionalidad que ha de tener el puerto para el acceso seguro y - atraque adecuado del buque.

Dentro de la función económica, el puerto debe ser considerado como una empresa industrial, ya que mediante la utilización de mano de - obra, pone en funcionamiento medios operacionales de importancia - con el propósito de obtener beneficios económicos.

Para atender estas funciones del puerto, principalmente las concer- nientes al grupo técnico, se deben construir estructuras de protec- ción, que dependen de las condiciones geográficas del puerto.

Antes de proceder a la clasificación de las estructuras de protec- ción, se hará un recordatorio general sobre las características de los litorales, desde el punto de vista geológico, ya que influirá en la selección de las estructuras de protección.

2.- INGENIERIA DE LITORAL.

Hay dos tipos característicos de litoral:

- a) De sumersión: Son aquellos que se producen cuando la superficie del agua cubre un área terrestre que se ha sumergido. Debido a la profundidad del agua pueden ser atacadas por olas de todos tamaños, las cuales cortan los promontorios de rocas produciendo acantilados y salientes de todos los tipos. Frecuentemente se encuentran islas y penínsulas. Un ejemplo de estos es el litoral irregular y rocoso del Océano Pacífico.

- b) De emersión: Son aquellas que resultan cuando el agua abandona un área parcialmente emergida del mar o de un lago. Presentan planicies costeras de poca pendiente y son alcanzadas únicamente por las pequeñas. Las olas grandes debido a la poca profundidad del agua rompen mar adentro, escurriendo sobre el fondo y llevando así arenas para formar una barra.

- c) Neutro: Son aquellas cuyas características esenciales no dependen ni de una sumersión ni de una emersión.

- d) Mixtos: Presentan evidencias de haber sufrido movimientos ascendentes y descendentes alternadamente.

Las características morfológicas de las costas decisivas en la constitución y en la pendiente de la parte de la plataforma continental sumergida (costa): las cuales están dadas por el tipo de costa o litoral. En general los litorales que ofrecen mejores condiciones para alojar un puerto de cualquier índole son las costas de emersión. neutra y mixtas.

2.1. TRANSPORTE LITORAL.

Para cualquier tramo de litoral de playa, el mayor abastecimiento de material que llega a ella, es generalmente acarreo litoral erosionado, de un tramo de playa adyacente. Debe tenerse cuidado para determinar la fuente de abastecimiento, ya que el material que constituye una playa determinada puede ser el producto de -- una o varias zonas de abastecimiento. Un estudio de los alrededores de la playa, la relativa disponibilidad de material en las posibles áreas de abastecimientos, los agentes activos de erosión y las condiciones favorables para el transporte de material desde las zonas de abastecimiento hasta el lugar de la playa, indicarán generalmente la fuente o fuentes de abastecimiento. El análisis petrográfico de las muestras de material tanto litoral como de -- las posibles fuentes de abastecimiento debe establecer una correlación en el contenido del material.

2.2. TIPOS DE TRANSPORTE LITORAL.

Las olas y las corrientes proporcionan las fuerzas necesarias para mover el acarreo litoral. La mecánica del transporte litoral aún no se conoce con precisión, pero debe establecerse en general, que el material litoral se mueve por alguno de los tres tipos básicos de transporte:

- a) Material conocido como "material playero" movido a lo largo de la zona de estran bajo un patrón en zig-zag.
- b) Material movido en suspensión en la zona de rompientes por -- corrientes a lo largo de la playa y las turbulencias que origina el rompimiento de las olas.

- c) Material conocido como "material de fondo" el cual es movido por el mismo, deslizándose, rodando o saltando, por las corrientes oscilantes de las olas que pasan.

Sin tomar en cuenta el tipo de transporte, la dirección y el valor del transporte litoral, depende principalmente de la dirección de la energía de las olas que llegan a la playa. Existen excepciones en los estrechos de playa adjuntas a entradas de marea, donde las corrientes por marea deben dominar.

Las energías necesarias para erosionar sedimentos, como son los originados por el oleaje, la corriente litoral y la corriente por marea, deben expresarse en función de la velocidad necesaria para erosionar partículas de una capa sedimentaria. Esta energía cinética es cuantificable, ya que es la velocidad necesaria para erosionar partículas sedimentarias. La figura No. 1 muestra las velocidades críticas erosivas necesarias para el movimiento de la arena.

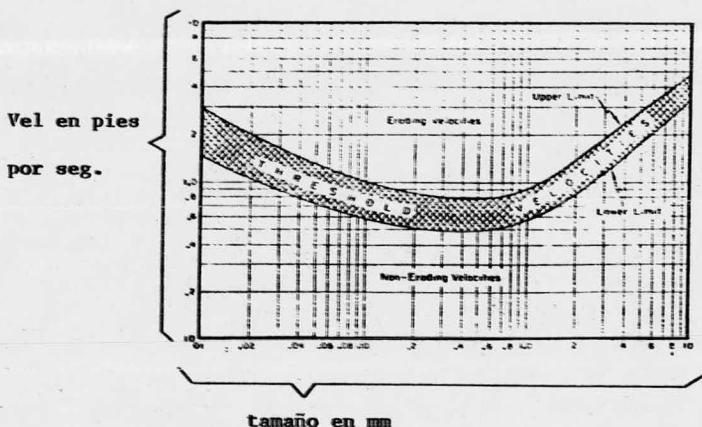


fig. No. 1.

- DETERMINACION DE LA DIRECCION.

La dirección del transporte litoral en cualquier momento puede determinarse por observación de la configuración playera cercana a estructuras existentes. También es necesario conocer la dirección predominante del transporte litoral sobre un ciclo climático normal. Esto implicará la localización y posición de barreras litorales o construidas por el hombre.

Ya que los métodos empleados en la determinación de la dirección del transporte litoral pueden cambiar de lugar a lugar, la obtención de las direcciones predominantes del transporte litoral y la localización de barreras litorales, pueden llevarse a cabo por el análisis de los siguientes factores:

- a) Efectos de azolve o erosión en las estructuras existentes.
- b) Formaciones playeras en las cercanías de los morros.
- c) Configuración de rivera y lechos de entradas de mareas y ríos.
- d) Análisis estadístico de la energía del oleaje.
- e) Características de los materiales de la playa del fondo.

2.3 EVALUACION DEL TRANSPORTE LITORAL.

Uno de los puntos más controvertidos en la Ingeniería de Costas es sin duda alguna el problema relativo a la cuantificación -- del transporte litoral producido por la acción del oleaje sobre una playa arenosa.

A continuación se presentan algunas de las expresiones para -- calcular la cantidad de material que transporta el oleaje.

a) Munch - Petersen, propuso:

$$Q = KV^2 \rho V D \text{ SEN } \alpha$$

en donde:

Q = Capacidad de transporte del oleaje generado por el -- viento actuante.

V = Velocidad del viento.

ρv = Frecuencia del mismo en % del período consideraro.

D = Duración de la acción del viento.

α = Angulo que forma la dirección del viento con la línea de playa.

b) La expresión anterior fue posteriormente modificada por Knaps.

$$Q = KV^3 \rho V \sqrt{D} \text{ SEN } \alpha \text{ COS } \alpha$$

c) Watts trató de cuantificar los volúmenes acarreados por el

oleaje en South Lake Worth, de las costas de Florida, U.S.A., encontrando para el caso particular, diámetro medio del material playero de 0.3 mm., la siguiente expresión:

$$QS = 240 Ei^{0.9}$$

- d) Larras propone que el transporte sea valuado con la siguiente expresión:

$$Q = Kg H^2 T \text{ SEN } \frac{7}{4} \alpha$$

En la que:

Q = Gasto sólido por unidad de tiempo.

H = Altura de la ola.

T = Período.

α = Angulo de incidencia del oleaje.

K = Función adimensional que depende de la relación de esbeltez del oleaje y de las características del material playero.

- e) Finalmente se presenta una expresión generalizada para nuestras costas mexicanas:

$$Q = KD^{1/2} \left(\frac{Lo}{Ho} \right) g t H^2 T \text{ SEN } 2 \alpha$$

en la que:

K: Tiene el valor de 0.118×10^{-5} a 0.3×10^{-5} según el tipo de playero.

D: Es el diámetro en milímetros.

Lo: Longitud de onda en aguas profundas.

Ho: Amplitud en aguas profundas.

H : Altura del oleaje antes de rompiente.

T : Período del oleaje.

α : Angulo de incidencia.

T : Tiempo de acción en segundos.

Y el valor del transporte está en m³ por el tiempo de acción T.

3. ESTRUCTURAS MARINAS DE PROTECCION A PUERTOS.

Ejemplos de estructuras protectoras son los malecones, espolones y rompeolas. Estas estructuras son de sección trapezoidal o parecida y de dimensiones transversales limitadas en comparación con su longitud.

Uno de los fines de la construcción de malecones es proteger los esteros de ríos y bahías; los malecones se usan también para la protección del área del puerto. A menudo dos malecones aproximadamente paralelos empiezan a un lado y a otro del río y se extienden a alguna distancia en el océano o mar en el cual el río desemboca. La velocidad de la corriente entre los muelles está aumentada a causa de su estrechamiento y, por tanto, se impide la sedimentación. Calculando debidamente el espacio entre dos muelles, el canal entre ambos puede llegar hasta profundizarse debido a erosión por corriente rápida.

Un espolón es una barrera litoral que comienza en la orilla y es perpendicular u oblicua a ella. La arena que transporta la corriente de litoral se para en el lado del espolón correspondiente en -- donde sale la corriente (o "parte superior del depósito") y, por tanto, ayuda al ensanchamiento de las playas existentes.

Cuanto más agudo es el ángulo formado por el espolón con el litoral menor es la capacidad para formar una playa adecuada. Hay espolones compactos y espolones permeables, éstos modifican los procesos litorales a voluntad, pero no los entorpecen.

La longitud de un espolón deberá ser, aproximadamente, un 50% más larga que la anchura de la playa que protege. Los espolones se construyen a menudo para alcanzar los 2 metros de profundidad de agua;

es decir, están colocados en la sección de la liserá litoral donde el movimiento de depósitos es más intenso. Por lo general, los espolones están espaciados de una a tres veces la longitud de su estructura. Se usan corrientemente en los literales de California y en otras costas más amplias todavía, especialmente si el litoral es aproximadamente rectilíneo. Los espolones grandes en esteros y amplias bahías se toman a veces como malecones.

Los espolones y los malecones normales al litoral detienen el material de acarreo litoral. En el lado de la corriente de esta clase de estructuras, el aumento de material comienza inmediatamente después de la construcción y en el caso de un malecón hay erosión y disminución de material en el lado contrario a la corriente. La erosión en el lado inferior de la corriente de los espolones es menos pronunciada a causa de su espaciado relativamente amplio. Hay un límite en la influencia de malecones y espolones y cuando se alcanza se establecen las condiciones de transporte de sedimentos que existían antes de su contención. El transporte de sedimento en las profundidades mayores que las del extremo de un malecón o espolón no está afectado por la presencia de la estructura.

3.1. ROMPEOLAS Y ESCOLLERAS.

Un rompeolas es una estructura que sirve para disipar la energía del oleaje y evitar su incidencia sobre un área que se desea proteger. También se puede decir que un rompeolas es cualquier obstáculo que se interpone a la propagación del oleaje.

Los rompeolas se construyen para crear puertos artificiales, haciendo seguras las maniobras y operaciones de las embarcaciones. A veces los rompeolas se construyen en el interior de grandes puertos para crear una zona de aguas tranquilas en donde se puedan

realizar con facilidad las maniobras de carga y descarga, de las embarcaciones, o para crear dársenas protegidas para el amarre de barcos pesqueros o de placer.

A veces se construyen rompeolas aisladas de la costa. Los conectados a la costa, actúan como barreras contra el movimiento de materiales a lo largo de la playa causado por el oleaje, provocando azolve en un lado y erosión en el otro.

Definición de escollera: Una escollera es una estructura que se extiende dentro de un cuerpo de agua para dirigir y encauzar una corriente o flujo de marea, hacia un área determinada y evitar - - que el acarreo litoral azolve el canal.

Las escolleras se localizan en la desembocadura de un río, boca de una laguna, boca de un estero o en la entrada de una bahía, para mantener y ayudar a profundizar un canal de navegación al provocar el arrastre de materiales hacia aguas más profundas. Las escolleras también protegen el canal de entrada contra oleajes y corrientes cruzadas.

- TIPOS DE ROMEPOLAS Y ESCOLLERAS:

Los tipos construidos originalmente se clasifican como:

- De parámetro vertical.
- Mixto
- De talud.

El rompeolas de parámetro vertical, está compuesto por un muro de parámetro vertical (o casi vertical), que se desplanta directamente sobre el terreno natural o sobre un enrocamiento colocado -

abajo de la superficie del agua. El enrocamiento se considera como cimientamiento del muro o como subestructura sobre la que va un muro -- como super estructura. La cimentación se prepara colocando capas de piedra hasta obtener la capacidad necesaria para soportar la estructura completa.

Los rompeolas de parámetro vertical se usan en aguas relativamente profundas en donde el oleaje incidente sobre ellos no pueda romper y sea reflejado hacia el mar. El muro o super estructura del rompeolas de parámetro vertical, se construye de bloques o cajones de concreto.

Rompeolas mixto: Está formado por un muro de parámetro vertical (o casi vertical), desplantado sobre el terreno natural en aguas poco profundas o sobre enrocamiento llevado hasta un nivel de marea baja. Una característica fundamental de este tipo de rompeolas es que la ola es reflejada por el muro en marea alta y en marea -- baja, rompe contra el muro o en el enrocamiento sobre el cual el muro descansa.

El criterio para distinguir un rompeolas mixto de uno de parámetro vertical, es que en este último, el tirante de agua sobre el enrocamiento debe ser mayor que la amplitud del clapotis, y en el mixto -- lo contrario.

Rompeolas de talud: Las secciones transversales de estas estructuras se construyen de material pétreo, como sigue: un núcleo de piedra de tamaños relativamente chicos resultantes de la explotación de una cantera, colocada en forma masiva; una capa de piedra de -- tamaño intermedio y finalmente una o dos capas de piedra grande -- colocada convenientemente. A esta última capa se le llama coraza y es la que resiste directamente el ataque del oleaje. Cuando no

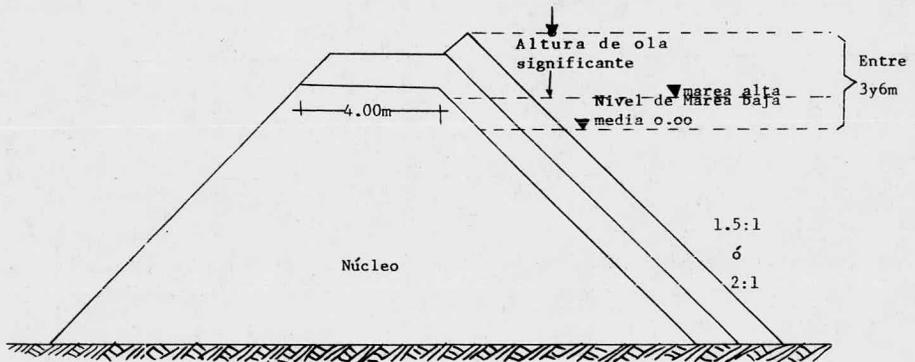
se consigue piedra de los pesos necesarios, la coraza se forma complementos artificiales de concreto precolado como bloques, - tetrapódos, tribarra, dom, dolos, etc., la característica principal, en cuanto a funcionamiento, es que estas estructuras disipan la energía de la ola incidente provocando que la ola rompa en su talud y causando sólo una reflexión parcial.

Estos rompeolas son los más numerosos en el mundo debido a:

1. Son relativamente fáciles de construir y reparar.
- 2.- Sólo sufren daños graduales a medida que son atacados por olas de mayor altura que las consideradas en el diseño.

Esta consideración es de gran importancia, ya que generalmente no se dispone de toda la información necesaria para su diseño.

A continuación se muestra una sección clásica de un rompeolas.



- DIFERENTES TIPOS DE CORAZA.

- a) ENROCAMIENTO.- Las estructuras de enrocamiento se usan ampliamente en Estados Unidos y en nuestro país. Las ventajas que -- presentan son: los asentamientos incrementan su estabilidad, en lugar de originar fallas en éstas; los daños son fácilmente reparables; la energía de las olas disipada por las estructuras de enrocamiento es mayor que en un muro sólido.

La desventaja de una construcción de enrocamiento es: la gran cantidad de material que se requiere, lo cual representa un alto costo inicial si no se dispone de material adecuado de acarreo.

- b) ELEMENTOS PREFABRICADOS.- Si no se dispone de roca natural en el sitio donde ha de construirse el rompeolas, se usarán elementos de concreto precolado, como los mencionados con anterioridad. Uno, de los más usados es el tetrápodo, que fue desarrollado y patentado por la Incorporación Neyrpic de Grenoble, Francia.

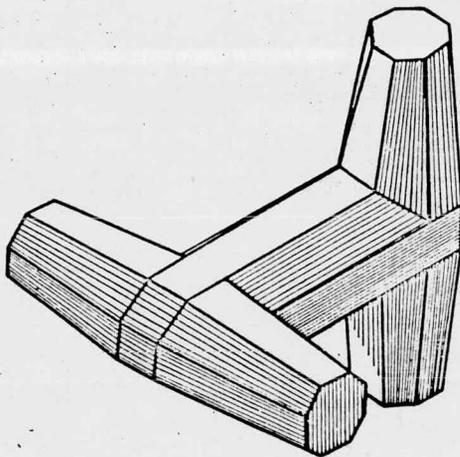
Los tetrápodos son formas totalmente de concreto que consisten en un corazón o núcleo central del cual salen radial y simétricamente espaciadas, cuatro patas cónicas truncadas. Estos elementos se -- apoyan en la corona, en una capa de concreto de suficiente peso para evitar su desplazamiento, debido a las olas que sobrepasan la corona. La ventaja principal de los tetrápodos es su tendencia a interconectarse y a trabarse, dando lugar con esto una mayor estabilidad mediante un menor peso y permitiendo además taludes más inclinados con menor volúmen de material.

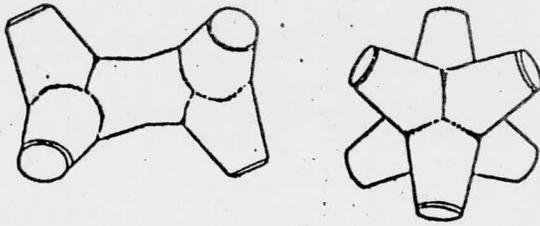
El elemento de concreto más reciente es la tribarra, desarrollada

y patentada por Palmer de Hawai. La tribarra es un elemento de concreto sin refuerzo que consiste en tres barras ligadas entre si por tres brazos radiales.

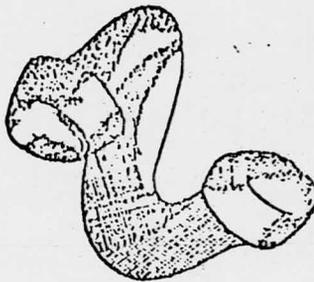
El cuadrípodo fue desarrollado por el cuerpo de ingenieros de -- E.U.A., sin embargo, se considera dentro de los límites de la patente del tetrápodo. El cuadrípodo es un elemento de concreto sin refuerzo, compuesto por cuatro patas truncadas, tres de las cuales están en el mismo plano y son radiales a un punto central. Las -- cuatro patas se proyectan desde un mismo centro; formando sus ejes un ángulo de 90° con el plano de cada una de las demás.

A continuación se presentan algunos de los elementos de concreto precolado utilizados en la construcción de rompeolas.

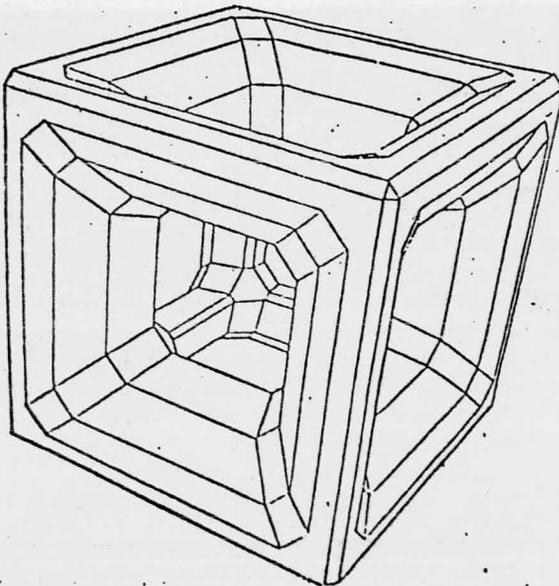




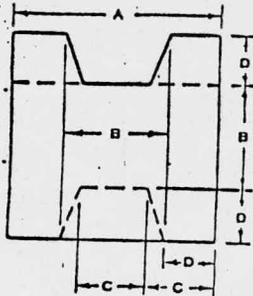
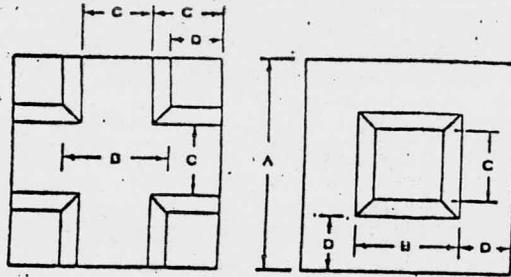
MEXAPODO



EL DINOSAURIO

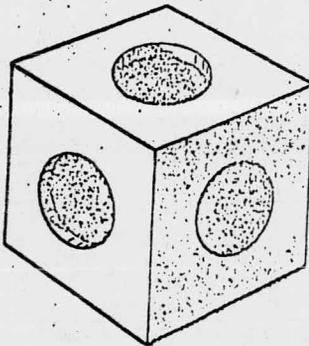


EL COB

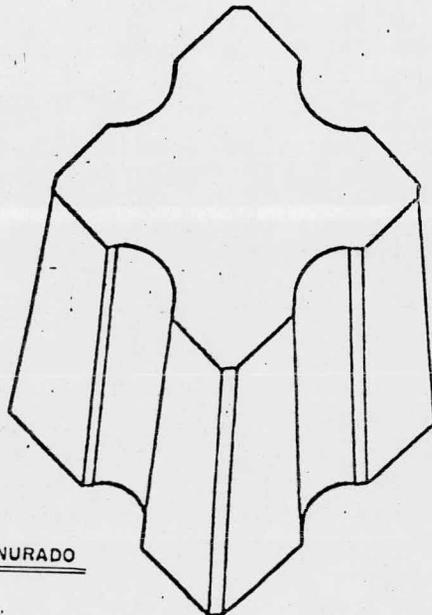


$$\begin{aligned}
 \text{VOL} &= 0.781 A^3 \\
 B &= 0.502 A \\
 C &= 0.335 A \\
 D &= 0.249 A
 \end{aligned}$$

CUBO MODIFICADO



CUBO STOLK

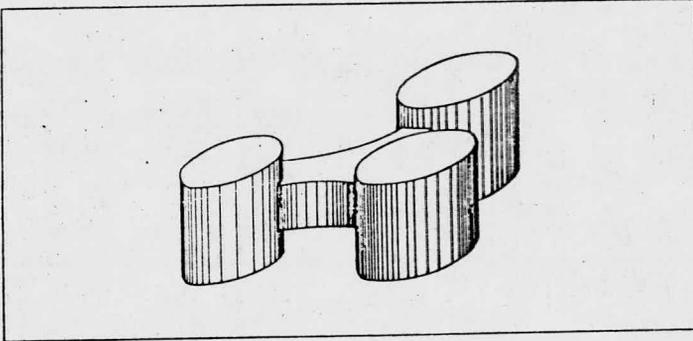


CUBO RANURADO

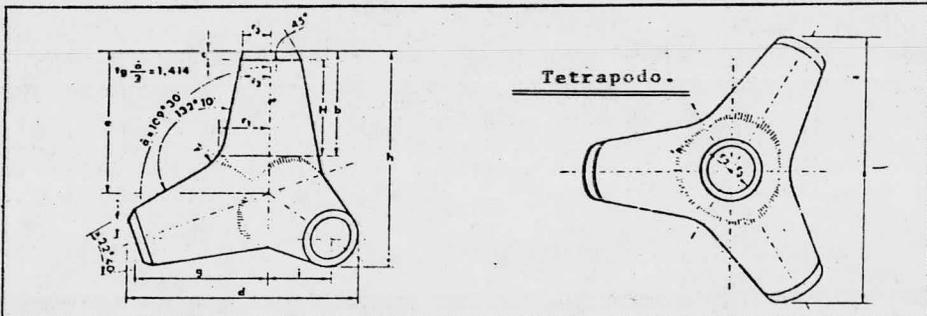
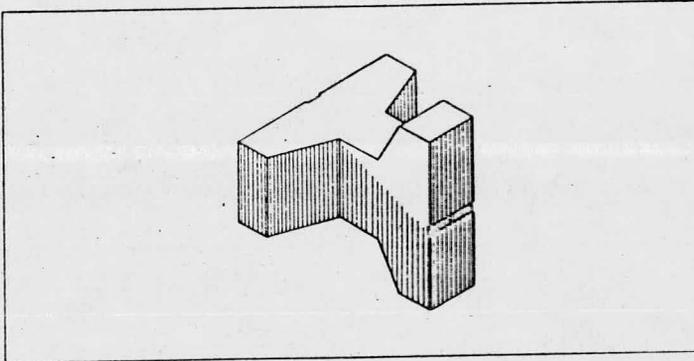
ALGUNOS CUBOS

El tribar

está compuesto por tres cilindros unidos por brazos radiales.



El akmon podemos asimilarlo a una doble T girada una de las alas 90° respecto a la otra



3.2. RAZONES COMUNES PARA DAÑO O FALLA DE ESCOLLERAS DE ENROCAMIENTO.

La estabilidad de cualquier estructura localizada en el mar estará siempre en peligro por la ocurrencia de la acción severa de oleaje. Tales eventos estimados de baja frecuencia pueden resultar en daños los cuales podrán ser tan grandes que ellos deben ser denominados como fallas.

Los daños comunes a los rompeolas de enrocamiento pueden tener varias causas. Se mencionarán a continuación 8 causas. Su localización en la estructura se indica en la figura 2.

1. DERRUMBE GRADUAL O FALLAS DEBIDAS A "FATIGA"

Tales derrumbes son resultados de deterioros debidos a que la roca es jalada o empujada gradualmente fuera de su lugar hasta que finalmente abandona la escollera. Esto a su vez indica que los daños iniciales son importantes para un desarrollo posterior. El oleaje contra las características de la coraza es importante para la estabilidad de la escollera. La calidad del trabajo de construcción es también de gran importancia. Es costumbre recurrir o sugerir al contratista que aplique un cierto método de colocación, por ejemplo el uso de un tipo específico de grúa que facilite la colocación con una mejor trabazón. Esto es de particular importancia para bloques artificiales, la colocación de roca de cantera es muy a menudo informal, ya que este es el procedimiento menos caro. A menudo hay medidas de colocación. Por ejemplo en Noruega, la colocación siempre supone el uso de grúas con grandes accesorios, por ejemplo plumas de 30 metros.

2. DESLIZAMIENTOS TOTALES DE LA CORAZA.

Esto acontece en particular para taludes fuertes sujetos a olas altas y profundas las cuales tienen un período próximo o arriba mayores que el período de resonancia.

3. REBASAMIENTO DE LA OLA.

El rebasamiento del agua siempre representará un peligro a la estabilidad de la corona así como al talud interior. Muchas fallas se han iniciado como fallas de la corona o fallas de la parte superior del talud interior. Esto demuestra la necesidad de un buen diseño a la elevación adecuada para la corona así como para el talud interior. Los estudios en modelos usando olas irregulares así como vientos son de gran valor, pero deberá recordarse que los efectos de escala pueden causar resultados no conservadores en el efecto ascendente así como en la estabilidad. Muchos accidentes con rompeolas de enrocamiento podrán ser evitados si las condiciones del prototipo de olas han sido comprendidas, registradas y -- llevadas al modelo correctamente.

4. ASCENSIONES O LEVANTAMIENTOS DE ROCAS DE CORAZA.

Por fuerzas de levante resultantes de la combinación del efecto descendente de la ola, velocidades en el pie de la escollera por una ola que llega y las fuerzas hidrostáticas del agua dentro de la escollera. La importancia relativa de estos factores depende de las características de la altura de la ola/relación profundidad, geometría de la escollera (talud), dimensión y geometría de los materiales de la coraza y colocación de la misma.

5. FALLAS DEL SUELO

Acontece en algunas ocasiones que un rompeolas ha sido construido

en un suelo, el cual no es muy resistente. Podrían contener capas suaves de arcilla con un alto contenido de agua y en consecuencia - tener una baja capacidad de apoyo, lo cual podría causar tanto volcamientos, como deslizamientos o bien desplazar la capa suave. - Muchos rompeolas han sufrido daños debidos a círculos de falla. Es necesario por esta razón un acucioso estudio geotécnico y una -- buena planeación para obtener un diseño seguro y económico, optimizando para un futuro de 50 - 100 años.

6. EROSION DEL PIE.

Es también una razón común para la falla en la parte inferior del lado del mar de un rompeolas de enrocamiento el cual se ha colocado en aguas superficiales en donde la relación profundidad/altura de la ola es menor que 2.0. Las olas están entonces próximas al rompimiento y con olas de duración de usualmente 1.2 y 1.3 metros, la altura de las olas de llegada contribuirá a la erosión del frente del pie.

7. DISCREPANCIAS EN LA SANIDAD DE MATERIALES USADOS PARA LA CONSTRUCCION.

Los materiales naturales cuando provienen de cantera demuestran - características que varían completamente con respecto a tamaño, - geometría, dureza, resistencia por fricción contra otros bloques, etc. Diversos países practican variando las reglas o estándares para pruebas de materiales, siendo algunos más rígidos que otros. Generalmente puede decirse que los materiales de alto peso específico tales como basaltos son preferibles si ellos son relativamente fáciles de adquirir en cantera. Los bloques no deben estar estratificados, tales como podrían ser los materiales de tipo - - Gneiss o las pizarras o esquistos. Algunas rocas han sido sujetas a muy alta presión causando relativamente fáciles deslizamientos -

en la dirección perpendicular a la dirección de la presión a la que fueron expuestos. Lo mismo es válido para muchas piedras de procedencia arenosa las cuales fueron un resultado de depósitos marinos.

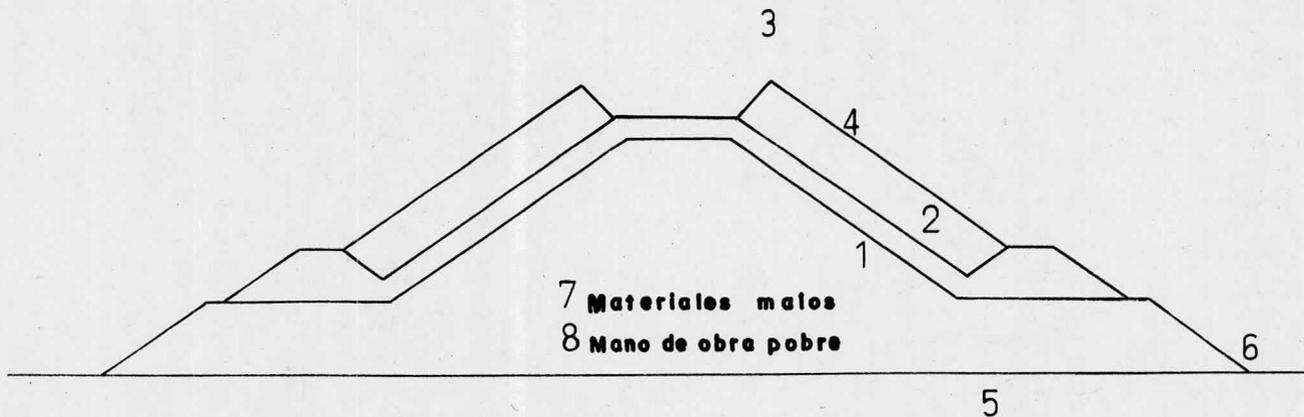
Las rocas calcáreas son normalmente más débiles que aquellas rocas de aglomeración silicosa. Están también sujetas a desgaste más rápido. Los materiales porosos son casi siempre más rápidos de deteriorarse que los materiales densos siendo la congelación y el deshielo importantes en su detrimento a no todos aquellos materiales absolutamente densos. Con lo que respecta a bloques de concreto, se puede afirmar, que algunos de los bloques usualmente patentados, son más fáciles a la ruptura durante su colocación así como en la etapa de ajuste de la escollera después de su construcción. Los bloques con un porcentaje de ruptura durante su colocación mayores que 1% deberán evitarse. Esto implica la colocación y observación de las condiciones de los bloques subsecuentes a la colocación son parámetros importantes.

8. MANO DE OBRA POBRE.

Muchos contratistas no tienen deseos de producir trabajo de baja calidad la cual podrá ocasionar perjuicio de su reputación y negocios futuros. Pero a pesar de ello los accidentes suceden. Las capas de filtro graduado que podrían estar incluídas en un rompeolas de enrocamiento son fáciles de dibujar en los planos pero siempre difíciles de hacer en la realidad. Las variaciones en los materiales así como en su colocación, pueden causar "puntos" de poca estabilidad. También los procedimientos de trabajo aceptados no son igualmente considerados o adaptables a los materiales utilizados. Como por ejemplo: a menudo se utilizan aparejos flotantes para construcción, particularmente cuando los suministros del material

DAÑOS COMUNES A ROMPEOLAS .

22



son realizados por medio de barcazas. La colocación por medio de aparejos flotantes operando en áreas opuestas a las olas a menudo ocasiona muchos tiempos caídos. Como resultado indirecto, este -- hecho podría tornarse responsable de más rupturas de bloques de - concreto, particularmente aquellos con elementos esbeltos. Esto a su vez puede introducir fuentes para fallas. La supervisión estricta es por esta razón un requerimiento urgente.

3.3. OTROS TIPOS DE ROMPEOLAS.

Además de los tipos ya mencionados existen otros, como:

- a) Cajones de concreto.
- b) Tablestacados.
- c) Huacales.
- d) Enrocamiento y concreto asfáltico.
- e) Corazón de arena con recubrimiento de concreto asfáltico.

a) ROMPEOLAS DE CAJONES DE CONCRETO.

Los cajones se construyen en tierra sobre planos inclinados para facilitar su botadura. Se llevan flotando al lugar de la obra en donde se colocan sobre una cimentación preparada, generalmente de piedra producto de la explotación de una cantera. Los cajones se rellenan de piedra o arena para darles estabilidad y luego se les pone coronamiento de concreto.

b) ROMPEOLAS DE TABLESTACAS.

Donde las condiciones del oleaje no sean muy severas, se construyen rompeolas de tablestacas de concreto o de acero. Los rompeolas de tablestacas se conciben como cajones de tablestacas unidas entre si

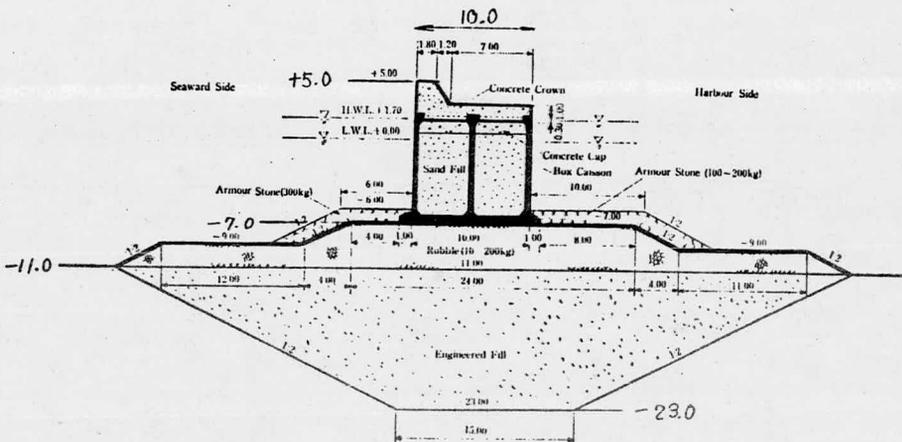
o como dos paredes de tablietas sirviendo una a la otra de anclaje mediante tensores y diafrámas, rellenándose con carena y poniéndoles coronamiento de concreto.

c) ROMPEOLAS DE ENROCAMIENTO Y CONCRETO ASFALTICO.

Son estructuras de enrocamiento en las cuales se rellenan los huecos de concreto asfáltico, usando dispositivos especiales.

d) ROMPEOLAS CON CORAZON DE ARENA Y RECUBRIMIENTO ASFALTICO.

En principio, es un borde de arena con una coraza de concreto asfáltico. Teóricamente, es una estructura estable y duradera, pero en la práctica es muy difícil lograrlo, ya que cualquier falla en la coraza permite la fuga de arena, que constituye el corazón o núcleo, produciéndose su destrucción rápida.



