



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

DISCUSION DE LOS CRITERIOS DE ESTABILIDAD  
DE ACCESOS DE LAGUNAS LITORALES.

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A N :

Juan Jesús Armenta Rios

José Miguel Montoya Rodríguez



MEXICO, D. F.

1979



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
EXAMENES PROFESIONALES  
60-1-243

A los Pasantes señores JOSE MIGUEL MONTOYA RODRIGUEZ y  
JUAN JESUS ARMENTA RIOS,  
P r e s e n t e s .

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a ustedes a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ing. Francisco Téllez Granados, para que lo desarrollen como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"DISCUSION DE LOS CRITERIOS DE ESTABILIDAD DE ACCESOS DE  
LAGUNAS LITORALES"

1. Introducción
2. Objetivo del estudio
3. Análisis de estabilidad de accesos
4. Estudios teóricos
5. Estudios de campo
6. Comparación con resultados obtenidos a través de un modelo hidráulico
7. Conclusiones
8. Referencias

Ruego a ustedes se sirvan tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberán prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Atentamente

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"

Cd. Universitaria, a 18 de julio de 1978

EL DIRECTOR

ING. JAVIER JIMENEZ ESPRIU

## CONTENIDO

|       | T E M A   | Página |
|-------|---|--------|
| 1.    | Introducción. . . . .   | 1      |
| 2.    | Objetivo del tema. . . . .  | 2      |
| 3.    | Análisis de estabilidad de accesos. . . . .   | 3      |
| 3.1   | Definición de conceptos. . . . .  | 4      |
|       | Lagunas costeras,-Estuario,-Sistema lagunario estuarino,-<br>Clasificación de accesos costeros. . . . .   | 10     |
| 3.2   | Factores fundamentales de la dinámica costera y estuarina. . . . .  | 11     |
|       | las mareas,- los vientos,- el oleaje,- acarreo litoral. . . . .   | 18     |
| 3.3   | Análisis de factores. . . . .   | 19     |
| 3.4   | Régimen natural de un acceso. . . . .   | 24     |
| 3.5   | Estabilidad. . . . .  | 26     |
| 3.5.1 | Antecedentes y conceptos. . . . .   | 26     |
|       | Definición del canal de comunicación y de la estabilidad,-<br>Estabilidad horizontal,- Estabilidad vertical. . . . .  | 30     |
| 3.5.2 | Factores involucrados en la estabilidad. . . . .  | 31     |
| 3.6   | Estabilidad y diseño del canal de comunicación. . . . .   | 39     |
| 3.6.1 | Estabilidad por transferencia de material. . . . .  | 41     |
| 3.6.2 | Estabilidad de la sección transversal. . . . .  | 42     |
| 3.6.3 | Funcionamiento hidráulico de la boca. . . . .   | 44     |
|       | Características del flujo y acarreo litoral para algunas bocas<br>de entrada (tabla 3.3). . . . .   | 53     |
| 3.7   | Obras de protección. . . . .  | 55     |
| 4.    | Estudios teóricos. . . . .  | 61     |
| 4.1   | Estudios teóricos sobre mareas. . . . .   | 62     |
|       | Definición de conceptos,- Teoría estática de Newton,-Teoría<br>dinámica de Lapace. . . . .  | 66     |
| 4.2   | Estudios teóricos sobre vientos. . . . .  | 69     |
|       | Consideraciones,-descripción general,-características del<br>viento,-escala de beaufort,-clasificación de los vientos,-Dia<br>grama de Lenz,-ciclones y anticiclones. . . . . | 76     |

|       |  |     |
|-------|--|-----|
| 4.3   | Estudios teóricos sobre oleaje. . . . .  | 81  |
|       | Definición de oleaje, -algunos antecedentes, -características generales de las ondas, teoría senoidal de Stokes. . . . .   | 87  |
| 4.3.5 | Fenómenos que alteran el oleaje. . . . .   | 83  |
|       | La refracción del oleaje, -reflexión de olas, -difracción del oleaje. . . . .  | 108 |
| 4.3.6 | Aspectos generales sobre predicción del oleaje. . . . .  | 113 |
| 4.4   | Estudios teóricos sobre arrastre litoral. . . . .  | 116 |
|       | Introducción, -Obras marítimas de calibración o prueba, - Espigones de prueba, -Fórmulas empíricas en función de las características del oleaje, -Fórmulas empíricas para calcular el A.L en función de la energía del oleaje y del material playero, -Fórmula para calcular A.L en función de la velocidad de la corriente litoral. . . . . | 124 |
| 4.4.8 | Uso de trazadores. . . . .   | 131 |
| 5.    | Estudios de campo. . . . .   | 138 |
|       | Reconocimiento, -brechecos, -triangulación, -poligonales, -niveleación, -seccionamientos, -mediciones de mareas, -exploración geológica, -mediciones de viento y oleaje, -batimetría, -obtención de muestras y análisis de material playero. . . . .   | 141 |
| 5.12  | Trazadores. . . . .  | 143 |
|       | Trazadores fluorescentes, -ventajas y desventajas de los trazadores radioactivos y fluorescentes. . . . .  | 145 |
| 5.13  | Instructivo para las mediciones de las características del oleaje. . . . .   | 147 |
| 6.    | Aplicación a un caso real. . . . .   | 153 |
|       | Introducción, -planteamiento del problema, -datos de proyecto, -análisis de factores. . . . .  | 154 |
| 6.5   | Solución del problema. . . . .   | 160 |
| 7.    | Conclusiones. . . . .  | 171 |
| 8.    | Referencias. . . . .   | 172 |

# 1 INTRODUCCION.

En el aprovechamiento de las lagunas litorales es muy importante describir desde un punto de vista ingenieril, los diferentes conceptos que nos permitan entender el funcionamiento de estos cuerpos de agua. Conociendo este funcionamiento es posible realizar el análisis de los accesos o bocas y conocer sus problemas y las obras necesarias para mejorar el desarrollo de actividades en el interior de dichos cuerpos.

El país requiere dentro de sus aspectos fundamentales de desarrollo de la dotación de obras de infraestructura que hagan factible la explotación de los recursos potenciales con que se cuenta, por lo que se hace necesario adecuar los puertos y terminales pesqueras a sus posibilidades de desarrollo.

El principal impedimento para el establecimiento de un puerto o terminal pesquera es la existencia de una barra con determinada profundidad, por lo que es necesario contar con un canal de navegación que tenga un tirante que permita el acceso a las embarcaciones pesqueras en cualquier momento al interior del puerto.

Para poder determinar la posibilidad anterior, será necesario realizar una serie de estudios físicos sobre la zona del posible acceso del puerto y de las condiciones naturales existentes, para determinar el comportamiento general de la costa, el transporte litoral y las características de funcionamiento del acceso a la laguna en estudio que permitan definir las condiciones hidráulicas del canal de navegación y establecer el proyecto definitivo.

## 2. OBJETIVO DEL ESTUDIO

El objetivo del presente trabajo es el de analizar la problemática que involucran los accesos costeros y en general las lagunas litorales o zonas estuarinas de nuestro país. Con este fin se han tratado de agrupar los criterios existentes para el estudio de los accesos costeros, para finalmente aplicarlos a un problema real y observar si son adecuados.

Para tal efecto en los primeros capítulos del presente escrito se describen los datos de campo necesarios para aplicar estos criterios, así como la manera de obtenerlos.

En seguida se describe la forma de analizarlos presentando un método de cálculo en base a los criterios establecidos, finalmente se aplica este método de cálculo al caso del acceso de Barra de Galindo, Ver.

3. ANALISIS DE ESTABILIDAD DE ACCESOS

### 3.1 Definición de conceptos

Los cuerpos de agua principales deben considerarse de dos tipos: La laguna y el Estuario.

#### a) Lagunas Costeras

Desde un punto de vista geomorfológico se define como: "depresión" - que contiene agua dulce y salada localizada en el borde litoral. En otras palabras son cuerpos de agua ubicados en la zona litoral del continente, - que presentan una comunicación con el mar y a las cuales llegan corrientes superficiales de agua dulce continental, que propician la mezcla de - ambas para dar como resultado concentraciones variables según la zona.

#### b) Estuario

La palabra Estuario proviene del latín aestus, que quiere decir marea. - En forma general el término se aplica a una formación costera en la -- cual la marea juega un papel muy importante. Históricamente se ha definido como la parte baja de los ríos sujeta a efectos de marea. Según Emery y Stevenson, estuario es una amplia desembocadura de un río o un brazo de mar donde la marea encuentra la corriente de un río.

Por su parte, Pritchard tratando de integrar más ampliamente el concepto, establece que un Estuario es un cuerpo de agua costera semicerrado que tiene libre conexión con mar abierto, y dentro del cual el agua marina puede encontrarse diluida con el agua dulce procedente de los escurrimientos de tierra firme.

Normalmente las lagunas costeras presentan variaciones relativamente pequeñas de marea, con amplia plataforma continental y una pendiente suave, en las cuales existe un cierto transporte litoral, que tenderá en la mayoría de los casos a cerrar completamente el acceso a la laguna. En condiciones naturales existe un cierto equilibrio entre la acción de los diferentes agentes que intervienen en el funcionamiento de una laguna, actuando unos en el sentido de absorberlas y hacerlas desaparecer y otros en el sentido de profundizarlas o mantenerlas. La acción humana es fundamental en este aspecto, ya que puede ayudar con sus obras a la desaparición de las lagunas o a la conservación de las mismas.

El cordón litoral tiende a adelgazarse o aún a cortarse por el efecto de tempestades o ciclones, mientras que el transporte litoral tenderá a robustecerlo y a cerrar las bocas o accesos.

Las fuertes avenidas provocadas por las lluvias tratarán de abrir más bocas o profundizar los fondos por las corrientes que origina, al mismo tiempo que aportan sedimentos, que posteriormente serán introducidos nuevamente por las corrientes de flujo, debido a los efectos de los fuertes oleajes al destruir la barrera litoral.

Es frecuente establecer la diferencia entre laguna y estuario desde el punto de vista de la estabilidad en la salinidad. Así se dice que cuando el escurrimiento de agua dulce en un vaso separado desarrolla un cuerpo estable de agua salobre puede considerarse como laguna. Si este —

mezclado no es estable y presenta cambios periódicos, el vaso podrá con  
siderarse como estuario.

El problema de integrar una definición puede resolverse mejor partiendo  
de la consideración de que en condiciones normales los sistemas estuari  
nos puros o lagunarios puros son difíciles de encontrar, cuando menos  
en el caso de nuestro país. En general aparecen combinados con prepon  
derancia más o menos acentuada de un sistema sobre el otro. Es decir,  
más que tratar de establecer una definición formal, haremos una descrip  
ción de lo que podría considerarse un sistema completo.

c) Sistema Lagunario-Estuarino

Un sistema Lagunario-Estuarino está compuesto por los siguientes ele-  
mentos (fig. 3.1.).

Canal de comunicación con el mar, que puede ser la desembocadura del  
rfo del sistema o la liga de la laguna con el mar. En el primer caso  
la laguna puede estar integrada completamente con ese canal o comuni  
cada a su vez con el rfo a través de un segundo canal. En el sistema  
estuarino más simple, la parte baja del rfo se amplía considerablen  
te en comparación al resto del cauce.

Para el segundo caso la liga puede tener únicamente una longitud equi  
valente al ancho del cordón litoral que separe a la laguna del mar o -  
constituir un brazo de mar de varios kilómetros de extensión.

Desde el punto de vista de la mezcla de aguas dulces y saladas, en el primer caso presenta características bien definidas, aunque variables; puede ir desde el movimiento estratificado con la cuña salina en la parte inferior apareciendo inclusive en las fases más intensas de flujo inversión de corrientes, hasta el mezclado débil en toda la sección sin inversión de flujo. En el segundo caso, el fenómeno de mezcla es menos acentuado y el sentido de las corrientes de flujo y reflujos es bien definido.

Vaso principal.- Es la zona donde las áreas de agua tienen una extensión sensiblemente mayor a la sección transversal de canal de comunicación. En un sistema estuarino típico ésta parte la constituyen tramos muy amplios del río mismo, dentro de los cuales pueden estar incluidas zonas lagunarias.

Para el sistema combinado o con dominio lagunario, el vaso principal es la laguna propiamente dicha; según las características de la marea, la presencia salina tendrá mayor o menor influencia, pero en general los procesos de mezclado son más débiles y la salinidad tiende a ser menor, salvo en los casos de las lagunas hipersalinas. En los sistemas lagunarios, los escurrimientos de tierra son en forma de corrientes o intermitentes, desembocan en ella siendo ésta la causa del abatimiento de la salinidad.

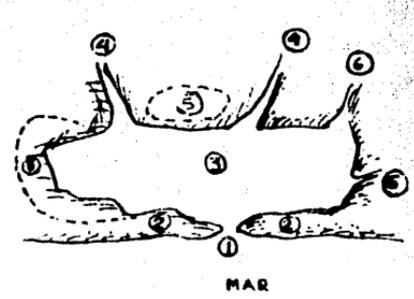
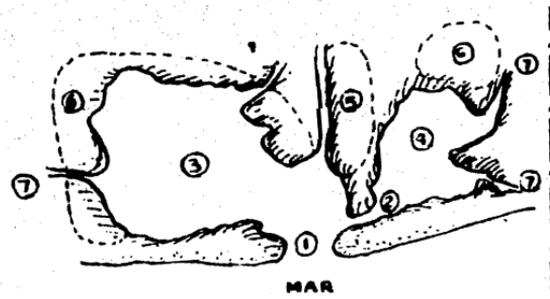
Esteros, vasos secundarios y planticies de inundación y marismas.- Estas partes se localizan en la zona más alejada del mar y constituye el

extremo interior del sistema. Se integra por pequeños vasos y zonas bajas, que están sujetas a inundación sea en época de avenidas para sistemas estuarinos puros, o por efectos de variación de mareas en sistemas lagunarios.

Existe también una barra interior que los separa del sistema principal, su liga con él puede ser a través de pequeños canales o cuando el agua rebasa la cota superior de la barra.

De este marco general es posible entrar al terreno de la clasificación según diversos criterios científicos; sin embargo conviene establecer como conclusión el hecho de que desde el punto de vista de la ingeniería hidráulica, el problema del aprovechamiento de las zonas estuarinas y lagunarias radica en asegurar un sistema circulatorio adecuado de las aguas, principalmente de las marinas, que en sí constituyen un elemento preponderante en la dinámica del sistema. Según Bowden, el factor determinante en la circulación estuarina es el papel desempeñado por las corrientes de marea con relación a los aportes de agua dulce; consecuentemente, concentraremos nuestra atención al problema representado por esa circulación, con especial énfasis en el acceso o boca y en el canal de comunicación, que son las piezas claves de los sistemas estuarinos y lagunarios.

Al considerar el origen de los accesos de marea, se ha concluido que la mayor parte de estos han sido abiertos por la naturaleza, a través de una barra construída mediante la acción del oleaje.



Sistema preponderante Fluvial

Sistema preponderante Lagunario

- 1 Canal de comunicación.
- 2 Canal Laguna-Mar.
- 3 Laguna integrada al estuario.
- 4 Laguna separada del Río.
- 5 Vaso principal integrada por el río y laguna si existe.
- 6 Planicies de inundación, Vasos secundarios y Marismas.
- 7 Esteros ( ocasionalmente ).

- 1 Canal de comunicación.
- 2 Cordon Litoral.
- 3 Vaso principal.
- 4 Escurrimiento superficial.
- 5 Planicie de inundación, vasos secundarios y Marismas.
- 6 Esteros ( ocasionalmente ).

SISTEMAS ESTUARIOS-LAGUNARIOS

FIGURA-3-1.

## b) Clasificación de Accesos Costeros

Se pueden distinguir 3 grupos principales de accesos: Los de origen Geológico, Hidrológico y los que se originan a partir del transporte litoral.

Los accesos de origen geológico son los que tienen bocas rocosas, las que no siguen las leyes de estabilidad de los accesos. Estas leyes tienen validez únicamente cuando el acceso se modela en materiales aluviales.

Los accesos de origen predominantemente hidrológico se forma donde un río desemboca en el mar. En accesos como estos, las corrientes de marea entran a través de la boca del río y la convierten en áreas en forma de abanico, con sección transversal que disminuye gradualmente en dirección de aguas arriba.

La mayoría de los accesos localizados en costas tienen su origen en el transporte litoral. Sin embargo en algunos casos es difícil indicar una sola razón predominante. Algunas de las barras, quizá la mayoría de ellas, resultan de la acción del oleaje sobre el fondo en aguas reducidas en que se formó una barra mediante la acción del oleaje algunas veces combinado con una disminución del nivel medio del mar, la mayor parte de los accesos son romplimientos, pero sólo unos pocos creados, de esta manera permanecerán vivos por largo tiempo porque son obstruidos por los depósitos del transporte litoral provocados por flujo insuficiente de marea.

Un método diferente de clasificación de accesos es por las condiciones de flujo en la entrada. Mediante este método los accesos se pueden dividir en 3 clases diferentes:

Las entradas en clase 1, tienen estuarios largos y el flujo de marea se desplaza libremente después de la entrada.

La clase 2, abarca los accesos con estuarios cortos en flujo de marea desplazándose libremente después de la entrada.

Las entradas en clase 3, están suficientemente restringidas para no permitir el desplazamiento libre de flujo de marea después de las entradas.

### 3.2 Factores Fundamentales de dinámica costera y estuarina

Consideración:

Para analizar, desde un punto de vista ingenieril, a un sistema lagunario o estuarino, es necesario conocer los fenómenos Oceanográficos. Estos tienen una influencia determinante en el comportamiento de dichos sistemas.

Los fenómenos Oceanográficos que aquí se describen brevemente, se tratarán en el capítulo 4 con más amplitud.

Los fenómenos o factores a tratar en la dinámica costera y estuarina son:

Las Mareas

El Oleaje

Los Vientos

El Arrastre Litoral

a).- Las Mareas.- Las mareas son los cambios de nivel que experimenta el mar producidos principalmente por la atracción que ejercen la Luna y el Sol sobre las masas de agua. Estas variaciones de nivel pueden ser mayores o menores de acuerdo con la posición relativa de estos astros, dando origen a mareas máximas y mínimas.

Este fenómeno es periódico y así se tiene que cada 14.3 días se presentan las mareas máximas del ciclo, denominadas mareas vivas de cada mes (zizigias). Asimismo, durante dos ocasiones al año tienen lugar las mareas máximas de zizigias, que son las máximas en todo el año; correspondiendo a los equinoccios de primavera y otoño.

La variación de niveles de mar motivados por la marea, ha dado lugar al establecimiento de diferentes planos de mareas que a continuación se definen:

- Pleamar máxima registrada. El máximo nivel registrado para una marea alta.

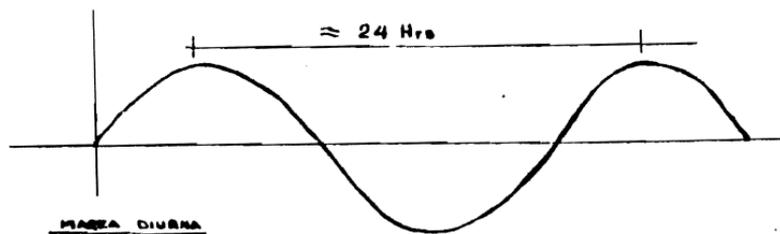
- Nivel de Pleamar Media. Es el promedio de las mareas altas ocurridas en un lapso dado.
- Nivel Medio del Mar. Es la altura promedio del nivel del mar.
- Nivel de Marea Baja Media. Es el promedio de mareas bajas ocurridas en un lapso dado.
- Bajamar Mínima Registrada. Es el mínimo nivel registrado por la marea baja.

El tiempo necesario para conocer en forma precisa los planos de mareas mencionados es de 18.6 años.

Por otra parte, las mareas que existen en los diferentes puntos de la tierra, se pueden clasificar de la siguiente manera:

- Marea Diurna. Presenta una pleamar y una bajamar por ciclo.
- Marea Semidiurna. Presenta dos pleamares y dos bajamares notablemente diferentes.

En la figura 3 - 2 se presentan estos tipos de mareas.



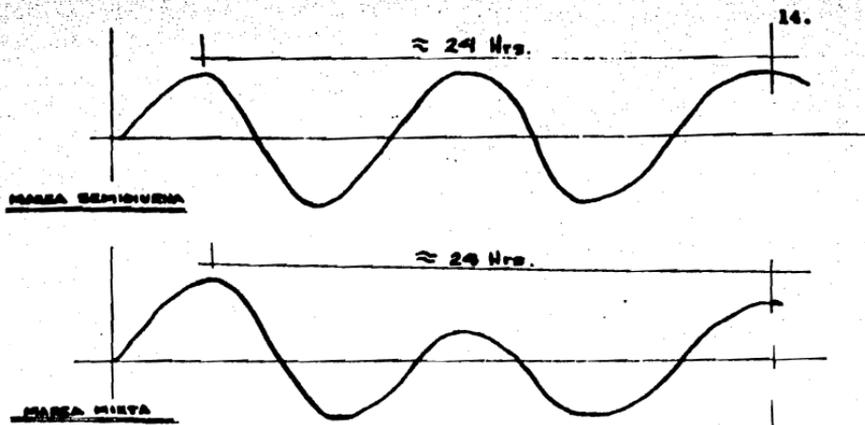


fig. 3-2

b).- Los Vientos.- Los vientos son producidos por diferencias de densidad entre las capas de aire. Estas diferencias son causadas por variaciones de temperatura, de presión o de humedad. El viento se caracteriza por su velocidad y su dirección.

El efecto más importante ocasionado por los vientos al soplar sobre una superficie de agua, es la creación de esfuerzos tangenciales en la interfase, que proporcionan una cantidad de energía al mar ocasionando las olas.

La intensidad del viento desde el punto de vista de la escala de Beaufort - va desde vientos de calma hasta vientos huracanados de más de 120 Km./hr.

Existen vientos reinantes y dominantes; el primero es más frecuente, según una dirección dada independiente de su intensidad, en tanto el segundo es el más intenso independiente de su frecuencia. Para determinar las caracte-

ráficas de éstos vientos se representa el resultado de las mediciones hechas, en tres diagramas que son los " Diagramas de Lenz ".

c). El Oleaje.-Desde el punto de vista Ingenieril, uno de los aspectos del mar más importantes en su continuo movimiento, es el que se manifiesta como oleaje ( ondas de largo período, cambios de nivel producidos por la marea y las corrientes marinas ).