(e) Example of Caisson Type Composite Breakwater on Soft Silty/Clayey Soil

(3) Rompeolas de sección ranurada "Slit-type A"

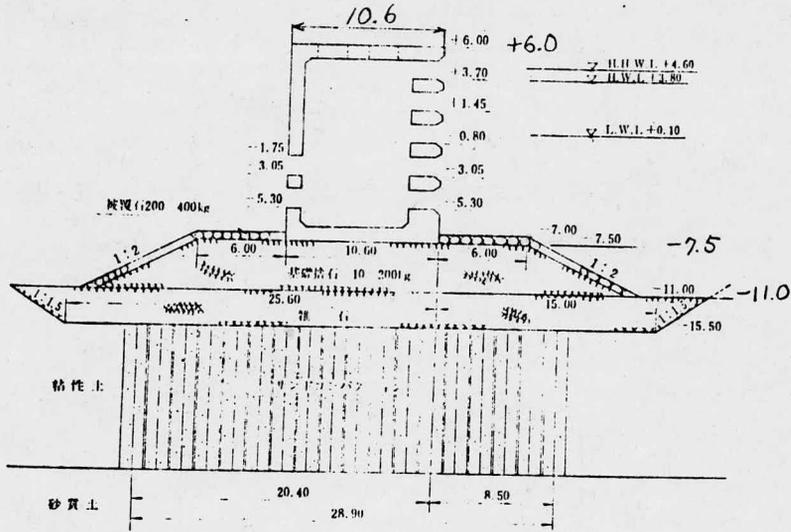


図 3.7(d) 透網性重力式構造の防波岸 (臥島型)

(4) Rompeolas "Slit-type B"

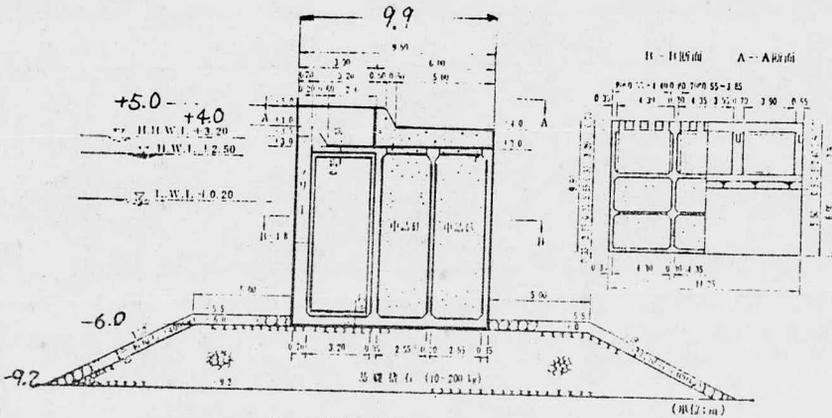


図 3.8(a) 直立消波構造の防波岸 (高松型)

CAPITULO II

ESTUDIOS BASICOS PARA PROYECTO

En la práctica un país en desarrollo se interesa en los puertos por una de las razones siguientes:

- a) El trazado de las nuevas fronteras lleva a realizar un esfuerzo orientado a lograr un puerto propio, en los casos en que un país estaba servido por un puerto que ha quedado actualmente fuera de las fronteras nacionales.
- b) Los cambios en las normas de desarrollo nacional indican lo deseable de crear puertos nuevos más próximos a las zonas de influencia que con anterioridad estaban servidas por un puerto nacional más remoto.
- c) La instalación de una nueva industria importante, asociada frecuentemente con la explotación y exportación de productos minerales, lo que requiere una nueva salida a la costa.
- d) Los puertos existentes están llegando al límite de su capacidad, y requieren instalaciones auxiliares o puertos auxiliares totalmente nuevos.

La planeación de un puerto se convierte en un problema complejo por la diversidad de factores que confluyen en el desarrollo del mismo. De ahí que se requiere de un proceso de evaluación y planeación para soluciones adecuadas y funcionales.

En este proceso conviene siempre partir definiendo las perspectivas de desarrollo del puerto en cuestión, observando las caracte-

rísticas geográficas, económicas y sociales que circundan el medio donde ha de desarrollarse.

Dentro de este trabajo se han omitido los estudios de tipo económico (mercado, producción, necesidades de consumo, comunicaciones, etc.) y los de carácter social; considerando que son temas analizados por aparte de lo que le corresponde a la Ingeniería Civil.

El potencial existente en el estado de Oaxaca no ha sido aprovechado en toda su amplitud, debido principalmente a las limitaciones del medio geográfico, ya que el terreno montañoso implica un sistema vial difícil y con altos costos de transporte.

Se vislumbra que el impacto de un puerto industrial en la economía Oaxaqueña ofrece prespectivas de desarrollo fundamentalmente en el sector comercial, de contenerización y petrolero.

Con base en tales prespectivas se procedió a efectuar el dimensionamiento general de las áreas de tierra y agua, considerando las características de los buques que utilizará el puerto, seleccionados según las demandas previstas para el futuro.

En relación con las áreas de agua, se dimensionó el canal de acceso tanto en profundidad y taludes, como en longitud requerida para el frenado de los buques; así también, las dársenas de ciaboga y operación, combinando este concepto con las alternativas de emplear muelles marginales o en espigón.

Para las áreas de tierra se fijaron las terminales especializadas, así como los frentes de agua y áreas necesarias para la industria en general y las extensiones requeridas para la industria petroquímica de acuerdo a las prespectivas de crecimiento de Petróleos Me-

xicanos. Finalmente se definieron las áreas especializadas para actividades y servicios portuarios.

Los requerimientos así determinados, pueden permitir el planteamiento de una infinidad de soluciones en cuanto al sitio y distribución de las instalaciones de ahí que se efectuó una preselección de las zonas donde existe la factibilidad de construir un puerto. Para ello hubo de recurrir como únicos elementos a estudios realizados en la zona; tales como oceanográficos (marea y oleaje), meteorológicos (vientos) y de comportamiento de la franja costera; auxiliados de fotografías aéreas, levantamientos topográficos y batimétricos, informes geológicos generales, y algunos estudios de mecánica de suelos, efectuados para la construcción de obras marinas.

Así se identificaron cuatro sitios como posibles para el desarrollo portuario. Estos fueron:

- a) Mar Tileme.
- b) La Ventosa.
- c) Salina del Marquez.
- d) Punta Conejos.

Las alternativas seleccionadas se localizan de 5 a 25 km. del poblado de Salina Cruz.

Los requerimientos de grandes calados en los buques que operarán el puerto, obligaron a tomar en cuenta de manera relevante, la cercanía de las grandes profundidades a la costa, ya que la longitud y el volumen de obras de abrigo, así como los dragados para el acceso y dársenas del puerto, adquieren valores significativos en el costo de inversiones.

La adquisición de terrenos y la expropiación de bienes productivos, complementaron la relación de factores relevantes, considerados en este análisis.

- PRESELECCION DE ALTERNATIVAS.

Para poder definir la ubicación preliminar más conveniente, se puntualizaron en cada alternativa, los volúmenes de obra y montos de inversión requeridos para llevarla a cabo, considerando solamente renglones que por su magnitud, tuvieron significación en la evaluación. Así la evaluación quedó de la siguiente manera:

EVALUACION DE ALTERNATIVAS PRESELECCIONADAS

(Inversión en millones de pesos)

C O N C E P T O	A L T E R N A T I V A S			
	San Mateo del Mar	La Ventosa	Cola de Pato	Punta Conejos.
<u>DRAGADOS</u>				
Canales	1,098.6	2,896.4	425.5	733.1
Dársenas Ciaboga	362.6	344.2	112.2	299.7
Dársenas, Operación y fondeo	322.1	296.7	211.6	173.8
<u>MUELLES</u>	2,262.3	2,262.3	2,262.3	2,262.3
<u>OBRAS EXTERIORES</u>	600.0	810.0	1,350.0	1,020.0
<u>RELLENOS</u>	105.0	70.0	388.2	245.0
<u>ACCESOS</u>				
Carreteras	137.0	57.0	57.0	63.0
Ferrocarril	460.0	192.0	260.0	300.0
<u>SERVICIOS</u>				
Suministro de agua, luz, teléfono.	45.5	6.1	6.1	10.6
<u>TUNEL</u>	-	-	83.5	83.5
<u>PUENTES</u>	200.0	-	-	-
<u>ADQUISICION</u>				
<u>TERRENOS</u>	150.0	73.0	-	-
T O T A L	5,743.1	6,980.7	5,156.4	5,191.0

NOTA: PRECIOS DE 1980.

Una vez preseleccionado el sitio más económico, se generaron distintos arreglos del desarrollo portuario, con objeto de encontrar el diseño óptimo, tanto económico como funcionalmente.

Para ello se plantearon ocho alternativas de arreglo del puerto, distribuyendo las obras de Infraestructura constantes a todas -- ellas, como muelles, accesos, servicios e instalaciones de tierra.

Las ocho alternativas planteadas se desarrollaron en la colindancia del puerto actual, y las principales diferencias estriban en las longitudes de las obras exteriores y canales de acceso. En todas las soluciones, puede observarse la persistente ubicación a la entrada del puerto de las instalaciones petroleras, debido a que los buques que operaron en estas requieren de un mayor calado.

De acuerdo con lo anterior se procedió a calcular los volúmenes de obras frontales (rompeolas, dragados y rellenos), que varían de una a otra, cuantificando los montos correspondientes a la inversión en cada caso. Quedando así de la siguiente forma:

SELECCION DE ALTERNATIVAS EN CUANTO A SU ARREGLO: RESUMEN
(Inversiones en millones de pesos)

Alternativa	Dragados	Rellenos	Obras exteriores	T o t a l
1	149.0	751.2	1,710.0	2,610.2
2	689.2	163.2	1,320.0	2,172.4
3	690.2	205.4	1,410.0	2,305.6
4	782.5	149.1	1,365.0	2,296.6
5	774.5	156.5	885.0	1,816.0
6	1,330.9	168.9	600.0	2,099.8
7	779.1	111.0	765.0	1,655.1 [⊗]
8	813.7	148.3	1,140.0	2,102.0

⊗ Alternativa más económica.

NOTA: No se incluyen en esta evaluación todos los elementos del puerto; únicamente los variables.

Las inversiones anotadas corresponden a precios de 1980.



ALTERNATIVA 1



ALTERNATIVA 2



ALTERNATIVA 3



ALTERNATIVA 4



ALTERNATIVA 5



ALTERNATIVA 6



ALTERNATIVA 7



ALTERNATIVA 8

ALTERNATIVAS

- SELECCION DE ALTERNATIVA OPTIMA.

La evaluación económica efectuada a las ocho alternativas, condujo a la solución óptima, identificada con el No. ⑦; dicha solución al considerar la separación de los puertos, ofrece una mayor seguridad a las instalaciones y mejores condiciones de operación.

Esta alternativa ubica la zona petrolera en la porción oeste del puerto actual a corta distancia de las instalaciones de Pemex, y aprovecha la cercanía de las grandes profundidades. La zona industrial y comercial se localiza en la Salina del Marqués con amplias posibilidades de expansión en las zonas norte y oeste.

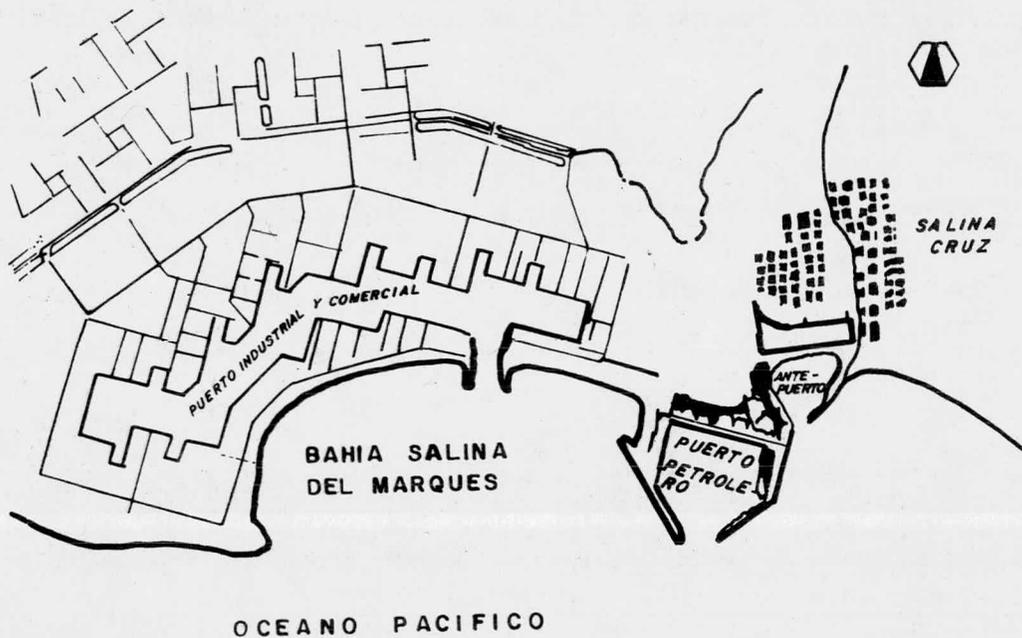
- PROYECTO DEFINITIVO.

Para la mejor realización de la alternativa seleccionada, y una vez planteadas las áreas de tierra y agua que la conforman, se realizaron un sinnúmero de estudios de detalle. Cabe aclarar, que ya determinada la ubicación definitiva del desarrollo, faltaba por definir, la exacta y detallada localización de las áreas dentro de éste. Así entonces y con tal objetivo, se construyeron modelos marítimos a escala reducida, para establecer con precisión, el mejor arreglo en planta de las obras de protección en cuanto a la agitación y espacios adecuados para la operación de los buques; también se estudiaron las condiciones del régimen de la costa, para preveer soluciones adecuadas.

Por otra parte se realizaron levantamientos fotogramétricos, topográficos y batimétricos de detalle, para conocer la configuración del terreno con fines de proyecto definitivo.

La estadística de mediciones de viento se empleó para determinar

la mejor ubicación del acceso y los atraques. La medición y procesamiento de los parámetros oceanográficos permitió establecer la localización, disposición y tamaño de las estructuras marinas.



ALTERNATIVA OPTIMA.

II.1 ESTUDIOS DE GEOTECNIA

Los estudios de geotécnia desempeñan un papel importante en el diseño y construcción de las estructuras de protección de un puerto, así como de las propias estructuras del puerto. Estos tipos de estudios deberán ser congruentes con el nivel de proyecto; es decir, existen estudios para nivel de planeación, anteproyecto y de proyecto ejecutivo. Los estudios geotécnicos para las primeras etapas del proyecto son aquellas que abarcan grandes extensiones de terreno ya que nos proporcionan el marco geológico en donde se ubicará el puerto y sus obras accesorias.

Es posible efectuar la siguiente clasificación de estudios de exploración geotécnica.

- a) Estudios indirectos.
- b) Estudios directos.

Dentro de los estudios indirectos tenemos a las técnicas de fotointerpretación, particularmente la fotogeología que como se sabe nos proporciona los procedimientos para deducir los rasgos geológicos, geográficos y humanos de una zona dada a partir de unas fotografías aéreas de la misma; sin embargo, y en sentido estricto, cuando se habla de fotointerpretación suele entenderse como un proceso de deducción de la geología de la zona considerada.

Los trabajos de fotogeología por si mismos no excluyen los recorridos de campo sino por el contrario debe valerse de estos para conformar el modelo geológico de la zona de interés.

El conocimiento del modelo geológico es importante dado que nos

proporciona los elementos para solucionar cuestiones como localización de bancos de materiales para las estructuras protectoras del puerto y en general es de vital importancia para los estudios costeros los cuales están orientados a determinar los procesos de conformación de costas (erosión, transporte y deposición de materiales), localización de estructuras protectoras y por último nos proporcionan las características del oleaje y corrientes dentro de la zona del puerto.

Los estudios directos serán aquellos en que se empleen métodos - expofesos para determinar detalles particulares como: secuencias estratigráficas y determinaciones de propiedades mecánicas de los materiales. Estos estudios directos básicamente están constituidos por exploraciones con máquina, estudios geofísicos y cualquier trabajo de detalle que se requiera.

En los párrafos siguientes se hará una descripción sucinta de - los estudios geológicos mencionados, dando énfasis en su aplicación para la construcción de rompeolas.

1.1 FOTOGEOLOGIA.- Ya se mencionó a la fotogeología como una técnica deductiva para conocer los rasgos geológicos de una zona, los - cuales están definidos cuando se conoce las características litológicas y estructurales de la zona. Conocer las variaciones litológicas dan la guía para localizar los sitios que suministrarán - los materiales, así como, la calidad del enrocamiento que se podrá obtener. Esto último es importante dado que interviene en la decisión del seleccionar los elementos que forman a las estructuras de protección, ya que en el supuesto caso de no existir roca adecuada se tendrá que hacer con elementos prefabricados de concreto.

Para los fines que nos interesa la fotografía que debe emplearse

en estos estudios es de escala 1:20000. De la cual por restitución se podrán obtener planos de escala 1:5000.

Cuando el objetivo de las fotografías además de conocer la geología terrestre incluye el estudio de olas y corrientes, se debe programar las tomas de fotos para diferentes épocas del año, dado que el ambiente marino y las fuerzas que lo forman son dinámicas y no estáticas.

1.2 PROSPECCION GEOFISICA.- Una vez que se tiene el conocimiento de la geología, seguramente surgirá la necesidad de conocer profundidad de afloramientos de rocas en los sitios que ofrecen las ventajas técnicas y económicas para funcionar como bancos de materiales, o bien espesores de depósitos de azolve en las zonas donde se construyan las obras de protección.

Aunque existe una gran variedad de métodos de prospección geofísica en Ingeniería Civil, son de utilidad práctica dos métodos que se valen de características físicas de los materiales como son la velocidad de propagación de una onda sísmica o la conductividad eléctrica; de esta manera se tienen como métodos principales de investigación, los llamados métodos sísmicos y métodos eléctricos. Estos métodos se describen a continuación:

- METODO SISMICO:

Cuando se provoca artificialmente una oscilación en un punto de suelo, el movimiento inicial se transmite al medio circundante en forma de vibraciones llamadas sísmicas o sismoelásticas. Este método está basado en las diferencias de propagación de las ondas elásticas en medios de constitución diferentes.

Estudiando las reflexiones o refracciones de las ondas, se podrán

deducir: profundidades, espesores de capas y calidad del o de los materiales investigados.

Cuando se provoca una oscilación, dos tipos de ondas diferentes e independientes (en su propagación) entre ellas dan origen, por una parte, a las ondas longitudinales que se propagan por compresiones o dilataciones sucesivas y por otra a las ondas transversales que se propagan sin variación de volúmen y que se denominan también ondas de distorsión o de esfuerzo cortante.

a) SISMICA REFLEXION.- Sirve también para el reconocimiento de los fondos marítimos. Se mide el tiempo que invierte una onda en hacer el trayecto entre el punto de origen de las oscilaciones y el receptor (geófono) después de reflexionarse sobre una superficie de contacto entre dos terrenos de naturaleza distinta.

Este procedimiento, muy sencillo en teoría, necesita una maquinaria bastante complicada. La complejidad de los aparatos empleados se debe a la necesidad de poder determinar con seguridad la onda de regreso cuando todavía la superficie del suelo está en movimiento. Cuando existe una reflexión (cuando la onda de regreso llega a los aparatos), se observa un desplazamiento simultáneo de todos los geófonos que viene a superponerse a los movimientos anárquicos procedentes. En este caso se define el tiempo total de la onda y así se obtiene la profundidad del estrato, en función de él, de la distancia entre la emisión y la recepción y la velocidad de la capa superior.

Este tipo de prospección es de los más precisos de determinar y medir el espesor de los estratos. Para que funcione bien, es necesario una cierta profundidad. Su empleo a profundidades pequeñas es difícil. Además no aporta datos sobre la calidad de los

materiales estudiados, tal como la alteración, fracturamiento, -
etc.

b) SISMICA REFRACCION.- En obras de Ingeniería Civil se requiere con frecuencia el empleo de un método que reconozca grandes espacios de terreno a poca profundidad. Es justamente el método de refracción, el que mejor se adapta a este tipo de estudio. La teoría matemática en que se fundamenta este método es muy conocida, sigue prácticamente las leyes usuales de la óptica. Se emplean ondas elásticas producidas por medio de perturbaciones instantáneas del estado de tensión del material. Estas ondas se propagan siguiendo leyes que dependen de las características del sólido y su contorno.

La energía necesaria para producir estas ondas es muy variable, tiene en cuenta tanto el volúmen de los materiales como sus características mecánicas. La forma de registro empleado es función del tipo de datos a obtener; será diferente si se trata de un reconocimiento estructural, cimentación de presa o medir la descompresión de la roca alrededor de una excavación.

Una vez producido el impacto, la onda artificial llega sucesivamente a cada receptor (geófono), el cual transforma la energía mecánica en onda eléctrica y por medio de amplificadores, se registra el fenómeno sobre película, papel sensible o contador de tiempo, según el tipo de aparato empleado. Con el tiempo de registro y conociendo la ubicación de cada receptor; se traza en coordenados rectangulares el diagrama correspondiente, dibujando en abscisas las distancias y en ordenadas los tiempos de propagación. Este diagrama se llama "democrónica" y constituye la base de los cálculos que permite obtener velocidades de propagación, profundidades e información sobre la calidad de los materiales. (Ver fig. 3).

- PROCEDIMIENTO DE LA PRUEBA.

Los geófonos se hincan en el suelo a lo largo de una línea; en uno de cuyos extremos se genera la onda. Los geófonos se colocan equidistantes entre si, o bien más cercanos en el extremo donde se genera la onda, pero no a menos de 2 m., y a distancias mayores en la parte más alejada pero no a más de 20 m.

En el caso de que se quiera investigar a grandes profundidades puede haber más puntos de explosión sobre la misma línea pero - alejados de los geófonos extremos.

Se cuenta en esa forma con los datos necesarios para determinar el echado de los estratos constitutivos del subsuelo.

el equipo necesario para el desarrollo de este método consta de tres partes básicas:

Un mecanismo generador de onda, un conjunto de geófonos y el aparato registrador (oscilógrafo).

-METODO ELECTRICO: Este procedimiento permite poner en claro las diferencias que pueden existir entre las propiedades eléctricas de diversas rocas. Se miden los potenciales naturales del terreno o inyectados artificialmente, después de haber anulado los naturales. Con los datos de campo se realizan varios diagramas que permiten interpretar cualitativa y cuantitativamente las mediciones realizadas.

La prospección eléctrica es uno de los procedimientos geofísicos que permite usar muchas variantes para adaptarlos a la resolución de cada problema.

Los métodos eléctricos se basan en el estudio de la circulación

de una corriente eléctrica (natural o artificial) en el subsuelo y se llevan a cabo mediante técnicas de medición en ciertas propiedades del campo eléctrico.

La operación consiste en medir, a partir de la superficie, los efectos producidos en el flujo de una corriente eléctrica por su paso a través de las formaciones que luego son correlacionados con información geológica a fin de definir las estructuras del subsuelo.

Esta circulación se produce en forma natural mediante corrientes telúricas o en forma artificial, cuando se introduce una cantidad de corriente conocida.

Todos los materiales facilitan en mayor o menor grado el flujo de la corriente ya sea a través de los elementos sólidos (conductividad electrónica o por medio de los iones de las sales disueltas - en el agua que ocupa intersticios de las rocas y los suelos (conductividad iónica).

Una circulación artificial de la corriente es la que se lleva a cabo creando un campo de potencial, al introducir una corriente - continua o alterna de baja frecuencia de intensidad conocida y - medir los efectos que dicha corriente provoca, es decir, medir el valor del potencial o de alguna otra cantidad asociada con este - flujo de electrones.

Para la prospección sobre las características de roca y suelos, - los métodos eléctricos resultan de gran valor, porque la conductividad iónica está relacionada con el volumen de los poros y con la disposición y el volumen de los poros reemplazados por agua, - lo que significa que si un terreno es compacto, presentará una - -

resistencia elevada al paso de la corriente eléctrica, en caso contrario si es poroso, tendrá baja resistencia, la cual disminuye más si los poros contienen agua y más aun si es agua salada.

En la prospección eléctrica lo más común es emplear corriente continua, estableciendo contacto entre los aparatos de medición (transmisor y receptor), y el suelo, protegiéndolos de fenómenos parásitos como la polarización y la resistencia. También es posible utilizar corriente alterna para aprovechar fenómenos de inducción de tipo electromagnético.

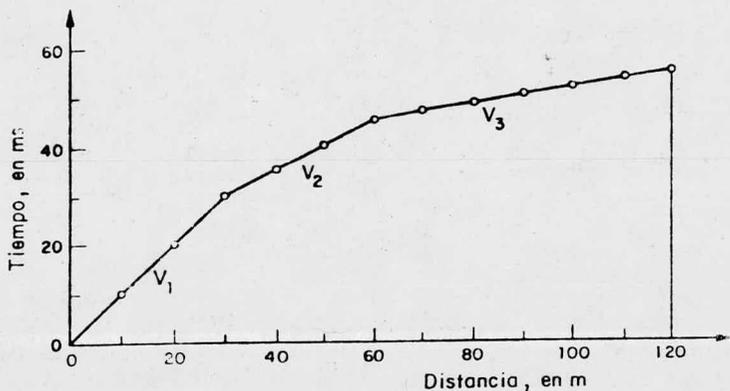
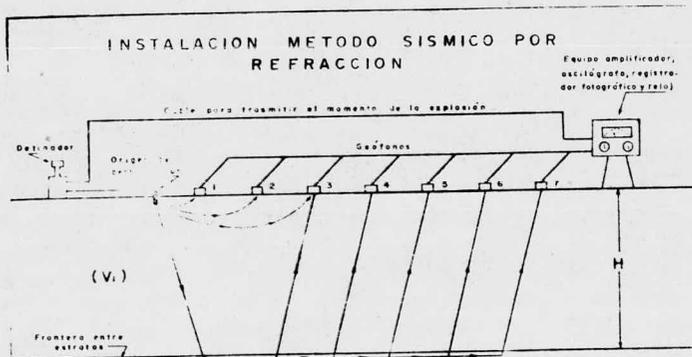


Figura 3

Democronica.



1.3 GEOLOGIA DE DETALLE.

El proyecto de cualquier obra dentro de un puerto, no puede - - efectuarse de una manera inteligente y satisfactoria, a menos - que el proyectista tenga como mínimo una concepción razonable - mente exacta de las propiedades físicas de los suelos que debe considerar. Las investigaciones del terreno y las de laboratorio necesarias para obtener esta información esencial, constituyen lo que se denomina: exploración del subsuelo.

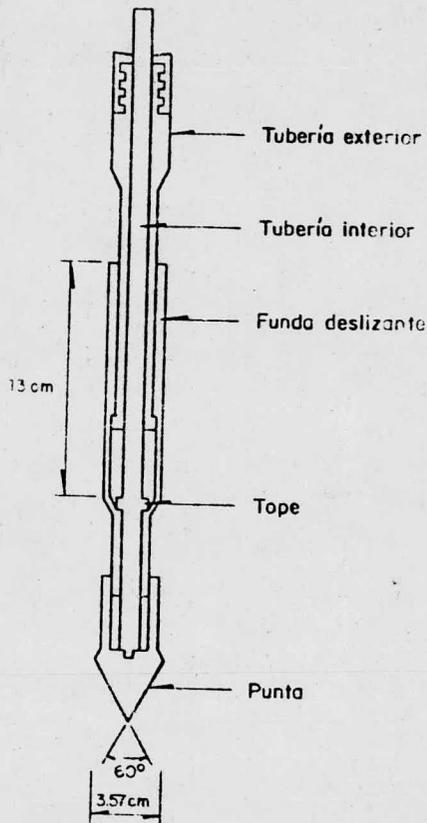
C.1) EXPLORACION Y MUESTREO EN SUELOS.

- METODO SEMIDIRECTO DE EXPLORACION.

Los métodos semidirectos de exploración son las técnicas de penetración que se aplican para determinar la variación de la resistencia al corte de los suelos con la profundidad. Los penetrómetros que se utilizan son conos o tubos de acero que se hincan a presión (estáticos), o con el impacto de una masa (dinámicos); - de los primeros, el cono holandés es el de uso más difundido; de los dinámicos, el más usual es la prueba de penetración estandar; que además tiene ventaja de recuperar muestras alteradas - que permiten definir confiablemente la estratigrafía.

- PENETRACION A PRESION (PENETROMETRO HOLANDES.

El penetrómetro o cono holandés se utiliza profusamente en suelos arenosos, para lo que se han desarrollado correlaciones de interpretación que permiten tentativamente clasificar los suelos en que penetra el cono y definir confiablemente su compacidad. - Con este sistema se puede medir la resistencia de punta (q_c) y la fricción lateral (f_s)



Penetrómetro holandés

En la figura anterior se muestra un corte esquemático del penetrómetro.

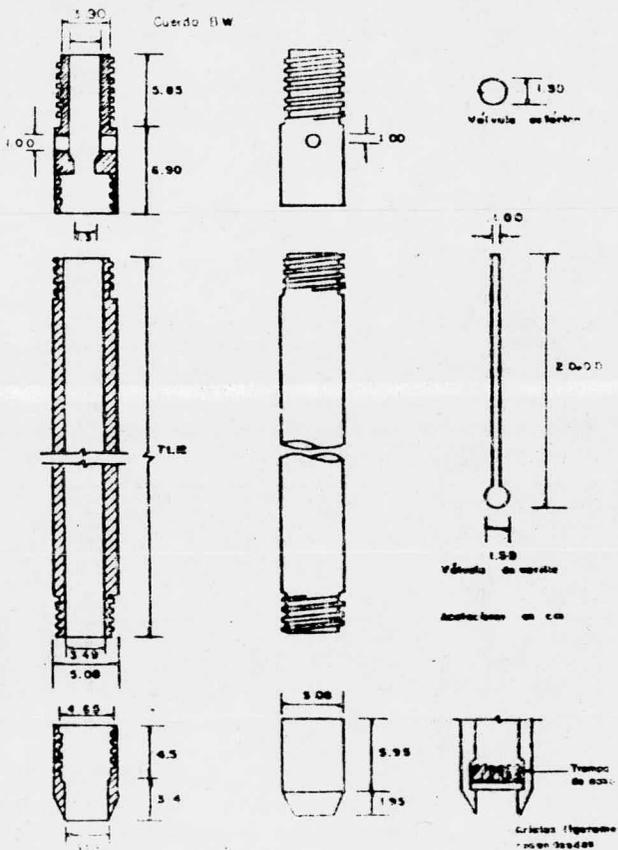
- PENETRACION DINAMICA (PENETRACION ESTANDAR):

La prueba de penetración estandar se puede utilizar en cualquier tipo de suelo fino hasta arenas, arriba y abajo del N.F.

Con estas técnicas se rescatan muestras alteradas de los suelos y con el número de golpes con que se hinca el penetrómetro, in-

directamente se mide la resistencia al corte del suelo. Esta prueba se utiliza en la etapa de exploración preliminar o como complemento de exploraciones definitivas o en combinación con muestreadores inalterados.

Este muestreador consiste de un tubo grueso, partido longitudinalmente, con una zapata de acero y una cabeza que lo une al extremo inferior de una columna de barras de perforación que le transmite la energía de hincado; en la fig. siguiente se muestra el penetrómetro.



- MUESTRA ALTERADAS.

Son muestras cuyo acomodo estructural se pierde a consecuencia de una extracción; se utilizan en el laboratorio para identificar el tipo de suelo a que corresponde, se realizan pruebas índice y se preparan especímenes compactados para someterlos a pruebas mecánicas.

La obtención de muestras representativas alteradas de cualquier tipo de suelo localizado arriba o abajo del nivel freático puede hacerse con herramienta de mano, mediante pozos someros de pequeño diámetro, pozos excavados a cielo abierto, cortes o zanjas utilizando pala posteadora y barreras helicoidales, palas y espátulas.

Para un sondeo convencional las muestras deben ser de 0.5 kg., las muestras se colocarán en bolsas de polietileno.

- MUESTREO INALTERADO.

METODO MANUAL: La obtención de muestras inalteradas, permite obtener las muestras con la menor alteración posible, puede aplicarse en suelos finos que tengan una pequeña cohesión. Consiste en labrar con herramienta de mano muestras cúbicas de 30 cm., de lado; con este método se pueden obtener muestras que conserven el acomodo estructural de las partículas del suelo. El acceso al sitio de donde se obtengan puede ser pozos a cielo abierto, cortes o zanjas.

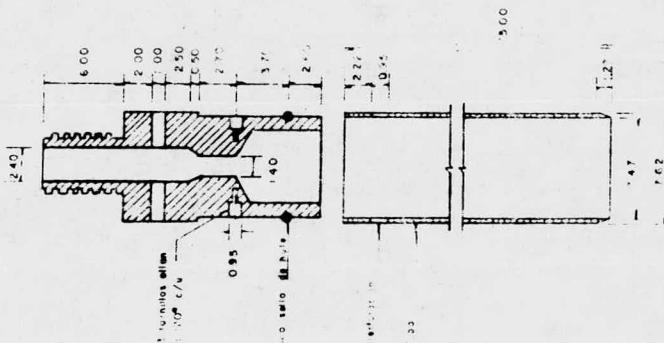
Las muestras se protegen con un forro de manta de cuero impregnada con parafina y brea.

- TUBO DE PARED DELGADA (SHELBY)

Este muestreador es el más utilizado para obtener muestras inalteradas de suelos finos blandos o semiduros, localizados arriba o abajo del nivel freático.

Este muestreador está constituido por un tubo de acero o latón, con el extremo inferior afilado y unido por el superior con la cabeza muestreadora, a su vez montada al final de la columna de barras de perforación con lo que se empuja al muestreador desde la superficie.

El muestreador Shelby se hinca, con velocidad constante entre 15 y 30 cm/seg., una longitud de 15 cm., menor a la del tubo, para dejar espacio donde alojar los azolves que pudieran haber quedado dentro del tubo mismo. Después del hincado, se deja en reposo durante 0.5 min., para que la muestra expanda en su interior y aumente su adherencia, en seguida se corta la base de la muestra girando 2 vueltas el muestreador y se procede a sacarlo al exterior, donde se limpia e identifica, se clasifica y protege la muestra. (ver fig.)



- MUESTREADOR DENISON: Con este muestreador que opera a rotación y presión se obtienen muestras, que pueden ser inalteradas, de arcillas duras, limos compactos y limos cementados con pocas gravas, localizados abajo del nivel freático. Arriba de este nivel, las muestras pueden contaminarse con el fluido de perforación y por ello su uso es poco confiable.

El muestreador consiste de dos tubos concéntricos; en el interior que se hínca a presión, se rescata la muestra de suelo, mientras que el exterior, con la broca de corte en su extremo gira y corta el suelo del derredor. Para operar este muestreador se requiere fluido de perforación, que se hace circular entre ambos tubos.

- SONDEOS EN ROCA.

La exploración de macizos rocosos, para fines de ingeniería civil o bien para estudiar su comportamiento, requiere un alto grado de veracidad, esto es que las muestras que se obtengan, sean representativas, del lugar donde se requiere obtener datos precisos para medir su comportamiento mecánico y observar su composición granulométrica. En la exploración deberá tener también conocimiento, pues estos datos indicarán las fracturas que la roca representa.

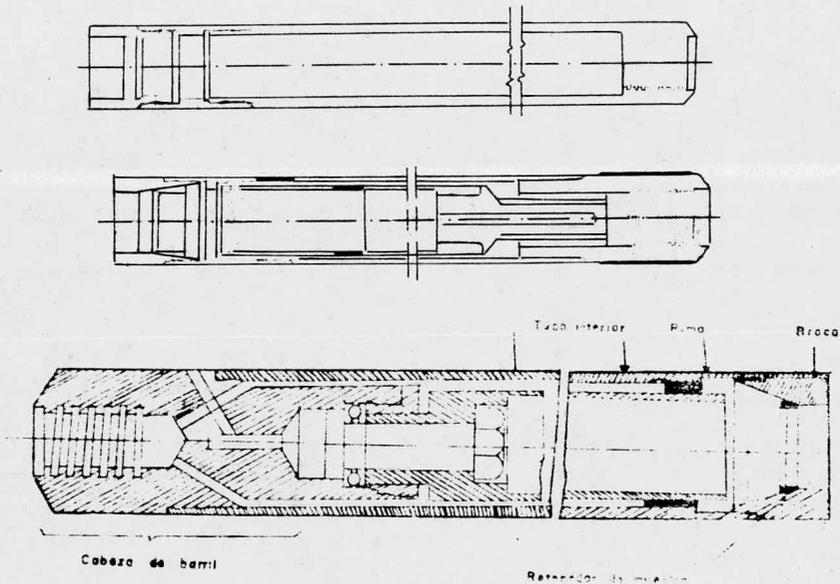
La recuperación de las muestras deben presentar las siguientes características; inalteradas (intactas), verdaderamente representativas del material con un alto porcentaje de recuperación y capaces de permitir identificar las características de la roca y su fracturamiento, tamaño y espaciamiento de fracturas, grado de alteración y presencia de materiales de relleno de ellas.

- BARRILES MUESTREADORES.

Los barriles muestreadores son tubos que llevan en su extremo inferior una broca de insertos de carburo de tungsteno o de diamantes industriales que por rotación cortan anularmente la muestra de roca; esta queda alojada en el tubo que soporta a la broca o bien en otro tubo interior protector.

A continuación se describe brevemente los barriles usuales para exploración:

Barriles muestreadores convencionales (fig. 4), se muestran - los barriles sencillos, doble rígido y doble giratorio que pueden ser utilizados en rocas duras y semiduras.



BARRIL SENCILLO: Es el más rudimentario y por lo tanto el más barato de los muestreadores. Es útil en los trabajos de inyección o anclaje, cuando sólo importa el barreno producido. Para muestreo tiene el inconveniente de que el fluido de perforación está en contacto directo con la muestra, originándole torsiones y erosión del agua que provoca roturas y desprendimiento del material que la forma.

BARRIL DÓBLE: Con este se elimina la acción erosiva del fluido de perforación y se obtiene un mayor porcentaje de recuperación de la muestra que con el sencillo. Consiste esencialmente de un tubo exterior y uno interior en donde se recupera el núcleo.

1.4 ESTUDIOS DE BANCOS DE MATERIAL.

El objetivo principal de los estudios de bancos de material consiste en localizar y seleccionar los sitios donde se puedan obtener los materiales que técnica y económicamente sean adecuados para la construcción de las escolleras o rompeolas, cuantificando el material disponible de manera de garantizar el volúmen requerido, así como efectuar las pruebas de laboratorio necesarias para determinar las propiedades mecánicas de los materiales por emplear. En los párrafos siguientes se describen en forma detallada cada una de las actividades que se requieren para lograr el objetivo planteado.

La Geología superficial de la zona donde se ubica el Complejo - Portuario juega un papel preponderante en la localización de los bancos y en las propiedades de los materiales. Los procesos geológicos mediante los cuales se formaron los depósitos o se modificaron posteriormente, determinan las características físicas de los mismos así como las propiedades de los materiales que - -

formaron dichos depósitos. Por tal razón es indispensable para un estudio de bancos contar con el marco geológico de la zona, este aspecto ya ha sido tratado en su oportunidad.

Respecto a las propiedades mecánicas que deben de tener los materiales como es obvio esperarse, deben ser aquellas que se refieren a su resistencia en relación con los factores que tratan de destruir a las rocas.

Comunmente estas propiedades se determinan con pruebas de laboratorio realizadas en especímenes representativos de la formación geológica.

Las cuales se pueden obtener mediante recopilación de muestras de esquirola o bien provenientes de barrenos realizados en el sitio de explotación.

Los ensayos de laboratorio que se realizan, en general son los mismos que se hacen a los agregados para concreto, dichas pruebas tienden a medir la susceptibilidad de los materiales a la acción de las sales (alteración química o bien a efectos mecánicos tales como la abrasión).

Las pruebas más frecuentes son las siguientes:

RESISTENCIA A LA COMPRESION

ABSORCION

DENSIDAD APARENTE

SANIDAD

PESO VOLUMETRICO

ABRASION

Cabe hacer mencionar que los resultados del laboratorio son una parte importante para determinar la calidad de la roca que se pretende utilizar en la escollera, sin embargo, no son suficientes, se necesita complementar con los datos que arroja la exploración con máquina que se realiza en el sitio como por ejemplo: los porcentajes de recuperación RQD de los barrenos.

Si se cuenta con estos aspectos (laboratorio y exploración en campo) se tendrán los elementos suficientes para calificar la calidad de la roca.

Antes de proceder a describir las pruebas de laboratorio citadas se describirá un método para muestreo de piedra de bancos o canteras, ya que el muestreo representa la misma importancia que el ensaye de los materiales y la persona que lo ejecute deberá tomar toda clase de precauciones, a fin de obtener muestras que tengan la naturaleza y condición real de los materiales que representan.

El método puede servir para los siguientes fines: estudio preliminar de bancos de abastecimiento, aceptación o rechazo de los bancos de abastecimiento, inspección de las remesas de materiales e inspección de los materiales en el lugar de la obra.

Para el muestreo de piedra de bancos o canteras, deberá hacerse lo siguiente: deberá efectuarse una inspección de la apariencia que presenta la piedra en el manto o en la cantera, a fin de determinar cualquier variación que se note en los diferentes estratos, observando las diferencias que haya en color y en estructura. Se obtendrán muestras separadas de piedra que pesen, cada una de ellas veinticinco kilogramos, representando especímenes no intemperizados de todos los estratos que presenten va-

riaciones en cuanto a color y estructura. Cuando se requieran pruebas de tenacidad o de compresión, deberá incluirse, por cada muestra, una pieza no menor de diez centímetros por diez centímetros, con el plano de estratificación claramente marcado y esta pieza no deberá de tener grietas o fracturas. En la muestra no deberán incluirse aquellas piezas que hayan sido dañadas al dinamitarse el banco.

A continuación se describirán las pruebas de laboratorio citadas:

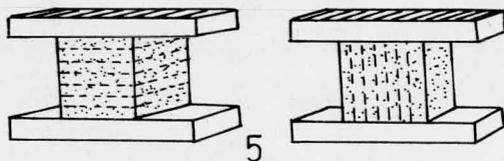
- RESISTENCIA A LA COMPRESION.

La muestra debe seleccionarse de tal manera que sea representativa de la piedra que pretenda usarse. La muestra debe ser recabada por el representante, pudiendo tomarla del banco en explotación o bien, del banco sin explotar, deberá tener el tamaño adecuado a fin de que puedan prepararse el número de especímenes de prueba necesarios. Cuando haya variaciones perceptibles en la piedra, el representante puede seleccionar todas las muestras que sean necesarias a fin de determinar las variaciones que pudiera haber en la resistencia a la compresión.

Los especímenes de prueba deben tener forma de cubos, de prismas cuadrangulares o de cilindros, debiendo cortarse de la muestra por medio de seirras o de brocas para extraer un corazón. El diámetro o dimensión lateral (distancia entre las caras verticales opuestas), no deberá ser menor de siete centímetros y la relación entre la altura y el diámetro o dimensión lateral, no debe ser menor de uno a uno (1:1). Deben prepararse para la prueba cuando menos tres especímenes para cada condición de prueba.

Las condiciones de prueba serán con especimen húmedo, seco y de compresión perpendicular y paralela al lecho (fig. 5). Las caras de contacto de carga deberán labrarse de tal manera que estén planas sin rebordes, y que sean paralelas opuestamente entre si. La exactitud de los resultados de ensaye depende en gran parte de la distribución uniforme de la carga sobre las superficies sobre las que se aplique. Es necesario tener un cuidado extremo a fin de labrar las superficies de manera que queden razonablemente planas. En cada especimen, después de haber recibido su acabado, deberá marcarse claramente la superficie de contacto de carga y la dirección del lecho. Las áreas de contacto de carga del especimen deberán calcularse de acuerdo con mediciones hechas entre las superficies de contacto a la mitad de la altura del especimen. Las dimensiones de los especímenes deberán medirse con aproximación de un milímetro y las áreas de contacto de carga deberán calcularse con aproximación de un décimo de centímetro cuadrado.

Los especímenes que vayan a probarse en estado seco, deberán secarse a una temperatura de los grados Celsius más o menos dos grados Celsius ($105^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$) durante veinticuatro horas. Los especímenes que vayan a ensayarse en estado húmedo, deberán sumergirse dentro del agua a una temperatura de veinte grados Celsius más o menos cinco grados Celsius ($20^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$) por espacio de cuarenta y ocho horas, debiendo probarse inmediatamente después de haberse sacado del agua.



Los especímenes deberán centrarse en la máquina de prueba, y la carga inicial debe aplicarse a una velocidad que permita el ajuste manual de la placa de contacto sobre el espécimen. Debe hacerse girar la placa, hacia atrás y hacia adelante en un ángulo aproximado de treinta (30°) grados y bajo una pequeña carga con el objeto de asentar adecuadamente el cojinete o bloque esférico; debe, sin embargo, tenerse buen cuidado de no mover el espécimen de su posición central. De preferencia la velocidad de carga no debe exceder de siete kilogramos sobre centímetro cuadrado por segundo, pero este requisito puede considerarse como satisfecho si la velocidad de la cabeza de carga no es mayor de un milímetro por minuto.

La resistencia a la compresión de cada espécimen deberá calcularse por medio de la siguiente fórmula:

$$p = \frac{P}{A}$$

Donde:

P = Resistencia a la compresión del espécimen, en kilogramos por centímetro cuadrado.

P = Carga total, en kilogramos, en el momento de falla del espécimen.

A = Area calculada de la superficie de carga, en centímetros cuadrados.

Cada resultado, en particular, deberá redondearse a la aproximación de un kilogramo por centímetro cuadrado.

Cuando la relación entre la altura y el diámetro o dimensión lateral difiera de la unidad en veinticinco por ciento (25%) o más se calculará la resistencia del cubo equivalente por medio de la siguiente formula:

$$P_{\text{cubo}} = \frac{P_{\text{prisma}}}{0.778 + 0.222 (b/h)}$$

En la cual:

P_{cubo} = Resistencia a la compresión de un espécimen cúbico equivalente.

P_{prisma} = Resistencia a la compresión de un espécimen que tenga una altura mayor que el diámetro o que la dimensión lateral (especimen ensayado)

b = Diámetro o dimensión lateral

h = Altura.

La resistencia promedio a la compresión de todos los especímenes cargados de la manera mostrada en la fig. 5 deberá reportarse como resistencia a la compresión perpendicular al lecho, de manera similar, la resistencia promedio a la compresión de todos los especímenes cargados de manera mostrada en la fig. 5 deberá reportarse como resistencia a la compresión paralela al lecho.

- ABSORCION.

Para efectuar la prueba de absorción, la muestra debe seleccionarse de tal manera que sea representativa de la piedra que pre-

tende usarse. La muestra debe ser recabada por el representante, pudiendo tomarla del banco de explotación o del banco sin explotar, debiendo tener un tamaño adecuado a fin de permitir la preparación de cuando menos tres (3) especímenes de prueba.

Cuando se presenten variaciones perceptibles, el representante puede seleccionar tantas muestras como sean necesarias a fin de determinar las diversas variaciones en las propiedades del material.

Los especímenes para la prueba de absorción pueden adoptar la forma de cubos, de prismas, de cilindros o cualquier otra forma regular, con una dimensión mínima de cinco centímetros y máxima de siete punto cinco centímetros, haciéndose la salvedad de que la relación entre el volúmen y el área superficial en centímetros cúbicos y centímetros cuadrados, respectivamente, no deberá ser menor de setenta y cinco centésimos, ni mayor de uno punto veinticinco. Todas las caras o superficies, deberán estar razonablemente tersas. Las superficies cortadas con sierra o con broca pueden considerarse como satisfactorias, pero las superficies que presenten rugosidades o surcos deberán pulirse usando un esmeril o lija del No. 80. No deberán usarse cinceles ni implementos similares para preparar los especímenes, en ningún estado de preparación.

De cada muestra deben prepararse cuando menos tres especímenes. Los especímenes para la prueba de absorción deben secarse por un espacio de vinticuatro horas en un horno con circulación de aire a una temperatura de ciento cinco grados Celsius más o menos dos grados Celsius ($105^{\circ} \text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$). Después de la operación de secado los especímenes deben enfriarse a la temperatura ambiente del laboratorio por espacio de treinta minutos y pesarse. Cuando los -

especímenes no puedan pesarse inmediatamente después de enfriarse, deberán almacenarse dentro de un desecador. Los pesos deben determinarse con una aproximación de un décimo (0.1) de gramo.

Los especímenes deberán sumergirse totalmente en agua filtrada o destilada a una temperatura de veinte grados Celsius más o menos cinco grados Celsius ($20^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$), por espacio de cuarenta y ocho (48) horas. Al terminarse este período, deberán sacarse del agua de uno en uno; deberán secarse superficialmente con un trapo ligeramente húmedo y pesarse con aproximación de un décimo de gramo.

El por ciento de absorción en peso de cada espécimen debe calcularse de la siguiente manera:

$$\text{Por ciento de absorción en peso} = \frac{B - A}{A} \times 100$$

En donde:

A = Peso del espécimen seco.

B = Peso del espécimen después de la inmersión.

El promedio obtenido en todos los especímenes de cada muestra, deberán reportarse como la absorción de la muestra. El reporte deberá indicar los valores máximo y mínimo, así como el promedio.

- DENSIDAD APARENTE.

Las muestras para la determinación de la densidad aparente de las piedras pueden ser las mismas que las usadas para determinar la absorción, descritas con anterioridad. Deben ensayarse cuando me-

nos tres (3) especímenes de ensaye de cada muestra, los cuales deben ajustarse a los requisitos para absorción descritos en la mencionada prueba, por cuanto a tamaño, forma y preparación.

Cuando la abosrción y la densidad aparente se vayan a determinar en los mismos especímenes, los ya saturados deberán pesarse suspendidos dentro de agua filtrada o destilada a una temperatura - de veinte grados Celsius más o menos cinco grados Celsius, - - ($20^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$), inmediatamente después de haberse hecho las pruebas de absorción. El peso del material sumergido deberá determinarse con aproximación de un décimo de gramo. Un medio adecuado para pesar los especímenes dentro del agua consiste en usar un - cesto o canasta similar al ilustrado en la fig. 7 , para suspender los especímenes en un recipiente de vidrio con agua, sostenido por encima de la charola de la balanza. Debe determinarse el peso del cesto cuando se encuentra dentro del agua, en estado de suspensión, a la misma profundidad del cesto, con una aproxima- ción de un décimo de gramo, deberá restarse del peso combinado del especimen y el cesto. Antes de anotarse el peso, deberán eliminarse con todo cuidado todas las burbujas de aire que se en- cuentren adheridas al cesto o al especimen.

Cunado la prueba de densidad aparente se determine sobre especí- menes distintos de los usados para la prueba de absorción, los - pesos secos deben determinarse de acuerdo con lo indicado en la prueba de absorción. Una vez hecha tal determinación, los espe- címenes deben sumergirse en agua filtrada o destilada, a una -- temperatura comprendida entre quince grados Celsius y veinticin- co grados Celsius (15°C y 25°C), durante una hora como mínimo o bien, hasta que en un tiempo de cinco minutos se formen burbu- jas de aire sobre los especímenes. A continuación, deberán se- carse superficilmente las caras de éstos, según se describe en la prueba de absorción, determinándose su peso con una aproxima-

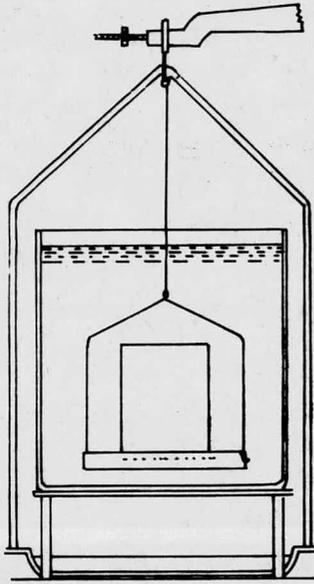


FIG 7

ción de un décimo de gramo; después de esta operación, los especímenes deberán sumergirse nuevamente en agua. Los pesos dentro del agua deben determinarse antes de que hayan pasado cinco minutos después de la inmersión del espécimen.

La densidad aparente debe calcularse por medio de la siguiente fórmula:

$$\text{Densidad aparente} = \frac{A}{B - C}$$

En donde:

A = Peso del espécimen seco.

B = Peso en el aire del espécimen saturado y superficialmente seco.

C = Peso en el agua del espécimen saturado.

Los resultados deben reportarse con aproximación a la segunda cifra decimal, reportándose los valores promedio, máximo y mínimo obtenidos de cada espécimen.

- SANIDAD.

El método para la prueba de sanidad de los agregados, mediante el uso de sulfatos de sodio o de magnesio, se refiere al procedimiento que debe seguirse para determinar la resistencia de los agregados a la desintegración, producida por soluciones saturadas de sulfato de sodio o de magnesio. Proporciona información útil para juzgar la sanidad de los agregados expuestos a la acción de la intemperie, especialmente cuando no se dispone

de información adecuada respecto al comportamiento de tales - materiales en condiciones reales de intemperismo. Se hace notar el hecho de que los resultados de prueba obtenidos usando estas dos sales difieren considerablemente.

Para la determinación se usarán los siguientes aparatos:

- Mallas normalizadas con aberturas cuadradas de los siguientes tamaños.

Serie fina	Serie gruesa
No. 100 (149 micras)	0.95 cm. (3/8") No malla
No. 50 (297 micras)	1.27 cm. (1/2")
No. 30 (590 micras)	1.91 cm. (3/4")
No. 16 (1,190 micras)	2.54 cm. (1")
No. 8 (2,380 micras)	3.81 cm. (1 1/2")
No. 4 (4,760 micras)	5.08 cm. (2")
	6.35 cm. (2 1/2") Tamaños mayores con variaciones de 1.27 cm. 1/2")

- Recipientes para sumergir las muestras de agregado en la solución, que de acuerdo con el procedimiento descrito en este método, deberán estar perforados de manera que permitan el libre - acceso de la solución a la muestra y, el drenaje de la solución sin pérdidas de agregado. El volumen de solución en que se sumerjan las muestras deberá ser siempre, cuando menos de cinco - (5) veces el volumen de la muestra sumergida. Dan resultados satisfactorios como recipientes para las muestras, cestos hechos de malla de alambre o mallas con aberturas apropiadas.

Deberán proporcionarse medios adecuados para regular la temperatura de las muestras durante su inmersión en la solución de sulfato de sodio o de magnesio.

- Balanzas. Para pesar el agregado fino deberá usarse una balanza con capacidad no menor de quinientos gramos y una aproximación mínima de un décimo (0.1) de gramo; para pesar el agregado grueso deberá usarse una balanza con capacidad no menor de cinco mil (5,000) gramos, con una aproximación mínima de un gramo. Un horno para el secado, que deberá ser capaz de mantener continuamente una temperatura comprendida entre ciento cinco grados Celsius y ciento diez grados Celsius (105°C y 110°C) y la rapidez de evaporación media deberá ser de por lo menos veinticinco (25) gramos por hora. Esta relación se deberá determinar por la pérdida de agua en vasos de precipitado Griffin de forma baja, de un (1) litro, colocados en cada esquina y en el centro de cada entrepaño del horno y calentados cuando menos durante cuatro (4) horas en cuyo período las puertas del horno se deberán conservar cerradas.

Para realizar la prueba objeto de este inciso se requerirán las siguientes soluciones especiales:

Prepararse una solución saturada de sulfato de sodio, disolviendo la sal químicamente pura en agua a una temperatura de veinticinco grados Celsius a treinta grados Celsius (25°C a 30°C). - Agreguese suficiente sulfato de sodio.

Para obtener la saturación de la solución a veintidos grados Celsius (22°C) se requieren doscientos quince (215) gramos de la sal anhidra o setecientos (700) gramos del decahidrato por litro de agua. Sin embargo, como estas sales no son completamen-

te estables y conviene la presencia de un exceso de cristales, se recomienda el empleo de una cantidad no menor de trescientos cincuenta (350) gramos de sal anhidra o setecientos cincuenta (750) gramos del decahidrato por litro de agua, ya sea anhidro Na_2SO_4 o cristalizado con diez (10) moléculas de agua de cristalización $\text{Na}_2\text{SO}_4 \cdot 10 \text{H}_2\text{O}$ para asegurar no sólo la saturación, sino la presencia de un exceso de cristales, cuando la solución esté lista para usarse en las pruebas. Agítese la mezcla perfectamente al agregar la sal y agítese la solución a intervalos frecuentes hasta que sea usada. Enfréese la solución a una temperatura de veintiun grados Celsius (21°C) con tolerancia en más o menos de un grado Celsius ($\pm 1^\circ\text{C}$) y consérvase a dicha temperatura, cuando menos durante cuarenta y ocho (48) horas antes de usarse. Antes de cada uso, si hay sal visible que no esté cristalizada en el recipiente, se deberán romper los grumos agitándose la solución perfectamente y se deberá de terminar la densidad de la solución. Al usarse, la solución deberá tener una densidad no menor de (1.51), ni mayor de (1.174) Las soluciones que se coloreen con materiales previamente ensayados, deberán ser descartadas o filtradas y su densidad deberá ser verificada.

Prepárese una solución saturada de sulfato de magnesio desolviendo la sal químicamente pura en agua a una temperatura comprendida entre veinticinco grados Celsius y treinta grados Celsius (25°C y 30°C). Agréguese suficiente sulfato de magnesio para obtener la saturación de la solución de (23°C), se requieren trescientos cincuenta (350) gramos de la sal anhidra o mil doscientos treinta (1,230) gramos de eptahidrato por litro de agua. Sin embargo, como estas sales no son completamente estables y puesto que es más estable la sal hidratada, conviene la presen-

cia de un exceso de cristales. Se recomienda que el eptahidrato se emplee en una cantidad no menor de mil cuatrocientos (1,400) gramos por litro de agua, ya sea anhidro $MgSO_4$ o cristalizado - con (7) moléculas de agua de cristalización $MgSO_4 \cdot 7 H_2O$ (sales de Epsom) para asegurar no sólo la saturación, sino la presencia de un exceso de cristales cuando la solución esté lista para -- usarse en las pruebas. Agítese perfectamente la mezcla al agregar la sal y agítese la solución a intervalos frecuentes hasta que sea usada. Enfríese la solución a una temperatura de veintiu grados Celsius ($21^{\circ}C$) con tolerancia en más o menos de un grado Celsius ($\pm 1^{\circ}C$) y manténgase a esta temperatura cuando me nos durante cuarenta y ocho horas (48 hr) antes de usarse. Antes de cada uso, si hay sal visible que no esté cristalizada en el recipiente, se deberán romper los grumos agitando la solución perfectamente y se deberá determinar la densidad de la solución. Al usarse la solución deberá tener una densidad no menor de - - (1.295) ni mayor de (1.308). Las soluciones que se colorean con materiales previamente ensayados, deben ser descartadas o filtra das, en cuyo caso su densidad debe ser verificada.

La muestra para su ensaye, si es roca firme, se preparará de la siguiente manera: La muestra se deberá preparar rompiendo ésta en fragmentos de tamaño y forma razonablemente uniforme, que pesen, aproximadamente cien (100) gramos cada uno. La muestra de prueba deberá estar formada por un número de partículas tal que pese cinco mil (5000) gramos con una tolerancia en más o menos de cien (100) gramos. La muestra se deberá lavar y secar antes de la prueba.

Para el ensaye deberá seguirse este procedimiento: Las muestras se deberán sumergir en las soluciones de sulfato de sodio o de magnesio durante un período no menor de dieciseis (16) horas, ni

mayor de dieciocho (18) horas, de manera que la solución las cubra con un tirante libre de por lo menos uno punto cinco - - (1.5) centímetros. (Las muestras se pueden cubrir con parrillas de alambre con contrapesos, cuando se prueben agregados muy ligeros, para que éstos queden completamente sumergidos). Los recipientes se deberán tapar para reducir la evaporación y evitar la entrada de sustancias extrañas. Las muestras sumergidas en la solución se deberán mantener a una temperatura de 21°C con - una tolerancia en más o menos de un grado Celsius (21°C \pm 1°C), durante el período de inmersión. Después de éste, deberá extraer se la muestra de agregado de la solución, dejarse escurrir y colocarse en el horno de secado. La temperatura del horno, oscilará entre ciento cinco grados Celsius y ciento diez grados Celsius (105°C - 110°C). Deberá tener cuidado de evitar pérdidas - de partículas de agregado o en el caso de agregado fino, de residuos retenidos en la malla No.100 (en el caso del agregado -- grueso, también deberán conservarse los residuos cuando se haga el análisis completo sugerido en el exámen cuantitativo). Las muestras se deberán secar a peso constante a la temperatura especificada. Después del secado, se deberán dejar enfriar a la - temperatura ambiente de la habitación y después sumerjânse nuevamente en la solución preparada, como se describe más arriba, en este mismo párrafo. El proceso de inmersión y secado alternados se deberá repetir hasta que se completen cinco (5) ciclos.

El exámen cuantitativo se hará además del procedimiento que se describe anteriormente y sirve para obtener valiosa información adicional, examinando cada fracción visualmente, a fin de determinar si hay evidencia de una ruptura excesiva de granos; también se obtiene información adicional si después de tratar cada fracción separado de la muestra, todos los tamaños, incluyendo los residuos, se combinan y se hace un análisis granulométrico

para determinar el módulo de finura, usando una serie completa de mallas. Los resultados del análisis granulométrico se pueden registrar en forma de porcentajes acumulativos retenidos en cada malla.

Dicho análisis cuantitativo se deberá hacer en la forma siguiente:

Después de terminar el quinto ciclo y final y después que se haya enfriado la muestra, se deberá lavar ésta hasta que quede libre de sulfato de sodio o de magnesio, lo cual se determinará por la reacción del agua de lavado con cloruro de bario (BaCl_2). Una vez que se haya eliminado la solución de sulfato de sodio o de magnesio, se deberá secar cada fracción de la muestra hasta peso constante a una temperatura comprendida entre ciento cinco grados Celsius y ciento diez grados Celsius (105°C y 110°C), se pesará y, excepto en el caso de roca firme, se cribará en la misma malla en que haya sido retenida antes de la prueba, se deberán pesar las partículas retenidas en dicha malla y se anotará su peso.

Para el examen cuantitativo se podrá usar también el siguiente procedimiento alternativo: una vez que se haya eliminado la solución de sulfato de sodio o de magnesio, se deberá secar cada fracción de la muestra hasta peso constante, a una temperatura comprendida entre (105°C y 110°C), se pesará y, excepto en el caso de roca firme, se cribará en una malla que tenga abertura cuadrada de la mitad del tamaño de la malla en la que originalmente fue retenido el material. Se deberán pesar las partículas retenidas en dicha malla y anotar su peso. En el caso de roca firme la pérdida de peso se deberá determinar restando del peso original de la muestra, el peso final de todos los fragmentos -

que no se hayan roto en tres (3) o más piezas.

El exámen cualitativo se deberá hacer en la forma siguiente: - las fracciones de muestra más gruesa que 1.91 cm. (3/4"), se deberán examinar cualitativamente después de terminar la prueba. El exámen cualitativo y el registro deberán consistir en dos (2) partes: observación del efecto de la acción, se puede esperar muchos tipos de acción.

En general se pueden clasificar como disgregación, ruptura, - - agrietamiento, desmoronamiento, escamación, etc. Aunque sólo se requiere que se examinen cualitativamente las partículas con - un tamaño de más de uno punto noventa y uno (1.91 cm.) se recomienda que se haga el exámen de los tamaños menores, para determinar si hay evidencia de una ruptura excesiva de la solución de sulfato de sodio o de magensio y la naturaleza de dicha acción y, en segundo lugar, cálculo del número de partículas afectadas.

- PESO VOLUMETRICO DE AGREGADOS.

Para esta determinación, se necesitan los siguientes aparatos:

Una balanza o báscula, con aproximación de cinco décimos por ciento (0.5%) del peso de la muestra.

Una varilla de acero lisa con 1.57 cm. de diámetro recta, de - aproximadamente 60 cm. de longitud, con un extremo terminado en una superficie semiesférica, cuyo diámetro sea de 1.57 cm.

Una medida de forma cilíndrica y, de preferencia provista de - asas. Deberá ser estanca en su borde superior, y fondo bien acabados, si es posible con su interior maquinado a dimensiones -

exactas y de rigidez suficiente para conservar su forma bajo las condiciones de trabajo. Las medidas de 15 y 30 litros deberán reforzarse en el borde superior con una banda de lámina de acero - No.10 al No.12, de 4.0 cm. de ancho. Las medidas requeridas, -- según el tamaño máximo de las partículas más gruesas del agregado que se vaya a probar, deberán tener capacidades de tres, diez, quince o treinta litros y deberán ajustarse a los siguientes requisitos:

Capacidad aprox. en litros	Diámetro int. centímetros	Altura int. centímetros	Calibre de la lámina	Tamaño de las part.más grandes de agreg.
3	15.00	17.00	No.10 a 12	1.27 cm.
10	20.00	32.00	No.10 a 12	2.54 cm.
15	25.00	31.00	No.10 a 12	3.81 cm.
30	35.00	31.00	No.10 a 12	10.1 cm.

La medida se deberá calibrar determinando exactamente el peso - del agua, a una temperatura de (16.7°C), que se necesita para - llenarla y su volúmen se determinará dividiendo este peso, entre el peso específico del agua a dicha temperatura, (0.998).

Para la determinación del peso volumétrico compacto se harán las siguientes operaciones, con la muestra a la temperatura del laboratorio y perfectamente mezclada.

a) El procedimiento de varillado es aplicable a agregados con

un tamaño máximo de 5.08 centímetros y se efectuará de la siguiente manera: la medida se deberá llenar a un tercio de su capacidad, emparejándose la parte superior con los dedos. En seguida se deberán dar a la masa 25 golpes con la varilla de compactación, distribuidos uniformemente sobre la superficie. Después deberá llenarse la medida a dos tercios de su capacidad y se repetirá la operación de dar 25 golpes, como antes de indicó. A continuación, se deberá llenar hasta derramar, golpear 25 veces y quitar el agregado sobrante, usando la varilla como regla. Al golpear la primera capa, no se deberá permitir que la varilla choque con fuerza en el fondo de la medida. Al golpear la segunda capa y la final, sólo se deberá usar la fuerza suficiente para que la varilla de compactación penetre en la última capa de agregado colocada en la medida. Deberá determinarse el peso neto del agregado contenido en la medida. En seguida, se deberá obtener el peso volumétrico del agregado dividiendo su peso neto entre el volúmen calibrado de la medida.

b) El procedimiento de vibración y golpeo es aplicable a agregados con un tamaño mayor de (5.08) centímetros y que no exceda de (10.1) centímetros. La medida se deberá llenar en tres capas aproximadamente iguales, como se describe en el subpárrafo anterior compactándose cada una de ellas colocando la medida sobre una base firme, por ejemplo, un piso de concreto hidráulico, levantando alternativamente dos lados de la medida, aproximadamente 5 cm. sobre la base y dejando caer la medida de modo que reciba un golpe seco. Por este procedimiento las partículas de agregado se distribuyen en forma muy compacta. Cada capa se deberá compactar dejando caer la medida 50 veces en la forma descrita, 25 veces de cada lado. La superficie del agregado se deberá emparejar con los lados y con una regla, de modo que los salientes pequeños de las partículas más grandes del agregado -

grueso compensen los huecos mayores de la superficie en la parte superior de la medida. Se deberán determinar el peso neto de la medida. En seguida, se deberá obtener el peso volumétrico -- del agregado dividiendo el peso neto del agregado entre el volúmen calibrado de la medida.

Para determinar el peso volumétrico suelto se harán las siguientes operaciones.

El procedimiento de traspaleo es aplicable a agregados con un tamaño máximo de 10.1 cm. La medida se deberá llenar hasta que se derrame, por medio de una pala o cucharón, descargando el agregado desde una altura no mayor de 5 cm. respecto a la parte superior de la misma. Deberá tenerse cuidado de evitar, hasta donde sea posible, la segregación de los tamaños de las partículas de que esté compuesta la muestra. En seguida, se deberá enrasar la superficie de la muestra con los dedos o con una regla de modo que los salientes de las partículas mayores del agregado grueso aproximadamente compensen los huecos mayores de la superficie en la parte superior de la medida. Se deberá determinar el peso neto del agregado en la medida. En seguida se deberá obtener el peso volumétrico del agregado dividiendo el peso neto de este entre el volúmen calibrado de la medida.

- ABRASION.

El método de prueba de abrasión del agregado gureso, por medio de la máquina de los Angeles, se refiere al procedimiento a seguir para determinar la resistencia a la abrasión de la roca y escoria trituradas y la grava sin triturar y triturada, por medio de la máquina de los Angeles y una carga abrasiva. Se ha encontrado en esta prueba que la roca firme rota a mano en frag--

mentos aproximadamente cúbicos de los diferentes tamaños que se indican, al ser probada por este método, tiene un desgaste de - aproximadamente 5% del correspondiente a piedra triturada de la misma calidad.

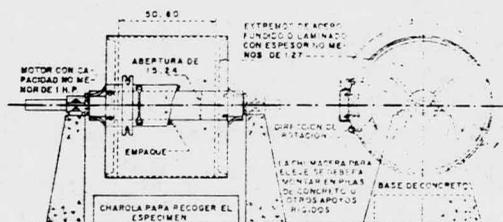
En esta determinación se requieren los siguientes aparatos: máquina de los Angeles, que se deberá usar para prueba de abrasión y que deberá concordar en todas sus características esenciales con el diseño de la figura. La máquina deberá consistir de un cilindro hueco de acero, cerrado en ambos extremos, y que tenga un diámetro interior de 71.2 cms. y una longitud de 50.8 cm. El cilindro deberá estar montado en pivotes que acoplen con los extremos del cilindro, pero que no penetren a el y deberá estar - montado de tal manera que puedan girar con su eje en posición - horizontal. Se deberá dejar una abertura en el cilindro para introducir por ella la muestra de prueba. Se usará una tapa a - prueba de polvo para cubrir la abertura y esta deberá ser fijada en su lugar por medio de tornillos. La cubierta deberá estar diseñada de modo que conserve el contorno cilíndrico de la superficie interior, a menos que el entrepaño esté situado de modo que la carga no caiga sobre la cubierta o se ponga en contacto con ella durante la prueba. Se deberá montar a lo largo de un elemento de la superficie interior del cilindro un entrepaño de acero removible que sobresalga radialmente 8.89 cm. dentro del cilindro y se extiende en toda su longitud. El entrepaño deberá ser de un espesor adecuado y se montará por medio de remaches u otros medios apropiados. Para que sea firme y rígido. La - posición del entrepaño deberá ser tal que la distancia entre este y la abertura, medida a lo largo de la circunferencia del cilindro en la dirección de rotación, no sea menor de 127 cm. De usarse de preferencia un entrepaño de acero resistente al desgaste, de sección transversal rectangular y montado independientemente de la cubierta. Sin embargo, podrá usarse un entrepaño

que consista de una sección de ángulo laminado montado en forma apropiada sobre el interior de la placa de cubierta, siempre y cuando la dirección de rotación sea tal que la carga se reciba en la cara exterior del ángulo.

Mallas Tyler estandar, de abertura cuadrada, cuyas denominaciones se darán mas adelante. Carga abrasiva, que deberá consistir de esferas de acero, de aproximadamente 4.76 cm., de diámetro - y que pesen cada una entre 390 gr. y 445 gr. La carga abrasiva de acuerdo con la granulometría de la muestra de prueba que se describe a continuación deberá ser la siguiente:

Granulometría	Número de esferas	Peso de la carga. gramos
A	12	5000 ± 25
B	11	4584 ± 25
C	8	3330 ± 20
D	6	2500 ± 15
E	12	5000 ± 25
F	12	5000 ± 25
G	12	5000 ± 25

Las muestras de prueba deberán cumplir los siguientes requisitos: deberán consistir de un agregado limpio que haya sido secado en horno a una temperatura comprendida entre 105°C y 110°C, hasta prácticamente peso constante y deberá estar de acuerdo con alguna de las granulometrías que se dan en la tabla siguiente. La granulometría usada deberá ser la que se aproxime a la granulometría real del material que va a usarse.



Máquina Los Angeles para pruebas de abrasión.

Para efectuar la prueba objeto de este inciso, se seguirá este procedimiento: La muestra de prueba y la carga abrasiva deberán colocarse en la máquina de los Angeles haciendo girar ésta a una velocidad comprendida entre 30 y 33 revoluciones por minuto.

Para las granulometrías A,B,C, y D la máquina deberá dar 500 revoluciones y para las granulometrías E,F, y G 1000 revoluciones. La máquina se deberá mover y contrapesar de modo que mantenga una velocidad periférica substancialmente uniforme. Si se usa ángulo en el entrepaño, la máquina se deberá hacer girar en una dirección tal, que la carga sea captada en la superficie exterior del ángulo. Al terminar la prueba, deberá descargarse el material de la máquina y hacerse una separación preliminar de la muestra en una malla más gruesa que la No.12; la porción más fina se deberá cribar después por una malla No.12 deberá lavarse, secarse en horno a una temperatura comprendida entre 105°C y 110°C, hasta peso prácticamente constante y pesarse, con aproximación a un gramo. La diferencia entre el peso original y el peso final de la muestra de prueba, se deberá expresar en por ciento del peso original de la muestra. Este valor deberá reportarse como por ciento de desgaste.

Tamaño de la mallas(aberturas cuadradas)		Peso y granulometría de la muestra de prueba,gramos.						
Pasando	Retenido en	A	B	C	D	E	F	G
7.62 cm.(3").....	6.35 cm.(2½").....					2 500*		
6.35 cm.(2½").....	5.08 cm.(2").....					2 500*		
5.08 cm(2").....	3.81 cm.(1½").....					5 000*	5 000*	
3.81 cm.(1½").....	2.54 cm.(1).....	1 250					5 000*	5000*
2.54 cm.(1").....	1.91 cm.¾").....	1 250						5000*
1.91 cm.(¾").....	1.27 cm.(½").....	1 250	2500					
1.27 cm.(½").....	0.95 cm.(⅜").....	1 250	2500					
0.95 cm.(⅜").....	Núm.3,064 cm(¼").....			2500				
Núm. 3.....	Núm.4(4760 micras)			2500				
Núm.4.....	Núm.8(2380 micras)				5000			

(*) Se permite una tolerancia de más o menos dos (2%) por ciento.