El viento al actuar sobre la superficie del agua causa irregularidades que aparecen como pequeñas ondas, que conforme el viento actúa durante mayor tiempo se transforman en el oleaje.

Existe una clasificación para el oleaje dependiendo de si se encuentra o no dentro de la zona de generación y es la siguiente:

Oleaje Local ( sea ), cuando el oleaje se encuentra dentro de la zona de generación con características muy irregulares y períodos relativamente cortos.

Oleaje distante ( swell ), cuando el oleaje ha salido de la zona de generación presentando entonces características mejor definidas y períodos grandes.

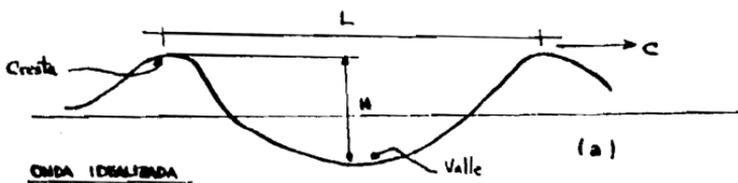
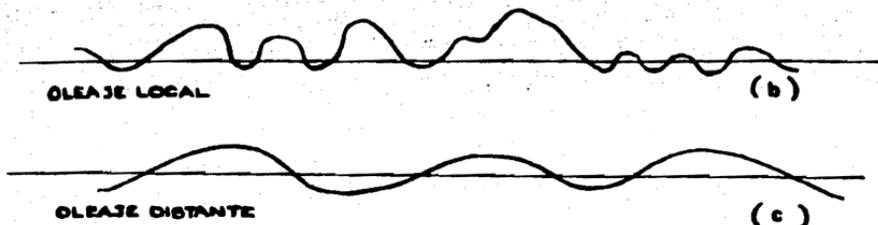


fig. 3-3



En las figuras 3 - 3 (a, b y c) se muestran las representaciones gráficas de un oleaje idealizado así como del oleaje local y distante.

Las características que nos definen a una onda son:

Longitud de ola ( $L$ ).- Es la longitud existente entre dos crestas consecutivas.

Altura de Ola ( $H$ ).- Es la distancia vertical entre la cresta y el valle.

Celeridad ( $c$ ).- Es la velocidad con que la ola se desplaza.

Período ( $T$ ).- El tiempo que transcurre entre el paso de dos crestas consecutivas por un mismo punto.

El oleaje siendo un fenómeno tan complejo, se ha tratado de representar matemáticamente y existen al respecto diferentes teorías, tales como:

- Teoría Lineal
- Teoría de Stokes
- Teoría de ondas cenoidales.



## d) Acarreo Litoral.

Este fenómeno en general consiste en el movimiento de las arenas de una playa que está sujeta a un oleaje incidiendo con un cierto ángulo con respecto a ella.

Para explicar este fenómeno es necesario definir dos zonas en un perfil playero: la parte exterior de la playa y la interior cuya frontera es la línea de rompiente. La zona interna puede a su vez subdividirse en otras dos zonas más. La rompiente y la del estrán. En la figura 3-4 se ha representado gráficamente a un perfil playero típico.

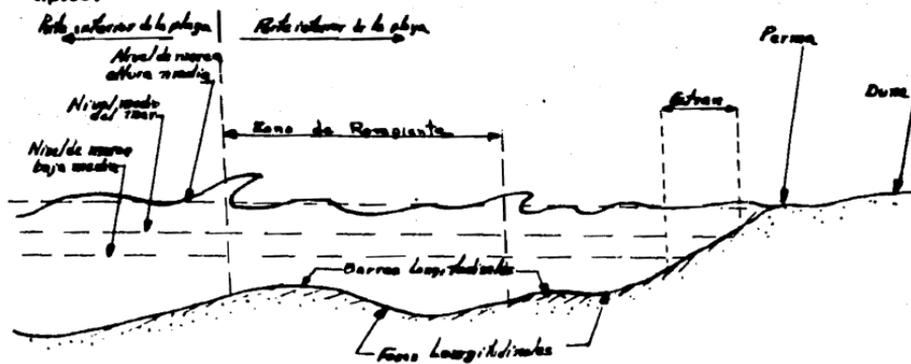


fig. 3-4

El transporte en la zona (fig. 3-4) es el resultado de la interacción - del movimiento oscilatorio de las partículas de agua y las partículas del fondo.

En la parte interior, el transporte es debido principalmente al efecto

turbulento de la rotura del oleaje. En la zona de rompientes el material se pone en suspensión y se mueve paralelamente a la playa; y el material más pesado, se moverá por el fondo en trayectoria de zig-zag.

Resumiendo, en la zona exterior de la playa se tiene un transporte en la dirección de propagación del oleaje, en tanto que en la zona interior existirá un transporte en suspensión y de fondo sensiblemente paralelo a la playa.

El arrastre litoral es pues una función directa de las características del oleaje y al mismo tiempo de las características granulométricas de la playa; pues es claro que para un oleaje dado, existirá una mayor o menor capacidad de transporte dependiendo del menor o mayor tamaño del grano.

### 3.3 Análisis de Factores.

Para analizar las condiciones de una laguna litoral o estuario es necesario conocer los fenómenos anteriormente descritos y aplicar las teorías y métodos existentes para el caso. A continuación se mencionan en forma resumida cuales son los factores a utilizar, su forma de calcularlos y qué resultados es posible esperar de ellos.

1.- La topohidrografía de la zona, es decir, la configuración del fondo del mar tanto dentro como fuera del sistema, así como las condiciones de la comunicación en cuanto a forma.

2.- El oleaje que incide en la zona, analizando en forma estacional o mensual según el detalle que quiera alcanzarse con el análisis. Estos datos deberán estar presentados como horas de acción en el lapso -- considerado para las diferentes direcciones de incidencia significan-- tes. Asimismo, se deberá saber qué alturas de ola y períodos son -- los que están llegando a esa costa y las modificaciones que sufran -- por efectos de los amortiguamientos producidos por el fondo. Será -- posible entonces definir las alturas significantes o medias que poste-- riormente podrán ser utilizadas para los cálculos de arrastre litoral.

3.- La marea existente en la zona deberá conocerse con precisión y el análisis de esta se realizará también en forma anual a fin de que -- puedan obtenerse las características dominantes de la curva de mareas. Es decir, cual podría ser la marea representativa de las condiciones de Zizigias que al fin y al cabo es la que influye en las corrientes de flujo que se presentan en la comunicación con el mar.

Asimismo, la marea nos va a permitir otro factor muy importante -- para el análisis del sistema y que es el denominado "prisma de ma-- rea"  $\Omega$ . El prisma de marea es el volúmen de agua introducido dentro -- del sistema para un ciclo de marea completo. Este prisma en su for-- ma más simple se puede calcular como la amplitud de la marea de -- zizigias (H) - por el área (A) en planta del sistema, despreciando en este caso los efectos de amortiguamiento viscoso dentro de la laguna. Para cálculos más precisos es necesario conocer ese amortiguamiento

viscoso, lo cual es posible si se realizan estudios de niveles en el sistema.

La marea también permitirá conocer el gasto máximo ( $Q_m$ ) que pasa por la comunicación con el mar y que permitirá que ésta sea eficiente o no.

4.- Es importante también conocer cuales son las características de los materiales existentes en la playa y en la comunicación con el mar dentro de la laguna.

Para conocer estas características es necesario muestrear en diversos sitios y analizar estas muestras en lo que se refiere a granulometría y densidad.

Las características de los materiales que nos servirán son:

$D$  - Diámetro medio, que es aquel diámetro para el cual el 50% de la muestra tiene valores mayores.

$\rho$  - Densidad, que es la relación de la masa de las partículas a su volumen.

Conociendo el material es posible conocer otro factor importante para el análisis que es lo que se llama el esfuerzo cortante ( $\tau$ ) entre el fondo y el flujo. Este esfuerzo cortante es la fuerza por unidad de área que actúa entre el flujo y el fondo.

5.- El arrastre Litoral ( $M$ ) se calcula de la manera siguiente siempre y cuando se tengan definidos los factores anteriores.

Como ya se mencionó anteriormente este parámetro es una función del

oleaje y de las características del material playero.

$$M = f(H^2, T, \alpha, D_{50}, S)$$

Donde:

H = Altura de ola.

T = Período

$\alpha$  = Ángulo de incidencia.

$D_{50}$  = Diámetro medio de la arena.

S = Densidad de la arena.

Muchas expresiones que ha sido desarrolladas para este análisis y se presentan en el capítulo 4 .

6.- Las descargas de agua dulce ( $Q_0$ ) son también importantes en el análisis del sistema y pueden alterar las distribuciones de corrientes y velocidades debido a diferencias en densidad.

Estas alternaciones afectan directamente al esfuerzo cortante ( $\tau$ ) y por tanto las relaciones entre sección transversal de la comunicación y el flujo.

Una forma en la que se podría tomar en cuenta la inclusión de esta corriente de agua dulce sería de la siguiente manera:

$$Q_m = (Q_t)_{\max} + Q_0$$

Donde:

$(Q_t)_{\max}$  = Gasto máximo producido por marea de zicligas.

$Q_0$  = Gasto de la corriente de agua dulce para la misma condición.

En los seis puntos anteriores se ha tratado de explicar en una forma breve cual es el análisis que se realiza de los diferentes factores de la dinámica costera y estuarina. Como se observa, los fenómenos involucrados son complejos y de difícil representación matemática.

En los siguientes capítulos se analizará la forma de manejar estos factores en la resolución del problema de estabilidad de accesos.

### 3.4 REGIMEN NATURAL DE UN ACCESO

Se ha establecido ya la costumbre de hablar del delicado balance de la naturaleza que el hombre no puede tocar sin provocar efectos adversos. El hecho es que todo en la naturaleza está en proceso de desarrollo y el hombre, al interferir este desarrollo, puede influir en el proceso de una manera u otra. Los consiguientes efectos serán, como es natural, adversos en ciertas circunstancias, pero ventajosos en otras.

Hablando en una forma general, cualquier acceso de marea se encuentra en un estado de equilibrio dinámico porque las condiciones de flujo y oleaje están cambiando constantemente. Por lo tanto, es difícil definir un estado univalente de equilibrio.

Generalmente, la historia de una boca demuestra un cambio continuo -- en su geometría, mediante el cual la longitud del canal de acceso y el área de la sección transversal de la boquilla varía. Cualquier boca situada en una costa con transporte litoral, se cierra con el tiempo, porque el material no puede ser depositado en la entrada en cantidades -- ilimitadas. Mientras tanto, en algunas bocas se desarrolla una circulación de arena y el material es acarreado de un lado de la boca -- hacia el otro. Tal circulación se puede desarrollar parcial o totalmente en una barra fuera de la costa, que debe ser más bien superficial, con el objeto de utilizar la capacidad de transporte del oleaje y las -- corrientes. Las corrientes de marea podrían transportar el material, esto ocurre cuando las pleamareas depositan el material en la entrada y las bajamareas arrastran el material hacia el Océano nuevamente. El -

material devuelto al Océano puede ser transportado tan lejos, que nunca regresará a la playa, ó puede ser transferido hacia la playa sobre el lado "Transporte abajo", de modo que alguna erosión del lado de la laguna puede ser reducida ó aún eliminada.

La mayor parte de accesos sobre costas de transporte litoral se desplazan en la dirección del transporte litoral predominante.

La magnitud de desplazamiento de las bocas emigrantes en costas arenosas, depende de la cantidad de transporte litoral, la velocidad de la marea y las corrientes. La diferencia de fase entre corriente de marea a lo largo de la costa y las corrientes de marea en la boca. Como resultado de depósitos de arena y el efecto de meandro del canal de acceso, los depósitos de arena, con frecuencia, son desviados contra el lado "Transporte abajo" de la boca provocando una erosión continua. Mediante este proceso, el banco de arena de la barra del lado "Transporte arriba", se puede extender hacia afuera y enfrente de la barra del lado "Transporte abajo" ó el área costera para finalmente trasladarse. Esta situación será relativamente corta de vida. Como la boca muy pronto se cerrará y una nueva rompiente se presentará, en algunos casos debido al desbordamiento de la barra por una avenida del lado de la bahía y en otros, debido a erosión por la acción del oleaje y corriente.

En algunos casos, la boca completa es desplazada; en otros, la boquilla se mantiene en su lugar mientras el canal de marea emigra a través de la barra exterior.

Es interesante observar que como resultado de la propia estrategia de la naturaleza de hacer las cosas fáciles, las bocas aparecerán con frecuencia donde las condiciones de afuera de la costa sean las más favorables (por ejemplo, debido a modelos de refracción) para mantenimiento de la boca mediante fuerzas naturales.

### 3.5 Estabilidad.

#### 3.5.1 Antecedentes y Conceptos.

El análisis de estabilidad en una entrada o acceso de marea es de suma importancia y de difícil realización. Al efecto muchos autores han atacado el problema, hallando algunas relaciones empíricas totalmente particularizadas. Esto nos podría indicar que lo adecuado sería ejecutar una campaña sistemática de mediciones e inclusive construir un modelo que permitiera establecer conclusiones correspondientes a un sitio en cuestión. Sin embargo, se puede llegar a presentar y discutir algunos criterios generales existentes.

Se han realizado una cantidad considerable de investigaciones sobre la estabilidad de canales en aluvión. Los resultados se utilizaron principalmente para el diseño de canales de irrigación. Aunque los factores que gobiernan la estabilidad de canales de aluvión y los accesos de marea difieren en algunos puntos, los resultados de los canales aluviales demuestran ciertas similitudes interesantes cuando se comparan con los resultados de los estudios en accesos de marea.

Se han realizado estudios de estabilidad en canales de aluvión, tales como el de Gerald Lacey, quien en 1930 desarrolló la siguiente expres-

sión:

$P = 2.668 Q^{0.5}$ ; donde  $Q$  = Flujo y  $P$  = Perímetro mojado (sin incluir la superficie libre del agua). También desarrolló las fórmulas  $Qf^2 = 3.8 V_c^6$ . y;  $V_c = 1.17 fd$ ; Donde  $f$  = factor de sedimento = 8, siendo "d" el diámetro de las partículas del sedimento en pulgadas;  $V_c$  = velocidad crítica (del sedimento). Substituyendo  $V_c$  por  $\frac{Q}{A}$  cuando  $A$  es igual a la sección transversal en la relación entre  $Q$  y  $V_c$ , resulta: -  $A = 8 \frac{3.8}{f^2} Q^{5/6}$ . Aunque estas ecuaciones se han empleado con éxito en la India y Pakistán para el diseño de canales de irrigación, su aplicación a condiciones diferentes está limitada debido a que las ecuaciones empíricas tienen algunos puntos débiles.

Han hecho otros autores estudios sobre el tema, como L.R. Pettis, T. Blench y otros que han desarrollado ecuaciones empíricas donde consideraran más factores que afectan a la estabilidad, con resultados semejantes.

Respecto a los Accesos de Marea, la 5a. conferencia de la asociación Internacional permanente de Congresos de Navegación en París en 1892, llegó a las siguientes conclusiones pertenecientes a los efectos del flujo de mareas en estuarios:

La dimensión y profundidad de un río sujeto principalmente a la variación de la marea, se verá mejorada con cualquier obra que aumente - su volumen y extienda su influencia tal como, la eliminación de obstáculos, dragado de bajos duros y el abatimiento del nivel de bajamar mediante la profundización del canal.

Mientras que toda obra que restringe el afluente de marea, aunque produzca una profundización local mediante la erosión, está expuesta a -- perjudicar las capacidades generales de navegación en un río de marea.

La regularización de los bancos (taludes) de los ríos de marea para -- eliminar variaciones abruptas del ancho, iguala el flujo de marea, reduce los azolves y facilita la afluencia de marea y por lo tanto constituye medios importantes de mejoramiento, aunque viene acompañado por una reducción ligera de la capacidad de mareas en ciertos puntos mediante la destrucción de los accesos, que en general están más compensados por medio de erosión mejorada y con el consecuente abatimiento del nivel de bajamar, especialmente si se hace al mismo tiempo -- con el dragado de bajos. Estos criterios son de los primeros intentos para entender la estabilidad del canal de comunicación.

a) Definición del canal de comunicación y de la estabilidad.

El canal de acceso (o acceso de marea) es una comunicación existente entre el mar y una bahía, como la desembocadura de un río, a través de la cual fluyen diversas corrientes y mareas.

Hablando en términos generales, se pueden distinguir dos tipos de estabilidad:

La estabilidad en relación con la sección transversal del canal (estabilidad vertical) y la estabilidad del canal con respecto a su localización (estabilidad horizontal). Ambos tipos de estabilidad están interrelacio-

nados; un cambio en la localización generalmente está ligada con un cambio en la sección transversal de la boca. Se puede decir que la estabilidad del canal de acceso con respecto a su sección transversal, aunque está relacionada con el problema de la localización, se puede separar de esta y ser tratada por análisis físicos.

En la siguiente figura se puede observar las condiciones típicas, de un acceso.

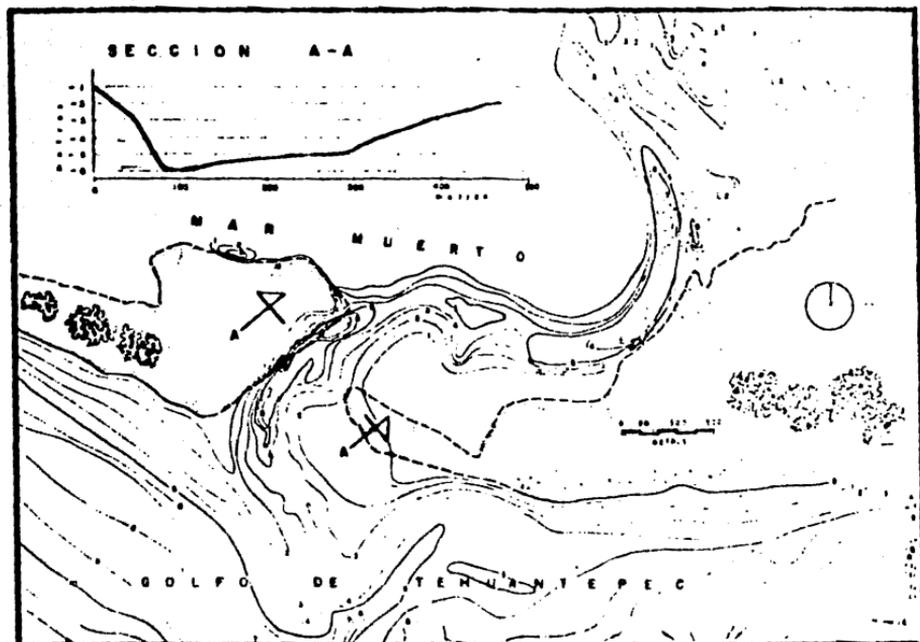


fig.3-5

b) Estabilidad Horizontal.

Se define como la mayor o menor tendencia de los canales a ser estables y migratorios. Dicha tendencia es función de su "edad". En el caso de lagunas litorales puede, por ejemplo, abrirse un canal durante una tormenta, cerrándose de inmediato, pero si las condiciones interiores de la laguna son favorables, es posible que permanezca abierto, iniciando un proceso migratorio, que de no existir interferencias, adoptará una situación estable. Este proceso tiene una gran influencia en el acarreo litoral  $M$ , área de la entrada  $a$  y la longitud  $L$  del canal. En la Fig. 3-5 se muestra una entrada cuyas características morfológicas y de dinámica costera están cerca del ideal.

c) Estabilidad vertical.

Se designa así a la mayor o menor tendencia que tenga la sección transversal del canal para conservar características geométricas e hidráulicas adecuadas al buen funcionamiento del sistema estuarino o lagunero.

Existe una serie de factores cuya combinación determina esa estabilidad, de los cuales se pueden distinguir dos grupos; los que GENERAN la estabilidad y los que la CONTRARRESTAN. El primero lo representa el intercambio de agua debido a la marea, en tanto que el segundo está representado por el acarreo litoral.

Enseguida se describirán dichos factores y su influencia en la estabilidad.

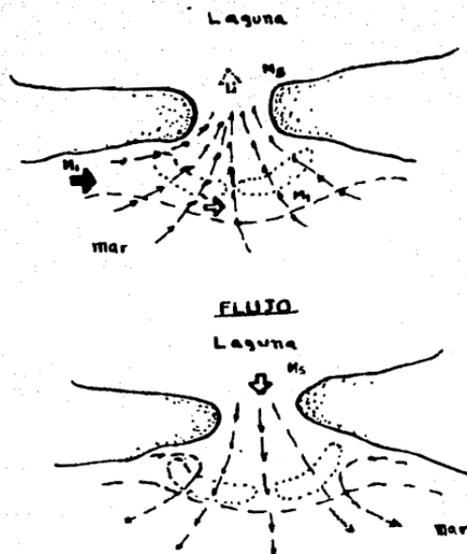


fig. 3-8

### 3.5.2 Factores involucrados en la estabilidad.

Para tener una boca estable en material aluvial, debe hacerse la suposición inevitable de que el arrastre de material litoral es movido hacia la boca. Este material es depositado en el fondo de la entrada, donde las corrientes de marea mueven dicho material, tanto en el fondo como en suspensión y hacia adelante y hacia atrás, supuestamente como un tipo de "carpetas rodante" que se ondula. A fin de obtener una situación estable, el movimiento del material deberá permanecer en equilibrio moviéndose en forma regular y lenta, para evitar depósitos en alguno o en ambos extremos de la boca.

Para analizar el problema de estabilidad en el corte transversal de área de la boca "A", se considera que la sección corresponde al cuello de la boca de entrada, que dicha área es función explícita de diferentes factores que son:

$$A = F(Q_m, \beta, \tau, B, \varepsilon, W, M, Q_0, t) \quad (3.1)$$

Donde:

A = área de la sección transversal

$Q_m$  = gasto que pasa por la boca

$\beta$  = factor de forma

$\tau$  = esfuerzo cortante

B = composición del fondo

$\varepsilon$  = concentración de sedimentos

W = acción del oleaje

M = arrastre litoral

$Q_0$  = gasto de agua dulce

t = tiempo histórico

La influencia de estos parámetros en la estabilidad de una boca es compleja y aunque se han deducido diversas expresiones interrelacionado diversos factores o parámetros, no ha sido posible definir una expresión del tipo de la ec (3.1) que permita valuar en forma directa el área de la sección transversal de una boca. A continuación se discutirán dichos factores fundamentales basados en los estudios realizados por Bruun y Gerristen. (1)

Ahora se verá brevemente la influencia que tienen los 9 parámetros -

anteriores en la estabilidad de una boca.

a) La influencia del flujo máximo (gasto que pasa por la boca " $Q_m$ ").