1.5 EXPLORACION GEOFISICA DEL FONDO MARINO.

La necesidad del conocimiento de las características geológico-estructurales del suelo y subsuelo marinos como herramientas -- para el diseño y/o instalación de obras de ingeniería ha permitido a la geofísica desempeñar un papel importante dentro de la construcción marina.

La geofísica en esta modalidad de aplicación a la ingeniería submarina, por tanto, requiere solamente de la investigación a profundidades menores de 800 m. bajo el fondo del mar, para ello se requieren equipos de gran resolución acústica que difieren de los equipos de exploración marina convencional.

El conocimiento completo del suelo y subsuelo marino requiere del uso conjunto de tres tipos de equipos: los destinados a investigar el tirante de agua, los del fondo marino y los que exploran el subsuelo del mismo. Todos los equipos son empleados simultáneamente a bordo de una embarcación especialmente equipada, la cual, de acuerdo a un recorrido programado en la zona por estudiarse, permite llevar a cabo el levantamiento geofísico marino. Posteriormente y mediante el auxilio de computadores se lleva a cabo el procesamiento de la información para que la interpretación geológica y geofísica pueda plasmarse en planos y perfiles descriptivos del área que se estudia.

1.5.1. ELECTRONICA.

Los equipos empleados para explorar el fondo marino están constituidos por ecosondas y sonares de barrido lateral, los cuales permiten obtener la magnitud del tirante de agua y la topografía del fondo marino. El funcionamiento de estos equipos es similar

y se basa en el principio de la emisión de pulsos acústicos de muy alta frecuencia que al chocar con cualquier objeto o superficie se reflejan en forma de eco para ser recibidos por el - - transductor que los emitió, si se mide electrónicamente el tiempo entre la emisión y recepción y se supone constante su velocidad en el agua, se está en condiciones de conocer el tirante de agua.

La diferencia básica entre la ecosonda y el sonar de barrido lateral es que el pulso acústico del ecosonda está dirigido verticalmente hacia abajo y permite obtener sólo el perfil batimétrico del fondo, mientras que el sonar emite los pulsos de ambos lados del transductor con un grado de inclinación vertical prefijado, lo cual permite obtener una fotografía acústica del fondo hasta a varios centenares de metros a babor y estribor.

Los equipos destinados a proporcionar información del subsuelo marino pueden clasificarse en perfiladores someros y profundos, los cuales basan su operación en los principios de sismica de reflexión marina.

1.5.2. GEOFISICA.

Las bases teóricas de la geofísica de exploración están relacionadas intrínsecamente con la propagación y reflexión del sonido en las diferentes capas de los medios geológicos. El sonido es una vibración longitudinal de materia, o sea, una serie de compresiones y descompresiones que se expanden en todas direcciones a partir de la fuente que lo genera. La velocidad de propagación de este movimiento dependerá directamente de la rapidez con la cual pueda vibrar la materia en la que viaje el sonido, por lo que la velocidad de propagación está gobernada principal-

mente por el estado físico de la substancia (sólido, líquido o gaseoso), y en menor grado, por la temperatura y presión a la que se encuentra dicho material.

Cuando un material de una determinada substancia se ve afectado por uno de estos movimientos ondulantes compresionales y esta substancia se encuentra en contacto con otra diferente y por ende de distinta velocidad de propagación, las vibraciones de la primer substancia se comunicarán a la segunda, pero parte de estas vibraciones rebotarán en el contacto de las dos substancias para regresar al origen de las mismas creándose de esta forma el fenómeno de reflexión.

Los fenómenos de reflexión siempre ocurren con cualquier cambio de velocidad de propagación, pero las reflexiones más fuertes ocurren cuando las diferencias entre velocidades son muy contrastantes. Los rangos de velocidades normales varían entre los 1500 y 7000 metros/segundo, correspondiendo la primera al agua de mar y la segunda a rocas de altas densidades.

El subsuelo del mar está constituido, para efectos prácticos, por una secuencia de sedimentos que han sido depositados suavemente en capas, una sobre las otras. Estas capas constituyen interfaces de velocidad, ya que de unas a otras la velocidad es diferente, siendo ésta la razón por la cual existe una reflexión en cada una de estas interfases.

Los fundamentos de la geofísica de reflexión consisten básicamente en la emisión y recepción de vibraciones sónicas o señales sísmicas, a través de los medios marino-geológicos.

Si se supone que la superficie del agua y el fondo del mar son

planos y sobre la primera superficie se coloca un transmisor - de señales sísmicas y un receptor a una determinada distancia - del primero, existirá una reflexión en el punto medio entre ambos sobre la superficie del fondo del mar con un ángulo de incidencia igual al de reflexión.

Ahora bien si se generaliza este fenómeno a las capas geológicas del subsuelo marino, en cada una de ellas existirá una reflexión de la señal sísmica, con lo cual, si se conoce el lapso de tiempo que se toma la señal en el trayecto emisión-recepción y la velocidad de propagación en los medios recorridos, se está en condiciones de conocer la profundidad a la cual se encuentran las diferentes capas bajo el punto de reflexión común.

En adición a esto, si se genera una sucesión discreta de puntos de reflexión a lo largo de una línea, se puede conocer con gran certeza la distribución especial de los estratos bidimensionalmente, lo que, al obtenerse con un equipo sismológico, es conocido como una sección sísmica.

1.5.3. GABINETE.

El trabajo de gabinete se inicia con la obtención del plano de posicionamiento de los puntos levantados, para lo cual se procesan los datos del sistema de navegación y se obtienen así las coordenadas ortogonales de dichos puntos. Posteriormente se - - efectúa la lectura de los registros analógicos de campo que proporciona cada uno de los sistemas electrónicos empleados, así como el proceso numérico de los datos digitales.

Los perfiles se elaboran conjugando todos los planos, ya que representan el fondo marino, la primera capa consolidada y los -

horizontes y geología estructural representados en los planos.

1.5.4. DETERMINACION DE ESPESORES.

El conocimiento del fondo del mar es importantes para la construcción de obras marinas ya que éstas están supeditadas a zonas no heterogéneas y libres de eventos riesgosos o problemáticos que pueden presentar serios obstáculos para su realización.

Cuando es necesario localizar estratos y sus fronteras para que puedan ser empleados como capas de apoyo para pilotes de punta de cimentaciones de plataformas petroleras, mediante métodos de interpretación de los registros de perfilador profundo se seleccionan visualmente y sus profundidades y espesores se calculan en base a la información disponible de ecuación de velocidades en algún pozo petrolero cercano cuyo comportamiento se extrapola a las zonas de estudio.

La ecuación lineal de velocidades es como sigue:

$$V = V_0 + C_z \text{ ————— } \textcircled{1}$$

Donde:

V = Velocidad en metros por segundo a la profundidad Z

V₀ = Velocidad inicial medida en metros por segundo.

C = Constante igual a la pendiente $\frac{v}{z}$ en segundos

Z = Profundidad en metros

Como V_0 y C de la ecuación 1 son datos del pozo observado, con la ecuación 2 se obtiene la velocidad V_t a un tiempo de reflexión T dado:

$$V_t = \frac{V_0}{1 - \frac{ct}{2}} \quad \text{---} \quad \textcircled{2}$$

Donde:

V_t = Velocidad en metros por segundo al tiempo T

t = Tiempo de reflexión en segundos

Para obtener la profundidad Z o espesor de los horizontes geológicos medidos se aplica finalmente la ecuación 3

$$Z = \frac{V_t t}{2} \quad \text{---} \quad \textcircled{3}$$

Donde Z = Profundidad en metros.

1.5.5. CONCLUSIONES

La forma más rápida y económica de conocer las condiciones del fondo y subsuelo marino para fines de ingeniería es la de efectuar un levantamiento geofísico de alta resolución, el cual, -- complementado con datos de sondeos geotécnicos, permite alcanzar un buen grado de conocimientos del subsuelo para diversos objetivos involucrados en varias ramas de las ingenierías civil y petrolera.

Los datos obtenidos a través de los levantamientos geofísicos son principalmente: la batimetría del fondo marino, la existen-

cia de afloramientos rocosos, coralíferos, el espesor de sedimentos no consolidados, la profundidad de la primera capa resistente el comportamiento estratigráfico y estructural de las capas geológicas, la presencia de zonas inestables y la localización de estratos resistentes.

La mayor utilidad de los levantamientos geofísicos en el mar radica en lo siguiente:

- 1.- La geometría estratigráfica permite extrapolar datos geotécnicos.
- 2.- Es posible conocer las anomalías geológicas o artificiales del suelo y subsuelo marinos.
- 3.- Es posible evaluar las condiciones geológicas de seguridad de las obras marinas.
- 4.- Es posible jerarquizar áreas para perforación petrolera exploratoria.
- 5.- Es posible auxiliar a la programación de perforación de pozos petroleros marinos.

CAPITULO III

OCEANOGRAFIA, METEOROLOGIA Y CORRIENTES MARINAS.

La interacción dinámica de tres elementos: agua, aire y sólidos; determina la configuración de una costa, es por esto que su estudio es de mucha importancia para determinar los elementos principales que intervienen en el diseño de las obras de protección.

1.- OCEANOGRAFIA.

Uno de los factores más importantes, o tal vez el de mayor importancia, para el diseño de escolleras, es el relativo a las características del oleaje; el cual se puede obtener de muy diversas maneras, ya sea por estudios de medición directa; de información proporcionada por alguna agencia hidrográfica o de predicción basada en condiciones meteorológicas.

Los estudios de medición directa, pueden ser los más confiables, pero tienen el inconveniente de que su grado de confiabilidad dependen del tiempo y continuidad de la observación. Teóricamente, un año sería el mínimo aceptable, aunque preliminarmente podrían aceptarse lapsos menores, correlacionándolos con predicciones basadas en condiciones meteorológicas, aunque supeditado esto también a la calidad de éstas.

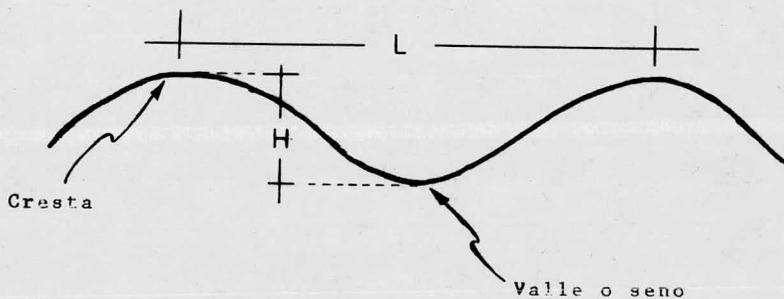
1.1.- O L E A J E

Las olas son oscilaciones periódicas de la superficie del mar como las mareas, pero a diferencia de éstas el período de oscilación es muy breve. Pueden ser generadas por embarcaciones, explosiones, temblores, derrumbes o vientos, siendo las olas originadas por el

viento, las más comunes y susceptibles de determinar sus características y emplearse para el diseño, ya que son las que tienen mayor influencia sobre las estructuras marítimas.

Para tener una idea clara de lo que es el oleaje, nos bastará con observar el mar, para ver qué es una sucesión de ondulaciones irregulares infinitas compuestas de crestas y valles que se extienden en el horizonte.

En una ola se distinguen la altura (H) que es la distancia vertical entre la cresta y el valle; la longitud (L) que es la distancia entre dos crestas sucesivas, el período (T) que es el tiempo en segundos que separa el paso de dos crestas sucesivas por un mismo punto.



CARACTERISTICAS DE LA OLA.

En el estudio del oleaje podemos considerar tres aspectos descriptivos que son: generación, propagación y extinción.

Generación.- Esta es debida principalmente a la acción del viento, que al actuar sobre la superficie del agua hace que aparezcan las ondulaciones que forman las olas; de aqui tenemos que la magnitud del oleaje está en función de la intensidad del viento, ya que si éste es solamente una brisa, las irregularidades que se presentan son pequeñas; pero a medida que esta intensidad de viento aumenta, esas irregularidades serán cada vez mayores, hasta alcanzar sus dimensiones máximas, correspondientes a la máxima velocidad del viento.

Propagación.- Dentro de la propagación hay que tomar en cuenta que el agua sobre la que se desplaza la ola está generalmente en movimiento y principalmente las corrientes son las que producen una alteración significativa en su desplazamiento; de donde vemos que hay que considerar las corrientes paralelas, y las oblicuas en su componente paralela. Esto es porque cuando las corrientes tienen dirección contraria a la propagación de las olas, hacen que éstas disminuyan su longitud y aumenten su altura, y las que tienen mismo sentido de avance incrementan su longitud y disminuyen su altura.

Extinción.- Finalmente para tener en una forma completa el estudio sobre el oleaje, hay que considerar la llegada de las olas a la playa, y su forma de rotura, ya que es de diferentes tipos dentro de los cuales algunos son espectaculares.

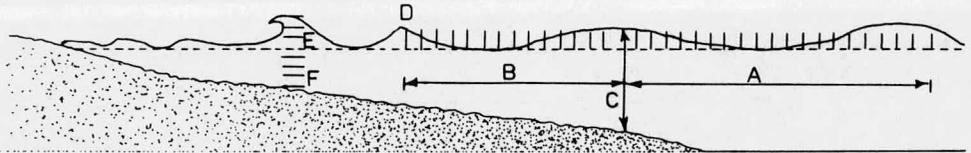
En cuanto a su forma de rotura las olas pueden ser: olas no rompientes y olas en rompiente.

a) Olas no rompientes: Se presentan en regiones protegidas o --

donde el fetch está limitado, y cuando la profundidad en la estructura es mayor que cerca de 1.5 veces la altura de la ola máxima esperada.

b) Clas en rompiente: Si las estructuras están situadas a profundidades aproximadamente iguales a la altura de la ola, resulta que las ondas son orbitalmente destruidas y rompen sobre la estructura con fuertes presiones de impacto.

Una ola rompe cuando entra en aguas poco profundas. En el diagrama posterior, la línea punteada indica la base de las olas. En aguas profundas la altura del oleaje (líneas verticales) es un vigésimo de su longitud (dimensión A). En los bajos, la atracción del fondo acorta la longitud de la ola (dimensión B) a lo doble de la profundidad del agua (dimensión C), y la ola se ve forzada a elevarse en pico (D). La ola en pico rompe cuando su altura (E) está en proporción de tres a cuatro con la profundidad del agua (F).



Hay una regla fácil para calcular cuando deberá romper una ola: cuando la relación entre su altura y la profundidad del mar sea aproximadamente de tres a cuatro. En otras palabras: una ola de 1.80 m. de altura generalmente rompe en agua de 2.40 m. de profundidad. El observador puede medir la altura de una ola rompiente cuando ésta todavía se encuentre lejos bajando por la playa hacia el agua hasta que sus ojos, la cresta de la ola y el horizonte queden en un mismo plano. La distancia vertical entre el nivel de la mirada del observador y el nivel mínimo de retroceso de la ola anterior es igual a la altura de la ola que está midiendo.

Las fuerzas debidas a olas no rompientes son esencialmente hidrostáticas, en tanto que las olas rompientes y rotas ejercen una subpresión debida a los efectos dinámicos del agua en turbulencia y a la compresión de masas de aire atrapado.

La información sobre las características del oleaje en un sitio determinado puede dividirse en:

- Régimen de oleaje normal.
- Régimen de oleaje extraordinario.

El primero es el que ocurre estacionalmente y se repite cíclicamente sin grandes variaciones. Este tipo de oleaje tiene especial significación cuando se analizan los cambios que se operan estacionalmente en los litorales y de esos cambios puede derivarse el efecto que produzcan las nuevas obras sobre el régimen de la costa. Igualmente importante es este oleaje para la disposición de las obras de protección asociada a la forma y tiempo útil de operación del puerto.

El régimen normal de oleaje queda definido básicamente por:

- Incidencia mensual, estacional y anual, en tiempo y porcentaje.
- Distribución de alturas y períodos de oleaje, mensual, estacional y anual.

El manejo de esta información presenta dos problemas: la elección de alturas y períodos representativos y la calidad de la información.

En cuanto a la primero, es criterio normalmente establecido al utilizar el concepto de oleaje Significante (método que será explicado posteriormente).

En general el uso de la información sobre régimen de oleaje presenta un problema importante, que es el que se refiere a la interpretación que se le puede dar al porcentaje de tiempo que se excede mensual, estacional o anualmente, un criterio valor límite de altura de ola que pudiera ocasionar dificultades en la operación del puerto. Así, por ejemplo, puede presentarse a falsas interpretaciones, es decir: el 10% del tiempo de acción anual de la dirección norte, se excede el valor de 1.50 m. en la altura de la ola. Si no se asocia ese 10% en términos reales de tiempo y secuencia, cayendo en errores que minimicen o maximicen el problema. Esto es, ese 10% anual puede ocurrir en un lapso corto concentrado, lo cual sería desfavorable o presentarse esporádicamente a lo largo del año, dando, por el contrario, condiciones favorables.

REGIMEN DE OLEAJE EXTRAORDINARIO:

Este oleaje, es el producido por las tormentas que puedan ocurrir en el sitio o en áreas vecinas y que de alguna manera las olas generadas por esa tormenta pueden incidir en el lugar considerado. Esta información, es fundamental para el diseño estructural de rompeolas, por otra parte, la que presenta mayor dificultad para

seleccionar la altura de diseño, ya que, como es de suponerse, no es el sólo hecho de elegir la ola representativa de una tormenta dada, sino, también el contenido energético de la tormenta asociada y la distribución de tal energía. De hecho, como se trabaja -- sobre exploraciones estadísticas, deberá manejarse más bien, el concepto de tormenta de diseño, no obstante que puede lograrse una buena aproximación usando exclusivamente una ola representativa. Aunado a lo anterior, juega un papel muy importante el período de retorno de la tormenta, asociada a una ola dada y así, estableciendo las características del oleaje para tormentas de diversos períodos de retorno, puede definirse el régimen de oleajes extraordinarios.

El régimen de oleajes extraordinarios proporciona la probabilidad de excedencia de una tormenta de intensidad dada. Igualmente indica el lapso medio de ocurrencia (período de retorno) entre la presentación de dos tormentas cuyas intensidades excedan una dada. - Cabe señalar también la importancia que tiene la selección del -- período de retorno ya que este influirá en forma preponderante sobre el costo total de la obra.

La determinación del régimen de oleajes extraordinarios se hace - siguiendo métodos estadísticos a partir de datos reales, los cuales, a su vez, pueden tener su origen en:

- Observaciones en el sitio o en áreas vecinas adecuándolas al sitio en estudio.
- Deduccciones a partir de datos meteorológicos de las tormentas en cuestión.

El primer caso es el más deseable pero el menos frecuente, en tanto

que el segundo es más usual.

Ahora se muestra en los párrafos siguientes uno de los métodos - para predicción de oleaje. Es el método de la ola significativa; - método que se utiliza para las estructuras flexibles como son las de enrocamiento.

Este método fue desarrollado por Sverdrup-Munk, para lo cual consideraron una altura que fuera significativa y esta es el promedio del tercio medio superior de las olas observadas; y estas olas -- significantes también pueden ser consideradas como cantidades con servadoras alrededor de las cuales se distribuyen los períodos y las alturas particulares comprendidos en los grupos de olas.

Para obtener el valor de la altura de la ola significativa (h_s), - existe un método analítico el cual consiste en:

- a) Dividir el número de observaciones entre tres, cuyo resultado nos indica el número de olas mayores que debemos tomar.
- b) Las olas mayores así elegidas multiplicarlas por el número - de veces que se presentaron y sumar estos productos.
- c) Dividir este último valor entre la 3a. parte de las olas observadas con lo que se obtiene el valor de H_s .

Para aclarar esto último se presenta el siguiente ejemplo:

Sean las alturas observadas las siguientes:

4, 3, 2, 2, 2, 2, 4, 8, 4, 2, 3, 1, 1, 1, 1, 2, 1, 2, 1, 3, 5, 4,
2, 2, 3, 5, 2, 1, 1, 3, 5, 7, 5, 5, 2, 3, 1, 1, 1, 1, 1, 1, 1, 2,
3, 4, 4, 5, 7, 6, 7, 3.

El tercio del oleaje superior es $\frac{52}{3} = 17.7$

En donde 52 es el número de olas observadas.

De lo anterior sabemos que debemos escoger las 17 olas más grandes de las observadas.

No. de olas	H (m)	No. x H
1	8	8
3	7	21
1	6	6
6	5	30
<u>6</u>	4	<u>24</u>
17		89

$$HS = \frac{89}{17} = 5.25 \text{ m.}$$

Generalmente la altura de la ola de diseño para una estructura de enrocamiento a talud es menor que la máxima dentro de una distribución de alturas y esto es debido a oleaje mayor, ocurre en forma progresiva y el desplazamiento de elementos de la coraza y su pérdida, no significarían una pérdida completa de protección. Sin embargo puede en ocasiones utilizarse la máxima altura del tren y de esa manera no permitir daño alguno.

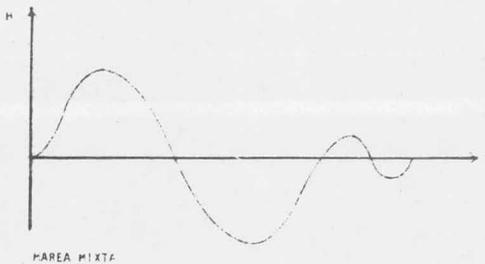
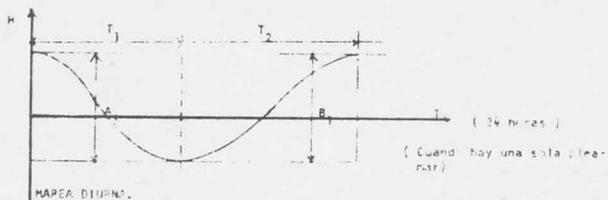
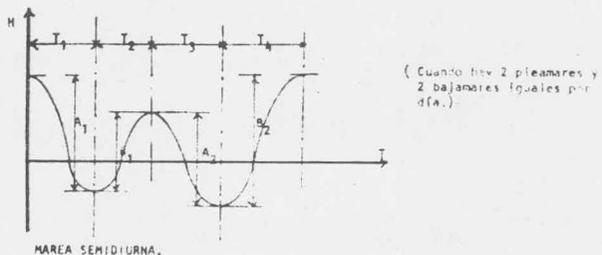
1.2 MAREAS.

El fenómeno de las mareas es ocasionado por la atracción de cuerpos celestes sobre la superficie líquida de la tierra, dando lugar a movimientos de grandes masas de agua. Los dos cuerpos celestes que tienen influencia decisiva en las mareas son el sol y la luna. Esta, por su cercanía a la tierra y el sol, por su enorme masa; siendo sin embargo, la acción de la luna 2.18 veces mayor que la del sol, ya que la fuerza de atracción es directamente proporcional a las masas de los cuerpos e inversamente al cuadrado de la distancia.

El movimiento vertical de la marea en un punto determinado, puede considerarse como la superposición lineal de series de términos armónicos, dependiendo los períodos de estas componentes de las respectivos del sol y de la luna.

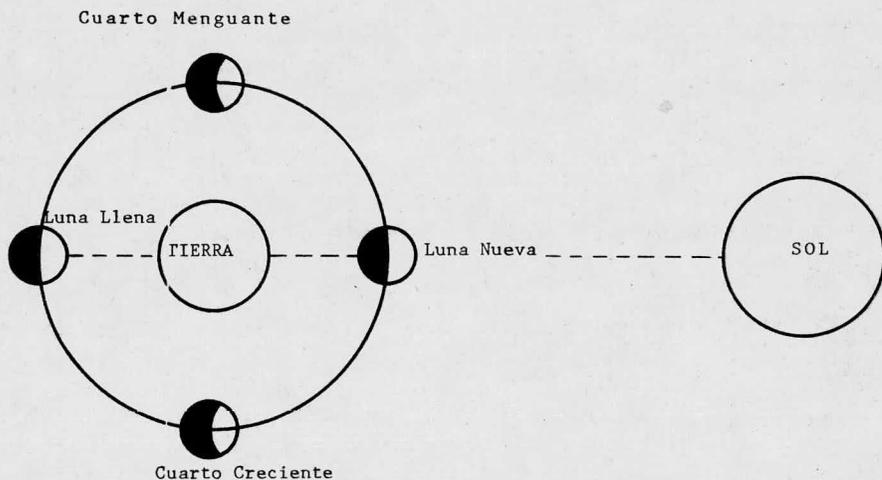
Las mareas astronómicas o mejor dicho, los tipos de curvas de marea que se presentan durante la mayor parte de un mes, se clasifican en:

- | | |
|-------------------|---|
| Marea diurna: | Presenta un pleamar y una bajamar por día. |
| Marea semidiurna: | Presenta dos pleamares y dos bajamares. |
| Marea mixta: | Se caracteriza por tener dos pleamares y dos bajamares notablemente diferentes. |



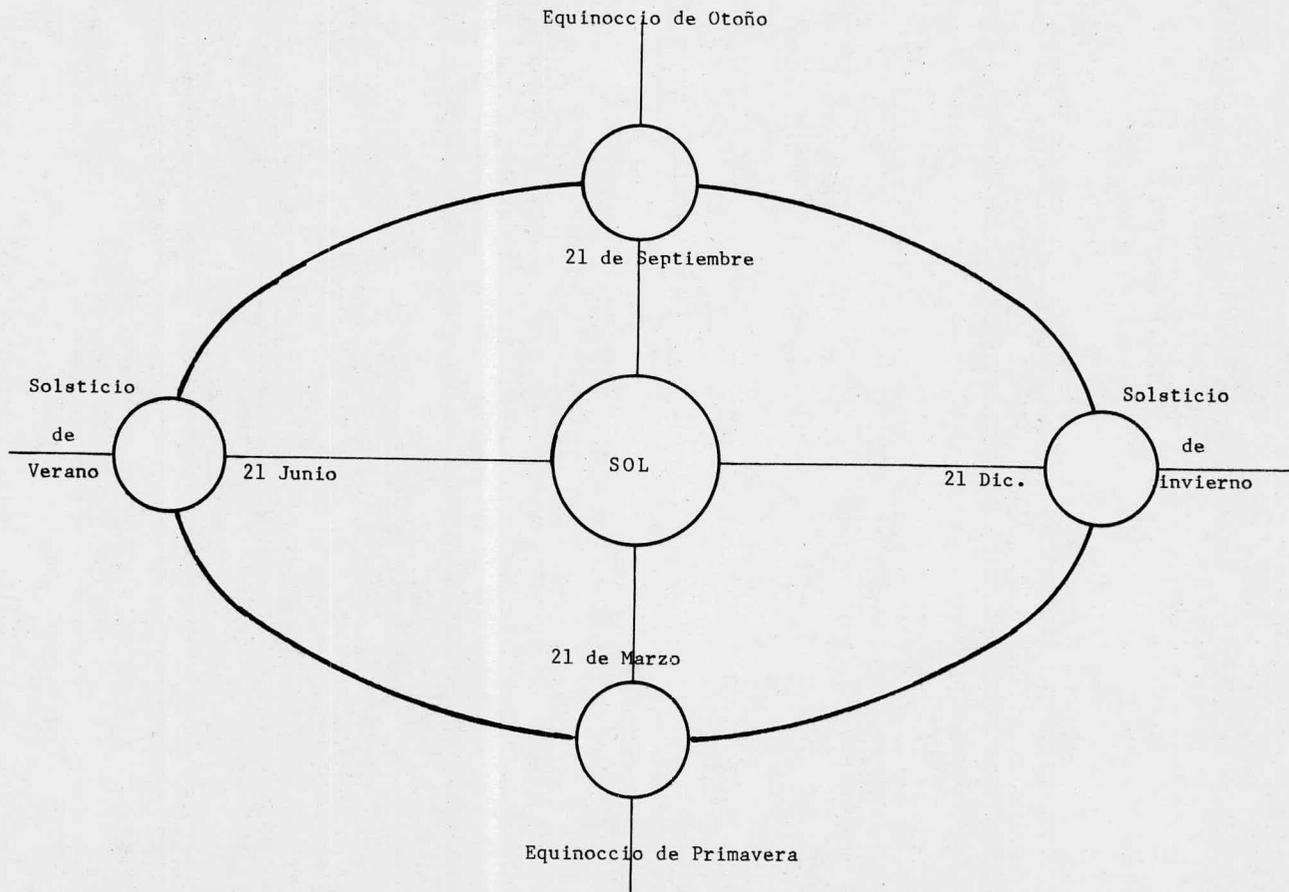
Las mareas altas como las mareas bajas, presentan sus máximo valores cada 14.3 días, constituyendo así las mareas de sicigias.

Esto ocurre cuando se tiene luna llena o nueva. Ver. figura



En el otro extremo, cada 14.3 días, las mareas altas y bajas presentan sus mínimos valores, constituyendo así lo que se denomina mareas muertas.

A la vez y durante dos ocasiones al año, se presentan mareas máximas maximorum de sicigias, lo cual ocurre de acuerdo con la posición de la tierra en su órbita (equinoccios de primavera y otoño, y solsticio de invierno y verano).



- MAREA DE VIENTO.

El viento al soplar sobre la superficie del agua, además de generar oleaje; induce una corriente superficial en la dirección general de su movimiento y ocasiona una sobreelevación del cuerpo del agua del lado de sotavento con el consecuente abatimiento del lado de barlovento. Este fenómeno se conoce como marea de viento.

Existen varios métodos para calcular la sobreelevación, todos -- ellos suponen condiciones de fondo liso; sin embargo un fondo rugoso o lleno de plantas influye mucho sobre el fenómeno.

El efecto de la rugosidad sobre la amplitud de la marea de viento está en función de la profundidad del cuerpo del agua. A mayor - tirante, los efectos son menores, llegando a ser 10% a 20% mayor para escasa profundidad cuando el fondo es rugoso que cuando es - liso.

En aguas profundas el efecto de arrastre superficial debido al - viento, es equilibrado por un sistema de contracorrientes que se presenta en las capas inferiores. Para aguas muy someras, la rugosidad frena las contracorrientes y ocasiona una sobreelevación cuya magnitud es tal que permita dar la carga adicional requerida para equilibrar nuevamente el sistema de corrientes y contracorrientes. Es evidente que a mayor fricción la sobreelevación será mayor.

- MAREA DE TORMENTA.

El avance de un huracán hacia la costa, trae consigo un aumento anormal en el nivel de mareas, siendo en ocasiones, para huracanes muy severos, superior a 5 m. sobre la marea normal.

Es conveniente separar dos términos, sobreelevación de tormenta y marea de tormenta. El primero corresponde a la diferencia entre la marea astronómica normal y la real observada durante el meteoro.

El segundo, corresponde simplemente a la marea observada durante el huracán.

La marea de tormenta se inicia con una elevación gradual de nivel de la marea, algunas ocasiones más de 24 horas antes de que la tormenta alcance su distancia mínima al lugar.

El punto de elevación máxima de la marea de tormenta se presenta generalmente una o dos horas después de que la tormenta alcanzó la mínima distancia al sitio en cuestión.

- TSUNAMIS.

El término tsunami, se usa generalmente para definir a las olas gravitacionales asociadas con disturbios sísmicos de origen submarino.

Los tsunamis pueden ser generados por diversos mecanismos. Es conocido que la explosión de un volcán bajo el agua puede causarlos o una explosión causada por el surgimiento de una isla. La mayoría de los tsunamis se asocian con disturbios sísmicos submarinos. Pero muchos de estos disturbios sísmicos submarinos, aunque de gran magnitud no han causado tsunamis, lo cual se debe probablemente a las siguientes razones:

No todos los terremotos producen tsunami; además, los pequeños tsunami no se notan. Se ha encontrado que los terremotos que han sido acompañados por tsunami, son siempre seguidos por un - -

"after-shock" (impacto posterior), en que los terremotos tienen una magnitud en exceso del orden de 6 y que además presentan una pequeña profundidad focal.

Los tsunamis asociados con grandes terremotos a profundidades focales mayores de 80 km., pueden difícilmente ser observados, y por otro lado resultan de una pequeña magnitud para terremotos entre 50 y 80 kms.

2.- METEOROLOGIA.

Como es sabido esta ciencia estudia los fenómenos atmosféricos. En el trabajo que se presenta sólo nos ocuparemos de la Meteorología marítima, es decir, la que se ocupa, sobre todo, de las -- áreas oceánicas.

2.1. VIENTO.

Es la manifestación del movimiento de masas de aire provocado por cambios de temperatura y presión en la atmósfera, que dan lugar a un gradiente cuya consecuencia directa es el viento. En su formación intervienen también agentes externos como la fuerza de Coriolis -debida a la rotación de la Tierra-, la fuerza ciclostrofica -consecuencia de la fuerza centrífuga- y los efectos de fricción por el contacto con la superficie de la Tierra.

Su importancia desde el punto de vista que nos ocupa radica tanto en ser el elemento generador del oleaje, cuya influencia sobre el régimen de costas es definitiva, como por las fuerzas horizontales y verticales que produce sobre estructuras en general, así como - su intervención en la formación de dunas.

De acuerdo con las fuerzas actuantes sobre el viento propiamente dicho, se pueden distinguir 2 tipos diferentes.

- a) Viento geostrófico.
- b) Viento bórico.

El primero es el que se genera en un flujo recto sin fricción en que el gradiente de presión es igual a la fuerza de Coriolis, no actuando la fuerza ciclostrófica debido a que en este caso las isóbaras son rectas y por lo tanto la dirección del viento se mantiene paralela a éstas.

El viento bórico es aquel en el cual la curvatura de las isóbaras induce las fuerzas ciclostróficas de gradiente y la debida al efecto de Coriolis, en este caso la dirección del flujo es tangente a las isóbaras y la fuerza de fricción actúa, variando la dirección del viento. Debido a este último efecto, el viento que origina oleaje es un viento de menor velocidad al que se denomina viento real o formativo, en cuya obtención hay que considerar factores de corrección como son la curvatura de las isóbaras y la diferencia de temperatura entre el mar y el aire.

El resultado de la acción directa del viento sobre los materiales de la costa es la formación de dunas, pero la manifestación esencial de la acción de la energía del viento sobre una playa es la generación del oleaje.

3.- CORRIENTES.

Existen muchos y variados tipos de corrientes y se han clasificado tomando como base las causas que las generan. Se hará solamente una breve relación de sus características, sin mencionar los.

efectos que pudiesen tener, ya que su influencia o bien es puramente local o por el contrario, es factor determinante en la climatología y fauna marítima, materias prácticamente ajenas a nuestro propósito.

La figura No. 8 muestra las corrientes oceánicas del Pacífico - Norte; las líneas llenas indican corrientes calientes; las punteadas, corrientes frías y las flechas, su dirección.

Dentro del Océano Pacífico es posible encontrar dos grandes circuitos, el occidental y el oriental, siendo mayor el primero; sin embargo, es interesante señalar que el segundo coincide aproximadamente con el área anticiclónica del Pacífico.

Aparte de las corrientes oceánicas se tienen:

- Corrientes de marea: se originan en los sitios donde existen discontinuidades de la costa, tales como esteros, marismas, bahías; que comunican al mar con pasos estrechos, originando corrientes que pueden tener gran importancia para las obras portuarias.

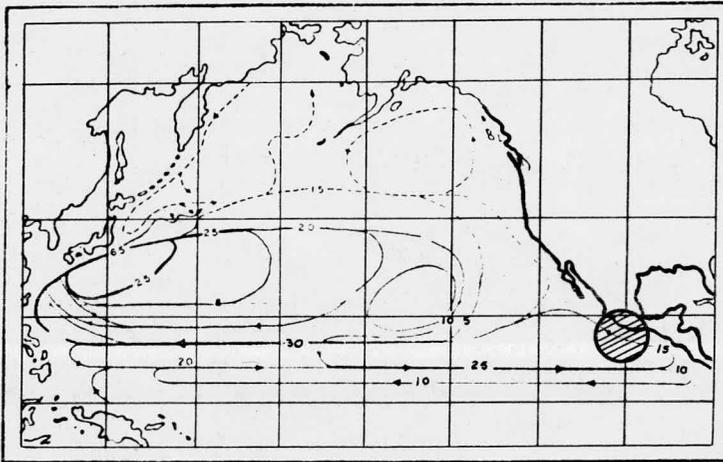
- Corrientes de viento: cuando un viento constante actúa sobre una área de agua se forman corrientes bien definidas, llamadas corrientes de viento, que arrastran las capas superficiales del agua.

- Corrientes de salinidad: las aguas oceánicas tienen variaciones de salinidad y consecuentemente, unas son más densas que otras, produciéndose intercambios entre las aguas más densas y las más ligeras.

- Corrientes de presión: cuando existen diferencias de presión

barométrica, el agua puede, en condiciones favorables, actuar - en forma de corriente definida, de la región de alta presión a - la de baja.

- Corrientes de olas: algunos autores afirman que en las olas -- normales, a lo largo de una misma cresta se tienen diferentes al - turas, fenómeno notable en las zonas bajas donde al originarse - una pendiente hidráulica, se presentan corrientes transversales - a lo largo de las crestas de las olas.



Corrientes permanentes en el Océano Pacífico

FIG 8

CAPITULO IV

CRITERIOS DE DISEÑO PARA ESCOLLERAS

Para que el diseño de una escollera 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 cuatro etapas que son:

- 1a.) Definición, recopilación y análisis de los datos necesarios.
- 2a.) Fijación de entre ellos, los datos para el diseño.
- 3a.) El diseño propiamente dicho en base a los datos de cálculo anteriormente establecidos.
- 4a.) Otras etapas de la escollera que afectan el diseño.

1.- DEFINICION, RECOPIACION Y ANALISIS DE LOS DATOS AMBIENTALES NECESARIOS.

El primer problema con el que nos encontramos es precisamente el definir cuáles son estos 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

Existen dos grupos de datos ambientales, estos se denominan: datos fijos y datos variantes:

- DATOS FIJOS: Son aquellos cuya variación a lo largo del tiempo es muy pequeña (geología, teotécnia e incluso batimetría y topografía dependiendo del tipo de fondos).

- DATOS VARIANTES: Son los que continuamente están variando a lo largo del tiempo (cleaje, mareas, corrientes, etc.)

Una vez definidos los datos ambientales se procederá a su recopilación.

La recopilación de los datos fijos es relativamente sencilla. Su calidad depende de la intensidad de recogida y de la calidad de los medios empleados.

Por el contrario no sucede igual con la recopilación de los datos variantes. Existen dos formas posibles a la hora de recopilarlos, y 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 requieren distribuciones medias en períodos de tiempo relativamente cortos, en el segundo caso se necesitan distribuciones extremales (hiperanales) con períodos de tiempo - generalmente mucho mayores.

Fijados los datos básicos necesarios para el diseño de cada uno de los elementos de la escollera (mareas astronómicas, meteoroló-

gicas, corrientes, oleajes, etc.) y las variables a considerar para cada uno (niveles, velocidades y direcciones, alturas de ola, períodos de oleaje, grupos de olas, etc.) 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, dependiendo sólo de la exactitud y precisión de los equipos de medición.

Sin embargo, teniendo en cuenta que estamos hablando de períodos de tiempo realmente grandes, resulta casi imposible el utilizar este método.

Es por esto que es 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 estos casos se correlacionan los datos del lugar medido con el lugar donde se pretende construir la obra.

Lógicamente ambos puntos deben estar relativamente próximos, climáticamente hablando.

b) La fiabilidad de los sistemas de obtención de dichos datos registrados es muy diversa. En unos datos son datos instrumentales registrados uniformemente en el tiempo, pero en otros casos éstos pueden ser de otro tipo, como por ejemplo, registro aleatorio

en el tiempo. Este tipo de registro se obtiene de datos visuales de buques navegando en la zona. El buque tiende a eludir condiciones extremas del mar y a su vez los criterios de medición están condicionados al observador que los toma, y los cuales varían de un buque a otro.

c) Además de los anteriores está el problema relativo al período de registro disponible, el cual es corto cuando se habla de datos hiperanuales.

2.- ESTABLECIMIENTO O FIJACION DE LOS DATOS PARA EL DISEÑO.

Este punto no resulta un problema para los datos fijos si la recopilación de información ha sido correcta, sin embargo, si resulta problemático en el caso de los datos variantes.

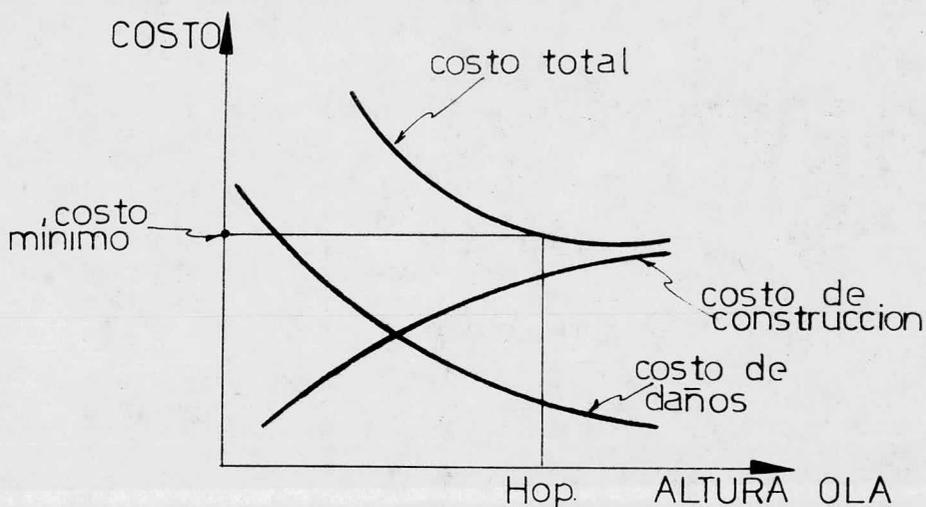
Es recomendable que el diseño de obra de protección contra el oleaje se haga con el régimen de oleaje extraordinario.

Ahora, debe señalarse que este régimen no indica cuál deberá ser la altura de ola de diseño sino simplemente la probabilidad de que se excedan en un año las tormentas consideradas. Así entonces, el criterio de selección lleva a disyuntivas sobre la tormenta de diseño a lo que es lo mismo, el período de retorno de esa tormenta.

Antes de entrar a lo que es la selección de la ola de diseño, se presentarán dos criterios para la deducción de los datos variantes de diseño.

2.1. CRITERIO DE OPTIMIZACION ECONOMICA.

Las averías que tiene una escollera pueden referirse a un cierto valor de la altura de ola H_i a partir de la cual se presentan -- daños en ella, llegando a ser máximos cuando el valor se excede en un 56%. En la fig. siguiente se presenta una gráfica típica - de variación del porcentaje de daños con relación a valores que exceden el de la altura de iniciación de los mismos.



Ahora bien, lo anterior puede fácilmente asociarse a una relación costo total de la obra contra altura de la ola, en la que el costo total comprende el de construcción y el de reparación, es evidente que el diseño óptimo correspondería al mínimo de la curva - costo total - altura de ola.

En forma simplificada se ha hablado de los elementos para efec--

tuar este análisis, sin embargo conviene ampliar un poco sobre la forma de evaluar cada uno de los factores involucrados.

El primer elemento es el régimen de oleaje extraordinario. Sobre este particular, la probabilidad de excedencia se calcula con la expresión

$$\text{Pr} (H_s > H_{so}) = 1 - \text{Pr} (H_s \leq H_{so})$$

Indicando que el problema principal de este cálculo radica en el establecimiento del tipo de distribución que deba emplearse lo cual a su vez está condicionado a la calidad de la información que se emplee.

A partir de la definición sobre la distribución del oleaje que exceda ciertos períodos de retorno, será posible establecer las características de las secciones transversales correspondientes a cada una de las alturas de ola seleccionadas, definiéndose así el segundo elemento de análisis que es el dimensionamiento de tales secciones transversales, lo cual conduce, en consecuencia, a precisar el costo de construcción de la obra en su conjunto, convenientemente dividida por tramos a fin de dimensionarla racionalmente según la profundidad y altura de ola consecuente.

El siguiente elemento de cálculo es la valuación del costo de los daños. Comprende, por una parte el valor de los daños sobre la estructura propiamente dicha, y por otra las pérdidas en los bienes protegidos por la obra. La valuación de los daños sobre la estructura se hace definiendo, el volumen total de la coraza como capa principal y a la porción del mismo que está expuesta a los mayores efectos del oleaje y, consecuentemente a los mayores daños, como capa activa, la cual, según algunos críticos, tiene una

longitud expresada por:

$$L = 6 \left(\frac{W}{I} \right)^{1/3}$$

lo que equivale a seis veces el lado de un elemento de la coraza asimilada a un cubo equivalente. Se considera daño total, cuando se han desplazado todos los elementos de la primera capa de la coraza en la longitud de la capa activa. En este cálculo hay que tomar en cuenta el porcentaje relativo de daños que representa cada sección analizada respecto del total. Por lo que toca al valor de los bienes protegidos se consideran dos tipos de pérdidas:

- Las directas en bienes protegidos por la obra como son muelles, equipo portuario y barcos resguardados.
- Las indirectas que corresponden a las consecuencias posteriores a la falla y que se pueden resumir en las que se derivan de la paralización del puerto hasta que se restablezcan las condiciones mínimas de operación, incluyendo las que se produzcan por la desviación del tráfico del puerto hacia otros vecinos, y las que se ocasionen por la posible paralización de industrias supeditadas a la operación del puerto.

El último factor a considerar, pero de capital importancia, es la vida útil asignada a la obra. Sobre el particular no hay método ni criterio de cálculo y es sólo el buen juicio del proyectista el que prevalece. No es necesario entrar en mayores análisis, basta simplemente reflexionar que el tiempo que se le asigne incidirá directamente sobre el cálculo del régimen de oleajes extraordinarios. Conviene sin embargo, aclarar que es posible y lógico asignar diferente vida útil a cada una de las partes de los elementos de protección de acuerdo a su función y grado de exposición.

2.2. CRITERIO DE RIESGO.

En este sistema básicamente se olvidan los aspectos económicos prevaleciendo únicamente los aspectos de riesgo.

Con este criterio se establecen valores de riesgo de daños y/o de rotura durante la vida de permanencia de la obra.

Una vez establecidos estos valores y conocidas las funciones de distribución de los diversos datos o condiciones es posible definir los datos de diseño para permanencia.

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

a) 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.

b) El otro problema y quizá 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 este 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, aparte de - - otros tipos de condicionantes como pueden ser la disponibilidad de capital para abordar la inversión inicial, la urgencia de 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 llamado "criterio de normativa", ya extendido a gran parte de las ramas de la ingeniería - marítima tales como el diseño de buques o el de estructuras offshore.

Antes de presentar el "criterio de normativa" es importante mostrar dos tablas que se utilizan en el criterio de riesgo que son resultado de la fórmula:

$$E_1 = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^L$$

En la primera se muestran los períodos de retorno T_1 . En función de la vida permisible L y la probabilidad de encuentro o riesgo E_1 .

En ambas tablas L y T_1 están referidos a las mismas unidades de tiempo.

CUADRO 1

Periodo de retorno, T_p , en función de la vida previsible, L , y la probabilidad de encuentro o riesgo, E_1 , $\left(E_1 = 1 - \left(1 - \frac{1}{T} \right)^L \right)$

E_1	0.02	0.05	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40	0.50	0.70
1									
2	50	20	10	7	5	3	3	2	1
3	99	39	19	13	9	6	4	3	2
4	149	59	29	19	14	9	6	5	3
5	198	78	38	25	18	12	8	6	4
6	248	98	48	31	23	15	10	8	5
7	297	117	57	37	27	17	12	9	6
8	347	137	67	44	32	20	14	11	6
9	396	156	76	50	36	23	16	12	7
10	446	176	86	56	41	26	18	13	8
12	495	195	95	62	45	29	20	15	9
14	594	234	114	74	54	34	24	18	10
16	693	273	133	87	63	40	28	21	12
18	792	312	152	99	72	45	32	24	14
20	892	351	171	111	81	51	36	26	15
25	990	390	190	124	90	57	40	29	17
30	1238	488	238	154	113	71	49	37	21
35	1485	585	285	185	135	85	54	44	25
40	1733	683	333	216	157	99	69	51	30
45	1981	780	380	247	180	113	79	58	34
45	2228	878	428	277	202	127	89	65	38
50	2475	975	475	308	225	141	99	73	42

L y T_p están referidos a las mismas unidades de tiempo.

2.3. CRITERIO DE NORMATIVA.

Este 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 o bien sea definién-

CUADRO 2

Probabilidad de encuentro o riesgo, E_1 , en función de la vida previsible, L , y del periodo de retorno, \bar{T}_1 , $\left(E_1 = 1 - \left(1 - \frac{1}{\bar{T}_1} \right)^L \right)$

\bar{T}_1	5	10	15	20	25	30	40	50	60
L									
1	0.200	0.100	0.067	0.050	0.040	0.033	0.025	0.020	0.017
2	0.360	0.190	0.129	0.098	0.078	0.066	0.049	0.040	0.033
3	0.488	0.271	0.187	0.143	0.115	0.097	0.073	0.059	0.049
4	0.590	0.344	0.241	0.185	0.151	0.127	0.096	0.078	0.065
5	0.672	0.410	0.292	0.226	0.185	0.156	0.119	0.096	0.081
6	0.738	0.469	0.339	0.265	0.217	0.184	0.141	0.114	0.096
7	0.790	0.522	0.383	0.302	0.249	0.211	0.162	0.132	0.111
8	0.832	0.570	0.424	0.337	0.279	0.238	0.183	0.149	0.126
9	0.866	0.613	0.463	0.370	0.307	0.263	0.204	0.166	0.140
10	0.893	0.651	0.498	0.401	0.335	0.288	0.224	0.183	0.155
12	0.931	0.718	0.563	0.460	0.387	0.334	0.262	0.215	0.183
14	0.956	0.771	0.619	0.512	0.435	0.378	0.298	0.246	0.210
16	0.972	0.815	0.668	0.560	0.480	0.419	0.333	0.276	0.236
18	0.982	0.850	0.711	0.603	0.520	0.457	0.366	0.305	0.261
20	0.988	0.878	0.748	0.642	0.558	0.492	0.397	0.332	0.285
25	0.996	0.928	0.822	0.723	0.640	0.572	0.469	0.397	0.343
30	0.999	0.958	0.874	0.785	0.706	0.638	0.532	0.455	0.396
35	0.999+	0.975	0.911	0.834	0.760	0.695	0.588	0.507	0.445
40	0.999+	0.985	0.937	0.871	0.805	0.742	0.637	0.554	0.489
45	0.999+	0.991	0.955	0.901	0.841	0.782	0.680	0.597	0.531
50	0.999+	0.995	0.968	0.923	0.870	0.816	0.718	0.636	0.568
	80	100	120	160	200	250	300	400	500
1	0.012	0.010	0.008	0.006	0.005	0.004	0.003	0.002	0.002
2	0.025	0.020	0.017	0.012	0.010	0.008	0.007	0.005	0.004
3	0.037	0.030	0.025	0.019	0.015	0.012	0.010	0.007	0.006
4	0.049	0.039	0.033	0.025	0.020	0.016	0.013	0.010	0.008
5	0.061	0.049	0.041	0.031	0.025	0.020	0.017	0.012	0.010
6	0.073	0.059	0.049	0.037	0.030	0.024	0.020	0.015	0.012
7	0.084	0.068	0.057	0.043	0.034	0.028	0.023	0.017	0.014
8	0.096	0.077	0.065	0.049	0.039	0.032	0.026	0.020	0.016
9	0.107	0.086	0.073	0.055	0.044	0.035	0.030	0.022	0.018
10	0.118	0.096	0.080	0.061	0.049	0.039	0.033	0.025	0.020
12	0.140	0.114	0.096	0.072	0.058	0.047	0.039	0.030	0.024
14	0.161	0.131	0.111	0.084	0.068	0.055	0.046	0.034	0.028
16	0.182	0.149	0.125	0.095	0.077	0.062	0.052	0.039	0.032
18	0.203	0.165	0.140	0.107	0.086	0.070	0.058	0.044	0.035
20	0.222	0.182	0.154	0.118	0.095	0.077	0.065	0.049	0.039
25	0.270	0.222	0.189	0.145	0.118	0.095	0.080	0.061	0.049
30	0.314	0.260	0.222	0.171	0.140	0.113	0.095	0.072	0.058
35	0.356	0.297	0.254	0.197	0.161	0.131	0.110	0.084	0.068
40	0.395	0.331	0.284	0.222	0.182	0.148	0.125	0.095	0.077
45	0.432	0.364	0.314	0.246	0.202	0.165	0.140	0.107	0.086
50	0.467	0.395	0.342	0.269	0.222	0.182	0.154	0.118	0.095

dolas 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 mismas 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 CATASTROFICAS 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.

Antes de pasar a la tercera etapa que es la de diseño propio, se hace necesario mostrar una secuencia de la selección de la ola de diseño, utilizada con frecuencia en el diseño de rompeolas.

SELECCION DE LA OLA DE DISEÑO.

La selección de la ola de diseño, depende de que la estructura vaya a estar sujeta al ataque de olas antes de romper, en rompiendo y después de haber roto (o las rotas). Después de conocer y seleccionar las características del oleaje en el sitio, el si-

guiente paso es determinar si la altura del oleaje en el lugar, está controlada por la profundidad del agua.

Si la profundidad de agua no controla la altura del oleaje, entonces existirá una condición de oleaje no rompiente. En este caso, debe basarse la selección de la ola de diseño en un parámetro estadístico, seleccionado con el tipo de estructura, rígida, semirígida o flexible. En una forma práctica, la ola de diseño se -- selecciona de la siguiente forma: para estructuras rígidas, como muros en cantilíver de tablaestacas de acero, donde una ola alta dentro del tren de olas puede causar la falla de la estructura, -- la ola de diseño deberá basarse generalmente en H_i , que es la altura promedio de 1% de las olas más altas; para estructuras semirígidas, la ola de diseño debe seleccionarse dentro de un rango de H_{10} y H_1 ; las estructuras a base de celdas de tablestaca de -- acero son semirígidas y pueden absorber considerables cantidades de esfuerzo, y por lo tanto se puede emplear una ola de diseño -- H_{10} ; para estructuras flexibles, como son las de enrocamiento la ola deberá ser la ola significativa, H_s , excepto en casos extraordinarios. Los efectos de las olas mayores que H_s , sobre estructuras flexibles de este tipo se desconocen. Aun cuando una piedra o un elemento prefabricado de coraza, sea movido por una ola de mayor altura, la acción sucesiva de olas menores lo reacomodarán.

Los daños en una estructura de enrocamiento son progresivos, y -- normalmente se requiere de un período amplio de acción del oleaje destructivo para que la estructura cese de proporcionar una -- protección adecuada. Por lo tanto es necesario en cuanto a la -- economía se refiere, considerar la frecuencia de oleaje que cause daños, al seleccionar la ola de diseño, por ejemplo, en las -- costas del Atlántico y del golfo, los huracanes no proporcionan la base de las condiciones de diseño, debido a que su frecuencia

de incidencia en un lugar específico es de una vez por cada 20 a 100 años. En este caso muy probable sería antieconómico construir una estructura estable para todas las condiciones, por lo cual H_s sería una solución más práctica. En la costa del Pacífico Norte de los Estados Unidos, el patrón del tiempo es más uniforme, y las tormentas de intensidad severa ocurren varias veces cada -- año. El uso de H_s como altura de ola de diseño en estas costas, -- puede dar como resultado grandes daños anuales originados por -- olas mayores de H_s y por lo tanto el mantenimiento será más frecuente. En tal caso una ola mayor, del orden de H_{10} se basa en -- los siguientes factores:

- a) Efectos que producen daños en la estructura sobre áreas protegidas.
- b) Frecuencia de mantenimiento.
- c) Disponibilidad de material para corazas.
- d) Comparación entre costo de mantenimiento y la amortización de un costo inicial mayor.

La selección de la altura de la ola de diseño, también debe tomar en consideración si la estructura va a estar sujeta al ataque de una ola rompiente. En el pasado se consideró que una estructura -- localizada a una profundidad de agua d , (respecto al nivel de diseño), donde $d = 1.3 H$, y $H =$ altura de ola de diseño, se vería sujeta a olas rompientes. Un estudio posterior del proceso de rompimiento de una ola, indica que este criterio no es necesariamente válido. El punto de rompiente de una ola se define generalmente como la posición donde aparece posteriormente, sobre la cresta de la ola, donde la parte frontal de la ola empieza a ser vertical,

o donde la cresta de la ola se empieza a enrizar sobre su cara frontal. Luego entonces se ve claro que el punto de rompiente es un punto intermedio en el proceso de rompimiento, entre el estado o etapa de inestabilidad y la zona de rompimiento completo. Por lo tanto la profundidad que inicia el proceso de rompimiento, dando como resultado que la ola rompa directamente contra la estructura, realmente se encuentra a una distancia mar adentro de la estructura.

Hedar, ha sugerido que el proceso real del rompimiento de una ola se extiende a través de una distancia igual a la mitad de longitud de ola en aguas reducidas; esta longitud de ola es función de la profundidad de agua en esa distancia mar adentro. Sobre pendientes relativamente planas, la altura resultante de una ola rompiendo contra la estructura variará solamente una pequeña cantidad en relación con la profundidad de agua que se tiene en la base de la misma, mientras que en una pendiente digamos 1:15, -- podría incrementarse la altura de ola rompiente desde un 20% hasta un 80% dependiendo de la longitud de la ola o su período. Los estudios de Galvin, indican la existencia de una relación entre la distancia de viaje o recorrido de una rompiente después de haberse reventado y la altura de la ola en la rompiente Hb. Los resultados preliminares indican que una rompiente violenta efectúa su proceso de rompimiento sobre una zona que se extiende hacia la costa en una longitud aproximada de 6 a 7 veces la altura de la ola desde el punto inicial de rompiente. Tomando en consideración los estudios de Hedar y Galvin, se sugiere que hasta que se realicen estudios posteriores, la determinación de la ola de diseño para condiciones de ola en rompiente se base sobre una profundidad de agua de 7 alturas de rompiente, Hb.

Cuando se diseña para condiciones de ola en rompiente, es costum-

bre despreciar las olas más grandes que rompen antes de alcanzar la estructura, basándose en la suposición de que la fuerza máxima destructiva se deberá a la acción de la ola que rompe completamente sobre dicha estructura. De ahí que, cuando la profundidad de diseño frente a la estructura (a una distancia igual a 7 alturas de rompiente) es igual o menor que $1.3 H$, la profundidad predomina en la selección de la ola de diseño. Cuando la profundidad de tal diseño es tal que, queda entre $1.3 H_s$ y $1.3 H_l$, algunas olas romperán en la estructura, pero con una frecuencia decreciente conforme a la profundidad, d , se aproxima a $1.3 H_l$.

Cuando la profundidad de diseño, $d \geq 1.3 H_{10}$, es preferible emplear una ola rompiente con $H_b = 0.78 d$ como ola de diseño.

A continuación se presentan los procedimientos generales que se siguen, empleando los diagramas de refracción para determinar el desarrollo de la altura y dirección de la ola de diseño.

Dirección	Altura de la ola significante en aguas profundas	Período de ola	Coefficiente de refracción y de fondo re- ducido *	Altura de ola refrac- tada aprox. 1/2 pie
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
	(pies)	(segundos)	Kr x Ks	(pies)
NW	15	8	0.10	1.5
		10	0.07	1.0
		12	0.04	0.5
WNW	12	8	0.15	2.0
		10	0.12	1.5
		12	0.09	1.0
W	10	10	0.30	3.0
		12	0.31	3.0
		14	0.20	2.0
		16	0.25	2.5
WSW	10	10	0.60	6.0 **
		12	0.50	5.0
		14	0.35	3.5
		16	0.35	3.5
SW	8	12	0.72	6.0 **
		14	0.59	4.5
		16	0.40	3.0

* Coeficiente de refracción $Kr = (bo/b)^{1/2}$

Coeficiente de fondo reducido $Ks = H/Ho$

** Altura de ola de diseño significativa seleccionada.

Las columnas 1, 2 y 3 son datos estadísticos de oleaje determinados de cartas sinópticas del tiempo.

La columna 4 se determina por relación de distancias entre dos ortogonales adyacentes en aguas profundas (bo) y aguas reducidas

(b) y, el coeficiente de fondo reducido.

La columna 5 es el producto de las columnas 2 y 4.

Esa altura de olas en aguas profundas afectada por los coeficientes de refracción y de fondo reducido, la cual proporciona la -- máxima altura de ola significativa en la estructura, determina el período y dirección de incidencia de la ola de diseño. En la tabla anterior se muestra un ejemplo típico de este análisis.

3.- DISEÑO.

Una vez establecidos los datos de diseño podrá iniciarse la tercera 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 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.

Estos métodos de diseño tienen sus desventajas, las cuales se mencionan en los siguientes párrafos:

a) METODOS EMPIRICOS:

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 el 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 completamente 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.

b) MODELOS MATEMATICOS:

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

c) MODELOS FISICOS:

En principio es el método que puede resultar más exacto en cuanto que se acerca más al caso concreto que queremos estudiar. Sin

embargo, también tiene sus problemas importantes y 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.

- En general no existe una metodología única y a veces adecuada para medir los resultados del ensayo.

4.- OTRAS ETAPAS DE LA ESCOLLERA QUE AFECTAN AL DISEÑO.

Los factores que afectan al diseño no sólo acaban en la etapa anteriormente descrita sino que se ven importantemente influenciados por las etapas posteriores de la escollera propia:

Concretamente estas son:

- Construcción y supervisión de la obra.

- Inspección y conservación durante la vida de la misma.

En seguida se indica de un modo breve la influencia directa que estas tienen en el propio diseño.

A) Construcción y Supervisión.

- 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 la definición de cotas, anchuras, protecciones, etc. necesarias de acuerdo con el proceso y medios constructivos previstos.
- 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 obra.

b) Inspección y conservación futura.

- Influencia en el método de riesgo, ya que lógicamente el nivel de riesgo aceptable es distinto si se preve 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.

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 fabricales y sus características previsibles.

DISCUSION DE DIVERSAS FORMULAS PARA
DISEÑO DE ROMPEOLAS

El diseño de rompeolas o escolleras consiste generalmente en la determinación de los siguientes puntos:

- Elevación de la corona de la obra.
- Elevación de las capas subyacentes.
- Ancho de las coronas.
- Espesores de las capas
- Peso de los elementos constitutivos de la coraza.
- Peso de los elementos interiores.

El dimensionamiento de la estructura se obtiene con la determinación de los 4 primeros puntos, mientras que la estabilidad de la misma con los 2 últimos.

Existen en la actualidad alrededor de 20 fórmulas para la determinación de los pesos de los elementos que componen la coraza, y a partir de estos, los pesos del interior. En todas estas fórmulas intervienen la altura de ola significativa, el ángulo que el talud forma con la horizontal y el peso específico del material; en algunas fórmulas también interviene el período de la ola.

En las figuras Nos. 8 y 9 se muestran 16 de los criterios de diseño.

La primera fórmula utilizada, que permitió el cálculo de los taludes y peso de las unidades componentes de la coraza para este tipo de estructuras fue presentada en 1933 por el ingeniero español Eduardo Castro, y está basada en las siguientes consideraciones teóricas:

PAIS Autores	FORMULAS GENERALES	FIGURA	
		Aplicaciones numéricas	f(α) =
España: Castro	$W = \frac{0.704}{(\cotg \alpha + 1)^2 \cdot \sqrt{\cotg \alpha - \frac{2}{\rho s}}} \cdot \frac{H^3 \cdot \rho s}{\left(\frac{\rho s}{\rho w} - 1\right)^3}$	$\rho s = 2.65$	$\frac{0.704}{(\cotg \alpha + 1)^2 \cdot \sqrt{\cotg \alpha - 0.754}}$
Iribarren*	$W = \frac{K}{(\cos \alpha - \sin \alpha)^3} \cdot \frac{H^3 \cdot \rho s}{\left(\frac{\rho s}{\rho w} - 1\right)^3}$	$K = 0.023$ (para d < 0.06 L)	$\frac{0.023}{(\cos \alpha - \sin \alpha)^3}$
Iribarren**	$W = \frac{K}{(\mu \cos \alpha - \sin \alpha)^3} \cdot \frac{H^3 \cdot \rho s}{\left(\frac{\rho s}{\rho w} - 1\right)^3}$	$K = 0.43$ $\mu = 2.38$	$\frac{0.43}{(2.38 \cos \alpha - \sin \alpha)^3}$
Estados Unidos: Mathews (no publicada)	$W = \frac{0.0149}{(\cos \alpha - 0.75 \sin \alpha)^2} \cdot \frac{H^2 \cdot T \cdot \rho s}{\left(\frac{\rho s}{\rho w} - 1\right)^3}$	$T = 2.5 H$	$\frac{0.03725}{(\cos \alpha - 0.75 \sin \alpha)^2}$
Epstein and Tyrrel	$W = \frac{K}{(\mu - \text{tg } \alpha)^3} \cdot \frac{H^3 \cdot \rho s}{\left(\frac{\rho s}{\rho w} - 1\right)^3}$	-	-
Hickson and Rodolf	$W = \frac{0.0162}{\text{tg}^3 45^\circ - \frac{\alpha}{2}} \cdot \frac{H^2 \cdot T \cdot \rho s}{\left(\frac{\rho s}{\rho w} - 1\right)^3}$	$T = 2.5 H$	$\frac{0.0405}{\text{tg}^3 \left(45^\circ - \frac{\alpha}{2}\right)}$
Hudson	$W = \frac{1}{K_n \cdot \cotg \alpha} \cdot \frac{H^3 \cdot \rho s}{\left(\frac{\rho s}{\rho w} - 1\right)^3}$	$K_n = 3.2$ (para 0-1% daño) $K_n = 15.9$ (para 30-60% daño)	$\frac{1}{3.2 \cotg \alpha}$ $\frac{1}{15.9 \cotg \alpha}$
Francia: Larras	$W = \frac{K \cdot \left[\frac{2\pi H}{L} \right]^3}{\left(\frac{\sin h \cdot 4\pi Z}{L} \right)^3} \cdot \frac{H^3 \cdot \rho s}{\left(\frac{\rho s}{\rho w} - 1\right)^3}$	$K = 0.0152$ con: $Z = \frac{H}{2}$ γ $\frac{H}{L} < \sim 0.1$	$\frac{0.0152}{(\cos \alpha - \sin \alpha)^3}$
Beaudevin	$W = K \cdot K_s \cdot \frac{1}{\cotg \alpha - 0.8} \cdot 0.15 \cdot \frac{H^3 \cdot \rho s}{\left(\frac{\rho s}{\rho w} - 1\right)^3}$	$K = 0.10$ $K_s = 2.5$	$0.25 \left(\frac{1}{\cotg \alpha - 0.8} - 0.15 \right)$

FIG. 8

PAIS Autores	FORMULAS GENERALES	FIGURA	
		Aplicaciones numéricas	f(α) =
Suecia: Hedar*	$W = \frac{K}{(\cos \alpha - \sin \alpha)^2} \cdot \frac{H^2 \cdot \rho s}{\left(\frac{\rho s}{\rho w} - 1\right)^2}$	K = 0.015	$\frac{0.015}{(\cos \alpha - \sin \alpha)^2}$
Hedar**	$W = \frac{K \cdot K_1^2}{(\mu \cos \alpha - \sin \alpha)^2} \cdot \frac{H^2 \cdot \rho s}{\left(\frac{\rho s}{\rho w} - 1\right)^2}$ con: $K_1 = K_1$ (α: núcleo de permeabilidad) y $\alpha > 15^\circ$	K = 0.1113 · 10 ³ μ = 1.11 núcleo permeable: K ₁ (15°) = 7.44 K ₁ (20°) = 7.48 K ₁ (25°) = 6.36 K ₁ (30°) = 5.30 K ₁ (35°) = 4.20 K ₁ (40°) = 3.00* K ₁ (45°) = 1.40* *extrapolación	$\frac{0.1113 \cdot 10^3 \cdot K_1^2}{(1.11 \cos \alpha - \sin \alpha)^2}$
Noruega: Sverr	$W = \frac{K}{\cos^2 \alpha} \cdot \frac{H^2 \cdot \rho s}{\left(\frac{\rho s}{\rho w} - 1\right)^2}$	K = 0.12	$\frac{0.12}{\cos^2 \alpha}$
URSS: SN-92-60	$W = \frac{K}{\sqrt{1 + \cot^2 \alpha}} \cdot \frac{H^2 \cdot L \cdot \rho s}{\left(\frac{\rho s}{\rho w} - 1\right)^2}$	K = 0.025 L = 20 H	$\frac{0.5}{\sqrt{1 + \cot^2 \alpha}}$
Rybtchevsky	$W = \frac{K}{\cos^2 \alpha \cdot \sqrt{\cot^2 \alpha}} \cdot \frac{H^2 \cdot L \cdot \rho s}{\left(\frac{\rho s}{\rho w} - 1\right)^2}$	K = 0.015 L = 20 H	$\frac{0.3}{\cos^2 \alpha \cdot \sqrt{\cot^2 \alpha}}$
Metelicyna	$W = \frac{K \cdot K_s}{\cos^2 (23^\circ + \alpha)} \cdot \frac{H^2 \cdot \rho s}{\left(\frac{\rho s}{\rho w} - 1\right)^2}$	K = 0.025 K _s = 1.5	$\frac{0.0375}{\cos^2 (23 + \alpha)}$
Goldshtein y Kenonenko	$W = 0.3 \cdot K \cdot \text{tg}^{1.43} \alpha \cdot \frac{H^2 \cdot \rho s}{\left(\frac{\rho s}{\rho w} - 1\right)^2}$	K = 1.4 (para: H < 5 m)	$0.42 \text{tg}^{1.43} \alpha$

FIG 9

a) La acción destructiva de la ola es proporcional a su longitud ya que, la altura de la ola de tormenta es proporcional a su longitud, y la energía del oleaje es proporcional a H^3

b) El peso del elemento necesario para resistir la acción del oleaje es directamente proporcional a su densidad en el aire e inversamente proporcional al cubo de su densidad en el agua.

c) La estabilidad de los elementos sujetos a la acción del oleaje es inversamente proporcional a una función del ángulo del talud, es decir:

$$W = 0.704 \frac{H^3 S}{(\cot \alpha + 1)^2 \left(\frac{S}{S_w} - 1\right)^3 \sqrt{\cot \alpha - \frac{2}{S}}}$$

donde:

W = peso de un elemento de coraza en (ton.)

H = altura de la ola en metros

S = densidad relativa de los elementos

α = ángulo del talud medido desde la horizontal.

Esta fórmula da valores pequeños para W y al hacer al ángulo de reposo dependiente de la gravedad específica de las unidades, va en contra de lo conocido en mecánica de suelos. Esta fórmula no es del todo aceptada e incluso se sabe que permanece sin aplicación práctica.

La segunda fórmula se debe también a un ingeniero español - Iribarren Cavanilles - y es de especial interés, tan es así que se encuentra en uso sistemático en Portugal desde 1946. La fórmula fue presentada por primera vez en 1938 en la forma:

$$W = K \frac{Hb^3 S}{(\cos \alpha - \text{sen} \alpha)^3 \left(\frac{S}{S_w} - 1\right)^3}$$

en donde:

Hb = altura de ola rompiente

K = 0.015 para piedra de banco

K = 0.019 para bloques artificiales

De acuerdo con el autor, la siguiente fórmula puede usarse cuando la profundidad d al pie de la estructura no exceda del seis por ciento de la longitud de onda:

$$W = K \frac{H^3 S}{(\cos \alpha - \text{sen} \alpha)^3 \left(\frac{S}{S_w} - 1\right)^3}$$

donde:

H = altura de la ola

K = 0.023 para piedra de banco

K = 0.029 para elementos artificiales

Los valores de K fueron obtenidos por Iribarren de sus observaciones en rompeolas.

Estas fórmulas presentadas por Iribarren son similares a la de E. Castro, de la cual difieren en el coeficiente y en la función que toma en cuenta la influencia del ángulo del talud. La aplicación de estas fórmulas a taludes grandes conduce a valores muy altos del peso de los elementos de la coraza, que en la mayoría de los casos impide la adopción de esos taludes. Este es uno de los aspectos negativos de la fórmula.

Un análisis de los coeficientes indicados por el autor muestra que, si los demás factores son iguales, el peso de las unidades necesario para una estructura es mayor para bloques artificiales que para piedras naturales, lo cual es contrario a los resultados obtenidos en pruebas de laboratorio.

Las fórmulas de Iribarren están basadas en la suposición de que las fuerzas dinámicas que tienden a desplazar a los elementos del talud son proporcionales a la altura de la ola, el área del elemento sobre el cual actúan las fuerzas, y al peso específico del líquido.

$$F_{dy} = (K A \gamma_f H)$$

En 1952 Hudson, modificó la fórmula de Iribarren, empleando las mismas suposiciones y diagramas de fuerzas para obtener un coeficiente adimensional. En 1958, Hudson amplió este trabajo hasta desarrollar una fórmula nueva para determinar los elementos de la coraza. Esta nueva fórmula es el resultado de una intensa investigación por parte de la Estación Experimental de Vías Navegables del cuerpo de ingenieros de ejército de los E. E.U.U. y mostró que la fórmula modificada de Iribarren, tiene ciertas limitaciones las cuales la hacen algo insatisfactoria en cuanto a su uso. La ecuación de Hudson se basa en resultados de años de experimentación en modelos y verificaciones sobre datos de prototipos. La fórmula de estabilidad desarrollada para determinar el peso de los elementos de la coraza de una estructura de enrocamiento fue

$$W = \frac{S_r H^3}{K_d \left(\frac{S_r}{S_w} - 1 \right)^3 \cot \alpha}$$

W = peso del elemento de la coraza en lbs.

Sr = peso volumétrico de la roca

H = altura de la ola de diseño en el sitio de la estructura.

Kd = Coeficiente que varía principalmente debido a la forma de los elementos a su rugosidad, agudeza de aristas e interconexión de los elementos al colocarlos.

α = Angulo que forma el talud de la estructura con respecto a la horizontal, en grados.