La relación entre  $A$  y  $Q_m$  puede suponerse muy aproximadamente lineal; de esta forma, si un canal cuya boca de entrada es estable, con una área  $A$  (en la sección transversal) y tiene un flujo máximo  $Q_m$ , se une con un canal vecino también estable y también de área  $A$  cuyo flujo máximo es igualmente  $Q_m$ , el resultado más probable será la combinación que nos dará una área en el corte transversal de la sección, del orden  $2A$  y por lo tanto una máxima descarga  $2 Q_m$ .

Los cambios debidos a la fricción y otros valores causan pérdida de energía, cambiando la anterior imagen un poco, y también alteran la actual dimensión de la garganta del canal del estero y por lo tanto, la utilización de la sección vista en corte transversal, dependerá de todos los factores mencionados y la distribución y actual tamaño o magnitud de flujos y esfuerzos cortantes como mencionaremos a continuación.

b) La influencia del factor de forma " $\beta$ "

Los estudios realizados en los cuellos de las bocas de entrada, revelan que existe cierta similitud entre ellos vistos en corte transversal, aunque no todos ellos tengan secciones transversales simples. Algunos canales de bocas de entrada, tienen secciones transversales divididas en partes profundas y zonas de "bajos". El coeficiente de utilización para el flujo de cada una de esas partes no es igual. Un "bajo" permite comparativamente poco flujo al enfrentarlo con su área, mientras que -

lo opuesto sucede en el caso de la parte profunda. En esta forma la importancia del factor ( $\beta$ ) queda aclarada. La corriente litoral, particularmente cuando acarrea material grueso, frecuentemente tiende a desarrollar taludes litorales cada vez más inclinados hasta formar acantilados de caras verticales o inclinadas hacia el lado de los litorales. En otras palabras, podemos decir que se trata de las condiciones para el flujo; es por esta razón que puede esperarse que una área de la sección transversal más pequeña (comparativamente) sea suficiente para permitir la entrada de un monto dado de flujo máximo.

c) La influencia del esfuerzo cortante " $Z_s$ "

Considerando que  $Z$  es la fuerza ejercida por el flujo sobre una unidad de área del fondo, para una sección transversal con fondo horizontal y de anchura ilimitada, una relación lineal entre  $A$  y  $Q$  en función de un cierto esfuerzo cortante (más simplemente, pero no reemplazando por "velocidad promedio" exacto) puede superarse.

Suponiendo condiciones estables o variando lentamente, tenemos  $Z = \rho g R S$  en donde  $\rho$  = a densidad del agua,  $g$  = aceleración de la gravedad,  $R$  = radio hidráulico y  $S$  pendiente de la línea de energía.

Considerando  $V = QR/S$  y  $C = AV$  encontramos:  $Q_m = A_c \sqrt{\frac{Z_s}{\rho g}}$  (3.2)

Esta ecuación se usa para condiciones de agitación y  $Z_s$ . Lo llamaremos esfuerzo cortante "determinante". De acuerdo con la ecuación (3.2) se tie

ne que el esfuerzo cortante entre el fondo y el flujo esta dado por la expresi3n:

$$\tau_s = f g \frac{Q^2}{A^2 C^2} = \frac{\delta Q^2}{A^2 C^2} \quad (3.3)$$

donde  $\delta$  es la densidad del flujo,  $g$  la aceleraci3n de la gravedad,  $Q$  es gasto que pasa por la secci3n transversal  $A$  y  $C$  el coeficiente de fricci3n de Chezy. Si se define como el esfuerzo cortante de estabilidad  $\tau_s$  al esfuerzo cortante promedio a lo largo del fondo, para el cual la secci3n transversal de la boca es estable bajo m3ximas condiciones de flujo, de la ec (3.3) se tiene que

$$\tau_s = f g \frac{Q_m}{A^2 C^2} \quad (3.4)$$

d) La influencia de las condiciones del suelo en el lecho de la boca de entrada, B'

Al hablar sobre la influencia de las caracterfsticas del suelo, se abarcan al mismo tiempo las influencias que estas condiciones del suelo ejercen sobre el esfuerzo cortante. Se dan en la siguiente secci3n Tabla 3-1, -- ciertos valores lmites para el esfuerzo cortante en canales y rfos, con material granulado, considerando agua limpia de sedimentos. Aunque -- actualmente los granos de tamao grande no parecen ser muy impor-- tantes bajo ciertos lmites . Las bocas de entrada de marea, por el -- abastecimiento de material de acarreo litoral hacia la boca y a causa -- de su origen, tendr3n casi siempre un fondo de material aluvial y aun--

que el flujo está continuamente invirtiéndose, es razonable esperar obtener una cierta similitud entre el comportamiento de ríos y bocas de entrada de mareas.

Tabla 3 - 1

VALORES LIMITES DE FUERZAS TRACTIVAS PARA FLUJOS DE RIOS Y CANALES

MATERIAL NO COHESIVO

(lb / ft<sup>2</sup>)

| Tamaño mediano del material.<br>(en milímetros) | DESCRIPCION DEL AGUA |                                  |                                  |
|---|----------------------|----------------------------------|----------------------------------|
|   | Agua Clara           | Carga Ligera de sedimentos finos | Carga pesada de sedimentos finos |
| 0.1   | 0.025                | 0.050                            | 0.075                            |
| 0.2   | 0.026                | 0.054                            | 0.078                            |
| 0.5   | 0.030                | 0.055                            | 0.083                            |
| 1.0   | 0.040                | 0.060                            | 0.090                            |
| 2.0   | 0.060                | 0.080                            | 0.110                            |
| 5.0   | 0.140                | 0.165                            | 0.185                            |

(+) Marcas: " para velocidades permisibles No -- weolonantes".  
Bureau of the Methodology of the Hydro-Enero Plan,  
Moscow, 1936.

e) La influencia de la carga en suspensión ' c '

La carga de sedimentos o acarreo de sedimentos puede sobrevenir desde fuentes ríos arriba o bien por acarreo litoral. De acuerdo con la tabla 3-1 la carga de sedimentos aumenta el valor límite del esfuerzo cortante. Cuando este aumento es condiderable debido a la gran cantidad de carga, podemos razonablemente aplicar condicio--

nes similares encontradas en los ríos, sobre la boca de entrada de ma  
rea. De acuerdo con las observaciones de Leopold y Maddock la rugo-  
sidad de un canal decrece cuando la carga en suspensión aumenta. Va-  
noni explica este fenómeno llamándolo "turbulencia disminuída" como si-  
gue:

" El aumento en la velocidad del flujo o la disminución en la re-  
sistencia de un canal con carga en suspensión, se suman el --  
flujo y se explica como el efecto que hace el sedimento al re-  
ducir la turbulencia, todo ello por medio de un trabajo. La --  
energía para este trabajo debe ser proveída solamente por la  
turbulencia, la cual es amortiguada y empieza a reducirse en  
intensidad cuando entrega su energía al vencer la rugosidad."

f) La influencia de la acción de la ola<sup>W</sup>

La acción de la ola hace que los valores actuales de  $\zeta_s$  varien rá-  
pidamente y aumente la carga y el acarreo de material. En nuestros  
niveles actuales de conocimiento, no se conoce específicamente la in-  
fluencia de la acción de la ola bajo condiciones variables, que incluyen  
la actividad de la o las corrientes. Así se observa que en el área -  
de entrada de un flujo a través de una boca, la sección crítica la ten-  
dremos más o menos cargada de materiales y existirán agitaciones -  
por olas y corrientes. Esto decrecerá el valor del esfuerzo cortante  
en esta área; pero puede causar un aumento del  $\zeta_s$  fuera de las pro-  
tecciones de la bahía, a causa de la carga de material.

### g) Influencia del acarreo litoral, "M"

El acarreo litoral puede influenciar el desarrollo y la vida útil de las bocas de entrada en dos formas: a. directamente por depósitos que se acumulan sobre los taludes de la parte exterior del canal de boca de entrada, modificando así el factor de forma, y b. indirectamente por el suministro de material en suspensión que lleva el flujo; también por material "extra" asentado que existe a causa de transportes anteriores y cuya carga se ha depositado y consecuentemente engrosado e incrementado la carpeta rodante. Esta carpeta a su vez puede incrementar el valor del esfuerzo cortante.

### h) La influencia de la descarga de río, "Q"

Si en la boca de entrada de un estero, un río se descarga a través de la misma, se cambiará la relación entre  $A$  y  $Q_m$ , que como una primera aproximación tendrá que reemplazarse por la expresión  $Q_t + Q_0$ , en donde  $Q_t$  es solamente el flujo de marea. Una consecuencia de que el flujo se haya incrementado con la descarga de agua dulce puede ser que el flujo y reflujó difieran entre sí grandemente a causa de la diferencia de densidad, todo ello a la distribución de corrientes en un plano vertical. El agua superficial que corre hacia afuera, ocasiona valores altos de coeficiente  $C$  de fricción y así mismo, aumenta el valor del esfuerzo cortante. Por otro lado al existir diferencias en las corrientes debido a densidades diferentes se ocasiona la sedimentación. Los problemas de densidad en los esteros y su influencia en

la sedimentación y flujo, se mencionan en un breve reporte publicado en "Hydraulic Research, 1958" acreditado "Hydraulic Research Station Wallingford, Inglaterra" el cual contiene clasificaciones entre dos diferentes tipos de esteros: el "convectivo" y el tipo "salino".

i) El tiempo histórico de desarrollo de la boca entregada  $t$ .

Estudios desarrollados del régimen de la boca de entrada han demostrado que no hay una solución simple para la estabilidad relativa de una cierta boca de entrada. Se puede hablar de un conjunto de soluciones de diferente "grado de estabilidad" que dependen de como los varios factores de la ecuación (3.1) se encuentran relacionados entre sí, de tiempo histórico y de la edad de la boca de entrada.

3.6. Estabilidad y diseño del canal de comunicación.

Una de las condiciones más importantes del estudio realizado por Bruun y Gerritsen ( ) es que consideran posible describir la estabilidad de algunas bocas con configuración geométrica regular y simples condiciones de flujo, introduciendo el esfuerzo cortante de estabilidad  $\tau_s$ , el cual a su vez es función de  $B$ ,  $c$ ,  $W$ ,  $m$  y  $Q_0$ . De esta manera definen el grado de estabilidad de una boca teniendo en cuenta otros parámetros como:

$$\text{Estabilidad.} \quad S = F \left( \frac{\Omega}{M}, \frac{Q_m}{M}, \tau_s \right) \quad (3.5)$$

Donde  $\Omega$  es el prisma de mareas el cual representa la cantidad total

de flujo que pasa a través de la boca durante la mitad de un ciclo de mareas, De acuerdo con Keulegan:

$$\Omega = \frac{Q_m}{C_2} T$$

donde  $C_2$  es un coeficiente que generalmente varía del orden del 20 % de la unidad y T es el período de la marea.

Para bocas afectadas por mareas diurnas se utiliza en lugar del parámetro  $\Omega$ , el valor  $\Omega/2$  considerando que el período para mareas diurnas es aproximadamente el doble de una marea semidiurna.

a) Discusión de los factores  $\Omega$ ,  $Q_m$ , M, y  $Z_s$ .

Los factores  $\Omega$ ,  $Q_m$ , M y  $Z_s$  están interrelacionados y dependen de la boca de entrada, la geometría de la bahía, de las características del suelo del fondo, de la carga de material y de las condiciones del oleaje.

De estos factores, M, puede no variar mucho durante largos períodos de tiempo, mientras que  $\Omega$ ,  $Q_m$  y  $Z_s$  variarán muy probablemente desde el momento en que la boca de entrada "nació" hasta que esté desarrollada, o su tamaño se estabilice antes de su deterioro. Este período puede ser de una duración de décadas o centurias y entonces parece permitido hablar acerca de un "número de soluciones de estabilidad" el cual tiene un grado de estabilidad variable.

Valores altos de  $Z_s$  pueden indicar buena acción de drenado y por lo tanto, mejores condiciones de estabilidad. Contrariamente valores bajos de  $Z_s$  pueden indicar menos estabilidad de limpieza por drenado del flujo de la

boca de entrada, y un deterioro incipiente o muy avanzado de canal de la boca de entrada, tal vez asociado con una forma "no económica" de sección transversal (el factor  $\rho$  es malo).

Es difícil dar valores específicos para la estabilidad relativa de bocas de entrada. Para hacer esto se requiere del conocimiento detallado de la historia de la formación a través del tiempo de la garganta de la boca de entrada y tal información no está en general totalmente disponible. En la tabla 3-2 se da información concerniente a varias bocas de entrada de marea, con la cual se tendrá una idea acerca de las relaciones  $\Omega/M$  y  $Q_m/M$  de muchos años de depósito de operaciones y drenaje hechas a causa de la importancia de esas bocas de entrada para la navegación. Considerando primero la razón  $\Omega/M$  el prisma de marea  $\Omega$  representa como se dijo antes la cantidad total del flujo que pasa a través de la boca de entrada durante un medio ciclo de marea.

Después de analizar la ec. (3.5) se ve que la estabilidad de la boca involucra dos clases de estabilidades, una la debida a la "estabilidad por transferencia de material", la cual se relaciona con la habilidad de la boca para transferir arena en forma natural y la otra ligada a la "estabilidad de la sección transversal" propiamente dicha.

### 3.6.1 Estabilidad por transferencia de material

En la naturaleza se observan dos formas típicas de paso del material de un lado a otro de la boca. La primera es por barra, o sea cuando frente a la boca se forma una barra convexa hacia el mar que sirve de

puente, por donde circula el arrastre de fondo. Esta condición no es muy favorable cuando se pretende utilizar el acceso para entrada de embarcaciones.

La segunda es debida a la corriente en la boca producidas por la marea o la acción del viento en la laguna. Esta condición es en extremo favorable, siempre y cuando las características del canal sean tales que no se produzcan depósitos en su extremo interior.

La forma de paso está determinada, de acuerdo con el factor:

$$\text{Donde:} \quad r = M/Q_m \quad (3.6)$$

$M$  = acarreo litoral neto,  $m^3$  /seg.

$Q_m$  = gasto máximo en la boca,  $m^3$  /seg.

Si  $r > 200-300$ , pasó por la barra.

$r < 10-20$ , pasó por corriente a la boca.

Por otra parte se pueden considerar como relaciones ventajosas en cuanto a estabilidad de una boca se refiere a las siguientes:

$$\begin{aligned} 0.7 &\leq \frac{M_s}{n} \leq 1.6 \\ 0.9 &\leq \frac{Z}{Z_0} \leq 1.2 \end{aligned} \quad (3.7)$$

Siendo en este caso  $M_s$  la capacidad de transporte en la boca y  $Z$  es el esfuerzo cortante.

### 3.6.2 Estabilidad de la sección transversal.

La relación que da el mejor índice de estabilidad es la establecida entre el prisma de marea  $\Omega$  y el acarreo litoral neto  $M$ .

Si  $\Omega/MK = 100$  se tiene una gran tendencia a la formación de bajos y la capacidad de autodragado de la corriente en la boca será muy bajo. De hecho, esta situación crea una tendencia a la divagación e inclusive bifurcación de la boca, disminuyendo la eficiencia hidráulica de la sección, con lo cual el proceso puede culminar con el cierre temporal o definitivo de la boca.

Cuando la relación  $\Omega/M \geq 150 - 200$ , el grado de estabilidad es aceptable siendo óptimo cuando el valor es superior a 300.

Respecto a la comparación entre el gasto máximo que pasa por la boca --  $Q_m$  y el acarreo litoral neto  $M$ , se tiene que con relaciones de  $Q_m/M > 200$  las condiciones de estabilidad de la boca son mejores.

En relación con el esfuerzo cortante de estabilidad  $\zeta$ , el cual se refiere al flujo debido a la máxima marea, puede considerarse como el valor promedio del esfuerzo cortante  $\zeta$  en un lapso de tiempo  $t$ , de acuerdo con la expresión:

$$\zeta_s = \frac{1}{t_2 - t_1} \int_{t_1}^{t_2} \zeta dt$$

Por otra parte, la tendencia media de  $\zeta$  para que la boca sea estable, implica que para sedimento pesado sea de  $0.50 \text{ Kg/m}^2$ , en condiciones medias de  $0.45 \text{ Kg/m}^2$  y para sedimentos ligeros de  $0.35 \text{ Kg/m}^2$ .

Además el valor de  $\zeta_s$  medio es una función de las relaciones  $\Omega/M$  y de  $Q_m/M$  de acuerdo con lo siguiente:

$$\frac{\Omega}{M_n} \geq 600; \quad 150 < \frac{\Omega}{M_n} < 600; \quad \frac{\Omega}{M_n} \leq 150$$

$$Z_s = 0.46 \qquad Z_s = 0.50 \qquad Z_s = 0.57 \qquad (3.8)$$

$$\frac{Q_m}{M} \geq 30 \times 10^{-3} \qquad 10 \times 10^{-3} < \frac{Q_m}{M} < 30 \times 10^{-3}; \qquad \frac{Q_m}{M} \leq 10 \times 10^{-3}$$

$$Z_s = 0.46 \qquad Z_s = 0.50 \qquad Z_s = 0.51 \qquad (3.9)$$

Este criterio hace ver que valores muy cercanos o inferiores a una estabilidad aceptable, éste puede tratarse de subsanar con un incremento en la velocidad, y por lo tanto en el esfuerzo cortante de estabilidad, buscando así mejorar la eficiencia hidráulica de la sección, con lo que se incrementará el prisma de marea y en consecuencia el grado de estabilidad de la sección. (En la tabla 3-2, se pueden observar las características del flujo y acarreo litoral para algunas bocas de entrada.)

### 3.6.3 Funcionamiento hidráulico de la boca.

En este subinciso se plantea el diseño del canal de comunicación desde el punto de vista hidráulico y teniendo en cuenta la metodología que se utiliza para el análisis de cauces estables en material aluvial. A continuación se describe el proceso para obtener el gasto del flujo que pasa por una boca teniendo en cuenta el gradiente hidráulico, así como el gasto de material sólido. Posteriormente se definen los parámetros a satisfacer para que la boca sea estable desde el punto de vista de un cause estable.

#### a) Obtención de la variación del gasto.

El gasto que entra o sale por una boca depende del gradiente hidráulico - que se tenga entre el mar y la laguna, el cual es controlado por los respectivos niveles de agua.

Las variaciones de la energía del flujo al pasar por la boca, de la laguna al mar, o viceversa, se puede expresar de acuerdo con Bernoulli como:

$$E_x = E_1 + hf_{1,x} \quad (3.10)$$

donde  $E_x$  es la energía del flujo a la entrada de la boca,  $E_1$  es la energía a la salida, y  $hf$  las pérdidas por fricción.

De acuerdo con la figura (3.6) la ec (3.4) se transforma en:

$$z_x + h_x + \frac{v_x^2}{2g} = z_1 + h_1 + \frac{v_1^2}{2g} + hf_{1,x} \quad (3.11)$$

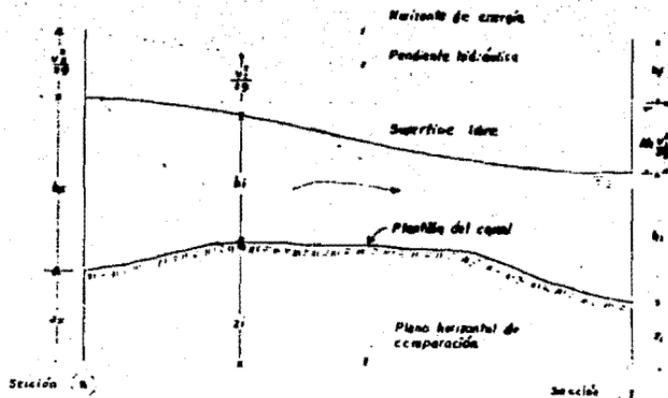
donde  $z$  es la carga de posición,  $h$  el tirante,  $v$  la velocidad del flujo  $g$  la acción de la gravedad y  $hf$  las pérdidas por fricción. El subíndice  $x$  indica las características a la entrada de la boca y el subíndice 1 se refiere a las de salida.

Las pérdidas por fricción se pueden valuar con la ecuación:

$$h_f = \left[ \frac{n V_m}{R_m^{2/3}} \right]^2 L \quad (3.12)$$

donde  $n$ , es el coeficiente de rugosidad de Manning,  $V_m$  la velocidad media del flujo,  $R_m$  el radio hidráulico medio y  $L$  la distancia entre acciones -- consideradas.

Para analizar la ec (3.10) combinada con la ec (3.11) se requiere una -- ecuación adicional que es la de continuidad, la cual se puede expresar -- para una sección transversal dentro del canal como:



- $z_1$  Carga de posición en la Sección 1
- $h_1$  Tirante en la sección 1
- $\frac{v_1^2}{2g}$  Carga de velocidad en la sección 1
- $h_f$  Pérdidas por fricción
- $\Delta h$  Desnivel del agua entre las secciones 1 y 2

Fig. 3-7 Variación y distribución de la energía del flujo a lo largo de un canal y pérdida de un salto.

$$Q = A \cdot V_m \quad (3.13)$$

donde A es el área hidráulica,  $V_m$  la velocidad media del flujo y Q el gasto.

A partir de las ecs. 3.10 y 3.13 es posible valorar el gasto que pasa por una boca conocido el desnivel existente entre el mar y la laguna o viceversa.

La aproximación que se tenga en la solución de estas ecuaciones depende de la distancia a que se tomen las secciones a las cuales se apliquen las ecs. 3.10 y 3.13 (se pueden considerar a cada 200 m.). Por otra parte, se acepta como sección de control para el análisis correspondiente a la de aguas atajo en la descarga.

Aceptando régimen establecido, en dicha sección se obtiene para un gasto dado y una sección transversal conocida, el tirante y la velocidad que sirven de partida para el análisis.