El talud de la primera capa (coraza), se determina en base al tamaño de piedras disponibles en la cantera. Sin embargo, no es recomendable un talud de coraza mayor que 1:1.5

- SELECCION DEL COEFICIENTE KD

Los diferentes valores del coeficiente adimensional Kd que aparece en la ecuación, no toman en cuenta, el talud, la altura de ola, el peso volumétrico de los elementos de la coraza y el fluido en el cual se colocan. Las variables que influyen en los valores de Kd son, la forma de los elementos de la coraza, el grado de interconexión y la forma del oleaje en el momento de actuar sobre la estructura. Hasta el momento, esta ecuación no considera el ángulo de incidencia del oleaje, aunque la experiencia ha demostrado que este puede ser un factor importante especialmente cuando las olas rompen sobre la estructura; a la fecha no hay bases para valorarlo.

A pesar que estos datos representan en la actualidad los funda--

mentos más útiles disponibles para seleccionar Kd, deben tomarse en cuenta algunas limitaciones en cuanto a la aplicación de los resultados de las pruebas de laboratorio.

Estas limitaciones son:

- a) Las olas producidas en laboratorio fueron de altura y período relativamente uniformes y por lo tanto no produjeron las diferentes condiciones que se presentan en la naturaleza.
- b) Los efectos de escala aun no están determinados completamente. Sin embargo, algunos experimentos de laboratorio realizados indican que el efecto de escala probablemente no tenga importancia.
- c) La colocación de los elementos de coraza en el prototipo es diferente, en cuanto al grado de trabazón, al logrado en el laboratorio. En la construcción del prototipo es posible colocar - piedras o elementos artificiales, de tal manera que se logre un alto grado de trabazón en la parte de la estructura que queda - sobre el nivel del agua, no siendo así en la parte que queda alojada dentro del agua. Es debido a esto, por lo que se recomienda emplear los datos de laboratorio referentes a colocación "al azar" como base para seleccionar los valores de Kd.

Basándose en los datos disponibles y en las limitaciones anteriores, se presenta la siguiente tabla, en la cual, se muestran los valores recomendables para Kd. Debido a las limitaciones ya mencionadas, los valores que aparecen en la tabla, se considera que no cuentan con un factor de seguridad.

La experiencia del ingeniero de campo puede usarse para ajustar el valor de Kd obtenido de la tabla.

ELEMENTOS DE CORAZA	n	COLOCACION	TRONCO O CUERPO DE LA ESTRUCTURA		MORRO DE LA ESTRUCTURA	
			OLA ROMPIENTE	OLA NO ROMPIENTE	OLA ROMPIENTE	OLA NO ROMPIENTE
PIEDRA DE CANTERA LISA Y REDONDEADA	2	al azar	2.5	2.6	2.0	2.4
PIEDRA DE CANTERA LISA Y REDONDEADA	3	al azar	3.0	3.2	-	2.9
PIEDRA DE CANTERA RUGOSA Y ANGULAR.	1	al azar	2.3	2.9	2.0	2.3
PIEDRA DE CANTERA RUGOSA Y ANGULAR.	2	al azar	3.0	3.5	2.7	2.9
PIEDRA DE CANTERA RUGOSA Y ANGULAR.	3	al azar	4.0	4.3	-	3.8
PIEDRA DE CANTERA RUGOSA Y ANGULAR.	2	especial	5.0	5.5	3.5	4.5
CUBO MODIFICADO.	2	al azar	7.0	7.5	-	5.0
TETRAPODO	2	al azar	7.5	8.5	5.0	6.5
CUADRIPODO	2	al azar	7.5	8.5	5.0	6.5
HEXAPODO	2	al azar	8.5	9.0	5.0	7.0
TRIBARRA	2	al azar	8.5	10.0	5.0	7.5
TRIBARRA	1	uniforme	12.0	15.0	7.5	9.5

VALORES DE KD PARA DETERMINAR EL PESO DE ELEMENTOS DE CORAZA (CRITERIO SIN DAÑOS)

Los valores de Kd para piedra rugosa y angular, han sido determinados considerando una coraza con un espesor de dos piedras. En la práctica se recomienda usar coraza de un espesor de dos piedras, pero en algunos casos si no es posible puede emplearse de una sola. El diseño de una estructura de enrocamiento tal (1 capa) no debe basarse en un valor de Kd para dos capas, sino en un valor extrapolado de Kd para una capa, como se indica en la tabla anterior, los valores indicados son menores que los correspondientes a dos capas y por lo tanto resultan piedras para la -

Coraza más pesadas que aseguren su estabilidad.

Se debe tener mayor cuidado en la colocación de las piedras que forman una coraza de una sola capa, para asegurar que la capa secundaria contará con una buena protección.

La selección del peso de los elementos de una coraza depende también del grado de riesgo de diseño que puede absorber.

Este riesgo involucra primeramente la suposición de que un determinado número de años no se presentarán tormentas de determinada intensidad, y en segundo lugar al costo de las reparaciones de los daños ocasionados en la estructura si llegaran a presentarse tormentas imprevistas. A pesar de lo anteriormente mencionado, se recomienda que sean empleados los valores de KD del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los E.E.U.U. para los diseños de estructuras de enrocamiento.

A continuación se ejemplifica un problema de diseño, aplicando las fórmulas anteriormente expuestas.

EJEMPLO: Se requiere construir un rompeolas de enrocamiento en una zona litoral donde la densidad del agua vale 1025 kg/m^3 . La ola significativa en aguas profundas es de 4.5 y la piedra tiene una densidad de $2,650.0 \text{ kg/m}^3$. $d=10.0\text{m}$.

1) PRIMER CASO: En este primer caso, se hará variar el ángulo de inclinación del rompeolas (α) comprendido de 15° a 40° y haciendo constantes las densidades y altura de la ola.

a) CASTRO:

DATOS:

$$\rho_s = 2.65 \text{ Ton/m}^3$$

$$\rho_w = 1.025 \text{ Ton/m}^3$$

$$H = 4.5 \text{ m}$$

$$\text{PARA } \alpha = 15^\circ$$

$$W = \frac{(0.704) H^3 \rho_s}{(\text{Cot } \alpha + 1)^2 (\rho_s/\rho_w - 1)^3 \sqrt{\text{Cot } \alpha - 2/\rho_s}}$$

$$W = \frac{0.704 (4.5)^3 (2.65)}{(3.732+1)^2 (2.65/1.025 - 1)^3 \sqrt{3.732 - 0.754}}$$

$$\underline{W = 1.104 \text{ TON}}$$

$$\text{PARA } \alpha = 20^\circ$$

$$W = \frac{0.704 (4.5)^3 (2.65)}{(2.747 + 1)^2 (2.65/1.025 - 1)^3 \sqrt{2.747 - 0.754}}$$

$$\underline{W = 2.15 \text{ TON}}$$

$$\text{PARA } \alpha = 30^\circ$$

$$W = \frac{0.704 (4.5)^3 (2.65)}{(1.732 + 1)^2 (2.65/1.025 - 1)^3 \sqrt{1.732 - 0.754}}$$

$$\underline{W = 5.78 \text{ TON}}$$

PARA $\alpha = 35^\circ$

PARA $\alpha = 40^\circ$

W = 8.84 TON

W = 13.42 TON

B) IRIBARREN:

DATOS:

$$Q_s = 2.65 \text{ TON/m}^3$$

$$Q_w = 1.025 \text{ TON/m}^3$$

$$H = 4.5 \text{ m}$$

$$K = 0.023 \text{ (para piedra de banco)}$$

(para $d \leq 0.06 L$)

$$d = 10 + 1.5 = 11.5 \text{ m.}$$

1.5 = amplitud de marea

Suponiendo $L = 100.0 \text{ m.}$

$$0.06 L = 0.06 (100) = 6.0 \text{ m}$$

No cumple con la condición $d \leq 0.6L$

ya que $11.5 \text{ m} > 6.0 \text{ m.}$

$$W = \frac{K H^3 Q_s}{(\cos \alpha - \sin \alpha)^3 (Q_s/Q_w - 1)^3}$$

NOTA:

La fórmula anterior no se puede aplicar, para el caso específico de nuestro ejemplo. Pero para fines de comparación será utilizada.

PARA: $\alpha = 15^\circ$

$$W = \frac{(0.023) (4.5)^3 (2.65)}{(0.966 - 0.259)^3 (2.65/1.025 - 1)^3}$$

$$W = 3.94 \text{ TON}$$

PARA $\alpha = 20^\circ$

$$W = 0.023 (4.5)^3 \quad (2.65)$$

$$(0.9397 - 0.342)^3 \quad (2.65/1.025 - 1)^3$$

$$W = 6.53 \text{ TON}$$

PARA $\alpha = 30^\circ$

$$W = 28.41 \text{ TON}$$

PARA $\alpha = 35^\circ$

$$W = 94.11 \text{ TON}$$

PARA $\alpha = 40^\circ$

$$W = 744.39 \text{ TON}$$

Como puede verse los valores de los pesos se disparan muy alto.

Una forma más general para la ecuación anterior, que incluye un coeficiente de fricción y que además es dimensionalmente homogénea; fué también propuesta por Iribarren.

$$W = \frac{K H^3 \rho_s}{(\mu \cos \alpha - \sin \alpha)^3 \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right)^3}$$

En la cual:

K = coeficiente adimensional (0.43)

α = ángulo que forma el talud con la horizontal.

μ = coeficiente de fricción (2.38)

H = altura de ola

ρ_s = peso específico de los elementos de coraza

ρ_w = peso específico del agua de mar

Aplicando la fórmula de Iribarren a los datos del problema: tenemos:

PARA $\alpha = 15^\circ$

$$W = \frac{(0.43) (4.5)^3 (2.65)}{\left[(2.38) (0.966) - (0.259) \right]^3 (2.65/1.025-1)^3}$$

W = 3.07 TON

PARA $\alpha = 20^\circ$

$$W = \frac{(0.43) (4.5)^3 (2.65)}{\left[(2.38) (0.94) - (0.342) \right]^3 (2.65/1.025-1)^3}$$

W = 3.83 TON

PARA $\alpha = 30^\circ$

W = 6.85 TON

PARA $\alpha = 35^\circ$

W = 10.0 TON

PARA $\alpha = 40^\circ$

W = 15.84 TON

C) HUDSON:

DATOS: $\rho_s = 2.65 \text{ TON/m}^3$

$\rho_w = 1.025 \text{ TON/m}^3$

H = 4.5 m

K = 3.2 (de la fórmula de Hudson para 0-1% daño)

$$W = \frac{l}{Kd \cotg \alpha} \cdot \frac{H^3 \rho_s}{\left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right)^3}$$

PARA $\alpha = 15^\circ$

$$W = \frac{(4.5)^3 (2.65)}{(3.2) (3.73) (2.65/1.025 - 1)^3}$$

$$W = \underline{5.07 \text{ TON}}$$

PARA $\alpha = 20^\circ$

$$W = \frac{(4.5)^3 (2.65)}{(3.2) (2.74) (3.9846)}$$

$$W = \underline{6.91 \text{ TON}}$$

PARA $\alpha = 30^\circ$

$$W = \underline{10.93 \text{ TON}}$$

PARA $\alpha = 35^\circ$

$$W = \underline{13.26 \text{ TON}}$$

PARA $\alpha = 40^\circ$

$$W = \underline{15.89}$$

C1) HOUDSON

Ahora aplicaremos el otro coeficiente KD que propone Hudson para 30-60% de daño KD=15.9

PARA $\alpha = 15^\circ$

$$W = \frac{(4.5)^3 (2.65)}{(15.9) (3.732) (2.65/1.025 - 1)^3}$$

$$W = \underline{1.02 \text{ TON}}$$

PARA $\alpha = 20^\circ$	j	<u>W = 1.38 TON</u>
PARA $\alpha = 30^\circ$	j	<u>W = 2.2 TON</u>
PARA $\alpha = 35^\circ$	j	<u>W = 2.67 TON</u>
PARA $\alpha = 40^\circ$	j	<u>W = 3.2 TON</u>

2) SEGUNDO CASO

En este segundo caso se hara variar la densidad de la roca, manteniendose constante el ángulo de inclinación del rompeolas y la altura de la ola.

a) E. CASTRO

$$H = 4.5 \text{ m}$$

$$\rho_w = 1.025 \text{ TON/m}^3$$

$$\alpha = 30^\circ$$

$$W = \frac{(0.704) H^3 \rho_s}{(\text{Cot } \alpha + 1)^2 (\rho_s / \rho_w - 1)^3 \sqrt{\text{Cot } \alpha - 2/\rho_s}}$$

$$\text{PARA } \rho_s = 2.4 \text{ TON/m}^3$$

$$W = \frac{(0.704) (4.5)^3 2.4}{(\text{COT } 30^\circ + 1)^2 (2.4/1.025 - 1)^3 \sqrt{\text{Cot } 30^\circ - 2/2.4}}$$

$$W = 9.01 \text{ TON}$$

PARA $\rho_s = 2.5$	j	<u>W = 7.46 TON</u>
PARA $\rho_s = 2.6$	j	<u>W = 6.27 TON</u>
PARA $\rho_s = 2.7$	j	<u>W = 5.34 TON</u>

B) IRIBARREN (fórmula general)

$$W = \frac{K}{(\mu \cos \alpha - \sin \alpha)^3} \cdot \frac{H^3 \rho_s}{(\rho_s - 1)^3 \rho_w}$$

PARA $\rho_s = 2.4 \text{ TON/m}^3$

$$W = \frac{(0.43) (4.5)^3 \cdot 2.4}{[(2.38) (\cos 30^\circ) - (\sin 30^\circ)]^3 (2.4/1.025 - 1)^3}$$

W = 10.24 TON

PARA $\rho_s = 2.5$	j	<u>W = 8.65 TON</u>
PARA $\rho_s = 2.6$	j	<u>W = 7.39 TON</u>
PARA $\rho_s = 2.7$	j	<u>W = 6.38 TON</u>

C) HUDSON

Con $KD = 3.2$
(0 - 1% daño)

$$W = \frac{1}{Kd \cotg \alpha} \cdot \frac{H^3 \rho_s}{(\rho_s - 1)^3 \rho_w}$$

PARA $\rho_s = 2.4 \text{ TON/m}^3$

$$W = \frac{1}{(3.2) \cotg. 30^\circ} \cdot \frac{(4.5)^3 \cdot 2.4}{(2.4/1.025 - 1)^3}$$

$$W = 16.34 \text{ TON.}$$

PARA $\rho_s = 2.5$	j	$W = 13.8 \text{ TON}$
PARA $\rho_s = 2.6$	j	$W = 11.78 \text{ TON}$
PARA $\rho_s = 2.7$	j	$W = 10.17 \text{ TON}$

C1) HUDSON con $K_d = 15.9$
 (para 30 - 60% de daño)

PARA $\rho_s = 2.4 \text{ TON/m}^3$

$$W = \frac{(4.5)^3 \cdot 2.4}{15.9 (1.732) (2.4/1.025 - 1)^3}$$

$$W = 3.29 \text{ TON}$$

PARA $\rho_s = 2.5$	i	$W = 2.78 \text{ TON}$
PARA $\rho_s = 2.6$	i	$W = 2.37 \text{ TON}$
PARA $\rho_s = 2.7$	i	$W = 2.05 \text{ TON}$

3) TERCER CASO

Ahora se hara manteniendo constante la densidad de la roca y el ángulo que forma el talud con la horizontal. Haciendo variar la altura de la ola (H) de 3 a 7 metros

a) E. Castro

$$W = \frac{(0.704) H^3 \rho_s}{(\cot \alpha + 1)^2 (\rho_s/\rho_w - 1)^3 \sqrt{\cot \alpha - 2/\rho_s}}$$

PARA H = 3 metros

ρ_s = 2.65

ρ_w = 1.025

α = 30°

$$W = \frac{(0.704) (3)^3 2.65}{(\cot 30^\circ + 1)^2 (2.65 / 1.025 - 1)^3 \sqrt{\cot 30^\circ - 2/2.65}}$$

W = 1.71 Ton

PARA H = 4 m ; W = 4.06 Ton

PARA H = 5 m ; W = 7.93 Ton

PARA H = 6 m ; W = 13.71 Ton

PARA H = 7 m ; W = 21.8 Ton

b) IRIBARREN (F3rmula General)

$$W = \frac{K H^3 \rho_s}{(\mu \cos \alpha - \sin \alpha)^3 (\rho_s / \rho_w - 1)^3}$$

PARA H = 3 metros

K = 0.43

$$\mu = 2.38$$

$$W = \frac{(0.43) (3)^3 (2.65)}{[(2.38) (0.866) - (0.5)]^3 (2.65) / 1.025 - 1)^3}$$

$$W = \underline{2.03 \text{ Ton}}$$

$$\text{PARA } H = 4 \text{ m} \quad ; \quad W = \underline{4.8 \text{ Ton}}$$

$$\text{PARA } H = 5 \text{ m} \quad ; \quad W = \underline{9.39 \text{ Ton}}$$

$$\text{PARA } H = 6 \text{ m} \quad ; \quad W = \underline{16.23 \text{ Ton}}$$

$$\text{PARA } H = 7 \text{ m} \quad ; \quad W = \underline{25.7 \text{ Ton}}$$

C) HUDSON

$$\text{Con } KD = 3.2$$

(0-1% daño)

$$W = \frac{H^3 \rho_s}{KD \text{ Cotg } \alpha (\rho_s / \rho_w - 1)^3}$$

$$\text{PARA } H = 3 \text{ m}$$

$$\rho_s = 2.65 \quad \rho_w = 1.025$$

$$KD = 3.2$$

$$\alpha = 30^\circ$$

$$W = \frac{(3)^3 (2.65)}{3.2 \text{ Cotg } 30^\circ (2.65/1.025 - 1)^3}$$

$$W = \underline{3.24 \text{ Ton}}$$

$$\text{PARA } H = 4 \text{ m} ; W = \underline{7.67 \text{ Ton}}$$

$$\text{PARA } H = 5 \text{ m} ; W = \underline{15.0 \text{ Ton}}$$

$$\text{PARA } H = 6 \text{ m} ; W = \underline{25.9 \text{ Ton}}$$

$$\text{PARA } H = 7 \text{ m} ; W = \underline{41.15 \text{ Ton}}$$

C) HUDSON

$$\text{Con } KD = 15.9$$

(30 - 60 % de daño)

$$\text{PARA } H = 3 \text{ metros}$$

$$W = \frac{(3)^3 (2.65)}{15.9 \text{ Cotg } 30^\circ (2.65/1.025 - 1)^3}$$

$$W = \underline{0.65 \text{ Ton}}$$

$$\text{PARA } H = 4 \text{ m} ; W = \underline{1.55 \text{ Ton}}$$

PARA H =	5 m	;	W =	<u>3.02 Ton</u>
PARA H =	6 m	;	W =	<u>5.22 Ton</u>
PARA H =	7 m	;	W =	<u>8.28 Ton</u>

DIMENSIONAMIENTO

Otra de las fases importantes en el diseño es el dimensionamiento de la estructura, entre los aspectos que nos interesa conocer tenemos.

a) Elevación de la corona:

Uno de los efectos provocados por el talud de la estructura es el ocasionar la ruta de la ola, al hacer que las trayectorias orbitales se destruyan y con ello que la energía de la ola incidente se disipe, pero parte de esta energía hace que la ola despues de rota trepe por el talud hasta una distancia que es función de la inclinación y rugosidad de este y de características propias de la ola.

En otras palabras, la sobreelevación del oleaje depende del grado de porosidad de la coraza. Si esta capa está semijunteada o sea más lisa o menos permeable (como en el caso de un talud de piedra bien graduada) el limite de máxima sobreelevación del oleaje, será mayor que el valor obtenido en un talud de enrocamiento y menor que el correspondiente a taludes lisos.

La elevación escogida para la corona de la estructura, deberá ser la menor posible, que proporcione la protección requere-

rida. El exceso de ración sobre la estructura puede producir agitación en el lado sotavento de la misma, dificultando las operaciones en el area portuaria. Algunas operaciones como - el atraque de pequeñas embarcaciones descargadas, requieren - de aguas de relativa calma.

b) Elevación del núcleo:

La elevación del núcleo estará determinada básicamente por - los requerimientos de construcción y a que deberá ser tal que permita que la maquinaria de construcción opere libremente -- durante la colocación de los diversos elementos integrantes.

c) Ancho de la corona:

El ancho de la corona depende en gran parte del grado de --- ración admisible. En aquellos lugares donde la ración no es considerable el ancho de corona no es critico respecto a las fuerzas que actuan sobre la estructura. El ancho de corona - en una estructura de enrocamiento que permita el paso de ro --- ción, es difícil de especificar debido a la carencia de expe --- riencia en la materia. El ancho práctico de corona mínima re --- comendado para condiciones de ración o no ración, es el co --- rrespondiente al ancho de tres piedras de coraza (N-3); y - basandose en esto, este ancho puede obtenerse por medio de la siguiente ecuación:

$$B = nk_0 (w/wr)^{1/3}$$

donde:

B- Ancho de corona en pies.

n = número de piedras (mínimo recomendado $n=3$).

K_o = coeficiente de capa (tabla siguiente)

w = peso del elemento de la coraza (lb.)

w_r = peso unitario del material para los elementos de coraza -
(lb/pie³)

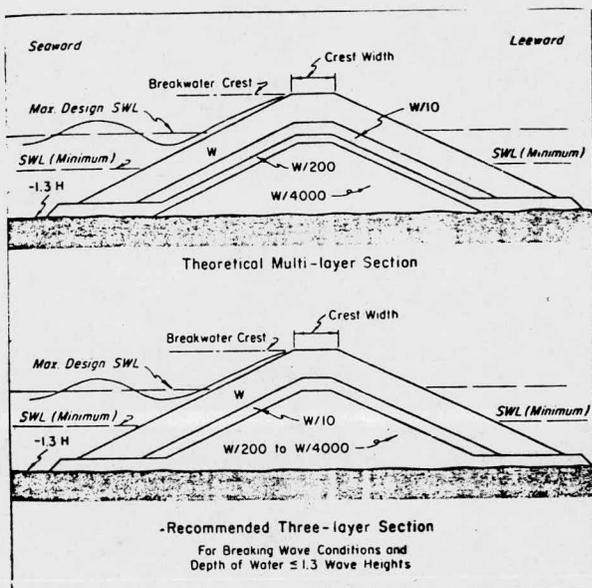
además la corona debe tener el ancho suficiente de tal manera que permita la operación del equipo de construcción y mantenimiento.

Elementos de Coraza	n	Colocación	Coefficiente de Capa K_o	Porosidad %
Piedra	2	Al azar	1.0	38
Piedra	>3	"	1.0	40
Cubo modificado	2	"	1.1	47
Tetrápodo	2	"	1.0	50
Cuadrípodo	2	"	1.0	50
Hexápodo	2	"	1.15	47
Tribarra	1	Uniforme	1.0	54
Piedra	Graduada	Al azar	----	37

COEFICIENTE DE CAPA Y POROSIDAD PARA DIFERENTES ELEMENTOS DE CORAZA.

d) Espesor de las capas

El espesor de las diferentes capas componentes de la sección típica de escollera, se puede determinar con la misma ecuación de ancho de corona en la fig. siguiente se indica los valores recomendados para el peso de los elementos de la capa secundaria y el núcleo.



ESPECIFICACIONES PARA LA CONSTRUCCION DE
ROMPEOLAS Y/O ESCOLLERAS.

1.- SUMINISTRO DE MATERIALES.

Se deberá verificar de inmediato y antes de iniciar la operación para la extracción de roca, todos los datos relativos a la calidad y potencia de las zonas rocosas, que establece el proyecto para la extracción de materiales pétreas así mismo - se tendrá en cuenta lo siguiente:

a) Los fragmentos de roca para aplicarse al proyecto en su estado natural pueden ser:

- | | | |
|-----------------------|-------|--------------|
| 1.- Ingeas Intrusivas | | Granito |
| | | Diorita |
| 2.- Ingeas extrusivas | | Riolita |
| | | Andesita |
| | | Basalto |
| | | Toba |
| 3.- Sedimentarias | | Calizas |
| | | Travertino |
| | | Arenisca |
| | | Conglomerado |
| 4.- Metamórficas | | Gneis |

Las normas que deberán satisfacer las rocas naturales que se - apliquen al proyecto, son las siguientes:

- 1.- Resistencia a la compresión
en su estado húmedo $\frac{150 \text{ kg}}{\text{cm}^2}$ minimo.

2.- Resistencia a la compresión en estado húmedo aplicando la carga paralelamente a los planos de formación, cuando los haya	$\frac{100 \text{ kg}}{\text{cm}^2}$ mínimo
3.- Absorción en por ciento	4 máximo
4.- Densidad	2.3 mínima
5.- Resistencia al intemperismo acelerado (sanida) por ciento de pérdida en peso	10 máximo
6.- Resistencia al desgaste determinado por la prueba de los angeles, en por ciento	40 máximo

2.- ESTRUCTURA DE ENROCAMIENTOS

2.1 Materiales Constitutivas

La estructura de los enrocamientos para rompeolas, escolleras espigones y pedraplenes generalmente tienen la forma trapecial y están constituidos por un núcleo formado por material pétreo muy fragmentado cuyo rango de peso pueda considerarse entre - p/100 a p/1000, siendo p el peso de roca considerada para la coraza. Al núcleo lo cubre una capa secundaria de protección, las rocas que forman esta capa pueden tener un rango de peso de p/10 a p/15.

A la capa secundaria la cubre la capa principal o sea coraza constituida por roca de peso P según proyecto.

CAPITULO V

PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

La construcción de rompeolas y/o escolleras comprende las siguientes operaciones: obtención, transporte, elaboración y su utilización en la obra, de los materiales empleados. Estos materiales son los siguientes:

- a) Fragmentos de roca de diferentes tamaños obtenidos por explotación de canteras.
- b) Depósitos naturales de roca.
- c) Elementos artificiales de concreto tales como bloques, tetrápados, dolas y otras.

1.- OBTENCION DE MATERIALES:

Los materiales naturales empleados en la construcción de rompeolas, fundamentalmente son: agragados para concreto y rocas que se obtienen de bancos. A los bancos de donde se obtiene la roca, se les llama pedreras o canteras.

En las pedreras la roca se obtiene mediante el uso de explosivos y equipo diverso como lo son: compresores de aire y su equipo adicional, perforadoras, Track Drill, grúas, traxcavos tractores etc. la explotación de una cantera para obtener los materiales de los pesos y proporciones requeridos, es un trabajo especializado. La longitud, separación y diámetro de --

los barrenos deberán ser tales, que las "Tronadas" produzcan el mayor porcentaje de material utilizable, especificado. - Sólomente se puede hacer una explotación correcta de una cantera, si se cuenta con el equipo apropiado para tronar, rezagar manejar, clasificar y cargar la roca de acuerdo con los - tamaños requeridos para la construcción de la obra.

2.- TRANSPORTE:

El costo del transporte puede llegar en algunas casos al 80% - del costo de la obra. de aquí que, después del diseño se tendrá que estudiar con mucho cuidado el procedimiento de cons--trucción y el factor de transporte. Se tendrá que analizar - el conjunto de elementos para llegar a determinar el menor -- costo mediante la elección correcta del medio de transporte, - los vehículos empleados, su capacidad, distancias, tiempo perdido por carga y descarga, volumen total por transportar, distribución de tamaños, etc.

Los medios de transporte utilizado en la construcción de rompeolas de enrocamiento son por agua, por ferrocarril y por carreteras, o la combinación de ellos. Cuando se utiliza el -- transporte por agua, se emplea chalanes y remolcadores o em--pujadores. Si es por ferrocarril, se emplean plataformas. -- Cuando es por carretera, se procura emplear los vehículos de mayor capacidad. En cuanto al costo de transporte en orden -- creciente resulta: por agua, por ferrocarril y por carretera. En cuanto a la velocidad el orden se invierte. Cuando se utilicen ferrocarril o camiones para el transporte la piedra se recibe pesada en báscula. Si por chalán, el peso se calcula - por diferencia de desplazamiento .

3.- EJECUCION.

El equipo empleado será en número, capacidad y de las características que aseguren que la obra se realice de acuerdo con el proyecto, las especificaciones y el programa de trabajo.

El equipo fundamental para colocar la piedra en la obra, son las grúas de la capacidad y alcance necesarios, para manejar la piedra de las distintas capas como lo indique el proyecto, las que podrán moverse sobre orugas sobre vías de ferrocarril o montadas sobre el chalán.

Los chalanes llevan la piedra sobre su "Cubierta" o dentro de sus compartimientos. Si la piedra va sobre "Cubierta", su descarga y colocación se hace con grúa o con bulldozer que va en la misma cubierta. Si la piedra se lleva en los compartimientos, la descarga y colocación en su sitio se hace abriendo las compuertas de fondo.

3.1 CONSTRUCCION DEL NUCLEO.

El núcleo se formará con piedra colocada a volteo o por vertido marino (abriendo las compuertas del chalán). Los taludes serán terminados colocando la piedra con grúa, utilizando "Charolas", redes u otros medios. Para evitar la pérdida de material y destrucción de la obra a medida que avance el trabajo, se irá protegiendo el núcleo con roca de mayor tamaño. A fin de disponer de un ancho mayor para las maniobras, podrá permitirse que el núcleo se construya en dos etapas de acuerdo a las condiciones reinantes del mar, pudiendose dejar de tramo en tramo, retornos para facilitar las maniobras del equipo de acarreo y colocación . Cuando se utiliza el ferrocarril para

el transporte de piedra, las vías se llevan sobre el mismo - rompeolas; se van prolongando a medida que avanza la obra, - lo que permitirá que el equipo de ferrocarril se acerque -- hasta donde la grúa (que está en el extremo) pueda descar-- garlo y acomodar la piedra en el lugar que le corresponda.

3.2 CAPA SECUNDARIA.

La capa o capas que inmediatamente protegen al núcleo, esta-- rán formadas por fragmentos de roca de los pesos indicados en los planos de proyecto. Para evitar una clasificación mecá-- nica especial, se indicará las variaciones en peso que podrán tener los elementos de la capa secundaria.

La colocación de la roca para formar la capa secundaria, podrá hacerse parte a volteo y parte con grúa, utilizando los medios apropiados y autorizados como son estobos, garras, almejas, redes, charolas y otras. Si la construcción del núcleo se -- realiza en dos etapas, las capas de protección se llevarán a la misma altura. La capa secundaria se irá protegiendo con - piedra de coraza a medida que se avance en el trabajo.

3.3 CAPA DE CORAZA

La piedra de coraza se colocará pieza por pieza, utilizando - gruas de la capacidad y alcance adecuados para colocar cada - fragmento en su lugar definitivo. Como para el caso de la -- capa secundaria, las grúas podrán utilizar para esta maniobra, estobos, garras, u otros medios aprobados. Los pesos de los fragmentos de roca para esta capa, podrán variar en más o en-- menos 25%.

3.3.1 CORAZA DE ELEMENTOS ARTIFICIALES

Cuando no se disponga de roca natural de los pesos necesarios para resistir la fuerza del oleaje se recurre al empleo de -- elementos artificiales como son: bloques, tetrápodos, tribarras, domos, dolos y otros elementos de concreto hidráulico. Para la fabricación de estos elementos, se deberá contar con patios de colados de superficie adecuada para colar diariamente el número programado así como para almacenar la cantidad especificada. - En la fabricación de bloques, se podrán usar (dependiendo del peso de cada block), moldes metálicos de madera o plástico.

Tratandose de tetrápodos de 5 toneladas o más, se recomienda - usar moldes metálicos, fabricados con lámina del espesor requerido. Cada juego de molde consiste de seis piezas, necesitando tantos juegos como tetrápodos se vayan a colar un tetrápodo, se necesitan cuatro piezas, la del fondo y tres laterales. La pieza del fondo debe estar apoyada sobre una cama de piedra trituara no mayor de tres pulgadas, y otro material -- aprobado que se ajuste a la forma de la pieza ó tapa a fin - de que las presiones queden uniformemente distribuidas.

Las piezas o tapas laterales se podrán retirar del tetrápodo - a las 24 horas de colado si la resistencia del concreto en ese tiempo es satisfactoria. La tapa del fondo podrá retirarse a las 72 horas del colado, debiéndose manejar el tetrápodo con - los medios adecuados.

3.3.2 MANEJO Y COLOCACION DE TETRAPODOS:

Sólo después de que el concreto alcance la resistencia especificada, los tetrápodos se podrán manejar, transportar y colo--

car en la obra la coraza de un rompeolas y/o escolleras, se formará con dos capas de tetrápodos debidamente colocados mediante una grúa de capacidad y alcance necesario para colocar cada pieza en su sitio definitivo, usando para ello estrobos de cable de acero y otro medio aprobado.

La fabricación, manejo y colocación de bloques u otros elementos artificiales para formar la coraza del rompeolas y/o escollera, se ajustarán en lo posible a lo especificado para tetrápodos.

4. CONSTRUCCION DE ROMPEOLAS DE PARAMETRO VERTICAL O MIXTO.

La construcción de rompeolas de parametro vertical ó mixto exige una organización constructora más desarrollada que la que se necesita para la construcción de un rompeolas y/o escollera de talud. La ejecución de la subestructura de enrocamiento, es semejante a la ejecución de los rompeolas de talud, con la diferencia que esta subestructura es sumergida, no pudiéndose llevar el equipo de construcción sobre la misma subestructura de enrocamiento.

Este enrocamiento se coloca, si no todo, empleando chalanes de carga, por el fondo y se completa con grua, que toma la piedra de un chalán. La terminación de la subestructura, a las líneas y niveles de proyecto, se hace con buzos.

La construcción del muro ó superestructura, se hace con piezas precoladas, bloques de concreto simple ó cajones de concreto reforzado.

En el rompeolas de Génova, se construyeron bloques de 420 Ton (12.0 x 4.5 x 2.95 m.), (Rompeolas tipo Cajon de concreto).

Sin embargo, en la construcción de rompeolas de parametro vertical, más que bloques, se usan cajones de concreto reforzado, algunos de dimensiones impresionantes, como los empleados en el puerto de el Brega, en Libia, de 28.2 x 18.0 x 16.0 m. que se colaron en Génova y se llevaron remolcandos hasta el sitio de la obra a una distancia de 2,500 km.

Los cajones se construyeron empleando varios métodos: en diques flotantes, en plataformas colgadas o en tierra.

Después de colocados los cajones, se rellenan con material relativamente barato como grava, piedra triturada o arena. Se completa la obra con un coronamiento de concreto, ya sea colado en el sitio o formado con piezas precoladas.

Ya que el ejemplo que vamos a desarrollar en el siguiente capítulo es del tipo "rompeolas de talud", a continuación se indican las fases constructivas para este tipo de estructura, así como el tipo de materiales utilizados. Además se ilustra con un esquema donde aparecen las fases y los materiales.

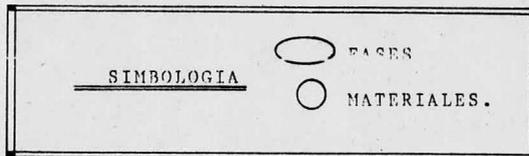
M A T E R I A L E S

1	Todo	Uno				
2	Roca	De	0.25	a	0.35	Ton.
3	Roca	De	0.35	a	0.75	Ton.
4	Roca	De	0.75	a	1.5	Ton.
5	Roca	De	1.5	a	2.5	Ton.
6	Roca	De	2.5	a	3.5	Ton.

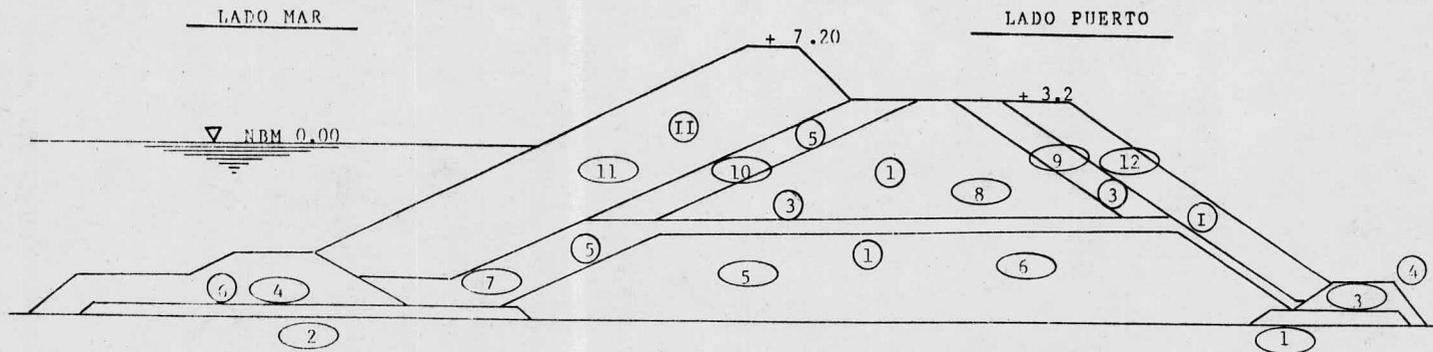
- I Bloques de 7.5 Ton
- II Bloques de 30 Ton.