Así, aplicando la ec. 3.10 y 3.12 de aguas abajo (sección i) hacia aguas arriba (sección j) se tiene que:

$$z_j + j_j + \frac{v_i^2}{2g} + z_i + h_i + \frac{v_i^2}{2g} + \frac{n^2(v_i + v_j)^2}{4(R_i + R_j)} \cdot \frac{L}{4/3} \quad (3.14)$$

Por otra parte se tiene de la ec. 3.13 que:

$$v_j = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{f(h_j)} \quad (3.15)$$

De esta manera de acuerdo con las ecs. (3.11) y (3.12), aceptando  $L=200m$  y un coeficiente de rugosidad de manning de 0.025, que corresponde a un canal de fondo arenoso, es posible por tanteos conocer las características hidráulicas de la sección j a partir de las características hidráulicas de la sección i para cada gasto Q y sección transversal de boca considerada.

Así para cada Q se obtiene el perfil de la superficie libre del agua y por ende, el desnivel del agua entre la entrada y salida de la boca.

#### b) Cuantificación del gasto sólido.

Ligado al funcionamiento hidráulico de la boca está el arrastre de material producido por éste. Para tener en cuenta el acarreo de material sólido en la boca, el gasto sólido se valua a partir de la expresión propuesta por Meyer Peter y Muller.

$$\left[ \frac{n'_b}{n_b} \right]^{3/2} \delta' R_b S = 0.47 (\delta_s - \delta) D_m + 0.25 \frac{(\delta')^{1/2}}{g} (\delta_s - \delta)^{3/2} Q_s^{2/3} \quad (3.16)$$

Donde:

$Q_s$  = Gasto sólido unitario en Kg/seg./m.

$S$  = Pendiente Hidráulica

$D_m$  = Diámetro medio del material, en m.

$R_b$  = Radio hidráulico asociado a la rugosidad del fondo; igual al tirante cuando el ancho del canal es muy grande comparado con éste.

$n'_b$  = Rugosidad debida a los granos sin tomar en cuenta las ---

ondulaciones que se formen. Se obtiene con la expresión:

$$n'_{bz} = \frac{D_{90}^{1/6}}{24}$$

En la cual  $D_{90}$  está en m.

$n_b$  = Rugosidad debida al fondo. Toma en cuenta a los granos y a las ondulaciones. Su valor se puede encontrar con la expresión de Manning, conociendo las características de la corriente:

$$n_{bz} = \frac{Rb^{2/3} S^{1/2}}{V_m}$$

donde:

$V_m$  = Velocidad media del flujo

$g$  = Aceleración de la gravedad en  $m/seg.^2$ .

$\gamma$  = Peso específico del agua en  $Kg/m^3$

$\gamma_s$  = Peso específico del material sólido en  $Kg/m^3$

c) Ecuaciones en régimen.

Se han hecho diversos intentos para valorar el área transversal de la boca a partir de un análisis de estabilidad de cauces. Así por ejemplo, de la ec (3.4) se tiene que:

$$A = \frac{Q_m}{C \sqrt{\frac{\gamma_s}{\gamma}}} \tag{3.17}$$

en donde si  $Z_s$  se refiere a condiciones medias de mareas, el coeficiente de Chezy  $C$  se puede valorar en sistema métrico como:

$$C = 30 + 5 \log . A \tag{3.18}$$

donde A está en m<sup>2</sup> y C en m<sup>1/2</sup> seg. <sup>-1</sup>

50.

de acuerdo con Betting:

$$A = 0.814 C_K^{0.2} \left[ \frac{Q_m}{2.5 Z_m} \right]^{0.9} \rho g \quad (3.19)$$

donde  $C_K$  está relacionado con la rugosidad del fondo, el cual es el orden de 0.43 m y  $Z_m$  es el esfuerzo cortante medio en el fondo del canal para condiciones de gasto máximo.

De acuerdo con la ec (3.4) se tiene que:

$$v_m = C \sqrt{\frac{Z_m}{\rho g}} \quad (3.20)$$

donde  $v_m$  es la velocidad media del flujo.

Si se considera que  $v_c$  es la velocidad crítica media para que el material del fondo se mueva, se tiene que:

$$v_c = C \sqrt{\frac{Z_c}{\rho g}} \quad (3.21)$$

Por lo tanto,

$$\frac{v_m}{v_c} = \sqrt{\frac{Z_m}{Z_c}} \quad (3.22)$$

Como el material dentro del canal debe estar en movimiento se tendrá -- que  $Z_c < Z_m$  con lo que  $v_m > v_c$ . Se recomienda que  $v_m \geq 2.5 v_c$  con lo cual la corriente en la boca permite un autodragado adecuado.

La velocidad crítica media  $v_c$  es función de las características del material del fondo, la cual se puede valorar de acuerdo con la tabla 3-2. Por

otra parte, de un análisis de una serie de bocas, se ha propuesto una ecuación directa del tipo.

$$A = 1.44 Q_m^{0.856} \tag{3.23}$$

en donde A está en m<sup>2</sup> y Q<sub>m</sub> en m<sup>3</sup>/seg. Esta ecuación con la ec (3.19) indica una tendencia general en la dirección de la sección transversal -- ideal descrita por Betting.

De acuerdo con O'Brien se tiene que

$$A' = 6.56 \times 10^5 \Omega \tag{3.24}$$

donde  $\Omega$  está en m<sup>3</sup> y A' es el área mínima de la boca abajo del nivel de bajamar media, en m<sup>2</sup>.

Manson, teniendo en cuenta la ec (3.24) y la ec (3.5), aceptando  $C=1.0$ , obtiene para una marea semidiurna que:

$$A' = 3.08 Q_m^{0.86} \tag{3.25}$$

y para marea diurna:

$$A' = 5.35 Q_m^{0.85} \tag{3.26}$$

Velocidades medias de la corriente que son admisibles (no erosivas) para suelos no cohesivos, en m/sq.

|                      | Diámetro medio de las partículas, en mm | Tirante medio de la corriente, en m |             |             |             |             | m/sq. 10    |
|----------------------|---|-------------------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
|                      |   | 0.10                                | 1.00        | 2.00        | 3.00        | 5.00        |             |
| Polvo y fino         | 0.005 - 0.05                            | 0.15 - 0.2                          | 0.2 - 0.30  | 0.25 - 0.40 | 0.30 - 0.45 | 0.40 - 0.55 | 0.45 - 0.45 |
| Araya fina           | 0.05 - 0.25                             | 0.20 - 0.35                         | 0.3 - 0.45  | 0.4 - 0.55  | 0.45 - 0.60 | 0.55 - 0.70 | 0.65 - 0.80 |
| Araya media          | 0.25 - 1.0                              | 0.35 - 0.50                         | 0.45 - 0.60 | 0.55 - 0.70 | 0.60 - 0.75 | 0.70 - 0.85 | 0.80 - 0.95 |
| Araya gruesa         | 1.0 - 2.5                               | 0.50 - 0.65                         | 0.60 - 0.75 | 0.70 - 0.80 | 0.75 - 0.90 | 0.85 - 1.00 | 0.95 - 1.20 |
| Gravilla fina        | 2.5 - 5.0                               | 0.65 - 0.80                         | 0.75 - 0.85 | 0.80 - 1.00 | 0.90 - 1.10 | 1.00 - 1.20 | 1.20 - 1.50 |
| Gravilla media       | 5.0 - 10                                | 0.80 - 0.90                         | 0.85 - 1.05 | 1.00 - 1.15 | 1.10 - 1.30 | 1.20 - 1.45 | 1.60 - 1.75 |
| Gravilla gruesa      | 10 - 15                                 | 0.90 - 1.10                         | 1.05 - 1.20 | 1.15 - 1.35 | 1.30 - 1.50 | 1.45 - 1.65 | 1.75 - 2.00 |
| Grava fina           | 15 - 25                                 | 1.10 - 1.75                         | 1.20 - 1.45 | 1.35 - 1.65 | 1.50 - 1.85 | 1.65 - 2.00 | 2.00 - 2.30 |
| Grava media          | 25 - 40                                 | 1.25 - 1.50                         | 1.45 - 1.85 | 1.65 - 2.10 | 1.85 - 2.30 | 2.00 - 2.45 | 2.20 - 2.70 |
| Grava gruesa         | 40 - 75                                 | 1.60 - 2.00                         | 1.85 - 2.40 | 2.10 - 2.75 | 2.30 - 3.10 | 2.45 - 3.30 | 2.70 - 3.60 |
| Guijero fino         | 75 - 100                                | 2.00 - 2.45                         | 2.40 - 2.80 | 2.75 - 3.20 | 3.10 - 3.80 | 3.30 - 3.80 | 3.40 - 4.20 |
| Guijero medio        | 100 - 150                               | 2.45 - 3.00                         | 2.80 - 3.35 | 3.20 - 3.75 | 3.50 - 4.10 | 3.80 - 4.40 | 4.20 - 4.50 |
| Guijero grueso       | 150 - 200                               | 3.00 - 3.50                         | 3.35 - 3.80 | 3.75 - 4.30 | 4.10 - 4.65 | 4.40 - 5.00 | 4.50 - 5.40 |
| Canto redondo fino   | 200 - 300                               | 3.50 - 3.85                         | 3.80 - 4.35 | 4.30 - 4.70 | 4.65 - 4.90 | 5.00 - 5.50 | 5.40 - 5.50 |
| Canto redondo medio  | 300 - 400                               |                                     | 4.35 - 4.75 | 4.70 - 4.95 | 4.90 - 5.30 | 5.50 - 5.80 | 5.90 - 6.00 |
| Canto redondo grueso | 400 - 500                               |                                     |             | 4.95 - 5.35 | 5.30 - 5.50 | 5.40 - 6.00 | 6.00 - 6.30 |

TABLA 3-2

TABLA 3-3

CARACTERÍSTICAS DEL FLUJO Y ACARREO LITORAL PARA ALGUNAS  
BOCAS DE ENTRADA

| BOCA DE ENTRADA<br>Clase de Mejoramiento  | M + +<br>Predominant<br>Litoral Drift<br>cu yd/year | $\frac{\Omega}{M}$ | $\frac{\Omega}{2M}$ | $\frac{Q_{max}}{M}$<br>$\times 10^3$ | $\frac{lb}{ft^2}$<br>$\Sigma S$<br>Kg/m <sup>2</sup> |
|---|---|--------------------|---------------------|--------------------------------------|--|
| Amolands Gat, Hollend.<br>(Banco de estabilización<br>en el lado Norte)<br>Aveiro, Portugal<br>(Canales Achiflonados) | 1.0 X 10 <sup>6</sup>                               | ~                  | 600                 | 37                                   | 0.103  |
| Big Pass, Florida<br>(Nada).  | < 0.1 X 10 <sup>6</sup>                             | >                  | 120                 | 7                                    | 0.115<br>(0.56)                                      |
| Brielse Mass, Holland<br>(antes de cerrarlo)<br>(cerrado)   | 1.0 X 10 <sup>6</sup>                               | ~                  | 40                  | 3                                    | 0.086<br>(0.42)                                      |
| Brouwersheven Gat, Holland<br>(Puede cerrarse).   | 1.0 X 10 <sup>6</sup>                               | ~                  | 430                 | 30                                   | 0.111  |
| Calcasieu Pass, La (diurna)<br>(Dragado y canales achiflonados)   | 0.1 X 10 <sup>6</sup>                               | ~                  | 550 <sup>2)</sup>   | 26                                   | (0.51)<br>(0.090)                                    |
| East Pass, Florida (Diurnal)<br>(Dragado)   | 0.1 X 10 <sup>6</sup>                               | ~                  | 300 <sup>2)</sup>   | 1                                    | 0.111<br>(0.54)                                      |
| Eyerlandse Cat, Holland<br>(Ninguna)  | 1.0 X 10 <sup>6</sup>                               | ~                  | 270                 | 19                                   | 0.119<br>(0.58)                                      |
| Figueira Da Foz, Portugal<br>(Dragado)  | 0.5 X 10 <sup>6</sup>                               | ~                  | 40                  | 2                                    | 0.049<br>(0.24)                                      |
| Fort Pierce Inlet, Florida<br>(Canales Achiflonados y dragado)  | 0.25X 10 <sup>6</sup>                               | ~                  | 320                 | 15                                   | 0.22 <sup>3)</sup><br>(1.107)                        |
| Gasperilla Pass, Florida<br>(ninguna)   | < 0.1 X 10 <sup>6</sup>                             | >                  | 150                 | 9                                    | 0.51<br>(0.25)                                       |
| Grays Harbor, Washington<br>(Canales Achiflonados y dragado)  | 1.0 X 10 <sup>6</sup>                               | ~                  | 700                 | 48                                   | 0.105<br>(0.51)                                      |
| Haringvliet, Holland<br>(Están cerrándolo)  | 1.0 X 10 <sup>6</sup>                               | ~                  | 350                 | 25                                   | 0.070<br>(0.34)                                      |
| Inlet of Texal, Holland<br>(Estabilizado al lado sur)   | 1.0 X 10 <sup>6</sup>                               | ~                  | 1400                | 115                                  | 0.094<br>(0.046)                                     |
| Inlet of Vlie, Holland<br>(Ninguna)   | 1.0 X 10 <sup>6</sup>                               | ~                  | 1400                | 110                                  | 0.090<br>(0.44)                                      |
| Longheat Pass, Florida<br>(Ninguna)   | < 0.1 X 10 <sup>6</sup>                             | >                  | 300                 | 14                                   | 0.115<br>(0.56)                                      |

(Continuación tabla 3-3)

CARACTERISTICAS DEL FLUJO Y ACARREO LITORAL PARA ALGUNAS  
BOCAS DE ENTRADA

| BOCA DE ENTRADA<br>Clase de Mejoramiento   | + +<br>Predominant<br>Litoral Drift<br>cu yd/year | $\frac{R}{M}$ | $\frac{R}{2M}$    | $\frac{Q_{max}}{M}$<br>$\times 10^3$ | $\frac{\sigma}{lb/ft^2}$<br>$\frac{K}{ft}$ |
|--|---|---------------|-------------------|--------------------------------------|--|
| Misión Bay, California<br>(antes del dragado)<br>(canales achiflonados y dra-<br>gado) | $0.1 \times 10^6$                                 | ~             | 150               | 11                                   | 0.127<br>(0.62)                            |
| Oesterachelde, Helland<br>(cerá cerrado)   | $1.0 \times 10^6$                                 | ~             | 1400              | 100                                  | 0.084<br>(0.41)                            |
| Oregon Inlet, N.Carolina<br>(Dragado ocasional)  | $1.0 \times 10^6$                                 | ~             | 80                | 5                                    | 0.092<br>(0.45)                            |
| Ponce de León, Inlet, Florida<br>(Ninguno)   | $0.5 \times 10^6$                                 | ~             | 40                | 3                                    | 0.098<br>(0.48)                            |
| Port Arkansas, Texas (diurnal)<br>(Canales Achiflonados y dragado)                     | $0.1 \times 10^6$                                 | ~             | 325 <sup>2)</sup> | 19                                   | 0.098<br>(0.48)                            |
| Thyborøn, Denmark<br>(Dragado menor)   | $0.9 \times 10^6$                                 | ~             | 160               | 9                                    | 0.10<br>(0.49)                             |
| Westerschelde, Helland<br>(algún Dragado)  | $1.0 \times 10^6$                                 | ~             | 1600              | 115                                  | 0.092<br>(0.45)                            |

++ Monto total del acarreo litoral que interfiere la boca de entrada y que puede desviarse para este valor si la dirección del acarreo no es predominante y/o la boca de entrada no está probada.

+ Mareas Agitadas.

1) Incremento.

2)  $\frac{R}{2M}$

3) Gargantas o cuellos de rocas.

### 3.7. Obras de protección

Quando ocurra que en la zona de estudio considerada no sea posible mantener una boca en condiciones estables a menos que se disponga de estructuras de protección, a continuación se muestran los criterios necesarios para el diseño de escolleras de protección.

Es conveniente que las escolleras se construyan bien orientadas, que puedan cumplir las siguientes ventajas:

- a) Que permitan dentro de ellas un lugar de sedimentación sin obstruir el canal de comunicación.
- b) Que no influyan en producir pérdidas para el funcionamiento hidráulico de la boca.
- c) Que permitan futuras ampliaciones del canal de comunicación si esto fuera necesario por condiciones ecológicas.

Considerando que las escolleras que se propongan tengan una vida operacional de 5 años sin requerir dragado, se debe proceder a estudiar el perfil de equilibrio del volumen de retención de este tipo de protección, encontrando la variación existente entre el volumen retenido y la longitud de las escolleras. Se debe tomar en cuenta el arrastre litoral anual y con esto definir la longitud de escollera tal que retenga el material calculado.

También debe tomarse en cuenta la batimetría obtenida para la zona en estudio.

Definida la longitud en planta y la variación de la profundidad a la cual -

se van a desplantar las escolleras se procede al diseño de los elementos constitutivos de estas obras.

### 3.7.1 Diseño de las escolleras

Para el cálculo del peso de los elementos de la coraza de la escollera, se usa la fórmula propuesta por Hudson

$$P = \frac{\gamma_s H^3}{K \left[ \left( \frac{\gamma_s}{\gamma} \right) - 1 \right] 3 \operatorname{ctg} \alpha} \quad (3.27)$$

Donde:

H = Altura de la ola de diseño, en m

P = Peso del elemento, en Ton.

K = Coeficiente cuyo valor depende del tipo de elementos que constituyen la coraza de la escollera. (Tabla 3.4)

$\alpha$  = Angulo del talud de la escollera con la horizontal

$\gamma$  = Peso específico del agua, en Ton/m<sup>3</sup>.

$\gamma_s$  = Peso específico del elemento, en Ton/m<sup>3</sup>.

Una vez definido el peso de los elementos que forman la coraza de la escollera, el cálculo de los pesos de las siguientes capas de elementos, es una función directa de este peso. (Tabla 3.4).

Para el diseño de los elementos de la coraza, esta se considera formada por piedra, tetrápodos, cubos modificados y dolos, ajustándose el peso deducido por la ec (3.27), en el caso de los tres últimos elementos mencionados a la geometría de los mismos comunmente usada, lo que da como resultado un peso siempre mayor al calculado.

Aunque en general para el diseño de los elementos de la coraza del muelle se utiliza una constante  $K$  mayor que para el cuerpo de la escollera (Tabla 3-4), por lo dicho en el párrafo anterior no cambia el peso de los elementos artificiales, no así el de la piedra.

El espesor de las diferentes componentes de la escollera se calcularán con:

$$E = n K \left( \frac{P}{\gamma_s} \right)^{1/3} \quad (3.28)$$

Donde:

$E$  = Espesor de las diversas componentes, en m.

$n$  = número de capas que forman cada componente.

$K_A$  = Coeficiente de la capa que depende del material que la constituye

(Tabla 3-4)

Para todos los tipos de escolleras analizados, se considera tanto al filtro como a la coraza formados por dos capas de elementos. Asimismo, el filtro y el núcleo de cada una de las alternativas de las escolleras se diseñarán con roca.

El número de elementos requeridos, tanto para la coraza como para el filtro de las escolleras, se obtienen a partir de la siguiente expresión:

$$N = An K_A \left[ \frac{(1 - P)}{100} \right] \left[ \frac{(\gamma_s)}{P} \right]^{2/3} \quad (3.29)$$

Donde:

A = Área de la escollera en  $m^2$ .

N = Número de elementos.

P = Porosidad de los elementos. (Tabla 3-4)

Para el núcleo, los elementos se obtienen de acuerdo con la ecuación:

$$N = A_T L \left[ \left( 1 - \frac{P}{100} \right) \right] \left[ \left( \frac{\gamma'_s}{P} \right) \right] \quad (3.30)$$

Donde:

$A_T$  = Área de sección transversal del núcleo, en  $m^2$ .

L = Longitud de la escollera, en m.

En todos los tipos de escolleras analizados, se considera que los elementos que constituyen sus diversas componentes, serán colocados en forma aleatoria.

En la figura 3.8. se puede observar algunas obras propuestas para mejorar la estabilidad de un acceso.



fig. 3-8

T A B L A 3-4

| TIPO DE ESCOLLERA | $\bar{K}$                      | Pf               | Pn                                     | K   | p  | $\gamma_s$ |
|-------------------|--------------------------------|------------------|--|-----|----|------------|
| Enrocamiento      | (3.2) <sup>o</sup><br>2.8-3.2  | $\frac{P_c}{20}$ | $\frac{P_c^o}{400} - \frac{P_c}{4000}$ | 1.0 | 38 | 2.7        |
| Tetrapodos        | (3.3) <sup>o</sup><br>7.8-8.5  | $\frac{P_c}{10}$ | $\frac{P_c^o}{200} - \frac{P_c}{4000}$ | 1.0 | 50 | 2.4        |
| Dolos             | (22) <sup>o</sup><br>20.0-25.0 | $\frac{P_c}{4}$  | $\frac{P_c}{8}$                        | 1.3 | 60 | 2.4        |
| Cubos Modificados | (7.5) <sup>o</sup><br>7.0-7.5  | $\frac{P_c}{10}$ | $\frac{P_c^o}{200} - \frac{P_c}{4000}$ | 1.1 | 47 | 2.4        |

$\bar{K}$  .- Coeficiente para el cálculo del peso de los elementos de la coraza.

$P_c$  .- Peso de los elementos de la coraza, en Ton.

Pf .- Peso de los elementos del filtro, en Ton.

Pn .- Peso de los elementos del núcleo, en Ton.

K .- Coeficiente de la capa

p .- Porosidad en por ciento.

$\gamma_s$  .- Peso específico de los elementos, en  $Tn/m^3$ .

o .- Valores utilizados en el diseño.

4. ESTUDIOS TEORICOS.

#### 4.1 ESTUDIOS TEORICOS SOBRE MAREAS

##### 4.1.1 Definición de Conceptos

El fenómeno denominado marea astronómica, es aquel por medio del cual el nivel del mar varía en una forma regular y con cierta periodicidad.

La acción del sol y principalmente el de la luna sobre el agua del mar producen las mareas. El fenómeno es poco perceptible en alta mar -- pero se presenta muy acusado cerca de las costas.

El nivel máximo del mar se llama Pleamar y el mínimo Bajamar. La marea ascendente se llama Flujo o marea Creciente, y la descendente, Reflujo o marea Menguante.

En los niveles máximo y mínimo el mar queda un cierto tiempo estacionario, este tiempo constituye la estoa de pleamar y de bajamar. - Las curvas que dibuja el mar en la costa, durante la pleamar y baja mar se llaman esteros de pleamar y bajamar.

El espacio comprendido entre los dos esteros se llama ribera del -- mar que es la parte de la playa que el mar cubre y descubre durante las mareas.

La diferencia de altura vertical entre la pleamar y la bajamar siguiente se llama amplitud o carrera de la marea.

Newton fue el primero en discutir el origen de las mareas desde un

punto de vista matemático en su obra maestra "Philosophiæ Naturalis Principia Mathematica" (Londres 1687). Posteriormente, otros científicos han desarrollado notablemente esta teoría sobre el fenómeno de las mareas, entre los cuales podemos mencionar: Laplace, Lord Kelvin; Lorenz etc.

En el presente trabajo se mencionarán únicamente la teoría de Newton y Laplace ya que son las de mayor uso internacional.

#### 4.1.2 Teoría estática de Newton

Se basa en las siguientes hipótesis:

- a) La parte líquida de la tierra está uniformemente distribuida, cubriendo todo el globo.
- b) El agua es el líquido ideal que inmediatamente toma su posición de equilibrio bajo la acción de las fuerzas a las que está sujeta.

La superficie líquida de la tierra está representada por la línea punteada de la figura 4.1-1 suponiendo que no existe ninguna atracción; al presentarse la atracción de un cuerpo celeste el agua sufrirá una elevación de su nivel en el punto A, que está frente al astro, sin embargo, en el punto B, también se presenta una sobreelevación del nivel, originada por las fuerzas de inercia del conjunto. Dado que el volumen del agua permanece constante, necesariamente en los puntos C y D, habrá una disminución del nivel del mar



FIG.4.1-1

Como la tierra hace un giro completo sobre su eje en 24 horas, en este lapso se presentarán dos mareas altas y dos bajas, en cualquier punto de ella. (Fig. 4.-2)

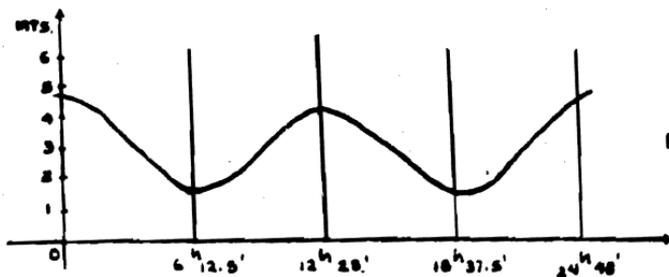


FIG.4.1-2

El ciclo se completa en 24 horas 48 minutos. Este retraso se origina porque mientras la tierra dió un giro completo, la luna cambió su posición relativa con respecto a ella.

El diagrama representado en la Fig. 4.1-2 se denomina mareograma -- diario

Al estudiar las atracciones combinadas del sol y de la luna, habrá que tomar en cuenta sus posiciones relativas, mientras transcurre un ciclo

### lunar.

La posición relativa de los dos astros produce diferencias de amplitud en las mareas, durante las sizigias (Luna nueva y luna llena) sus acciones - se suman, y durante las cuadraturas (Cuarto creciente y Cuarto Menguante), se restan. Por lo tanto, las mareas de mayor amplitud se manifiestan durante la luna nueva y la luna llena y se llaman mareas vivas; y -- las mareas de menor amplitud durante los cuartos crecientes y menguante llamándose mareas muertas. En la época de los equinoccios (21 de marzo y 21 de septiembre) el sol está sobre el ecuador, y como la declinación - de la luna es pequeña, la marea resultante tendrá una amplitud muy grande, de aquí resulta que en la época de los equinoccios y con la luna nueva o la luna llena, se verifican las mareas de mayor amplitud del año, - que son las mareas vivas equinociales de primavera y otoño Fig. 4.1-3

La variación de niveles del mar motivados por la marea, ha dado lugar al establecimiento de diferentes planos de mareas que a continuación se definen:

- Pleamar máxima registrada. El máximo nivel registrado para una marea alta.
- Nivel de Pleamar media. Es el promedio de las mareas altas ocurridas en un lapso dado.
- Nivel medio del mar. Es la altura promedio del nivel del mar.

- Nivel de marea baja media. Es el promedio de mareas bajas ocurridas en un lapso dado.
- Bajamar mínima registrada. Es el mínimo nivel registrado por la marea baja.

El tiempo para conocer en forma precisa los planos de mareas mencionados es de 18.6 años.

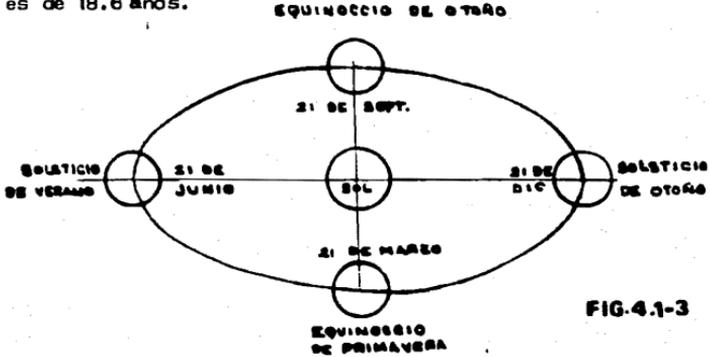


FIG.4.1-3

4.1.3 Teoría Dinámica de Laplace

La teoría dinámica de Laplace trata de explicar las diferencias existentes entre la realidad y la teoría de Newton.

Uno de los puntos discordantes es la presencia del retraso de las mareas con respecto al paso del cuerpo perturbado por el meridiano del lugar; - esto se debe principalmente a la fricción e inercia del agua. Las partículas líquidas describen ciertas trayectorias, cuyo movimiento depende de las causas generadoras así como de la profundidad y forma de los vasos, por lo que el estudio de las mareas lo basa Laplace en la superposición de diversas ondas, semejantes a las generadas por el viento y sujetas a

los fenómenos de refracción etc.

La teoría de Laplace se basa en los siguientes principios:

- a) Bajo la influencia de una fuerza perturbadora, rigurosamente periódica el movimiento del agua en el mar es rigurosamente periódico, con el mismo período de la fuerza productora.
- b) Cuando varias fuerzas actúan simultáneamente, sus acciones se superponen y pueden ser valuadas en forma separada.
- c) La amplitud de los diversos movimientos originados por diferentes causas es proporcional a la intensidad de las fuerzas que lo producen.

En la mecánica celeste Laplace divide a las fuerzas periódicas en varios grupos: el primero comprende aquellas que cambian muy lentamente, como son las originadas por la variación de la declinación de los astros y que dan origen a ondas de largo período (un año).

Dado que la posición relativa de la tierra con respecto al sol no es constante, se origina una onda cuyos valores máximos se representan durante los equinoccios, con período de 6 meses. La posición relativa del sol la luna y la tierra origina otra onda cuyos máximos se presentan en sizigias con períodos de 14 días aproximadamente.

Debido, a la rotación de la tierra y las fuerzas de inercia del conjunto. Se presenta otra onda, cuyos valores máximos se presentan cada 12 hrs. La forma de los vasos puede originar retrasos, ampliaciones o reduc—

ciones de las ondas que se presentan y que para cada caso particular son constantes.

Debido a la presencia simultánea de todas las ondas mencionadas, las mareas que existen en los diferentes puntos de la tierra, se pueden clasificar de la siguiente manera.

- Marea diurna.- Presenta una pleamar y una bajamar por ciclo Fig. -- 4.1-4
- Marea semidiurna.- Presenta dos pleamares y dos bajamares aproximadamente iguales por ciclo Fig. 4.1-5
- Marea mixta.- Presenta dos pleamares y dos bajamares notablemente diferentes Fig. 4.1-6

MAREA DIURNA

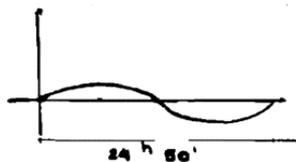


FIG. 4.1-4

MAREA SEMIDIURNA

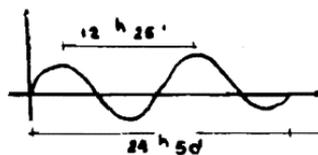


FIG. 4.1-5

MAREA MIXTA

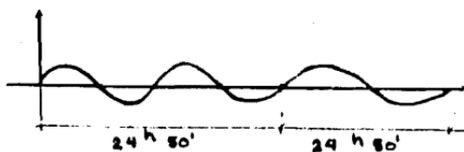


FIG. 4.1-6

## 4.2 ESTUDIOS TEORICOS SOBRE VIENTOS

### 4.2.1 Consideraciones

El estudio de los vientos es importante ya que originan el oleaje y es determinante en la marcha de los aluviones a lo largo de las playas. - Por otra parte, indican el tiempo probable necesario para el estudio - de la maniobra de entrada de los barcos a los puertos y tiene relación directa con los mecanismos que establecen la estabilidad de los accesos costeros.

### 4.2.2 Descripción General

Los océanos, las masas de tierra y el calor solar son los factores - básicos que rigen los movimientos horizontales del aire, y el último - de los tres es importante en lo concerniente a la circulación de vientos del planeta. Se debe al calentamiento desigual de la superficie terrestre, la principal causa de diferencias en la presión atmosférica, - las que originan los vientos. Las regiones ecuatoriales reciben mucho más calor solar que las polares y, hablando en general, esto determina el transporte del aire entre las latitudes altas y bajas.

De lo dicho puede extraerse como consecuencias importantes que: en la atmósfera el aire se mueve desde las áreas del alta presión denominadas ANTICICLONES a las de baja presión llamadas CICLONES o borrascas que -- funcionan como si succionasen aire.

Cuando los vientos soplan sobre una superficie de agua, crean esfuerzos -- tangenciales en la interfase, y se transmite una cantidad de energía al mar que ocasiona las olas.

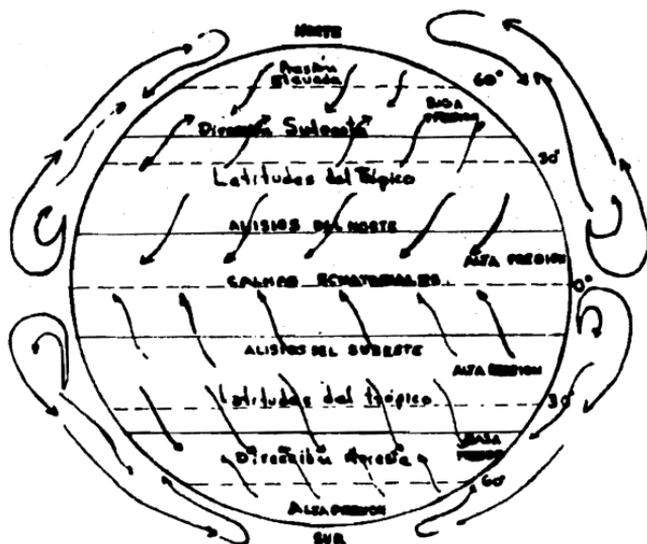


FIG. 4.21

a) Esquemas general de la circulación del sistema de vientos:

La región de calmas esta dada por el círculo ecuatorial de baja presión donde los vientos alisios que convergen unos sobre otros producen brisas y calmas. Los vientos alisios soplan de los círculos subtropicales de gran presión ha--

-cia la región ecuatorial donde esta última es más baja. Su dirección es noroeste en el hemisferio norte y sudeste en el hemisferio sur. Estos se hallan claramente marcados sobre los océanos en que soplan con gran regularidad.

#### 4.2.3 Características del viento

El viento se caracteriza por su velocidad y su dirección:

La dirección del viento se obtiene por medio de veletas que marcan las direcciones de los cuatro puntos cardinales. La rosa de los vientos representa el círculo dividido radialmente en 8, 16 ó 32 partes según la exactitud que se desee obtener. En la fig. 4.2-2 se muestra una rosa de los vientos con 16 divisiones.

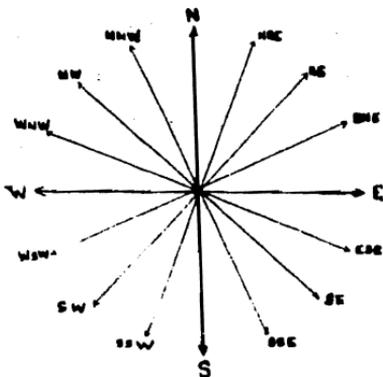


FIG. 4.2-2

La velocidad del viento se mide con el Anemómetro. Este aparato consta de cuatro casquetes semiesféricos huecos, construidos de aluminio, fijos a una cruz horizontal que gira sobre un eje vertical (Fig. 4.2-3). Un aparato de relojería permite determinar, y registrar la velocidad del viento.

- a) Los efectos que produce el viento según su velocidad. Existen escalas de efectos para guiar al observador, de las cuales la más conocida es la del Almirante Beaufort, que se expone a continuación.

ESCALA DE BEAUFORT

| No. | Símbolo   | Velocidad en Km./hr. | Descripción       | Efecto apreciable sobre la Tierra.                          |
|-----|---|----------------------|-------------------|---|
| 0   |    | menos de 1,6         | Calma             | El humo sube verticalmente                                  |
| 1   |    | 1.6 a 4.8            | Viro suave        | poco sensible a las velas por el humo                       |
| 2   |    | 6.4 a 11.3           | Brisa ligera      | El viento se siente   |
| 3   |    | 13 a 19.3            | Brisa suave       | Volos y ramas de los árboles se agitan                      |
| 4   |    | 21 a 29              | Brisa moderada    | Arrastra tierra y ramas; ondean las banderas.               |
| 5   |    | 30.8 a 39            | Brisa fresca      | Los arbolitos con hojas se inclinan; las banderas ondean.   |
| 6   |    | 40.2 a 50            | Brisa fuerte      | Las ramas grandes se mueven; las banderas se agitan.        |
| 7   |    | 51.15 a 61.2         | Temporal moderado | Se mueve todo el árbol; las banderas se extienden.          |
| 8   |    | 63 a 74              | Temporal fresco.  | Se rompen las ramas de los árboles resulta difícil caminar. |
| 9   |    | 76 a 87              | Temporal fuerte   | Ligeros daños en los edificios (tejas que vuelan).          |
| 10  |  | 88.5 a 101.3         | Temporal deshecho | Arboles arrancados de raíz; grandes daños en los edificios  |
| 11  |  | 103 a 121            | Tormenta          | Daños en general.   |
| 12  |  | más de 121           | Toracón           | Daños extraordinarios.                                      |

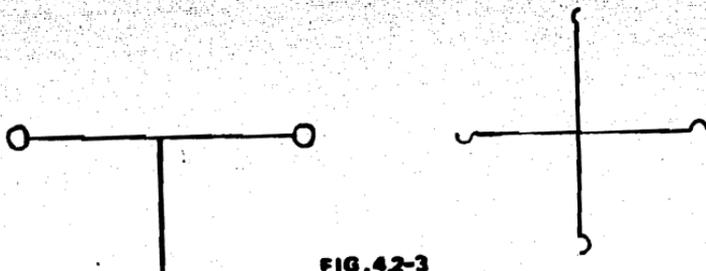


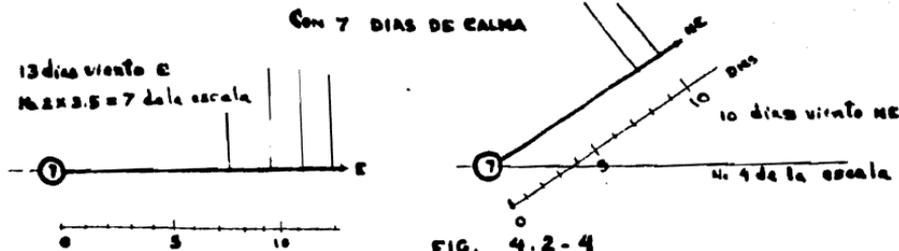
FIG. 4.2-3

Se hace notar que la velocidad, aproximada, en nudos en cada número de la escala viene dada por:

$$\frac{n(n+1)}{2} + 2$$

Por lo que para  $V_{11} = \frac{11(11+1)}{2} + 2 = 68$  nudos, para el número 11.

Para la representación gráfica del viento medido en esta escala (ver figura 4.2-2) un pequeño círculo en el punto de estación; dentro del círculo se señala el número de días de calma, los vectores, dan a escalas las direcciones y las frecuencias: Cada una de las barbas corresponden a dos puntos de la escala de Beaufort o a uno según el convenio representativo.



Datos adicionales:

1 m/seg. = 3.6 Km. /hr.

1 nudo es = 0.515 m/seg.

El número de nudos representa también la velocidad horaria en millas marinas de 1.852 metros.

así: 10 nudos equivalen a una velocidad de 10 millas por hora.

#### 4.2.4 Clasificación de los vientos

De la observación sistemática de los vientos en una área determinada se puede establecer una clasificación de los vientos basada en su persistencia e intensidad. Así se denomina Vientos Reinante al más frecuente, según una dirección dada, independiente de su intensidad; en tanto que el Dominante es el viento más intenso independiente de su frecuencia.

##### a) Diagramas de Lenz

Para determinar las características de estos vientos se acostumbra representar el resultado de las mediciones en tres diagramas llamados -- "Diagramas de Lenz (Fig. 4.2-5).

- 1) El número de veces que ha soplado el viento en cada dirección (en % de número de observaciones hechas) indicando su frecuencia. Este diagrama se conoce con el nombre de "Gráficas de - frecuencias" o de "n" y con el se define la dirección del viento reinante.
- 2) En la gráfica "nv" se toma en cuenta en forma conjunta la -- frecuencia y la velocidad del viento sumándolas según se obser va para cada dirección. Esta gráfica tiene particular aplica-- ción en los estudios de transporte eólico.
- 3) La gráfica denominada simplemente " Gráfica de V ", se utiliza para apreciar la presión que se puede ejercer sobre una es-- tructura, ya que está en función de la velocidad del viento al cuadrado. Esta gráfica permite determinar el viento dominan-- te.

De las diversas fuentes de información U.S. Naval Oceanográfica Office, Departamento de Estudios y laboratorios de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, México se presenta como ejemplo en las tablas 4.2-1 a la 4.2-6, el regimén de vientos en la costa de Tamaulipas y en el área de estudio

### Ejemplo de Análisis de vientos

con Diagrama de Lens

|            | N     | SE    | E     | NE    | NW    |
|------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| "II"       | 115   | 42    | 195   | 16    | 34    |
| "IV"       | 872.6 | 137.7 | 865.5 | 174.7 | 119.9 |
| V max      | 54.4  | 42    | 29    | 79    | 36    |
| $\sqrt{2}$ | 809   | 588   | 427   | 1235  | 628   |

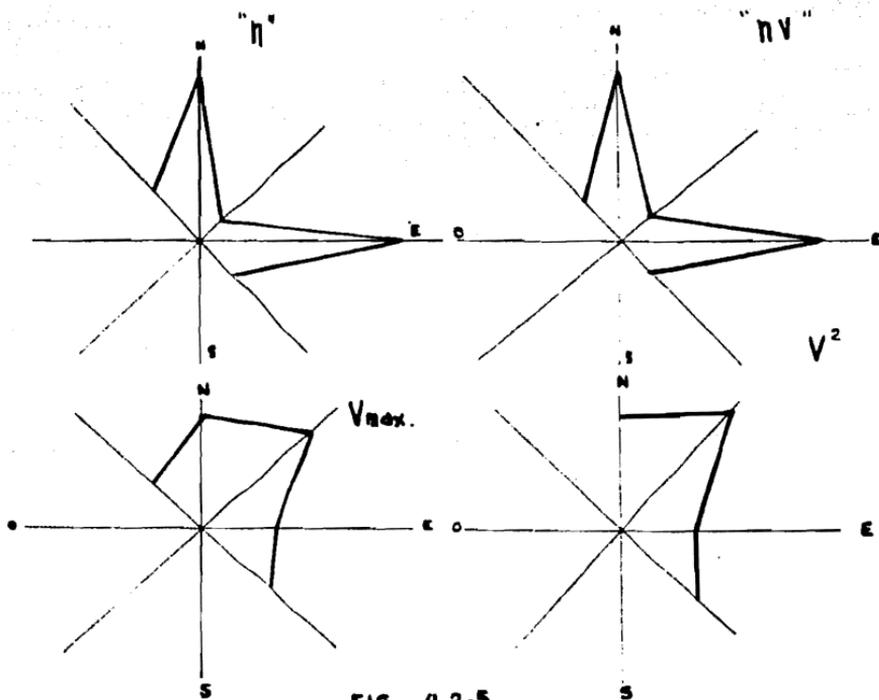


FIG. 4.2-5

Por otro lado los vientos pueden ser permanentes, periódicos y variables. Los vientos permanentes o alisios (antes ya mencionados) son los que soplan del N.E. en el hemisferio Norte entre el Ecuador y el Trópico de Capricornio.

Son vientos periódicos los monzones del Océano Indico. La causa que los produce es que el mar se calienta más despacio que la tierra; en invierno la tierra se enfría antes que el mar, por lo que se produce un viento que va del Continente Asiático al mar.

A la misma causa obedecen los vientos periódicos diurnos o brisas solares (ver fig. 4.2-6)

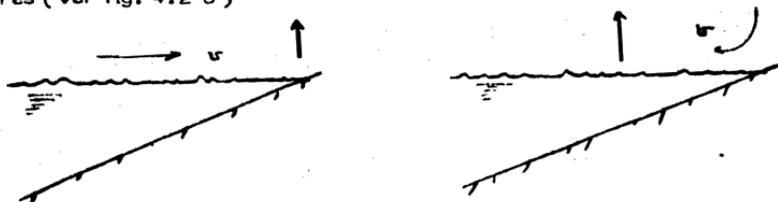
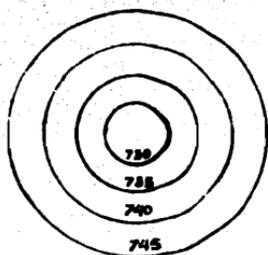


FIG. 4.2-6

Los vientos variables provienen de desigualdades atmosféricas entre -- puntos cualesquiera del globo, en virtud de condiciones locales indeterminadas pudiendo seguir una dirección cualquiera.

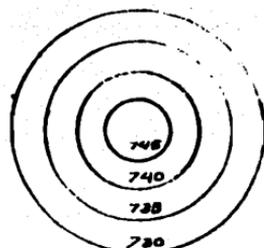
#### 4.2-5 Ciclones y Anticiclones

Cabe mencionar que un ciclón es un sistema de vientos fluyendo alrededor de un centro de bajas presiones, mientras que un anticiclón fluye alrededor de un centro de altas presiones. ( En este centro llamado vórtice la velocidad del viento es muy pequeña y a veces nula, ver la fig. 4.2-7 y 8).