FASES DE CONSTRUCCION

- 1 Colocación de fajina en el lado del Puerto.
- 2 Colocación de fajina en el lado del Mar.
- 3 Vertido marino de roca en el talon de atraque de coraza, lado del Puerto.
- 4 Vertical marino de roca en el talon de atraque de coraza, lado del mar.
- 5 Vertical Marino de roca tipo 1 "Todo Uno" para formar -- núcleo.
- 6 Vertical marino de roca tipo 3 para protección de núcleo
- 7 Vertical marino de roca en capa secundaria sobre el talud lado del mar.
- 8 Colocación a volteo de roca tipo 1 " Todo Uno" en el -- núcleo.
- 9 Colocación a volteo de roca para protección del núcleo en el lado del Puerto.
- 10 Colocación de roca con charola en capa secundaria sobre - el talud, lado del mar.
- 11 Colocación de coraza de roca o bloques sobre el talud, -- lado del mar.
- 12 Colocación de coraza de bloques sobre el talud lado del - Puerto.



FASES DE CONSTRUCCION Y MATERIALES
USADOS EN UN ROMPEOLAS



CAPITULO VI

ESCOLLERA "ESTE" DEL PUERTO DE SALINA CRUZ OAXACA,

1.- ANTECEDENTES

Para la planeación del Puerto se manejaron además de las perspectivas de desarrollo de la zona, elementos técnicos como son las características de las embarcaciones, tráfico esperado, -- características de mecánica de suelos, topografía, batimetría, corrientes, oleajes y vientos.

El Puerto Petrolero, que es el Puerto donde se encuentra la -- escollera ejemplificada en este capítulo, dará apoyo a las operaciones de cabotaje y exportaciones que realiza la Industria-Petrolera.

El diseño de obras de infraestructura de Salina Cruz, requirió de una etapa de recolección de datos, planeación, análisis y -- discusión de alternativas; que reúnen suficientes elementos de juicio, los cuales permitieron un adelanto en los diseños de -- obras exteriores.

Estos diseños se verificaron posteriormente en modelos reducidos.

El objeto de este adelanto fué el inicio inmediato de las obras para ir de acuerdo con el programa de construcción del Puerto-Petrolero.

En el canal de olas se verificó el comportamiento de una sección de rompeolas para oleajes de diseño de 4.5 m. de altura y

máximas que pueden presentarse de 7.5 m.; el criterio seleccionado para el diseño de este rompeolas es que no exista daño para los oleajes de 4.5 m., aceptándose una degradación del orden del 5 % para los oleajes máximos que se prevee pueden presentarse en la zona aproximadamente cada 100 años.

Los oleajes que se ensayaron son los provenientes del sureste, sur y suroeste, que son los que condicionarán la operatividad del puerto.

2.- ESTUDIO GEOLOGICO

2.1 LOCALIZACION

El Puerto Petrolero de Salina Cruz, Oax., se localiza en la parte SW del estado y a 180 km de la ciudad de Oaxaca.

Sus coordenadas son:

Latitud Norte de 16 09' a 16 20'

Longitud al W de Greenwich 95 08' a 95 15'

2.2 FISIOGRAFIA Y GEOLOGIA REGIONAL

La extensión que ocupa el Puerto se localiza en la Sierra Madre de Chiapas, es una cadena montañosa formada principalmente por rocas graníticas y se encuentra en forma paralela a la Costa del Océano Pacífico y orientada de noroeste a sureste.

Es una continuación del macizo montañoso de América Central, formado por un batolito del Paleozoico Superior.

2.3 SISMICIDAD

El área de estudio pertenece a la zona sísmica No. 2 de la --
Republica Mexicana, la cual sufre sismos frecuentes y cuyos -
focos se localizan en las inmediaciones de Puerto; estos focos
han tenido movimientos que fluctúan entre (6.0 y 7.5) de mag--
nitud en la escala de Richter. Sin embargo la actividad sísmi--
ca registrada no ha ocasionado daños cuantiosos en los rompeo--
las adyacentes a el Puerto Petrolero.

3.- ESTUDIO GEOFISICO DE BANCOS DE MATERIALES.

El objeto de este estudio fué el conocer la calidad de los --
bancos de materiales.

La investigación geofísica se realizó por medio del método --
eléctrico resistivo, empleando el arreglo Wenner en el despla--
zamiento de los electrodos.

Banco "El Marquez".

Este banco se ubica en una formación granítica cuyos aflora---
mientos se observan alterados.

Se realizaron tres sondeos eléctricos resistivos que indicaron
lo siguiente:

- Una alta resistividad (1200 - 2800 ohmios metros) en una su-
perficie de unos cuantos metros de espesor.
- Sigue una alternancia de estratos, en un espesor variable en-
tre 30 y 40 metros, de roca alterada.

De la geología local y los resultados del estudio geofísico se concluye la siguiente:

- Existe un despalme de 4 a 5 m de espesor.
- El material rocoso se encuentra alterado en todo el espesor investigado, que alcanza 90 metros teóricos.
- Dentro del material alterado se deberían encontrar bloques - de tamaño relativamente grande, típicos de esta formación.

Banco "La Ventosa"

Este banco se localiza al este del Puerto de Salina Cruz, muy próximo al poblado del mismo nombre, dentro de una formación microgranítica alterada y altamente fracturada.

Este banco se estudió por medio de 12 sondeos eléctricos resistivos hasta una profundidad teórica de 160 metros.

El subsuelo resultante de la investigación estuvo constituido por un material bastante heterogeneo y en gran parte alterado y fracturado.

El material de despalme, con una resistividad alta superficial superior a los 1000 ohmios metro, tiene un espesor variable -- entre 5 y 15 m según el lugar considerado. Le subyace otro -- estrado de roca alterada y fracturada, de resistividad comprendida entre 250 y 370 ohmios metro, cuyo espesor es del orden de 10 a 15 m.

Los resultados geofísicos indicaron una calidad de roca bastante heterogénea, tanto desde el punto de vista de la alteración como de la fracturación.

Existe un punto determinado, denominado en el estudio como -- No. 61, en el cual se recomendó ejecutar una perforación para confirmar los resultados del estudio geofísico, el cual arrojó resistividades de 700 ohmios. De esta forma se determinaría el tamaño óptimo que pudieran alcanzar los bloques en esta -- área.

Banco " Concepción Bamba "

Este lugar se ubica entre la carretera Costera del Pacífico y el poblado de Concha Bamba, al final de una pequeña sierra que forma un promontorio llamado "Chipehua".

En superficie existe grandes bloques, restos de erosión de la formación que subyace. La roca corresponde con una granodiarita cuarcífera.

La investigación se llevó a cabo por medio de 7 sondeos eléctricos y la profundidad teórica de estudio alcanzó 80 m.

El subsuelo del área investigada tiene una estructura sencilla, la cual se compone de 2 estratos . El superficial tiene una resistividad variable entre 180 y 370 ohmios metros y corresponde a la roca alterada. Su espesor es variable según el lugar va creciendo conforme se baja la ladera.

El segundo estrato, con una resistividad comprendida entre 1400 y 2200 ohmios metro, corresponde a la granodiorita sana que deberá presentarse bastante macisa, como lo muestra el alto valor resistivo medido.

Fueron 9 bancos los estudiados, a continuación se presentan los resultados del laboratorio.

B A N C O	MUESTRA No.	CLASIFICACION	DENSIDAD		ABSORCION (%)	DESGASTE (%)	INTEMPERISMO	OBSERVACIONES
			Húmeda	Seca				
GUELAGUICHI	1	Dolerita	2.7	2.6	3.84	14.95	0.0	Tomado de playa
	2	Dolerita	2.72	2.71	0.3	6.87	0.1	" "
BASURERO	1	Microgranito	2.74	2.51	1.11	15.90	0.48	" 2a. tronada
	2	"	2.56	"	1.1	22.6	0.6	Superficie
EL MARQUEZ	1	Graníto F. *	2.54	2.53	1.8	40.3	91.4	2 fragmentos sanos
VENTOSA	1	Graníto F.*	2.63	2.60	0.8	14.4	0.66	Tomados junto al puerto
ARROYO	1	Graníto F.*	2.55		1.3	17.4	6.3	Del A. explotación
	2	"	2.57	2.53	1.3	13.3	1.0	Voladura piso
COACHI	3	Microgranito	2.53	2.45	1.9	32.9	5.8	Corazones 2º sondeo
ARROYO II	1	Graníto Porfirítico	2.6	2.58	0.6	21.1	2.8	Producto voladura piso
MIXTEQUILLA	1	Caliza gris	2.76	2.63	1.1	32.2	29.0	Rezaga de explotación.
LAGUNA COLORADA	1	Caliza gris	2.66	2.52	1.6	33.1	10.0	Corte carretera

* Fanerítico

4.- OCEANOGRAFIA METEOROLOGIA Y CORRIENTES MARINAS DEL LUGAR

La información oceanográfica y meteorológica del lugar fue recopilada de estudios realizados por diversas fuentes. Estos estudios se complementaron con la información de estaciones -- medidoras, colocadas en la zona.

4.1 OLEAJE.

El estudio de oleaje estuvo a cargo de A.H. Glenn And Associates. El resumen de este estudio se presenta a continuación:

El estudio se resume a 14 tablas en las cuales se presenta características de alturas de ola y periodos de oleaje.

La altura de la ola significativa incluye: "sea and swell" (local y distante). se refiere solamente a la elevación y descenso del nivel del mar en un lugar determinado.

La dirección de olas dadas es la dirección de oleaje dominante, o dirección del tren de oleaje más alto, si se presentan 2 ó -- más trenes de oleaje. La altura de ola significativa esta definida como la altura promedio del tercio más alto de olas observadas en un punto fijo durante 20 minutos.

La altura de ola fue medida como la altura vertical que hay -- entre el punto más alto de la ola o "cresta" y el punto más -- bajo de la ola siguiente:

La relación que hay entre la altura de la ola máxima esperada- (H_{max}) y la altura de ola significativa (H_s) en un grupo de N -- olas en aguas profundas fue dispuesta de la siguiente manera:

N	Hmax/Hs
100	1.53
200	1.64
500	1.77
1000	1.86

Las tablas (de la No. 1 a la No. 13), muestran el porcentaje promedio de la frecuencia en cada mes y anual, cuando las olas ocurren en los rangos de altura significativa especificada y se mueven desde las direcciones especificadas. La columna de totales de la derecha nos da el porcentaje promedio de frecuencias de oleaje que llegaron al lugar desde la dirección especificada.

El último renglón de totales nos da el porcentaje promedio de frecuencia de olas significantes ocurridas dentro del rango de altura especificado.

Los porcentajes menores que 0.05 % se muestran como cero. De este modo un ingreso de 0.0 indica que las olas dentro de su categoría altura - dirección, ocurren menos de 0.36 hr/mes, en el promedio.

Esto da por sentado que es un porcentaje de tiempo muy pequeño para la evaluación standar que se hace diariamente.

La tabla 14 muestra el promedio anual de ocurrencia de periodos de la ola significativa en la localización 16 07' N 95 00' W para cada categoría de altura de ola.

PORCENTAJE PROMEDIO DE OCURRENCIA DE ALTURA DE OLA SIGNIFICANTE
 LOCALIZACION: 16° 07' N, 95° 00' W. GOLFO DE TEHUANTEPEC SALINA
 CRUZ, MEXICO. 82 pies = PROFUNDIDAD DE BAJAMAR MEDIA MAS BAJA.

ENERO.

Grupos de altura de ola significativa (ft)

<u>Dirección</u>	<u>0-1.9</u>	<u>2-3.9</u>	<u>4-5.9</u>	<u>6-7.9</u>	<u>8-9.9</u>	<u>10-15</u>	<u>15+</u>	<u>Total</u>
N	18.3	19.0	6.8	1.5	0.3	0.1	0.0	46.0
NE	8.7	9.0	3.3	0.7	0.1	0.0	0.0	21.8
E	0.6	0.6	0.2	0.1	0.0	0.0	0.0	1.5
SE	1.1	1.2	0.5	0.1	0.0	0.0	0.0	2.9
S	0.5	0.4	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0
SW	1.3	1.4	0.6	0.2	0.0	0.0	0.0	3.5
W	0.8	0.6	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	1.5
NW	8.7	9.0	3.3	0.7	0.1	0.0	0.0	21.8
TOTAL	40.0	41.2	14.9	3.3	0.5	0.1	0.0	100.0

TABLA 1

PORCENTAJE PROMEDIO DE OCURRENCIA DE ALTURA DE OLA SIGNIFICANTE.

LOCALIZACION: 16º 07' N, 95º 00' W. GOLFO DE TEHUANTEPEC SALINA

CRUZ, MEXICO. 82 pies = PROFUNDIDAD DE BAJAMAR MEDIA MAS BAJA.

FEBRERO.

Grupos de altura de ola significativa (ft)								
<u>Dirección</u>	<u>0-1.9</u>	<u>2-3.9</u>	<u>4-5.9</u>	<u>6-7.9</u>	<u>8-9.9</u>	<u>10-15</u>	<u>15+</u>	<u>Total</u>
N	15.1	15.5	5.4	1.1	0.2	0.1	0.0	37.4
NE	7.6	7.8	2.7	0.6	0.1	0.0	0.0	18.8
E	1.1	1.1	0.4	0.1	0.0	0.0	0.0	2.7
SE	2.6	2.7	1.6	0.5	0.0	0.0	0.0	7.4
S	1.1	1.2	0.7	0.2	0.0	0.0	0.0	3.2
SW	3.5	4.1	2.2	0.6	0.1	0.0	0.0	10.5
W	1.3	1.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	2.4
NW	7.0	7.3	2.6	0.6	0.1	0.0	0.0	17.6
TOTAL	39.3	40.7	15.7	3.7	0.5	0.1	0.0	100.0

TABLA 2

PORCENTAJE PROMEDIO DE OCURRENCIA DE ALTURA DE OLA SIGNIFICANTE.
 LOCALIZACION: 16º 07' N, 95º W. GOLFO DE TEHUANTEPEC SALINA
 CRUZ, MEXICO. 82 pies = PROFUNDIDAD DE BAJAMAR MEDIA MAS BAJA.

MARZO.

<u>Dirección</u>	Grupos de altura de ola significativa (ft)							<u>total</u>
	<u>0-1.9</u>	<u>2-3.9</u>	<u>4-5.9</u>	<u>6-7.9</u>	<u>8-9.9</u>	<u>10-15</u>	<u>más de 15</u>	
N	9.8	9.9	3.6	0.7	0.2	0.1	0.0	24.3
NE	5.8	5.9	2.2	0.4	0.1	0.0	0.0	14.4
E	1.3	1.6	0.7	0.2	0.1	0.0	0.0	3.9
SE	3.7	6.1	3.7	1.2	0.2	0.0	0.0	14.9
S	2.0	3.2	1.9	0.7	0.1	0.0	0.0	7.9
SW	5.2	7.8	4.5	1.4	0.2	0.0	0.0	19.1
W	1.8	1.5	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	3.5
NW	4.9	4.9	1.8	0.3	0.1	0.0	0.0	12.0
TOTAL	34.5	40.9	18.6	4.9	1.0	0.1	0.0	100.0

TABLA 3

PORCENTAJE PROMEDIO DE OCURRENCIA DE ALTURA DE OLA SIGNIFICANTE.

LOCALIZACION: 16º 07' N, 95º W. GOLFO DE TEHUANTEPEC SALINA

CRUZ, MEXICO. 82 pies = PROFUNDIDAD DE BAJAMAR MEDIA MAS BAJA.

A3RIL.

Dirección	Grupos de altura de ola significativa (ft)							total
	0-1.9	2-3.9	4-5.9	6-7.9	8-9.9	10-15	más de 15	
N	7.6	7.4	2.9	0.5	0.1	0.0	0.0	18.5
NE	4.8	4.6	1.7	0.3	0.1	0.0	0.0	11.5
E	1.3	1.7	0.9	0.3	0.1	0.0	0.0	4.3
SE	3.7	7.8	4.8	1.7	0.4	0.1	0.0	18.5
S	1.9	3.9	2.4	0.9	0.3	0.0	0.0	9.4
SW	4.9	9.7	5.9	2.1	0.4	0.1	0.0	23.1
W	2.6	2.2	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	5.1
NW	4.1	3.8	1.4	0.3	0.0	0.0	0.0	9.6
TOTAL	30.9	41.1	20.3	6.1	1.4	0.2	0.0	100.0

TABLA 4

PORCENTAJE PROMEDIO DE OCURRENCIA DE ALTURA DE OLA SIGNIFICANTE.

LOCALIZACION: 16° 07' N, 95° W. GOLFO DE TEHUANTEPEC SALINA

CRUZ, MEXICO. 82 pies = PROFUNDIDAD DE BAJAMAR MEDIA MAS BAJA.

MAYO.

Dirección	Grupos de altura de ola significativa (ft)							total
	0-1.9	2-3.9	4-5.9	6-7.9	8-9.9	10-15	más de 15	
N	8.5	8.4	3.2	0.6	0.1	0.0	0.0	20.8
NE	4.8	4.7	1.8	0.4	0.1	0.0	0.0	11.8
E	1.3	1.7	0.8	0.3	0.1	0.0	0.0	4.2
SE	3.6	7.7	4.6	1.6	0.4	0.1	0.0	18.0
S	1.8	3.6	2.4	0.8	0.2	0.0	0.0	8.8
SW	4.8	9.3	5.5	2.0	0.4	0.1	0.0	22.1
W	2.3	1.9	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	4.5
NW	4.1	3.9	1.5	0.3	0.0	0.0	0.0	9.8
TOTAL	31.2	41.2	20.1	6.0	1.3	0.2	0.0	100.0

TABLA 5

PORCENTAJE PROMEDIO DE OCURRENCIA DE ALTURA DE OLA SIGNIFICANTE

LOCALIZACION: 16º 07' N, 95º W. GOLFO DE TEHUANTEPEC SALINA
 CRUZ, MEXICO. 82 pies = PROFUNDIDAD DE BAJAMAR MEDIA MAS BAJA.

JUNIO.

Dirección	Grupos de altura de ola significativa (ft)							total
	0-1.9	2-3.9	4-5.9	6-7.9	8-9.9	10-15	más de 15	
N	9.8	9.8	3.6	0.8	0.1	0.0	0.0	24.1
NE	5.4	5.5	1.9	0.4	0.1	0.0	0.0	13.3
E	1.2	1.4	0.7	0.2	0.1	0.0	0.0	3.6
SE	4.3	7.2	4.1	1.5	0.4	0.1	0.0	17.6
S	1.7	3.3	2.0	0.7	0.2	0.1	0.0	8.0
SW	4.7	7.2	4.1	1.5	0.4	0.1	0.0	18.0
W	1.8	1.5	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	3.5
NW	4.8	4.9	1.7	0.4	0.1	0.0	0.0	11.9
TOTAL	33.7	40.8	18.3	5.5	1.4	0.3	0.0	100.0

TABLA 6

PORCENTAJE PROMEDIO DE OCURRENCIA DE ALTURA DE OLA SIGNIFICANTE

LOCALIZACION: 16º 07' N, 95º W. GOLFO DE TEHUANTEPEC SALINA

CRUZ, MEXICO. 82 pies = PROFUNDIDAD DE BAJAMAR MEDIA MAS BAJA.

JULIO.

Dirección	Grupos de altura de ola significativa (ft)							total
	0-1.9	2-3.9	4-5.9	6-7.9	8-9.9	10-15	más de 15	
N	12.6	12.7	4.6	1.2	0.2	0.0	0.0	31.3
NE	5.5	5.7	2.1	0.5	0.1	0.0	0.0	13.9
E	0.8	0.9	0.4	0.1	0.1	0.0	0.0	2.3
SE	4.0	6.8	3.6	1.2	0.4	0.2	0.0	16.2
S	1.5	2.8	1.5	0.5	0.2	0.1	0.0	6.6
SW	3.5	5.9	3.1	1.0	0.4	0.2	0.0	14.1
W	1.1	0.9	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	2.1
NW	5.3	5.5	2.1	0.5	0.1	0.0	0.0	13.5
TOTAL	34.3	41.2	17.5	5.0	1.5	0.5	0.0	100.0

TABLA 7

PROCENTAJE PROMEDIO DE OCURRENCIA DE ALTURA DE OLA SIGNIFICANTE
 LOCALIZACION: 16º 07'N, 95º W. GOLFO DE TEHUANTEPEC SALINA
 CRUZ, MEXICO. 82 pies = PROFUNDIDAD DE BAJAMAR MEDIA MAS BAJA.

AGOSTO.

Dirección	Grupos de altura de ola significativa (ft)							total
	0-1.9	2-3.9	4-5.9	6-7.9	8-9.9	10-15	más de 15	
N	11.0	11.0	4.4	1.2	0.2	0.0	0.0	27.8
NE	5.4	5.4	2.2	0.6	0.1	0.0	0.0	13.7
E	0.9	1.0	0.5	0.2	0.1	0.0	0.0	2.7
SE	3.5	7.0	4.1	1.6	0.6	0.3	0.0	17.1
S	1.5	3.2	2.0	0.7	0.3	0.2	0.0	7.9
SW	3.2	6.4	3.8	1.5	0.5	0.3	0.0	15.7
W	1.2	1.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	2.3
NW	5.0	5.1	2.1	0.5	0.1	0.0	0.0	12.8
TOTAL	31.7	40.1	19.2	6.3	1.9	0.8	0.0	100.0

TABLA 8

PORCENTAJE PROMEDIO DE OCURRENCIA DE ALTURA DE OLA SIGNIFICANTE

LOCALIZACION: 16° 07' N, 95° W. GOLFO DE TEHUANTEPEC SALINA

CRUZ, MEXICO. 82 pies = PROFUNDIDAD DE BAJAMAR MEDIA MAS BAJA.

SEPTIEMBRE.

<u>Dirección</u>	Grupos de altura de ola significativa (ft)							<u>total</u>
	<u>0-1.9</u>	<u>2-3.9</u>	<u>4-5.9</u>	<u>6-7.9</u>	<u>8-9.9</u>	<u>10-15</u>	<u>más de 15</u>	
N	9.1	9.0	3.8	1.0	0.2	0.0	0.0	23.1
NE	4.9	4.9	2.1	0.5	0.1	0.0	0.0	12.5
E	0.9	1.3	0.7	0.2	0.1	0.0	0.0	3.2
SE	2.5	8.5	5.2	2.3	1.0	0.5	0.1	20.1
S	1.1	3.5	2.2	1.1	0.4	0.2	0.0	8.5
SW	2.2	7.8	4.6	2.1	0.8	0.5	0.0	18.0
W	1.6	1.2	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	3.0
NW	4.5	4.5	2.0	0.5	0.1	0.0	0.0	11.6
TOTAL	26.8	40.7	20.8	7.7	2.7	1.2	0.1	100.0

TABLA 9

PORCENTAJE PROMEDIO DE OCURRENCIA DE ALTURA DE OLA SIGNIFICANTE

LOCALIZACIÓN: 16° 07' N, 95° W. GOLFO DE TEHUANTEPEC SALINA
 CRUZ, MEXICO. 82 pies = PROFUNDIDAD DE BAJAMAR MEDIA MAS BAJA.

OCTUBRE.

Dirección	Grupos de altura de ola significativa (ft)							total
	0-1.9	2-3.9	4-5.9	6-7.9	8-9.9	10-15	más de 15	
N	12.8	12.9	5.8	1.6	0.2	0.0	0.0	33.3
NE	6.0	6.0	2.6	0.7	0.1	0.0	0.0	15.8
E	0.8	0.9	0.5	0.1	0.0	0.0	0.0	2.3
SE	3.5	6.4	3.8	1.3	0.4	0.1	0.0	15.1
S	1.1	2.4	1.4	0.6	0.2	0.1	0.0	5.8
SW	2.3	5.0	3.1	1.1	0.4	0.1	0.0	12.0
W	1.0	0.7	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	1.8
NW	5.3	5.4	2.5	0.6	0.1	0.0	0.0	13.9
TOTAL	32.8	39.7	19.8	6.0	1.4	0.3	0.0	100.0

TABLA 10

PORCENTAJE PROMEDIO DE OCURRENCIA DE ALTURA DE OLA SIGNIFICANTE.

LOCALIZACION: 16º 07' N, 95º W. GOLFO DE TEHUANTEPEC SALINA
 CRUZ, MEXICO. 82 pies = PROFUNDIDAD DE BAJAMAR MEDIA MAS BAJA.

NOVIEMBRE.

Dirección	Grupos de altura de ola significativa (ft)							total
	0-1.9	2-3.9	4-5.9	6-7.9	8-9.9	10-15	más de 15	
N	16.3	16.7	6.5	1.5	0.2	0.1	0.0	41.3
NE	7.7	7.8	3.1	0.7	0.1	0.0	0.0	19.4
E	0.7	0.7	0.3	0.1	0.0	0.0	0.0	1.8
SE	1.9	2.7	1.4	0.5	0.1	0.0	0.0	6.6
S	0.9	1.2	0.6	0.2	0.0	0.0	0.0	2.9
SV	2.6	3.1	1.5	0.5	0.1	0.0	0.0	7.8
W	0.9	0.7	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	1.7
NW	7.3	7.5	3.0	0.6	0.1	0.0	0.0	18.5
TOTAL	38.3	40.4	16.5	4.1	0.6	0.1	0.0	100.0

TABLA 11

PROCENTAJE PROMEDIO DE OCURRENCIA DE ALTURA DE OLA SIGNIFICANTE.

LOCALIZACION: 16º 07' N, 95º W. GOLFO DE TEHUANTEPEC SALINA

CRUZ, MEXICO. 82 pies = PROFUNDIDAD DE BAJAMAR MEDIA MAS BAJA.

DICIEMBRE

Dirección	Grupos de altura de ola significativa (ft)							total
	0-1.9	2-3.9	4-5.9	6-7.9	8-9.9	10-15	más de 15	
N	17.9	18.5	6.7	1.5	0.2	0.1	0.0	44.9
NE	8.6	8.8	3.3	0.7	0.1	0.0	0.0	21.5
E	0.6	0.7	0.3	0.1	0.0	0.0	0.0	1.7
SE	1.3	1.4	0.6	0.1	0.0	0.0	0.0	3.4
S	0.5	0.6	0.3	0.1	0.0	0.0	0.0	1.5
SW	1.6	1.6	0.7	0.2	0.1	0.0	0.0	4.2
W	0.9	0.7	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	1.7
NW	8.4	8.7	3.2	0.7	0.1	0.0	0.0	21.1
TOTAL	39.8	41.0	15.2	3.4	0.5	0.1	0.0	100.0

TABLA 12

PORCENTAJE PROMEDIO DE OCURRENCIA DE ALTURA DE OLA SIGNIFICANTE.
 DIRECCION DE LOS GRUPOS: APROXIMADAMENTE 16° 07' N, 95° 00' W:
 GOLFO DE TEHUANTEPEC. SALINA CRUZ, MEXICO.

82 pies = PROFUNDIDAD DE BAJAMAR MEDIA MAS BAJA.

ANUAL.

<u>Dirección</u>	<u>Grupos de altura de ola significativa (pies)</u>							<u>Total</u>
	<u>0-1.9</u>	<u>2-3.9</u>	<u>4-5.9</u>	<u>6-7.9</u>	<u>8-9.9</u>	<u>10-15</u>	<u>más de 15</u>	
N	12.4	12.6	4.8	1.1	0.2	0.0	0.0	31.1
NE	6.3	6.4	2.4	0.5	0.1	0.0	0.0	15.7
E	1.0	1.1	0.5	0.2	0.1	0.0	0.0	2.9
SE	3.0	5.5	3.2	1.1	0.3	0.1	0.0	13.2
S	1.3	2.4	1.5	0.5	0.2	0.1	0.0	6.0
SW	3.3	5.8	3.3	1.2	0.3	0.1	0.0	14.0
W	1.4	1.1	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	2.7
NW	5.7	5.9	2.2	0.5	0.1	0.0	0.0	14.4
TOTAL	34.4	40.8	18.1	5.1	1.3	0.3	0.0	100.0

TABLA 13

PORCENTAJE PROMEDIO ANUAL DE OCURRENCIA DE PERIODOS DE OLAS SIGNIFICANTES DENTRO DE LAS CATEGORIAS DE ALTURA DE OLA SIGNIFICANTE SELECCIONADAS.
 APROXIMADAMENTE 16° 07' N, 95° 00' W. GOLFO DE TEHUANTEPEC SALINA CRUZ, MEXICO. PROFUNDIDAD DE BAJAMAR MEDIA MAS BAJA = 82 PIES.

Período de ola significante. (segundos)	Altura de ola significativa (pies)						
	0-1.9	2-3.9	4-5.9	6-7.9	8-9.9	10-15	más de 15
0 - 4.4	48.8	30.9	13.6	4.9	1.0	0.0	0.0
4.5 - 6.4	35.1	46.1	50.1	41.1	28.6	14.8	3.8
6.5 - 8.4	8.5	13.2	23.5	37.0	46.0	45.2	40.3
8.5 -10.4	3.6	4.7	6.3	8.7	13.8	26.4	38.4
10.5 -12.4	2.2	2.7	3.4	4.3	5.5	7.1	9.1
12.5 -14.4	1.2	1.5	1.8	2.2	2.7	3.2	3.8
14.5 -16.4	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.6	2.2
más de 16.5	0.2	0.3	0.5	0.8	1.2	1.7	2.4
TOTAL	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0

LONGITUDES APROXIMADAS DE OLA, PARA ALTURAS DE OLA SIGNIFICANTE DE 0 A 15 PIES, EN 82 PIES DE PROFUN.

Período de ola sig- nificante (segundos)	Longitud de ola (pies)
0 - 4.4	0 - 116
4.5 - 6.4	117 - 218
6.5 - 8.4	219 - 339
8.5 - 10.4	340 - 459
10.5 - 12.4	460 - 578
12.5 - 14.4	579 - 696
14.5 - 16.4	697 - 813
más de 16.5	más de 814

TABLA 14

4.2 MAREAS.

Los registros de mareas realizados durante la campaña de recopilación de datos oceanográficos mediante la estación de registros continuo, arrojó como resultados variaciones mínimas con respecto a las predicciones de mareas, siendo las características de la marea dominante con amplitud de 1.30 m. y período de 12 hrs., o sea del tipo semidurno.

Siendo los niveles extremos registrados de + 1.30 m. y - 1.11 m referidos al nivel medio del mar. Los niveles de marea significativos se indican a continuación:

Altura máxima registrada	1.296 m.
Pleamar máxima registrada	1.174 m.
Nivel de pleamar media superior	0.645 m.
Nivel de pleamar media	0.536 m.
Nivel medio del mar	0.00 m.
Nivel de media marea	0.006 m
Nivel de bajamar media	0.536 m.
Nivel de bajamar media inferior	0.574 m.
Bajamar mínima registrada	1.112 m

4.3 T SUNAMIS

El análisis sobre los T sunamis o las ondas de largo período, se circunscribe a una recopilación de información sobre lo acontecido en la zona en este tema. A partir de los registros de la estación mareográfica de Salina Cruz, Oax., se obtuvieron las características del fenómeno en el puerto; siendo los datos con que se cuenta del ocurrido el 4 de noviembre de 1952 cuyo origen sísmico tuvo lugar en Kamchatka, Japón y el del 28 de -

marzo de 1964 generado por un sismo en Alaska. Las ondas que penetraron al puerto alcanzaron poca altura (20 a 30 cm), pero grandes períodos del orden de 20 min., o sea estas características ya en las zonas bajas no afectaron las instalaciones, ni las embarcaciones que se encontraban en el puerto, pasando desapercibidos, por lo que es poco probable de que este tipo de fenómenos afecten el proyecto del nuevo puerto.

4.4 VIENTOS

El estudio sobre vientos consistió en dos aspectos; el primero se basó en la recopilación de datos de registros efectuados en la zona, varios años atrás, que permitan tener una validez estadística, y que establezcan el patrón que caracteriza a la zona, mientras que el segundo se circunscribe a una campaña de registro continuo de datos en tres sitios de la zona en estudios, dada la importancia de vientos en ésta.

4.4.1. RECOPIACION DE DATOS.

Aunque en la zona exista una estación meteorológica los datos reportados en ella tienen poca validez, ya que no se cuenta -- con un anemómetro que establezca con precisión la magnitud y -- dirección de los vientos. Por otra parte se recopiló información de la cual se tiene un registro bastante completo que -- data de 54 años (1917 - 1971).

Existen tablas para cada uno de los meses del año para este -- trabajo en particular, muestro el resumen anual a continuación:

A partir de los resultados anteriores, se elaboraron los diagramas de Lenz en forma estacional y anual.

FRECUENCIA EN HORAS DE VELOCIDAD DEL VIENTO (NUDOS)

Anual.

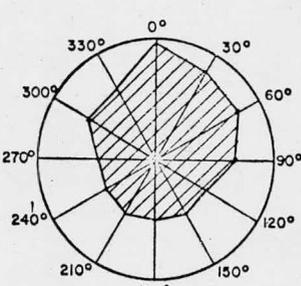
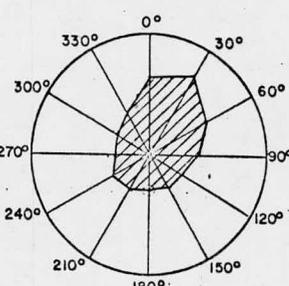
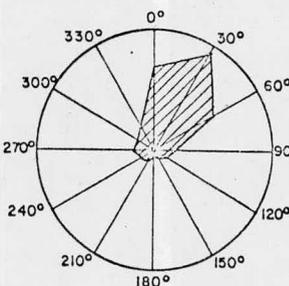
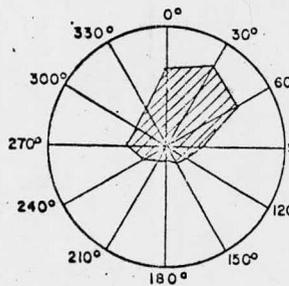
DIRECCION PARA SECTORES DE 30°

(Unidades en Horas de Acción)

VELOC. (NUDOS)	CALM.	35 - 01	02 - 04	05 - 07	08 - 10	11 - 13	14 - 16	17 - 19	20 - 22	23 - 25	26 - 28	29 - 31	32 - 34	TOTAL
0 - 4	886.2	147.9	79.1	117.2	85.3	83.4	74.4	72.4	60.0	87.2	160.7	134.7	123.5	2111.2
5 - 9	0	232.3	245.5	316.6	191.3	170.0	139.5	98.2	119.2	184.8	267.4	249.3	267.4	2503.9
10 - 14	0	187.6	232.0	260.0	151.2	82.2	57.2	36.5	50.3	82.8	118.0	102.2	144.0	1497.3
15 - 19	0	181.5	264.8	209.6	64.7	32.2	24.2	12.3	18.0	27.6	44.3	45.2	63.5	999.9
20 - 24	0	152.2	270.2	157.2	33.8	13.0	6.4	4.2	8.0	10.2	13.8	12.3	32.8	718.5
25 - 29	0	91.1	121.9	64.7	10.8	2.9	0.7	1.4	5.0	5.7	2.8	2.8	16.8	331.3
30 - 39	0	145.2	229.9	87.6	4.3	1.4	0.7	0.7	2.8	0.7	2.8	2.9	15.9	498.6
40 - 49	0	32.2	52.8	12.4	1.4	0	0.7	0	0	0	0	1.5	1.5	104.8
50 - 59	0	5.9	8.8	2.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	16.6
60 - 69	0	1.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.4
70 - 79	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
80 - 89	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
90 - 99	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
> 99	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
TOTAL	886.2	1229.5	1504.6	1230.1	548.4	333.8	302.6	223.3	267.4	401.1	614.4	552.0	641.1	8784

DIAGRAMAS DE LENZ

ANUAL



FRECUENCIA
(n)
HORAS

FRECUENCIA x VEL. MEDIA
(nv)

VELOCIDAD MEDIA
(Vmed.)
NUDOS

VELOCIDAD MAXIMA
(Vmdx)
NUDOS

	0°	30°	60°	90°	120°	150°	180°	210°	240°	270°	300°	330°
n	1229.5	1504.6	1230.1	548.4	383.8	302.6	228.3	267.4	401.1	614.4	552.0	641.1
nV	20270.9	29158.8	18033.0	5669.9	3303.2	2431.2	1633.7	2271.6	3333.3	4838.1	4522.4	6557.9
Vmed.	16.49	19.38	14.65	10.34	8.61	8.03	7.16	8.50	8.31	7.87	8.19	10.23
Vmdx	64.5	54.5	54.5	44.5	34.5	44.5	34.5	34.5	34.5	34.5	44.5	44.5

PUERTO INDUSTRIAL DE SALINA CRUZ, OAX.

REGISTRO DE VIENTOS

Anemocnómetro : # 1, Puertos Libres.

Resumen : Anual 1980-81.