Isobaras de un ciclón disminuyen de la periferia al centro

FIG. 4.2-7

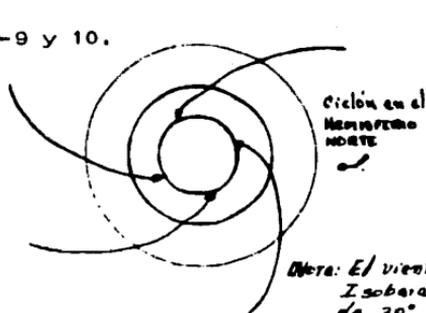


Isobaras de un Anticiclón disminuyen del centro a la periferia.

FIG. 4.2-8

El sentido de giro del torbellino de aire de un ciclón es en el hemisferio Norte contrario a las agujas de un reloj ( en sentido contrario en el hemisferio Sur ).

Para anticiclones del hemisferio Norte el sentido de giro es el del reloj - y en los del hemisferio Sur es contrario al sentido del reloj ver las figuras 4.2-9 y 10.



Otra: El viento corta a las Isobaras con un ángulo de 30°

FIG. 4.2-9

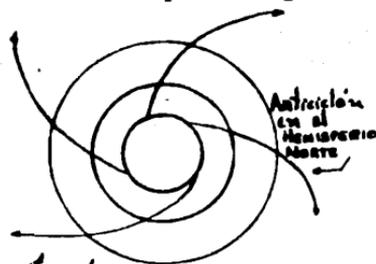


FIG. 4.2-10

Los ciclones tropicales, que son los que afectan a México directamente, nacen en las zonas ecuatoriales. Cuando un ciclón tropical empieza a formarse ocupa una área muy pequeña pero en pleno desarrollo, esta área circular puede tener desde 300 Km. hasta 1 000 Km. de diámetro.

TAB. 4.2-1

**VIENTO EBLINANTE "n"**  
(23° Latitud Norte, 96°20' Longitud Oeste)

| Mes | Dirección    | u <sub>0</sub> (en M) | Coeficiente en M | No. de Observaciones |
|-----|--------------|-----------------------|------------------|----------------------|
| F   | Nor*E        | 22                    | 8                | 896                  |
| F   | N, SE        | 17, 21                | 10               | 1002                 |
| M   | Este         | 24                    | 10               | 934                  |
| A   | Este         | 30                    | 8                | 895                  |
| M   | Este         | 27                    | 8                | 892                  |
| J   | Este         | 34                    | 11               | 1067                 |
| J   | Este         | 27                    | 13               | 1057                 |
| A   | Este         | 27                    | 20               | 1108                 |
| S   | N, NE, E, NW | 16, 16, 16, 15        | 12               | 1193                 |
| O   | Norte        | 19                    | 14               | 1276                 |
| N   | Norte        | 21                    | 7                | 1092                 |
| O   | N, SE, NW    | 18, 21, 19            | 10               | 1072                 |

TAB. 4.2-2

| Mes        | "n V"    | (nV) m       |
|------------|----------|--------------|
| Enero      | Norte    | 171.1        |
| Febrero    | N, SE    | 174.0, 137.7 |
| Marzo      | N, E     | 126.8, 122.0 |
| Abril      | Este     | 157.1        |
| Mayo       | Este     | 139.5        |
| Junio      | Este     | 182.5        |
| Julio      | Este     | 132.0        |
| Agosto     | Este     | 132.8        |
| Septiembre | N, NW    | 105.1, 119.9 |
| Octubre    | Norte    | 134.5        |
| Noviembre  | Norte    | 160.5        |
| Diciembre  | Norocste | 178.7        |

TAB. 4.2-3

75.

## BOTO LA MARINA, TAMPS.

|                               | N     | NNE   | NE    | ENE   | E     | ESE   | SE    | SSE   |
|-------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| n                             | 104   | 24    | 97    | 88    | 378   | 599   | 753   | 37    |
| nV                            | 432   | 140   | 346   | 307   | 2000  | 2079  | 6163  | 373   |
| V <sub>máx</sub>              | 19.0  | 18.0  | 18.0  | 15.0  | 12.0  | 19.0  | 27.0  | 22.0  |
| V <sub>máx</sub> <sup>2</sup> | 361.0 | 324.0 | 324.0 | 225.0 | 144.0 | 361.0 | 729.0 | 484.0 |

|                               | S     | SSW  | SW    | WSW  | W    | WNW   | NW   | NNW   |
|-------------------------------|-------|------|-------|------|------|-------|------|-------|
| n                             | 26    | 4    | 12    | 5    | 19   | 14    | 201  | 227   |
| nV                            | 189   | 18   | 55    | 13   | 58   | 50    | 1336 | 737   |
| V <sub>máx</sub>              | 18.0  | 8.0  | 18.0  | 6.0  | 8.0  | 10.0  | 8.0  | 23.0  |
| V <sub>máx</sub> <sup>2</sup> | 324.0 | 64.0 | 324.0 | 36.0 | 64.0 | 100.0 | 64.0 | 529.0 |

No. total de observaciones: 3996

Columnas: 1363

TAB. 4.2-4

## TAMPICO, TAMPS.

|                               | N      | NNE    | NE     | ENE    | E      | ESE    | SE    | SSE    |
|-------------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|-------|--------|
| n                             | 1075   | 108    | 412    | 444    | 1870   | 536    | 284   | 78     |
| nV                            | 3444.5 | 363.0  | 912.5  | 1082.7 | 3664.7 | 1449.3 | 626.8 | 165.9  |
| V <sub>máx</sub>              | 36.0   | 23.9   | 28.1   | 15.9   | 19.0   | 18.8   | 18.0  | 16.6   |
| V <sub>máx</sub> <sup>2</sup> | 1296.0 | 571.21 | 789.61 | 252.81 | 361.0  | 353.44 | 324.0 | 275.56 |

|                               | S      | SSW    | SW     | WSW    | W      | WNW    | NW     | NNW    |
|-------------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| n                             | 32     | 7      | 16     | 16     | 59     | 48     | 95     | 86     |
| nV                            | 67.8   | 7.5    | 35.4   | 35.7   | 74.3   | 110.6  | 342.9  | 240.3  |
| V <sub>máx</sub>              | 19.4   | 13.1   | 20.9   | 12.8   | 21.8   | 16.7   | 24.7   | 22.4   |
| V <sub>máx</sub> <sup>2</sup> | 373.16 | 171.61 | 436.81 | 163.84 | 475.24 | 278.89 | 610.09 | 501.76 |

No. total de observaciones: 6869

Columnas: 1717

TAB. 4.2-5

| MES        | VIENTO DOMINANTE |                | v <sup>2</sup> |
|------------|------------------|----------------|----------------|
|            | Dirección        | V max. ab/seg. |                |
| Enero      | N, NW            | 18             | 314            |
| Febrero    | Norte            | 16             | 256            |
| Marzo      | Noreste          | 16             | 256            |
| Abril      | Norte            | 15.4           | 239            |
| Mayo       | Suroeste         | 14             | 196            |
| Junio      | S, SE            | 14             | 196            |
| Julio      | Suroeste         | 14             | 196            |
| Agosto     | S, SE            | 15             | 225            |
| Septiembre | Noreste          | 23             | 265            |
| Octubre    | Noreste          | 20             | 400            |
| Noviembre  | N, NW            | 18             | 314            |
| Diciembre  | Noreste          | 18             | 314            |

TAB. 4.2-6

## MATAMOROS, TAMPS.

|                               | N     | NNE   | NE    | ENE   | E      | ESE    | SE      | SSE   |
|-------------------------------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|---------|-------|
| n                             | 90    | 51    | 59    | 61    | 237    | 283    | 1414    | 64    |
| nV                            | 490.9 | 358.3 | 327.9 | 379.8 | 1343.3 | 1847.8 | 11327.0 | 489.3 |
| V <sub>max</sub>              | 12.9  | 12.9  | 10.3  | 10.3  | 12.9   | 12.9   | 18.0    | 15.4  |
| V <sup>2</sup> <sub>max</sub> | 166.4 | 166.4 | 106.1 | 106.1 | 166.4  | 166.4  | 324     | 237.2 |

|                               | S     | SSW  | SW    | WSW   | W     | WNW   | NW     | NNW   |
|-------------------------------|-------|------|-------|-------|-------|-------|--------|-------|
| n                             | 42    | 2    | 6     | 28    | 118   | 97    | 445    | 48    |
| nV                            | 160.4 | 7.7  | 22.1  | 196.3 | 511.1 | 703.2 | 3326.1 | 419.0 |
| V <sub>max</sub>              | 7.7   | 5.1  | 10.3  | 26.2  | 18.0  | 18.0  | 18.0   | 15.4  |
| V <sup>2</sup> <sub>max</sub> | 59.3  | 26.0 | 106.1 | 686.4 | 324.0 | 324.0 | 324.0  | 237.2 |

No. total de observaciones: 3344

Calma: 310

### 4.3. ESTUDIOS TEORICOS SOBRE OLEAJE

#### 4.3.1 Definición de Oleaje

Se puede definir este fenómeno oceanográfico de varias maneras. Sin embargo, una definición sencilla y bastante aceptada nos dice que consiste de una sucesión de ondulaciones irregulares infinitas, compuestas de crestas y valles, que se extienden en el horizonte y que al principio aparecen como pequeñas ondas, tal que al actuar el viento un mayor -- tiempo, se transforman en oleaje.

#### 3.3.2 Algunos Antecedentes

Sobre la superficie del mar siempre existen ondulaciones y rara vez es posible encontrarlo en completa calma. Las ondas que se encuentran - en el mar son muy complejas, pero su estudio puede realizarse al conocer el comportamiento de ondas regulares idealizadas. En 1776 Laplace dió una primera solución satisfactoria para ondas de pequeña amplitud en agua, con una profundidad arbitraria y constante, aceptando un - movimiento bidimensional.

No fue sino hasta que en 1847 Stokes presentó una primera solución - aproximada para ondas de altura finita que se desplazaban en agua con profundidad constante. Su solución requería que el movimiento fuera - irrotacional lo que se apega a la realidad. Las series presentadas - eran válidas hasta una tercera aproximación para profundidades finitas y en su quinta aproximación para profundidades infinitas.

Estudios posteriores basados en observaciones físicas del fenómeno han

confirmado que la teoría irrotacional de Stokes es satisfactoria.

Experiencias llevadas a cabo por Beach Erosion Board en 1941 y Morison en 1951, han mostrado que las ecuaciones para ondas de pequeña amplitud son adecuadas desde el punto de vista de aplicación en ingeniería, para olas de amplitud finita. Se ha observado que el oleaje distante (Swell) es aproximadamente senoidal en aguas profundas.

Considerando que el oleaje es un fenómeno tan complejo, ha sido tratado matemáticamente, existiendo varias teorías tales como: teoría de Stokes, teoría de ondas cnoidales y la teoría lineal. Esta última es la más simple, y considera que la curva que representa la superficie libre es Senoidal, con una ecuación del tipo:

$$y_s = \frac{H}{2} \cos 2\pi \left( \frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right)$$

Las teorías de Stokes y Cnoidales son de orden superior y desde luego aplicables a casos específicos y más complejas en sus bases. A partir de estas teorías se pueden encontrar parámetros importantes del oleaje tales como velocidades, aceleraciones de las partículas, energías, presiones etc.

En este trabajo se expondrá en forma general la teoría de Stokes.

#### 4.3.3 Características Generales de las Ondas

Ondas de pequeña amplitud:

Se dibuja el esquema de una onda de perfil para observar sus características más importantes y el sentido de su avance.

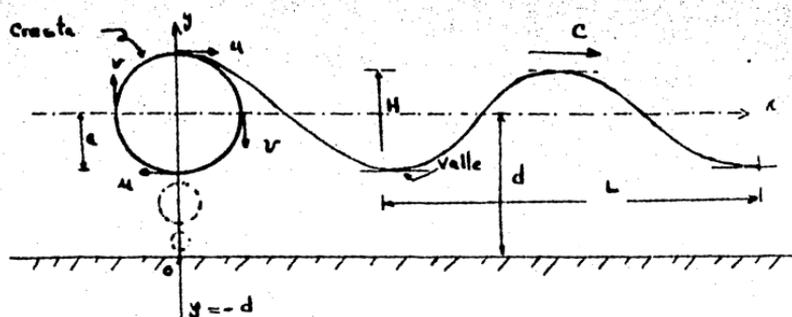


FIG. 4.3-1

Si consideramos las ondas uniformes se establecen las siguientes definiciones.

Longitud de onda ( $L$ ).- Es la distancia entre dos valles o dos crestas consecutivas.

Amplitud de la onda ( $a$ ).- Es la semialtura de la misma.

Altura de onda ( $H$ ).- Es la distancia vertical entre un valle y una cresta.

Celeridad de una Onda ( $c$ ).- Es la velocidad con que se desplaza su cresta.

Período de la onda ( $T$ ).- Es el tiempo necesario para que por una misma sección pasen dos crestas o valles consecutivos.

Profundidad ( $d$ ).- Es la distancia vertical entre el nivel de la superficie de reposo y el fondo.

$u$  y  $v$ .- Son las componentes horizontal y vertical de la velocidad  $V$  de

las partículas.

La  $(f)$  .- Es la esbeltez de la onda y es igual a la relación entre H y L

es decir  $f = \frac{H}{L}$

a) Clasificación de las ondas.

Las ondas se clasifican en nueve grupos importantes dependiendo de las características tan variables que presenta el fenómeno y son:

1. Según su amplitud
2. Según su período
3. Ondas libres y ondas forzadas
4. Por la forma de su superficie libre
5. Ondas progresivas y estacionarias
6. Según la profundidad del agua en que se desplazan
7. Ondas de oscilación pura y ola de translación pura

1. Según su amplitud.- Pueden ser de finita y pequeña amplitud. Las -- olas de amplitud finita son aquellas en que la relación entre la altura y la longitud de la onda es mayor que la indicada en el límite siguiente:

$$\frac{L^2 H}{2 d^3} \ll \frac{16}{3}$$

Son ondas de pequeña amplitud aquellas en la que su altura es pequeña con respecto a su longitud.

2. Según su período.- Al tomar en cuenta su período las ondas se pueden clasificar según Kinsman de la siguiente manera:

| Nombre de la onda                | Período     | Fuerza más importante que la genera | Fuerza más importante que la amortigua |
|----------------------------------|-------------|-------------------------------------|--|
| Capilar                          | 0 — 0.1     | Viento                              | Tensión superficial                    |
| Ultragravedad                    | 0.1— 1      | Viento                              | Tensión superficial<br>gravedad        |
| Gravedad                         | 1 — 30      | Viento                              | Gravedad                               |
| Infragravedad                    | 30 — 300m5  | Viento                              | Gravedad                               |
| Largo período<br>Tsunami, mareas | 5 — 24 hrs. | Temblores<br>sol, luna              | Fuerza de coriolis                     |
| Marea                            | 24 hrs,     | Sol y luna                          | Fuerza de coriolis                     |

### 3. Ondas libres y forzadas:

**Libres.**— Cuando es generada por la aplicación instantánea de una fuerza, la cual cesa acto seguido.

**Forzadas.**— Es la generada por una fuerza que se aplica continuamente y depende de la fuerza actuante con modificaciones impuestas por las propiedades del líquido.

4. Por la forma de su superficie libre.— Se tienen las ondas senoidales y trocoidales. Las ondas senoidales son las que se encuentran fuera de la zona de generación (Swell) y que tienen baja amplitud.— Las ondas en la zona de generación (Sea) con sus valles aplanados se asemejan a una onda trocoidal.

### 5. Ondas progresivas y estacionarias:

Progresivas.- Si la cresta se desplaza horizontalmente.

Estacionarias.- Si el desplazamiento es vertical.

6.- Según la profundidad en que se desplazan:

Desde un punto de vista teórico Ingenieril se pueden aceptar los valores siguientes:

|                           | <u>Teórica</u>                    | <u>Práctica</u>                            |
|---------------------------|-----------------------------------|--|
| Onda en aguas profundas   | $\frac{d}{L} > 1$                 | $\frac{d}{L} \geq \frac{1}{2}$             |
| Onda en aguas intermedias | $1 > \frac{d}{L} > \frac{1}{200}$ | $\frac{1}{2} > \frac{d}{L} > \frac{1}{20}$ |
| Onda en aguas bajas       | $\frac{d}{L} \leq \frac{1}{200}$  | $\frac{d}{L} \leq \frac{1}{20}$            |

Nota: En el océano todas las ondas de gravedad son de aguas profundas; sin embargo, una onda de mareas es de aguas bajas e intermedias.

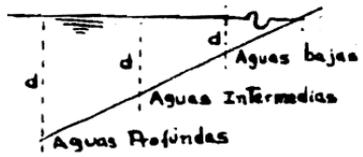


FIG. 4.3-2

7.- Ondas de oscilación pura y ola de traslación pura.

Están en función de las desplazantes que siguen las partículas.

De oscilación pura.- Donde componentes horizontales de velocidad de las partículas del líquido disminuyen de la superficie hacia el fondo (ejemplo onda senoidal)

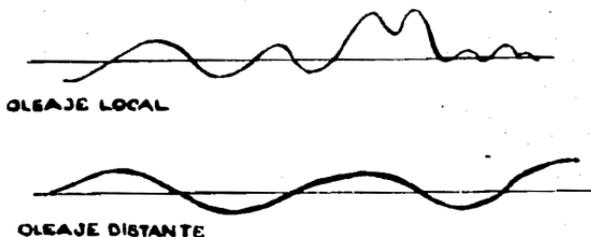
De traslación pura.- Cuando la componente horizontal del movimiento es constante a lo largo de la vertical.

### b) Clasificación del oleaje.

Dependiendo de si se encuentra o no dentro de la zona de generación y es la siguiente:

**Oleaje local (Sea).**- Cuando el oleaje se encuentra dentro de la zona de generación, se caracteriza por tener una forma muy irregular y períodos relativamente cortos.

**Oleaje distante (Swe II).**- Cuando el oleaje ha salido de la zona de generación presentando entonces características mejor definidas y períodos grandes.



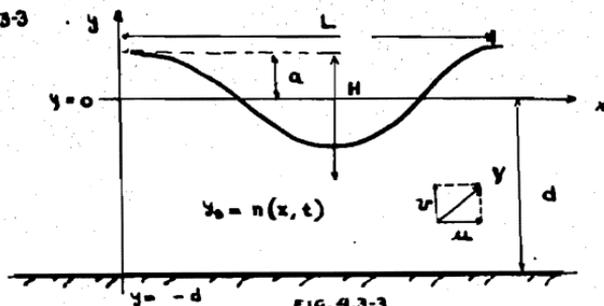
#### 4.3.4 Teoría Senoidal (Teoría de Stokes)

Esta teoría es muy útil en muchos problemas prácticos y los errores que se cometen son despreciables en muchos casos.

Stokes supuso que el movimiento de las partículas es irrotacional, con lo cual deberá existir un potencial de velocidades  $\phi$  y se deberá cumplir que las componentes en un punto cualquiera de la velocidad  $V$ , en la dirección del eje de las 'xs' y de las 'ys', sean respectivamente  $u$  y  $v$ .

$$\text{por lo que } u = \frac{\partial \phi}{\partial x} \quad ; \quad v = \frac{\partial \phi}{\partial y}$$

ver fig. 4.3-3



Según Stokes, el límite superior de  $\frac{H}{L} \approx \frac{1}{7}$  por lo que la velocidad de las partículas es cuando mucho igual a:

$$V_p = \frac{3.14C}{7} = 0.45C \quad (4.3.4-1)$$

Se observa que en la cresta, el movimiento de las partículas es en el sentido del desplazamiento de la onda; mientras que en el valle, las partículas se mueven en sentido contrario.

Si las ondas son de pequeña amplitud comparadas con su longitud y con la profundidad del agua, el perfil de la onda se aproxima bastante a una curva senoidal. La celeridad propuesta por Lomb (en 1932), tomando en cuenta la gravedad y tensión superficial es:

$$C^2 = \left( \frac{gL}{2\pi} + \frac{2\pi\sigma}{L\rho} \right) \tanh h \frac{2\pi d}{L} \quad (4.3.4-2)$$

$$C = \left( \left( \frac{g}{k} + \frac{k\sigma}{\rho} \right) \tanh h kd \right)^{1/2} \quad (4.3.4-3)$$

donde  $\frac{2\pi}{L} = k$

y donde  $\sigma$  = tensión superficial y  $\rho$  = la densidad del líquido.

Al negar el efecto de la tensión superficial, resulta que para ondas de gra

vedad la celeridad (según Airy en 1845) es

$$c = \left( \frac{gL}{2\pi} \tanh \frac{2\pi d}{L} \right)^{1/2} \quad (4.3.4-4)$$

La celeridad varía según la  $\tanh \frac{2\pi d}{L}$ .

Si,  $\tanh \frac{2\pi d}{L} \gg 1$  la onda está en aguas profundas.

Si,  $\tanh \frac{2\pi d}{L} = \frac{2\pi d}{L}$  la onda está en aguas bajas.

Si, la  $\tanh \frac{2\pi d}{L}$  toma valores entre las indicadas, la onda está en aguas intermedias.

Aguas profundas: Para que  $\tanh \frac{2\pi d}{L} = 1$ , se debe cumplir:

$$\frac{2\pi d}{L} \geq 6.28 \therefore \frac{d}{L} \geq 1, \text{ o bien } d \geq \frac{L}{2}$$

se acostumbra si se cumple lo anterior la celeridad adquiere el siguiente valor

$$c_0 = \sqrt{\frac{gL}{2\pi}} \quad (4.3.4-5)$$

y por lo mismo dependerá de la longitud de onda, puesto que  $L = cT$

se llega a:

$$c_0^2 = \frac{gT}{2\pi} \quad \therefore c_0 = \frac{g}{2\pi} T \quad (4.3.4-6)$$

$$) \quad L_0 = \frac{gT^2}{2\pi} \quad (4.3.4-7)$$

En el sistema métrico decimal, las relaciones toman la forma:

$$c_0 = 1.56 T \quad (4.3.4-8)$$

$$L_0 = 1.56 T^2 \quad (4.3.4-9)$$

Aguas bajas: La  $\tanh \frac{2\pi d}{L} = \frac{2\pi d}{L}$  Cuando el valor  $\frac{d}{L}$  es muy pequeño y me-

nor a 0,005. Cuando eso ocurre la celeridad de la onda es igual a:

$$c_b = \sqrt{\frac{gL}{2\pi} \cdot \frac{2\pi d}{L}} \quad \text{y } \therefore \quad c_b = \sqrt{gd} \quad (4.3.4-10)$$

Con lo que depende exclusivamente de la profundidad. El período permanece teóricamente constante para cualquier profundidad, y la longitud tendrá por lo tanto el siguiente valor:

$$L_b = \sqrt{gd} T \quad (4.3.4-11)$$

Aguas intermedias.— Cuando el valor de la tangente hiperbólica se encuentra entre los valores antes indicados, la celeridad de la onda se calcula con la siguiente ecuación:

$$c = \sqrt{\frac{gL}{2\pi} \tanh \frac{2\pi d}{L}} \quad \text{y la longitud de onda } L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh \frac{2\pi d}{L}$$

Como L está en ambos términos de la ecuación, se deberá calcular por tanteos.

$$\text{El período será igual: } T = \sqrt{\frac{2\pi}{g} L \coth \frac{2\pi d}{L}} \quad (4.3.4-12)$$

Por ser más simple calcular la celeridad con las ecuaciones

$$c = \frac{gT}{2\pi} \quad \text{y } c = \sqrt{gd}$$

Existen otros parámetros importantes del oleaje para una onda senoidal — que son: Presiones debidas a una onda, energía de una onda y potencia de una onda senoidal; de las cuales solo daremos sus expresiones importantes y aplicables.

a) Presiones debidas a una onda.

Esta teoría describe las presiones producidas por una onda senoidal cuando ella pasa sobre un punto cualquiera, situado en la masa del líquido y su distribución a lo largo de toda la vertical, y su ecuación es:

$$\frac{p}{\rho} = y + a \frac{\cosh k(y+d)}{\cosh kd} \cos(kx \pm \omega t) \quad (4.3.4-13)$$

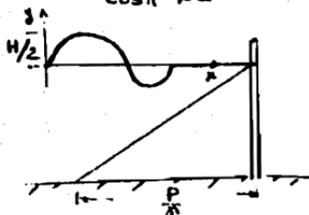


FIG. 4.3-4.

b) Energía de una onda senoidal.

El conocimiento de la energía de una onda es de importancia fundamental para valuar entre otros parámetros, el arrastre litoral y comprender la transferencia de energía del viento a la superficie del mar y la formación del oleaje.

$$\text{la energía total } E_t = E_p + E_c \quad (4.3.4-14)$$

$$\text{donde la } E_p \text{ (Energía a potencial): } E_p = \frac{\rho H^2}{16} L \quad (4.3.4-15)$$

$$\text{y donde la } E_c \text{ (Energía Cinética): } E_c = \frac{m v^2}{2} \quad (4.3.4-16)$$

y se expresa en kg. m/m por longitud de onda.

Energía cinética y potencial son iguales para una onda senoidal, y al sumarmas tenemos  $E_t = \frac{\rho H^2 L}{8}$  (4.3.4-17)

Al dividir entre la longitud de onda y si se considera una onda de pequeña

amplitud en que  $L$  es prácticamente igual a la distancia sobre la superficie de la onda, se obtiene la energía por unidad de superficie

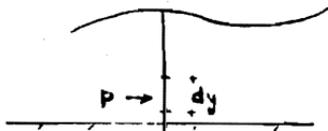
$$\text{por lo que se tiene } E_u = \frac{E T}{L} \quad (4.3.4-18)$$

$$E_u = \frac{\rho H^2}{8} \quad (4.3.4-19)$$

Es decir la energía se puede expresar por unidad de área en la superficie del mar en  $\text{kg. m/m}^2$  de superficie.

c) Potencia de la onda senoidal.

Por definición .- Potencia es el trabajo efectuado en la unidad de tiempo. A su vez el trabajo es el producto de una fuerza multiplicada por su distancia recorrida en la dirección de aplicación de la fuerza.



Por lo tanto, para una área unitaria la energía o trabajo producido al desplazar esa superficie es  $d_g = p dx dy$ . Al hacer las integraciones y operaciones correspondientes llegamos a que  $p = \frac{\rho a^2}{2} \frac{c}{2} \left( 1 + \frac{2kd}{\sinh 2kd} \right)$  de donde  $\frac{1}{2} \left( 1 + \frac{2kd}{\sinh 2kd} \right) = \eta$  " factor de grupo por la celeridad es igual a la celeridad de grupo, por lo que la potencia queda igual a:

$$p = \frac{\rho a^2}{2} C_g = E T C_g \quad (4.3.4-20)$$

Es decir la potencia se puede interpretar como la traslación de una ener

gía unitaria de la onda que avanza con una velocidad igual a la celeridad de grupo.

#### 4.3.5 Fenómenos que alteran el oleaje

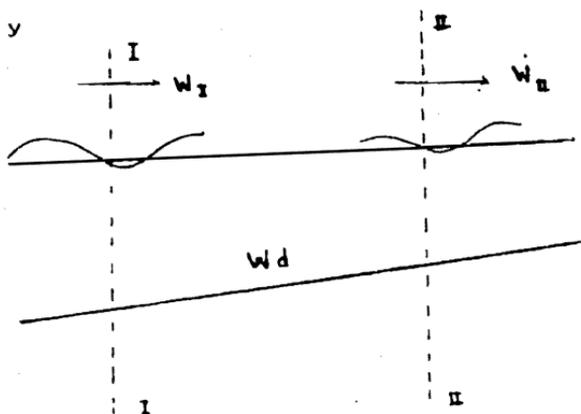
Desarrollados los medios para la obtención de las características del oleaje en diferentes profundidades, se pasará al estudio de su comportamiento en la zona costera donde las características de las olas se modifican. Es decir que tiene como finalidad contemplar en forma general los problemas y alteraciones del oleaje en la zona de aguas bajas ( $d < \frac{L}{2}$ ) y su influencia en las estructuras costeras.

Los fenómenos que alteran este oleaje son:

La refracción de olas

La reflexión de olas y

la difracción de olas



$W_I, W_{II}$ .- Energía media de un tren de olas por unidad de ancho y unidad de tiempo ton.- m/sig.-m

Fig. 4.3-5 Transformación de la ola durante su propagación

El balance de la energía de la ola entre las secciones I y II es:

$$(E_b C_g)_I - (E_b C_g)_II = Wd \quad (4.3.5-1)$$

donde  $Wd$  representa la energía media disipada entre las secciones I y II por unidad de tiempo.

Si la pérdida de energía entre las secciones I y II es ignorada, el ancho es el mismo, y si la sección I está en aguas profundas y la denominamos por el sufijo "o" tenemos:

$$\frac{E_o}{E} = \frac{(C_g)_o}{(C_g)_II} \quad (4.3.5-2)$$

$$E_b (C_g)_o - E_b (C_g)_II = cte. \quad \text{, como:} \quad (4.3.5-3)$$

$$E = \frac{\rho H^2}{8} = \text{energía unitaria} \quad (4.3.5-4)$$

y si recordamos que:  $c = \sqrt{\frac{g}{k} \tan h kd}$ ,  $c = \frac{L}{T}$ ,  $C_g = \eta c$

$$\eta = \frac{1}{2} \left[ 1 + \frac{2kd}{\text{Sen} h 2kd} \right] \quad (4.3.5-5)$$

debido a que  $\text{sen} h 2kh \rightarrow \alpha$  "n" es igual a uno en el caso de que  $\text{sen} h 2kh$  es  $= 2kh$ . En un caso intermedio de profundidad, toma el valor entre  $1/2$  y el expresado por la fig. (4.3-4). Sustituyendo el valor de la energía y celeridad se obtiene:

$$\frac{\rho H^2}{8} \left[ \frac{g}{k} \tan h 2kd \right]^{1/2} \left[ 1 + \frac{2kd}{\text{Sen} h 2kd} \right]^{1/2} = cte. \quad (4.3.5-6)$$

y si referimos las características de las ondas al de aguas profundas tenemos:

$$C^2 = \frac{y}{K_0} \quad ; \quad \frac{C}{C_0} = \frac{L}{L_0} = \frac{k}{k_0} = \tanh kd \quad (4.3.5-7)$$

y se puede escribir  $\frac{H}{H_0} = \sqrt{\frac{1}{2\pi} \frac{C_0}{C}} = K_0 \quad (4.3.5-8)$

es decir  $\frac{H}{H_0} = \left[ \frac{2 \cosh 2kd}{2kd + 9 \sinh 2kd} \right] = K_0$

en la fig.(4.3-5) se tiene la gráfica de transformación de ondas teóricas - expresadas en términos del parámetro  $d/L_0$ . Esto es desde el punto de vista práctico, transformando las características de cualquier profundidad  $d$ .

El término  $K_s$  es llamado coeficiente de reducción y se determina con la relación  $d/L$  o'  $d/L_0$ , fig. 4.3-6, en aguas profundas  $K_s=1$  para  $d/L = 0.1$  donde  $K_s = 1.3$  en aguas bajas  $K_s = 0.9135$  para  $d = 0.19$

A partir del valor  $d/L = 0.05$ , continua incrementándose a razón de la variación de  $K_s$ , se debe a que la celeridad de grupo es mayor en aguas bajas que en aguas profundas.

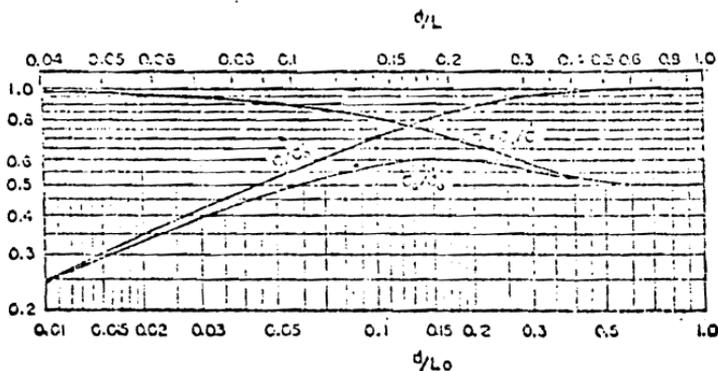


FIG. 4.3-6 DIAGRAMA  $n-C_G/C$  Y  $C_G/C_0$

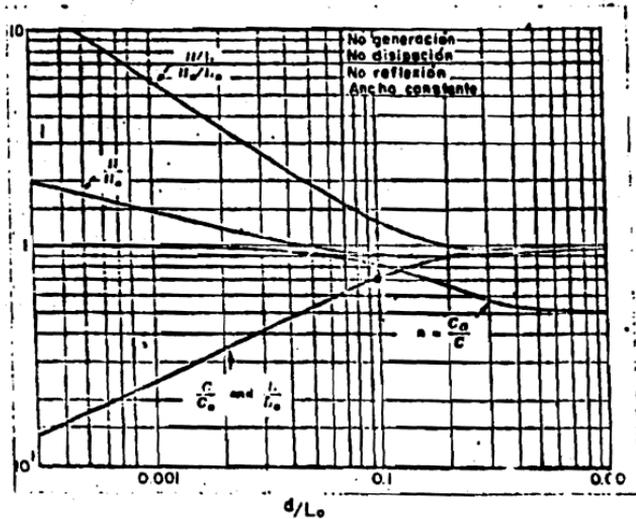


FIG. 4.3-7 TRANSFORMACION DE LA ONDA TEORICA

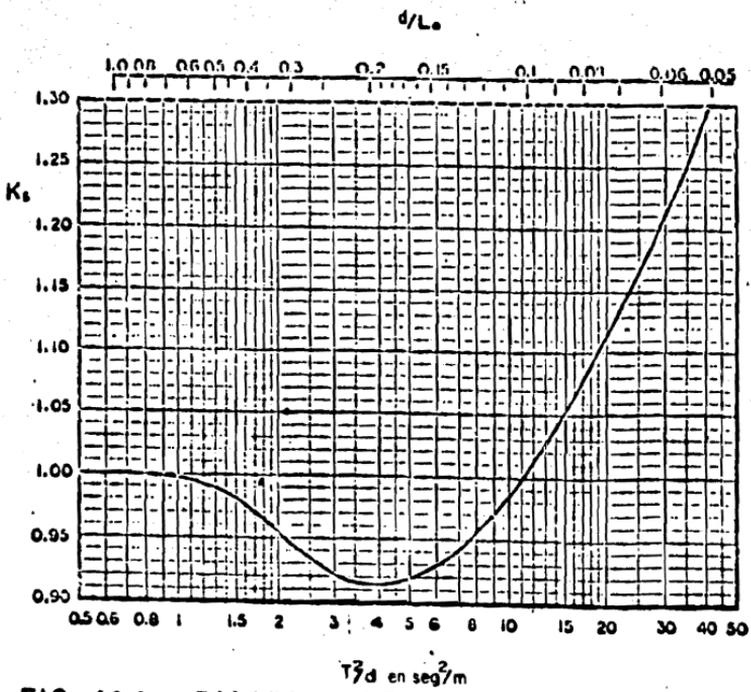


FIG 43-8 DIAGRAMA DE  $K_s$ .

## a) La refracción del oleaje:

Quando las olas no llegan normalmente a la costa el oleaje se ve afectado por la batimetría; la dirección de la propagación del oleaje (B) es desviada y las líneas de crestas de la ola son deformadas asemejándose a la bimetría. Este fenómeno es llamado refracción que no es sino la manifestación de la presencia de los bajos fondos que inducen a cambios en las características de la ola, la cual de un modo general tiende a conformarse según la topografía del fondo, el cual como en el caso de difracción de la luz, es causado por la diferencia en velocidad de propagación de los rayos de onda (ver sig. figura).

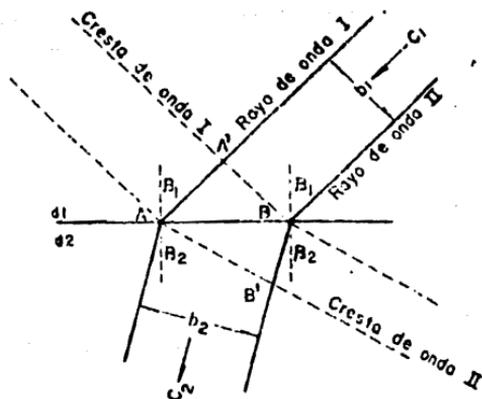


FIG 43-9 PRINCIPIO DE LA REFRACCION DE LA ONDA

Como la batimetría no es tan simple como la mostrada en la figura, no es nada fácil calcular los diagramas de refracción, por lo que se han desarrollado construcciones gráficas como el método de las olas ortogonales y el frontal de crestas de onda, inferior en precisión al anterior. Dibujando rayos de ola y crestas de la ola para una longitud de esta, una después de otra respectivamente. Cuando la batimetría es geoméricamente simple y expresada matemáticamente, es posible calcular la refracción de las olas analíticamente. Por ejemplo mediante la gráfica que se muestra en seguida:

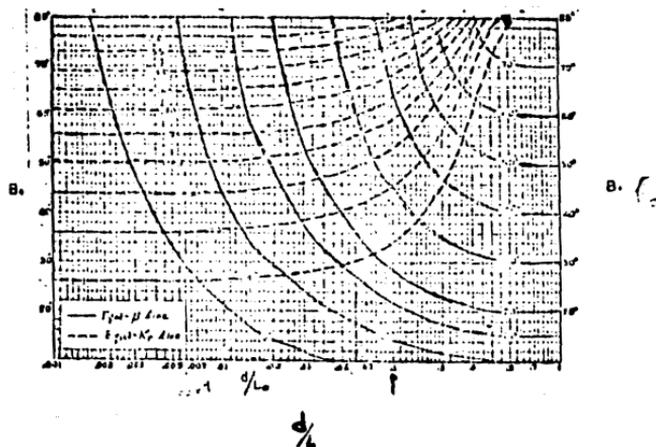


FIG. 4.3-10 ANGULO DE REFRACCION Y COEFICIENTE DE REFRACCION PARA UNA COSTA RECTA Y CON LINEAS BATIMETRICAS PARALELAS

La razón por la cual la refracción de la ola es importante desde el punto de vista ingenieril, es que en el fenómeno está implicando el incremento de la altura de la ola cuando los rayos de onda por refracción convergen y decrece cuando divergen.

La expresión:  $\frac{H}{H} = \sqrt{\frac{1}{2} \frac{C_1}{C_2}}$  =  $K_s$ , fue deducida para un ancho "b" constante, pero en este caso, "b" varía como se muestra en la figura 4.3-9, por lo que la expresión anterior es afectada por el coeficiente de refracción (K)

$$\text{Siendo } \frac{H}{H} = K_s \cdot K_r \quad \text{Si } K_r = \sqrt{\frac{b_0}{b}} \quad (4.3.5-9)$$

La finalidad de preparar diagramas de refracción para la planeación o diseño de un puerto es estimar el valor del coeficiente de refracción y el cambio de dirección en la propagación de la ola.

Los dos métodos aplicables para la construcción de diagramas de refracción, "El método de la onda frontal" y el "método directo ortogonal o de rayo directo", están basados en la teoría del sonido. No siempre dan estas dos técnicas los mismos resultados debido a la acumulación de errores que implican las técnicas gráficas y las irregularidades de la batimetría.



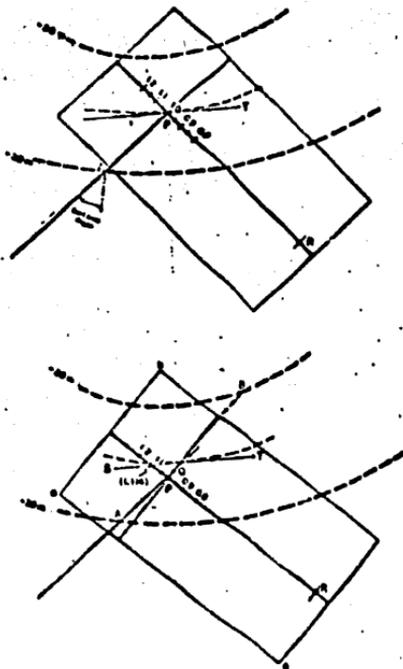


FIG. 4.3-13 USO DE LA PLANTILLA EN LOS  
DIAGRAMAS DE REFRACCION.

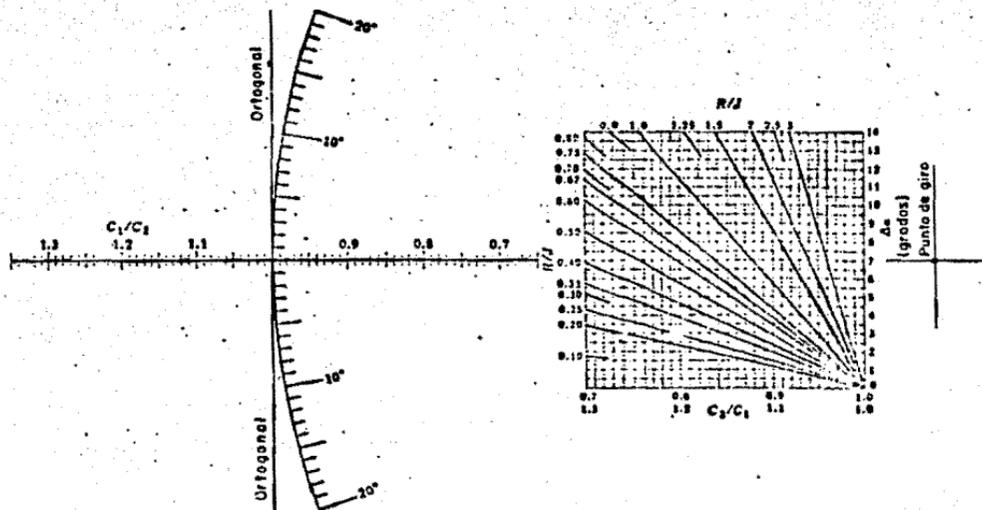


FIG. 4.3-14 PLANTILLA PARA LA CONSTRUCCION DE RAYOS DE ONDA

## C) Reflexión de olas.

Este fenómeno interesa en muchas ocasiones en problemas de diseño — principalmente en aquellas estructuras donde la pendiente es grande, como es el caso de diques. Cuando este es el caso una parte de esa energía — es reflejada, otra parte de la energía continua o es disipada. Si la energía no es disipada y no hay transmisión de ondas (es el caso de reflexión) se producen ondas estacionarias.

El perfil de la onda puede ser obtenido de la superposición de una onda incidente y una onda reflejada, las cuales pueden ser representadas por la siguiente ecuación:

$$y = y_L + y_R = \frac{H}{2} \operatorname{Sen}(kx - \omega t) + \frac{H}{2} \operatorname{Sen}(kx + \omega t + \pi) \quad (4.3.5-10)$$

$$\text{ya que } y_L = \frac{H}{2} \operatorname{Sen}(kx - \omega t) \text{ y } y_R = \frac{H}{2} \operatorname{Sen}(kx + \omega t + \pi) \quad \left| \begin{array}{l} k = \frac{2\pi}{L} \\ \omega = \frac{2\pi}{T} \end{array} \right.$$

$$\text{por lo que } y = H \cos kx \operatorname{Sen} \omega t \quad \text{onda estacionaria}$$

Cuando  $\cos kx = 0$ , por ejemplo  $x = \frac{(2n+1)L}{4}$ ,  $n$  toma los valores de 0, 1, 2, 3, etc. Corresponde a las líneas donde la amplitud vertical de la ola es cero (líneas nodales) y a lo largo de las líneas antinodales — donde  $\cos kx \pm 1$ , por ejemplo para  $x = \frac{nL}{2}$ , el movimiento vertical es dos veces la amplitud de la onda incidente original. Esta idea general es mostrada en la figura 4.3-16.