UNIDADES: NUMERO DE INTERVALOS DE 20 MINUTOS DE DURACION

MAGNITUD m/seg	D I R E C C I O N								S U M A	FRECUENCIA
	NORTE	NE	ESTE	SE	SUR	SW	OESTE	NW		%
0 — 2	349	95	103	72	142	233	213	631	1 838	10.16
2 — 4	919	157	114	208	387	376	115	390	2 666	14.73
4 — 6	1549	326	134	128	642	506	65	170	3 520	19.45
6 — 8	1878	292	59	54	551	260	31	67	3 192	17.64
8 — 10	2019	300	3	12	373	81	29	91	2 908	16.07
10 — 12	1627	190	-	2	43	9	7	45	1 924	10.63
12 — 14	964	163	-	-	22	-	-	23	1 172	6.48
14 — 16	451	52	-	-	48	-	-	18	559	3.14
16 — 18	165	55	-	-	20	-	-	15	255	1.41
18 — 20	22	-	-	-	22	-	-	-	44	10.24
20 — 22	-	-	-	-	7	-	-	-	7	0.04
22 — 24										
24 — 26										
S U M A	9 943	1 630	413	477	2 257	1 465	460	1 450	18 095	100.0
FRECUENCIA %	54.95	9.01	2.28	2.64	12.47	8.10	2.54	8.01	100.0	-
V. MEDIA	8.31	7.89	3.77	3.89	6.25	4.46	3.13	3.62	7.00	-
V. MAXIMO	19	15	9	10.5	21	15.5	11	17.	21	-

4.5 CORRIENTES

La información en materia de corrientes, recabada y analizada, del registro continuo de corrientes, establece velocidades -- máximas de 1.1 m/seg. aunque, en una frecuencia muy baja (0.001% del tiempo), lo que representa 3 minutos; sin embargo las condiciones medias de corriente son de 24 cm/seg y la dirección - predominante de oeste a este el 26 % del tiempo. Un valor importante es el hecho de que el 99.98 % del tiempo las velocidades no exceden los 80 cm./seg. y las corrientes no se exceden de 60 cm./seg. el 99.25 % del tiempo. Los detalles en cuanto a distribución de frecuencias, velocidades medias y máximas por direcciones, se ilustran a continuación:

DIRECCION	PROFUNDIDAD = 10 m.				PROFUNDIDAD = 5m.				PROFUNDIDAD = 1.0 m.			
	MAXIMA		MEDIA		MAXIMA		MEDIA		MAXIMA		MEDIA	
	Vel.	Frec	Vel.	Frec	Frec.	Vel.	Frec.	Frec.	Vel.	Frec.	Vel.	Frec.
NORTE	100	0.016	23	9.05	100	0.002	25	12.88	80	0.229	27	11.19
NORESTER	100	0.012	23	9.70	100	0.002	22	10.54	100	0.001	24	11.89
ESTE	100	0.002	23	9.74	80	0.011	21	11.10	80	0.020	22	7.72
SURESTE	100	0.001	22	9.38	80	0.009	22	9.24	80	0.025	21	4.29
SUR	100	0.004	22	13.37	100	0.001	24	13.01	80	0.071	25	7.36
SUROESTE	100	0.001	23	15.14	100	0.003	24	12.89	80	0.022	25	6.85
OESTE	100	0.001	23	20.65	100	0.001	24	17.93	110	0.002	29	38.85
NOROESTE	100	0.001	23	12.96	100	0.002	23	12.39	80	0.196	26	11.86

P U E R T O P E T R O L E R O D E S A L I N A C R U Z .

C A R A C T E R I S T I C A S D E L A S C O R R I E N T E S

(F r e c u e n c i a e n p o r c i e n t o s y v e l o c i d a d e s e n c e n t í m e t r o s p o r s e g u n d o)

4.6 REGIMEN LITORAL

Para estimar los volúmenes de acarreo de arena en la playa, se tomaron como base, levantamientos topohidrográficos sistemáticos, efectuados para controlar el espigón localizado en cola de Pato, dado que esta información es la más veraz en lo relativo a la cuantificación del régimen litoral.

Los cálculos se realizaron partiendo de seccionamientos en el espigón, en distintas fechas, cuantificando los volúmenes de azolvamiento.

Se concluyó que el arrastre litoral se produce en la dirección Oeste - Este, con ángulos incidentes de 8 a 14 y en una cantidad de 250,00m³ anuales.

Lo anterior permite estimar teóricamente los cambios que genera la evolución de la línea de playa, así como los tiempos en que puede esperarse el llenado del rompeolas Oeste del Puerto-Petrolero, el que se estima sufrirá un proceso de azolvamiento.

Según ello, y considerando la pendiente de playa, se obtiene que podrían azolvarse 370 m de rompeolas en unos 40 años.

Por otro lado, los primeros 100 m de rompeolas, se llenarían en un período de aproximadamente un año y los siguientes 100 m. hasta los 10 años. El análisis anterior, se puede apreciar en la siguiente tabla.

DISTANCIA DE LA LINEA DE PLAYA ORIGINAL	PROFUNDIDAD (m.)	TIEMPO DE LLENADO
63	2	1 a 2 meses
84	3	3 a 6 meses
98	4	6 a 10 meses
118	5	1 a 1.5 años
126	6	1 a 2.0 años
137	7	1 a 3 años
153	8	2.5 a 4 años
164	9	3 a 5 años
176	10	4 a 7 años
185	11	5 a 8.5 años
194	12	6 a 10 años
270	15	14 a 25 años
.	.	.
.	.	.
.	.	.
.	.	.
.	.	.
.	.	.
.	.	.
960	20	237 a 415 años

Así pues, puede concluirse que el proyecto del puerto no acusa problemas de azolvamiento.

5: DISEÑO.

Primeramente se analizaron, para fines comparativos, estructuras rígidas y flexibles. En el primer caso mediante el uso de muros verticales protegidos con enrocamiento en la base, o cajones rígidos protegidos de igual manera contra la socavación. En el caso de las obras flexibles se plantearon estructuras de talud, formadas mediante un núcleo y una capa secundaria protegidos con coraza a base de dos capas de elementos artificiales o con roca.

Se clasificaron de la siguiente forma:

- a) Coraza a base de tetrapodos, capa secundaria y núcleo con roca.
- b) Coraza a base de dolos, capa secundaria y núcleo con roca.
- c) Coraza, capa secundaria y núcleo a base de roca.
- d) Sección compuesta de muro vertical cimentado sobre roca.
- e) Muro vertical con protección de enrocamiento al pie del muro.

Con los anteproyectos respectivos, se calcularon los volúmenes de obra y se estimaron los costos por metro lineal de dique.

Los volúmenes por m. de obra fueron:

ALTERNATIVA	VOLUMENES POR M. DE OBRA		
	CONCRETO (M ³)	ROCA (TON)	RELLENO (ARENA) (M ³)
Flexible con tetrapodos	249	1,893	---
Flexible con dolos	129	2,389	---
Flexible con pura roca	---	2,840	---
Rígido (muro vertical)	81	901	126
Rígido cajon relleno	120	131	288

La alternativa "C" (flexible con pura roca) resulto se la más económica.

De acuerdo con lo anterior, se estableció que los diques rompeolas serán estructuras de talud construidas por enrocamiento en sus tres capas; materiales que además, resultan de fácil extracción en canteras cercanas al sitio de la obra, de acuerdo con los estudios geológicos realizados.

5.1 OLA DE DISEÑO.

De las tablas del estudio de A.H. Glenn and Associates, se -- concluye que la altura de ola de diseño sería de 5.00 m y -- según el estudio probabilístico, que se presenta a continuación, esta altura de ola tiene un periodo de retorno de 50 años.

Tr (años)	N= 100 olas 0.5 hora	N=500 olas 2 horas	N= 1000 olas 4 horas	N=300 olas 12 horas
1	3.77	3.25	3.08	2.87
10	4.12	3.56	3.37	3.13
20	4.21	3.64	3.44	3.20
50	4.34	3.75	3.55	3.30
100	4.43	3.82	3.62	3.37
500	4.63	4.01	3.79	3.52
1000	4.72	4.08	3.86	3.59

ANALISIS PROBABILISTICO DEL OLEAJE.

ALTURAS DE OLA SIGNIFICANTE EN METROS
PARA DISTINTOS TIEMPOS DE TORMENTA.

5.2 ESTRUCTURA Y MATERIALES DE CONSTRUCCION

5.2.1 ESTRUCTURA.

La estructura es a base de materiales graduados, compuesta por una sección trapecial denominado núcleo y protegida con una -- capa secundaria y una coraza, formada en dos hileras de roca - con rangos de peso creciente, que en conjunto funcionan como - filtros de energía.

El criterio empleado para el dimensionamiento de la estructura permite aceptar cierta degradación durante la vida útil de las obras, pero de baja cuantía y fácil reparación.

5.2.2. MATERIALES.

Dada la abundancia de roca en la zona, y las posibilidades de obtenerla de grandes tamaños en volúmenes considerables así -- como la cercanía de los bancos de material a las obras, se --- propuso utilizar estos materiales para la construcción.

5.3 VOLUMENES DE OBRA.

A partir del dimensionamiento de las secciones y perfil de los rompeolas se calcularon los volúmenes de obra requeridos, utilizando secciones geométricas a cada metro de profundidad. A continuación se indican los volúmenes obtenidos.

CAPA DEL ROMPEOLAS	PROFUN- DIDAD	CADENA- MIENTO	TIPO DE MATERIAL	(M ³)	TOTAL
Nucleo	+ 4.00	0 -025	Roca de 10 A 1000 KG	143,163	
Capa Secundaria	A	A	Roca de 1.5 Ton(1A2 Ton)en2 capas	36,410	222,368 m ³
Corzada interior			Roca de 10 Ton(6.5A13 Ton)en 2 capas	19,663	555,920 Ton
Coraza Exterior	- 18.00	0+ 370	Roca de 10 Ton(10A16 Ton)en 2 capas	23,132	
Nucleo	- 18,00	0+ 370	Roca de 20 A 1000 KG	457,669	
Capa Secundaria INT. y Ext.			Roca de 2 Ton(15 A 25)Ton.2 capas	87,390	635,725 m ³
Capa Secundaria Corona	A	A	Roca de 1.5Ton(1.A2Ton) en 2 capas	7,922	1'589,313 Ton
Coraza Interior			Roca de 13.Ton(9A18Ton) en 2 capas	39,122	
Coraza Exterior	19.50	0+ 935	Roca de 18 Ton.(14A22Ton)en 2 capas	43,622	
Nucleo	-19.50	0+ 935	Roca de 25 A 1000 KG	819,707	
Capa Secundaria Int.y Ext.			Roca de 2.5 Ton(1.5A3Ton)en 2 capas	75,240	1'035,390 m ³
Capa Secundaria Corona	A	A	Roca de 1.5Ton(1A2Ton)en 2 capas	11,572	2'588,475 Ton
Coraza Interior			Roca de 15 Ton(10A20Ton)en 2 capas	60,711	
Coraza Exterior	-20.40	1+ 755	Roca de 21 Ton(16A26Ton) en 2 capas	168,160	
Nucleo	-20.40	1+ 755	Roca de 25 A 1000 KG	104,744	
Capa Secundaria INT.yExt.	A	A	Roca de 25 Ton(15A3Ton) en 2 capas	9,176	131,959 m ³
Capa Secundaria Corona			Roca de 5 Ton(1A2Ton)en 2 capas	1,411	329,898. Ton.
Coraza Interior y Exterior	-20.50	1+ 855	Roca de 21 Ton(15A26Ton)en 2 capas	16,628	

TOTAL { 2' 025,442 M3
5' 063,606 TON .

5.4 MEMORIA DE CALCULO

Se utiliza el criterio de Hudson, este criterio es uno de los mejores logros alcanzados en modelos de estabilidad.

La fórmula de Hudson presenta la ventaja de contener un coeficiente (KD) que depende exclusivamente del tipo de elemento y es fácil de manejar ya que la función que expresa la influencia del ángulo del talud es muy simple

Hudson:

$$W = \frac{S_r h^3}{KD (S_r - 1)^3 \text{Cot}}$$

La ola de diseño será:

$$H_d = 5.00 \text{ M.}$$

El peso volumetrico de la roca fué:

$$S_r = 2.50 \text{ ton/m}^3$$

Taludes de la estructura:

$$1.5:1$$

Coefficientes de trabazón:

- a) Ola rompiente: $K_d = 2.9$ (morro)
 $K_d = 3.5$ (cuerpo)
- b) Ola no rompiente: $K_d = 4.0$ (cuerpo)

La longitud de la escollera se divide en cuatro tramos, los cuales son presentados en los planos que aparecen al final de este trabajo.

Haciendo el análisis del morro primeramente, se tiene:

A.- MORRO:

$$W_c = \frac{2.50 (5.0)^3}{(2.90)(1.50)^3(1.50)} = 21.29 \text{ Ton.}$$

Para la capa secundaria y núcleo resulta:

$$W_{cs} = \frac{21.29}{10} = 2.13 \text{ Ton.}$$

$$W_n = \frac{21.29}{10} \text{ a } \frac{21.29}{1\ 000} = 2.13 \text{ a } 213 \text{ kg}$$

Siguiendo las recomendaciones del shore Protection manual para obtención de los rangos de variación de peso resulta lo siguiente:

$$W_c (+ 25\%) = 15.96 \text{ a } 26.6 \text{ Ton.}$$

aproximando queda:

16 a 26 Ton.

$$W_{cs} (+ 30\%) = 1.49 \text{ a } 2.77 \text{ Ton.}$$

Aproximando: 1.5 a 3.0 Ton

Núcleo 21.30 a 213 kg

aproximadno : 25 a 250 kg

B. CUATRO TRAMO

Comprende desde donde principia el morro hasta la curva de 45° del rompeolas.

En la parte exterior fué conveniente conservar los mismos rangos de peso del morro, ya que la exposición del oleaje es -- rauy similar.

En la parte interior y debido a que el oleaje en esta parte - no es extremo, se reducen los rangos de peso. El Shore Protection manual recomienda la mitad del peso de la parte exterior, como limite inferior y el peso de la parte exterior como

límite superior.

Al utilizar los rangos que recomienda Shore Protection manual, resulta

- Coraza: 13.22 a 22.05 Ton.

Aproximando: 14 a 22 Ton.

- Capa secundaria: 1.24 a 2.29 Ton

Aproximando: 1.5 a 2.5 Ton

- Núcleo : 17.6 a 176.4 kg

Aproximando : 20 a 200 kg

b) ZONA INTERIOR

Utilizando el mismo criterio que se uso en el 4º tramo, resulta:

- Coraza: 8.82 a 17.64 Ton.

Aproximando : De 9 a 18 Ton.

- Capa Secundaria: 1.24 a 2.29 Ton

Aproximando: 1.5 a 2.5 Ton

Queda por lo tanto dentro del rango de 10.65 a 21.29 Ton. --
aproximando

De 10 Ton a 20 Ton

c) TERCER TRAMO (CUERPO)

a) Zona Exterior.

- Coraza:

$$W_c = \frac{7.5 (5.0)^3}{(1.5)^3 (1.5)(3.5)} = 17.64 \text{ Ton.}$$

- Capa Secundaria:

$$W_{cs} = \frac{17,64 \text{ Ton}}{10} = 1.76 \text{ Ton.}$$

- Núcleo:

$$W_n = \frac{17.64}{100} \text{ a } \frac{17.64}{1000} = 17.6 \text{ kg a } 176.4 \text{ kg}$$

- Núcleo: 17.6 a 176.4 kg

Aproximando : 20 a 200 kg

D.- SEGUNDO TRAMO

Este tramo es perpendicular a la playa; por lo que la acción del oleaje no es tan severa.

Debido a lo anterior se considera el coeficiente de refracción de oleaje, además de la imposibilidad de que el oleaje rompa directamente sobre la obra.

Considerando el coeficiente de refracción más crítico(0.95), - la ola que entra en el análisis es:

$$H'd = K_r H_d = 0.95 (5.00) = 4.75 \text{ m.}$$

Utilizando $KD = 4$
se tiene:

a) Coraza:

$$W_c = \frac{2.5 (4.75)^3}{(1.5)^3 (4) (1.50)} = 13.23 \text{ Ton.}$$

b) Capa Secundaria:

$$W_{cs} = \frac{13.23}{10} = 1.32 \text{ Ton.}$$

c) Núcleo

$$W_n = \frac{13.23}{100} \text{ a } \frac{13.23}{1000}$$

$$W_n = 13 \text{ a } 132.3 \text{ kg}$$

Con los rangos recomendados, se tiene:

- Coraza 9.92 a 16.53 Ton
Aproximando: 10 a 16 Ton.
- Capa Secundaria 0.93 a 1.72 Ton.
Aproximando: 1 a 2 Ton
- Núcleo 13 a 132.3 kg
Aproximando : 10 a 150 kg

E. PRIMER TRAMO

a) Zona de Rompiente

Dado que la profundidad de la playa en esta zona se reduce con

siderablemente, la ola de diseño reducirá aún más sus proporciones; puede entonces calcularse a partir de que profundidad, podrán colocarse elementos de peso menor de 10 Ton como límite superior.

En este caso, la altura de ola para un peso de 10 ton., será:

$$H = \sqrt[3]{\frac{10 (1.5) (3.5)}{1.25 (2.50)}} = 3.84 \text{ m.}$$

Siendo ésta la altura de ola que puede resistir el peso de roca inmediato superior al de 10 a 16 ton.

La profundidad en que esta ola incide es la siguiente:

Con una pendiente de playa de 0.01

$$\frac{H_b}{d_s + m} = \frac{3.84}{d_s + m} = 0.80$$

por lo tanto:

$$d_s + m = \frac{3.84}{0.80} = 4.80 \text{ m.}$$

y con $m = \text{pleamar} = 0.65 \text{ m.}$

$$d_s = 4.8 - 0.65 = \underline{4.15 \text{ m.}}$$

Esta es la profundidad mínima en que pueden emplearse elementos de menor peso al rango anterior. Por lo tanto entre la -- profundidad - 4.00 y 0.00, se colocarán elementos de coraza - de 5 a 10 ton.

Para la capa secundaria, resulta:

$$w_{cs} = \frac{7.5}{10} = 0.75 \text{ Ton}$$

Con los rangos: 0.53 a 0.97 ton

Aproximando : 0.5 a 1.0 Ton.

- Núcleo: $W_n = 7.5$ a 75 kg.

Se mantendrá uniformidad de la sección del núcleo así como ca
pa secundaria y coraza, en los primeros tramos ya que son por
ciones cortas y se facilita la construcción. Quedarán entonces
simétricas la capa secundaria y coraza con el mismo rango de
peso del tramo anterior.

Coraza interior y exterior 5 a 10 Ton. capa secundaria 0.5 a-
1.0 Ton.

Núcleo 10 a 150 kg

6) Zona de arranque

Este tramo es el inicio del rompeolas desplantado tierra adentro, donde el efecto del oleaje es muy bajo. En este tramo es
indicado colocar en la coraza roca menor de 5 ton. por lo que
resulta:

Coraza interior y exterior 3 a 5 ton.

Capa secundaria 500 a 1000 kg

Núcleo 10 a 150 kg.

CALCULO DE ESPESORES.

For el criterio del Shore Protection Manual, se tiene:

$$E = NKA \left(\frac{W}{sr} \right)^{1/3}$$

N= numero de capas

W = peso de la roca de la capa considerada

KA = coeficiente para roca (1.15)

A.- MORRO

$$\text{Coraza; } Bc = 2.3 \frac{21000}{2500} = 4.68 \text{ m}$$

$$Bc = 4.70 \text{ m.}$$

$$\text{Capa secundaria; } Bcs = \frac{2.3 \ 2250}{2500} = 2.22 \text{ m}$$

$$Bcs = 2.20 \text{ m}$$

$$\text{Corona capa secundaria; } Bccs = 2.3 \frac{1500}{2500} = 1.93 \text{ m.}$$

$$Bccs = 1.90 \text{ m.}$$

B.- CUARTO TRAMO

Coraza Exterior.

$$Bcex = 4.70 \text{ m}$$

Coraza Interior.

$$Bcin = 2.3 \frac{15000}{2500} = 4.18$$

$$Bcin = 4.20 \text{ m.}$$

Capa Secundaria.

$$Bcs = 2.20 \text{ m}$$

C.- TERCER TRAMO

- Coraza Exterior.

$$B_{cex} = 2.3 \frac{18,000}{2500} = 4.43 \text{ m}$$

$$B_{cex} = 4.40 \text{ m}$$

Coraza Interior.

$$B_{cin} = 2.3 \frac{13,5000}{2500} = 4.03 \text{ m}$$

$$B_{cin} = 4.00 \text{ m.}$$

Capa Secundaria

$$B_{cs} = 2.3 \frac{2000}{2500} = 2.14$$

$$B_{cs} = 2.15 \text{ m}$$

Corona capa Secundaria.

$$B_{ccs} = 1.90 \text{ m}$$

D.- SEGUNDO TRAMO

Coraza Exterior.

$$B_{cex} = 2.3 \frac{13,000}{2,500} = 3.98 \text{ m}$$

$$B_{cex} = 4.00 \text{ m}$$

Coraza Interior.

$$B_{cin} = 2.3 \frac{9\ 750}{2\ 500} = 3.62 \text{ m}$$

$$B_{cin} = 3.60 \text{ m}$$

Capa secundaria.

$$B_{cs} = 2.3 \frac{1500}{2500} = 1.94 \text{ m}$$

$$B_{cs} = 1.95 \text{ m}$$

Corona Capa Secundaria

$$B_{ccs} = 1.90 \text{ m}$$

E. PRIMER TRAMO

- Rompiente (capa interior y exterior)

$$\text{Coraza: } B_c = 2.3 \frac{7500}{2500} = 3.32 \text{ m}$$

$$B_c = 3.30 \text{ m}$$

$$\text{Capa Secundaria: } B_{cs} = 2.3 \frac{750}{2500} = 1.54$$

$$B_{cs} = 1.55 \text{ m}$$

Corona capa Secundaria : $B_{ccs} = 1.90 \text{ m}$

- Arranque (capa interior y exterior)

$$\text{Coraza : } B_c = 2.3 \frac{4000}{2500} = 2.69 \text{ m}$$

$$B_c = 2.70 \text{ m}$$

$$\text{Capa Secundaria : } B_{cs} = 2.3 \frac{750}{2500} = 1.55$$

Bcs = 1.55 m

Corona Capa Secundaria:

Bccs = 3.45 $\frac{400}{2500}$

Bccs = 1.90 m

Ancho de la corona.

Para el ancho de la corona del núcleo, o nivel recomendado para fines de construcción, se consideró el mínimo necesario para que pueda existir un fácil acceso y libre circulación de vehículos transportando roca para el rompeolas.

De esta forma, considerando el equipo más pesado (yuclid de 50 ton), en doble circulación, se requiere un ancho para vehículos de 8 m más 1.5 m para espacios.

CONCLUSIONES

Lo que se concluye de este trabajo esta referido principalmente al criterio de diseño así como al proceso constructivo. Son en sí recomendaciones que se hacen para uno y otro caso, que llevadas a cabo, lograrán que los rompeolas y/o escolleras cumplan con su función como es debido.

1.- Tener buen juicio en la elección de la ola de diseño .

El único sistema real para elegir la ola de diseño es contar con estadísticas de medición de oleaje directamente en la zona en estudio por un periodo que tenga mayor estadística - considerandose como mínimo de 3 o más años.

Esta situación no existe en México ya que en el mejor de los casos tenemos para algún sitio en estudio, una estación oceanográfica con información de no más de un año.

Por el desarrollo marítimo de México es de urgente necesidad ampliar el número de estaciones oceanográficas para disponer de datos veraces.

Como información básica respecto al régimen del oleaje en -- algún sitio de nuestras costas se recurre a las publicaciones del sea and swell y ocean waves statics que dan clara idea de de las direcciones predominantes del oleaje en un sitio determinado así como de su magnitud y periodo.

2.- Los rompeolas no son paseos.

Debe eliminarse las estructuras de tipo rígido que son el -- origen de algunas fracasos que ha habido en otros países.

Bajo esta tesis el colocar coronamientos de concreto que -- no tienen ninguna función de estabilidad y sólo el de acceso a vehículos para estas estructuras se conviertan en paseos, -- nunca debe hacerse.

Cuando no se construyen coronamientos de concreto que no tie -- nen ninguna función de estabilidad y sólo el de acceso a vehí -- culos para que estas estructuras se conviertan en paseos, nun -- ca debe hacerse.

Cuando no se construyen coronamientos y se presenta la necesi -- dad de hacer alguna reparación es muy simple restituir en su -- coronamiento en base a piedra chica, rezaga de canteras a un -- bajo costo y en cortos lapsos, se restituye el acceso para el -- equipo de reconstrucción.

4.- Conviene que los rompeolas
sean de baja altura.

Evitar que con fortes marejadas y con acción simultánea de -- vientos se rebasen los rompeolas, es imposible si la ola re--

rebasa en fuertes marejadas ¿que sucede? tiende a afectarse el coronamiento y los taludes interiores. Estos se reconstruyen muy fácilmente y a bajo costo.

Si para evitar que la ola rebase se le dá una altura mayor, ésta en realidad se le está dando en su base, con el empleo de grandes cantidades de material y siempre será preferible reconstruir las averías que gastar en demasía en su construcción.

La altura de los rompeolas a nivel de su coraza basta con -- considerar sobre la marea alta una altura equivalente a la ola significativa.

5.- Atención a los morros

Habrá que tener cuidado extremo en la construcción de los morros y en aquellas partes de los rompeolas que queden sujetas a la acción de la ola en dirección normal a la estructura. Cuando la dirección de la ola tiende a ser paralela al eje de los rompeolas, como es el caso de las escolleras puede ser mucho menos robusta.

6.- Degradación del núcleo y capa secundaria

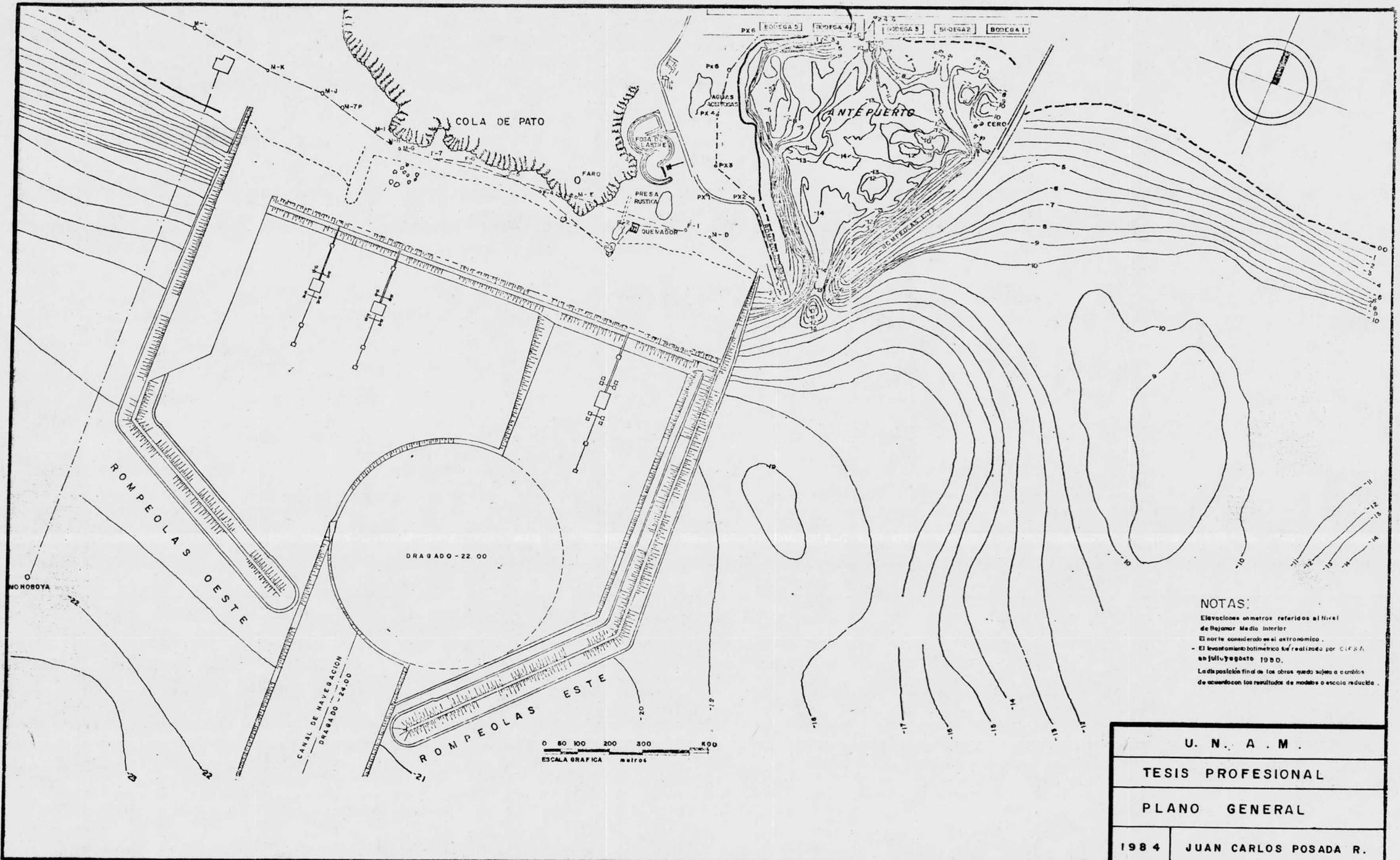
Para evitar que la acción del oleaje desaloje el material de los taludes y/o corona del núcleo, al ser terminado un cierto tramo de éste, se procederá de inmediato a cubrirlo con la roca de la capa secundaria que le corresponda, cubriendo toda el área terminada del mismo, de manera tal, que la roca de la capa secundaria no permita que sea desalojado el material del

tramo de núcleo en cuestión. Si la construcción del enrocamiento se está realizando con un cierto grado de agitación -- del mar, deberá procederse a recubrir de inmediato la capa -- secundaria con la capa de roca de coraza.

7.- MODELOS

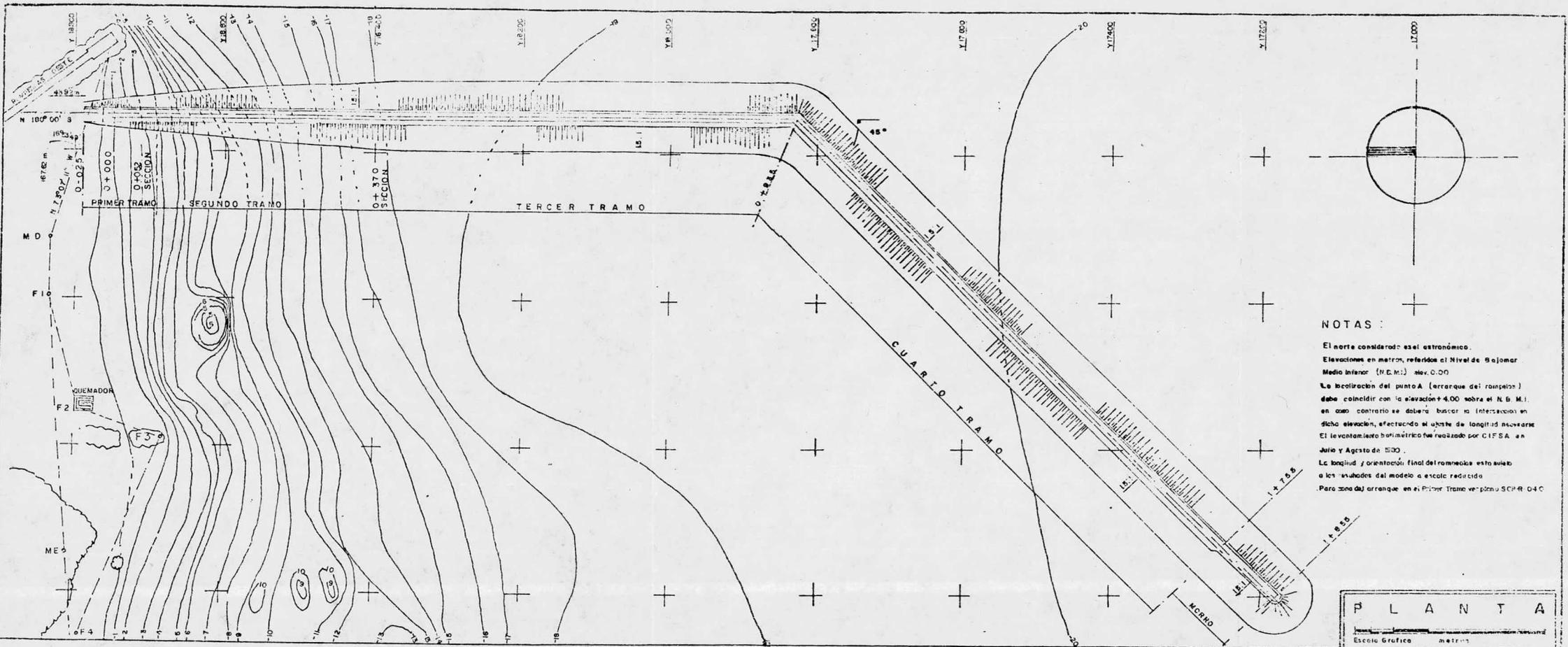
El uso de modelos reducidos debe ser uno de los elementos básicos para apoyar el proyecto de los rompeolas de hecho se -- recurre a ellos para el diseño definitivo, ya que en el trabajo de anteproyecto se utilizan los métodos empíricos.

Los modelos reducidos permiten visualizar el funcionamiento -- de la escollera a un costo sumamente bajo en comparación al -- de la construcción de las obras, sin embargo se recomienda -- ser prudente en cuanto a la interpretación de los resultados -- que se obtengan, ya que éstos dependen completamente de las -- condiciones de experimentación y del tipo de datos con los -- que se trabaja.



NOTAS:
 Elevaciones en metros referidos al Nivel de Bajamar Medio Interior.
 El norte considerado es el astronómico.
 El levantamiento batimétrico fue realizado por C.I.F.S.A. en Julio y Agosto 1980.
 La disposición final de las obras queda sujeta a cambios de acuerdo con los resultados de modelos o escala reducida.

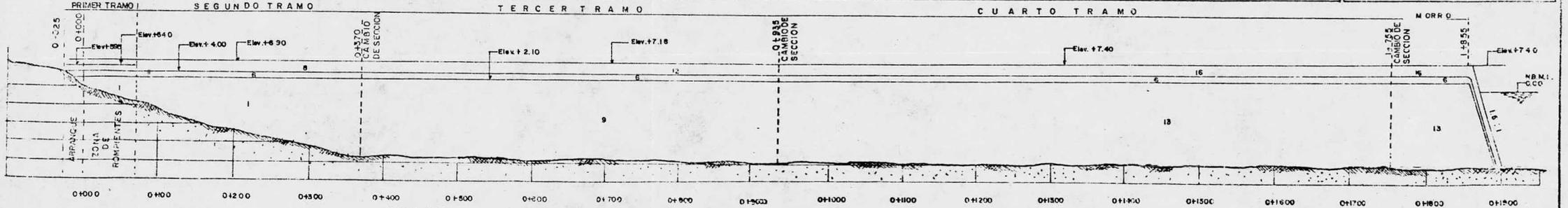
U. N. A. M.	
TESIS PROFESIONAL	
PLANO GENERAL	
1984	JUAN CARLOS POSADA R.



NOTAS:

- El norte considerado es el astronómico.
- Elevaciones en metros, referidas al Nivel de Bajamar Medio Interior (N.B.M.I.) sea 0.00.
- La localización del punto A (arranque del rompeolas) debe coincidir con la elevación +4.00 sobre el N.B.M.I. en caso contrario se deberá buscar la intersección en dicha elevación, efectuando el ajuste de longitud necesaria.
- El levantamiento topográfico fue realizado por CIFSA en Julio y Agosto de 1980.
- La longitud y orientación final del rompeolas esto sujeto a los ajustes del modelo a escala reducida.
- Para zona de arranque en el Primer Tramo ver plano SCP-R-04-C.

PLANTA
Escala Gráfica: metros



SECCION LONGITUDINAL POR EL EJE DEL ROMPEOLAS

U. N. A. M.	
TESIS PROFESIONAL	
DIMENSIONES GENERALES	
ESCOLLERA ESTE	
1984	JUAN CARLOS POSADA R.

B I B L I O G R A F I A .

- **Curso: Mecánica de Suelos en Puertos Industriales**
División de Educación Continua
Facultad de Ingeniería UNAM
Nov. 1983.

- **Manual de diseño de Obras Civiles**
Comisión Federal de Electricidad
Tomo B.1.4

- **Simposio Internacional de Mecanica de suelos Marinos.**
Sociedad Mexicana de Mecanica de Suelos A.C.
Volumen 1
México 1980

- **Ingenieria de Ríos y Costas**
por: Ing. Jose H. Aguilar Alcerreca
Ing. Jose A. Boyer Orozco
Ing. Roberto Sempere Ramírez.

- **Cursos de Obras Portuarias del Centro de Actualización Profesional**
CICM. Oct - 82.

- **Estudio Oceanografico del Golfo de Tehuantepec.**
A.H. Glenn And Associates.

- **Informe de datos oceanográficos y meteorologicos en la zona del Puerto de Salina Cruz, Oax.**
S.C.T. Dirección General de Obras Marítimas.

- El Mar
por: Leonard Engel
offset Multicolor, S.A.

- Mar y Tierra
Comisión Nacional Coordinadora de Puertos

- Ingeniería Marítima
Ing. Victor M. Figueroa Castillo
Ing. Roberto Bustamante A.
Ing. Manuel Coria T.
México D.F. 1959

- Normas de Construcción
S.C.T.
Muestreo y Pruebas de Materiales
Parte Segunda IX la. Edición, México, 1981.

- Geología Aplicada ala Ingeniería Civil
y Fotointerpretación
Ing. Juan B. Puig.