Las ondas estacionarias se forman también cuando las olas llegan al muro oblicuamente; como en el caso de las ondas luminosas se reflejan con un ángulo igual al de incidencia. La onda se puede obtener dibujando las imágenes de la onda progresiva más allá de la frontera reflejante posteriormente como se muestra en la figura 4.3-15

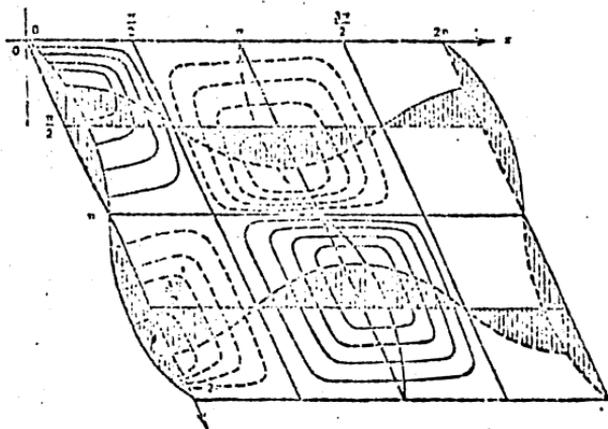


FIG. 4.3-15 ONDA ESTACIONARIA

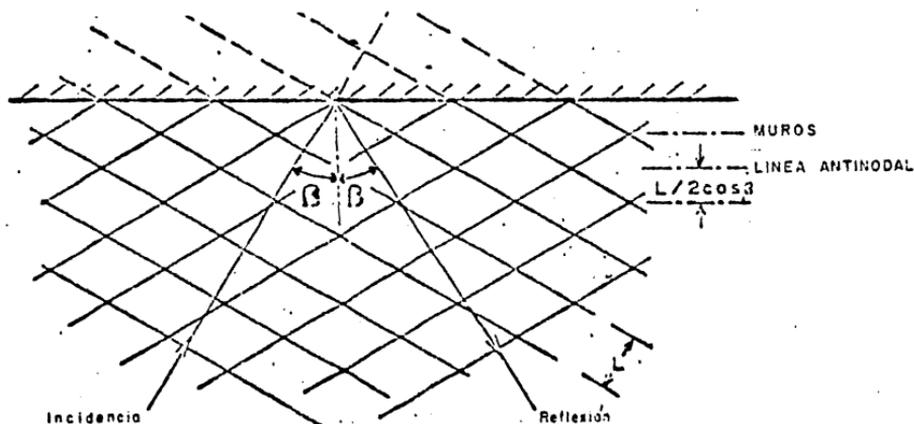


FIG. 4.3-16 ESQUEMA DE LA REFLEXION DE LAS ONDAS

En la figura 4.3-17 , se observa que las líneas gruesas muestran las — crestas de las ondas incidentes y reflejadas. Los puntos de intersección indican los sitios donde las crestas de las ondas incidentes y reflejadas — se superponen y el nivel del agua se eleva .

La perspectiva se muestra en la figura 4.3-19

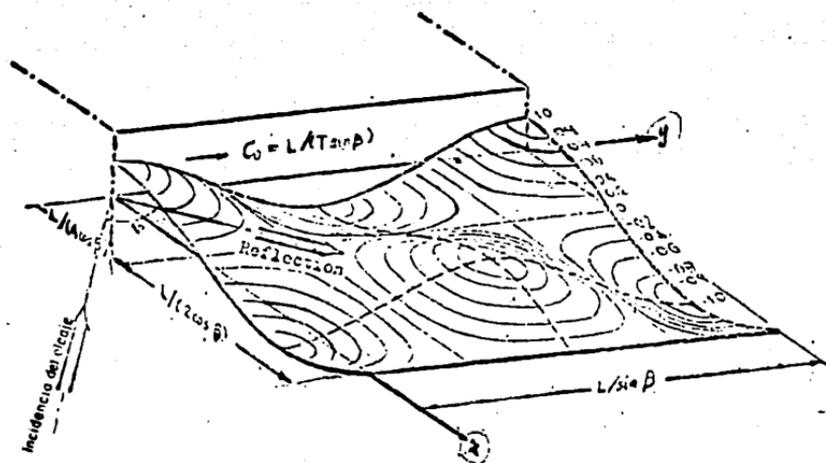


FIG. 4.3-17. PERSPECTIVA DE LA REFLEXION DE ONDAS.

La existencia de tales ondas reflejadas hacen que la oscilación frente a la estructura sea violenta, por lo que se aconseja que las ondas incidentes se disipen. El método más efectivo de disipación es el rompe olas no rompiendo olas muy planas, las cuales son reflejadas perfectamente; aún con pendientes grandes (según Miche 1951) mostró que la pendiente límite de la onda para ser reflejada perfectamente es de:

$$\left(\frac{H}{L}\right)_{\text{crit}} = \frac{\text{Sen}^2 \alpha}{n} \sqrt{\frac{\alpha}{90^\circ}} \quad \text{donde } \alpha = \text{ángulo de la pendiente en grados}$$

Los coeficientes de reflexión varía debido a la rugosidad, % de vacíos y a la variedad de las olas. Los valores aproximados al llevar a cabo experimentos con un modelo para obtener valores exactos son:

$K_R = 0.8$  A  $1$  - Muros verticales o casi verticales.

$K_R = 0.4$  A  $0.8$  -  $1:2$  ó  $1:3$  (pendiente suave)

$K_R = 0.3$  A  $0.5$  - Pendiente formada por terraplen.

$K_R = 0.2$  A  $0.4$  - Pendiente formada por bloques de concreto

$K_R = 0.1$  A  $0.2$  - Playa natural

De las consideraciones anteriores la primera de ellas es racional cuando la reflexión en la frontera es recta y comparativamente grande; cuando la frontera de reflexión es relativamente corta, la consideración requiere de algunas modificaciones, se considera ondas similares a ondas de difracción secundaria.

d)

Difracción del oleaje:

A este fenómeno se le llama también expansión lateral de la ola y se presenta cuando la ola se ve cortada parcialmente en su avance al interponerse algún obstáculo, ya sea natural o artificial.

Para la planeación y diseño de una bahía o puerto, se requiere conocer las olas, direcciones de las ondas incidentes y la reflexión de las mismas. Por lo que respecta a las direcciones de las ondas incidentes - se emplean los diagramas de difracción calculados teóricamente para - ondas regulares indefinidas, período y dirección de onda respectiva, - debido a que el valor de los coeficientes de difracción es muy sensi- tivo al cambio de dirección de incidencia, dentro de la bahía. Respec- to al segundo problema, el de la reflexión dentro de la bahía cuando - existen estructuras que reflejan las olas, aplicaciones simples de dia- gramas de difracción no pueden utilizarse puesto que estos han sido - originalmente preparados para la difracción en un área infinita. Exis te el método de Imágenes Espejo para aplicar los diagramas de difrac- ción para la fase reflectiva. El método se basa a las siguientes con- sideraciones:

- 1) La difracción de la onda se trasmite en línea recta donde la - entrada a la bahía hacia la dirección respectiva en el diagrama de Imagen-Espejo
- 2) Cuando llega a un obstáculo, las ondas son reflejadas con el mismo ángulo que el de incidencia; las alturas de onda decrecen, según sea el valor del coeficiente de reflexión  $K_R$ .

- 3) Cuando 2 o más ondas llegan de diferente dirección la altura de onda se incrementa, siendo a la raíz cuadrada de la suma de - cada una de las alturas o sea:

$$K_d = \sqrt{(K_d)^2 \text{ I} + (K_d)^2 \text{ II} + \dots + (K_d)^2 \text{ III}}$$

Para usar los diafragmas de difracción se requiere del conocimiento de la relación  $B/L$  en la entrada. Para las olas que llegan en una dirección oblicua, el ancho aparente de la entrada de la bahía es la observada en la dirección de la onda incidente. Entonces a través del diagrama de difracción se selecciona el correspondiente al que de el valor  $B/L$  y superponiendo al plano del puerto (a la misma escala) - los coeficientes de difracción (se definen como la relación de la altura de la ola en el área afectada por la difracción a la altura de la ola no afectada por la difracción  $H_d/H_o$ ) en cada punto puede serleída.

Cuando la profundidad del agua dentro de una bahía, varía se pregunta ¿qué longitud de ola debe seleccionarse? debido a que cambia en cada punto, presentándose también el fenómeno de refracción; por lo que es conveniente considerar la combinación de la refracción con la difracción; lo cual no presenta problema alguno, debido a que el área dentro de la bahía no están amplia y la variación de la profundidad - no es tan grande resultando únicamente su proceso; y por lo general no existe una gran diferencia al considerar como longitud de la ola - la presentada en la entrada, en sustitución de la real.

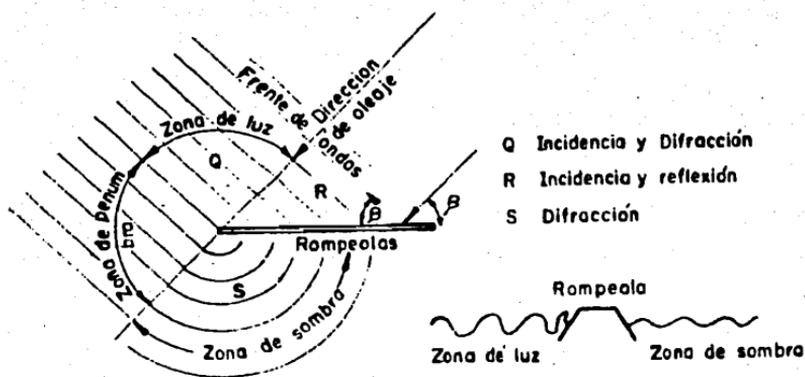


FIG. 4.3-1.8 DIFRACCION DE LAS OLAS

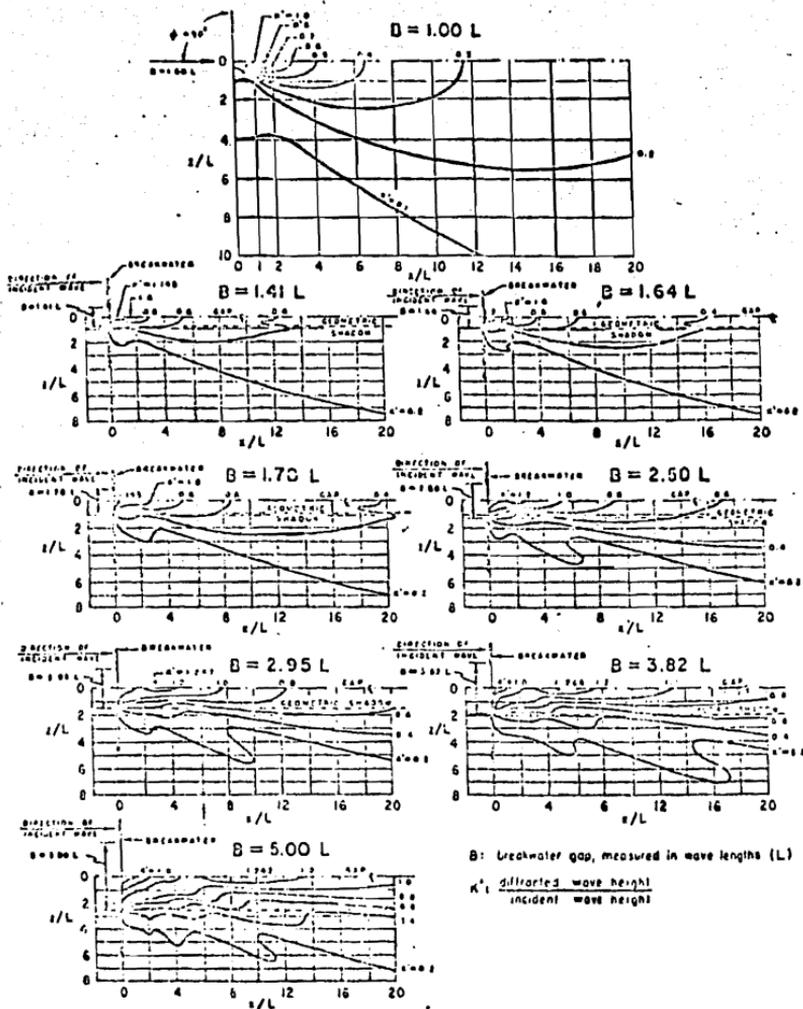


FIG. 4.310. DIAGRAMAS DE DIFRACCION PRODUCIDO POR ROMPEOLAS

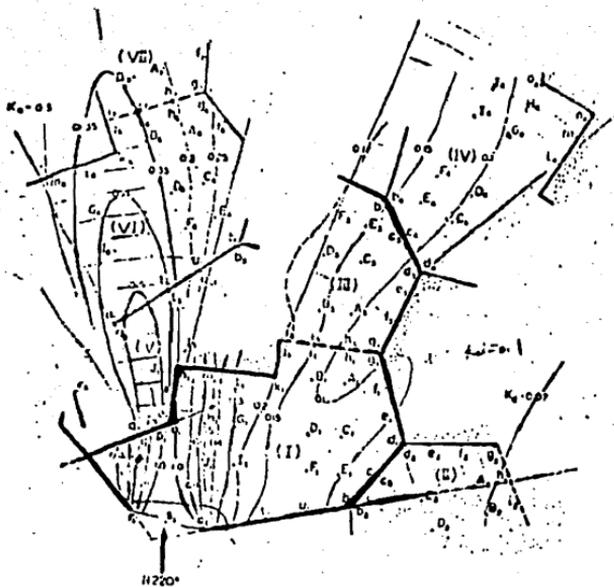


FIG. 4.3-20, DIAGRAMA IMAGEN-ESPEJO DEL PUERTO

#### 4.3.6 Aspectos Generales sobre Predicción del Oleaje

La importancia que tiene el conocer las condiciones del oleaje esperadas en un sitio determinado del mar (puerto, bahía etc.), es de gran utilidad ya sea en el diseño de una estructura, en la selección del equipo apropiado en trabajos de perforación, dragado etc., en escoger el mejor tiempo del año para operaciones o construcciones. Sin embargo, en ocasiones debido a muy diversas causas no se cuenta con registros históricos de mediciones o de datos sobre dicho comportamiento, lo que obliga a recurrir a métodos de predicción de oleaje.

Los métodos de predicción de oleaje son semi-empíricos, debido a la diversidad de los fenómenos que se suscitan en el mar y la gran cantidad de variables que habría que considerar.

Las teorías que existen en discusión por los oceanógrafos, establecen los siguientes factores:

- - La velocidad del viento
- - Duración de la velocidad del viento
- - La profundidad del agua
- - La distancia sobre la cual el viento sopla sin cambiar su dirección (fetch)
- - El estado pre-existente del mar.
- - La esbeltez de las olas

Dado que el viento es uno de los más importantes generadores de las

olas, es natural que sea relevante su consideración en los métodos de predicción. Por lo tanto, debe conocerse la superficie del mar donde el viento actúa que es donde se genera el oleaje y por lo mismo denominada zona de "generación". En función de la dirección en la cual está soplando el viento y la ubicación del punto en estudio, es determinada la longitud de esta zona, que se conoce como "fetch" y para calcularlo se usan las isobaras del viento ciclónico considerado.

Al continuar su avance las olas estas abandonan la zona de generación, y sus características son modificadas principalmente porque la acción del viento ha cesado y la energía adquirida por el oleaje tiende a disminuir. Esta etapa del oleaje es conocida como zona de "decaimiento" y es posible obtener la altura y el período del oleaje, (ver fig. 1)

En resumen, si queremos conocer las características del oleaje, estas se pueden obtener a partir de la longitud del fetch ( $F$ ) y velocidad del viento ( $U$ ) o bien a partir de la velocidad del viento ( $U$ ) y la duración del mismo ( $t$ ) en la zona de Generación, o también en la zona de Decaimiento.

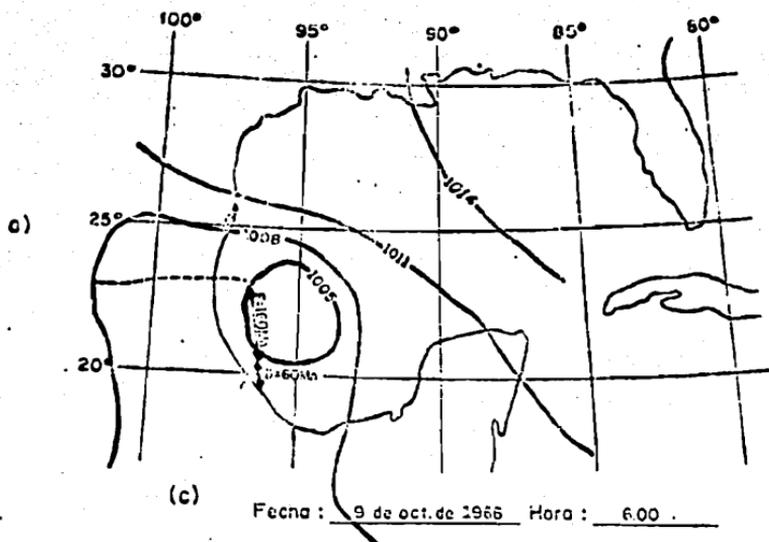


Fig. 1 Predicción de oleaje debido al ciclón Inés

#### 4.4 ESTUDIOS TEORICOS SOBRE ARRASTRE LITORAL

##### Criterios para valuar el arrastre litoral

##### 4.4.1 Introducción

A pesar del avance que ha tenido la Hidráulica Marítima en los últimos 30 años en temas como: predicción del oleaje, conocimiento de los procesos costeros, interacción entre el oleaje y las partículas del fondo, la evaluación del transporte de arena a lo largo de una playa producido - por el oleaje del mar aún no se resuelve en forma completa.

Desde un punto de vista exacto queda mucho por hacer, toda vez que aún no es conocida la forma como el material del fondo es arrastrado, en cada instante, mientras la ola pasa sobre él. Sin embargo, desde un -- punto de vista ingenieril existen varios procedimientos y fórmulas para - cuantificar el arrastre litoral .

Los métodos para valuar el arrastre litoral se pueden subdividir de la siguiente manera:

- a) Obras marítimas de calibración o prueba.
- b) Fórmulas empíricas en función de las características del oleaje.
- c) Fórmulas empíricas en función de la energía del oleaje y material de la playa.
- d) Fórmula en función de la velocidad de la corriente litoral.
- e) Uso de trazadores.
- f) Uso de equipo para mediciones directas.

##### 4.4.2 Obras marítimas de calibración o prueba

Las obras marítimas de calibración o prueba se construyen perpendicu-

la res a una playa y permiten detener en forma total el material arrastrado, con lo que es posible conocer el volumen que el oleaje ha movido en un determinado tiempo, generalmente un año.

Dentro de esta clasificación se consideran a los espigones de prueba y a los dragados de prueba.

#### 4.4.3 Espigones de prueba

Los espigones de prueba son estructuras impermeables que se construyen perpendiculares a la costa y abarcan desde la berma hasta antes de la rompiente e impiden el paso del material arrastrado. Se hacen de una longitud tal que se garantice que frente al morro del mismo no haya intercambio de arena de un lado al otro.

Son estructuras que se construyen con una permeabilidad muy baja y deben tener una altura adecuada para que la arena no pase por arriba, durante las tormentas.

Se debe conocer la batimetría del sitio antes de la construcción del espigón, la cual se compara con levantamientos periódicos que se efectúan durante la construcción y vida útil del mismo (mientras no pase arena frente al morro).

Esto permite conocer los volúmenes de arena que se acumulan de un lado del espigón en determinados periodos de tiempo.

Como las direcciones del oleaje varían a lo largo de un año con ello las direcciones del arrastre litoral, un espigón con una vida útil mayor de un año permite estimar los volúmenes arrastrados a lo largo de una costa en ambas direcciones en un periodo de tiempo, así como el volú-

men resultante.

#### 4.4.4 Dragados de prueba

Los dragados de prueba son excavaciones que se hace también perpendiculares a la playa, generalmente a la entrada de puerto o bahías. Al terminar el dragado se levanta la primera batimetría y posteriormente se levantan otras para ver la forma como la excavación se llena y conocer los volúmenes arrastrados en diferentes épocas. Debido a que en estas excavaciones se detiene el material que proviene de diferentes direcciones no se utilizan con frecuencia, y son preferidos los espigones de prueba. Sin embargo, cuando existe una única dirección de donde proviene el material y se cuenta con equipo de dragado, puede ser la solución más económica.

Generalmente con estas obras se conocen los volúmenes arrastrados durante períodos de tiempo de un mes, 6 meses o un año, etc. pero excepto si se hacen sondeos muy frecuentes y persiste un mismo oleaje entre dos sondeos, no es posible asociar las características de un oleaje en particular con el volumen arrastrado y por lo tanto, la información obtenida, aunque útil localmente, es muy limitada.

#### 4.4.5 Formulas empíricas en función de las características del oleaje.

Dentro de esta clasificación se agrupan todas las expresiones obtenidas para valorar el arrastre literal, que tienen una aplicación local ya que al no hacer intervenir a todos los parámetros involucrados en el fenómeno, se pueden aplicar sólo al sitio para el cual fueron obtenidas o bien para lugares muy similares a él.

Existen expresiones como la de Munck, Petersen y Napas que permiten valorar el arrastre litoral en función de la velocidad del viento actuante en la zona de estudio. Esta fórmula se puede llegar a aplicar cuando el único oleaje que llega a una playa es el producido por ese viento lo cual puede ocurrir en bahías cerradas o lagos. En el mar, estas expresiones no deben utilizarse ya que no toman en cuenta el oleaje distante. En los primeros intentos para valorar el arrastre litoral se desarrollaron fórmulas de tipo.

$$Q = aE_1^x \quad (4.4.5-1)$$

En donde:

$Q$  = Volumen de arena arrastrado en un intervalo de tiempo  $t$ .

$E_1$  = Energía del oleaje incidente a la playa. Puede ser la total o solo la componente en el sentido del movimiento; es decir, paralela a la playa.

Las expresiones de este tipo presentan el inconveniente de no tomar en cuenta en forma explícita las características de la playa ni del material que la constituye; aunque para el lugar en que fueron obtenidas ello es tomado en cuenta en el exponente y constante de la fórmula.

Como ejemplo de esta clase de expresiones se mostrará el método de Caldwell.

#### a) Fórmula de Caldwell

Este método está basado en resultados obtenidos en la bahía de Anaheim, California. Durante las observaciones, la dirección del oleaje varió entre  $9^\circ$  y  $21^\circ$  y los diámetros del material playeros variaron entre 0.1 y 0.4 mm.

Este autor propuso en 1956 la siguiente expresión, que posteriormente fue aprobada en la costa de New Jersey. (ver fig. 4.4-1)

$$Q = K E_i^0 \cdot B \quad (4.4.5-2)$$

En donde:

$Q$  = Volumen transportado en pies cúbicos por día.

$K$  = Factor de proporcionalidad (tentativamente se escogió 210.)

$E_i$  = Componente a lo largo de la playa, de la energía del oleaje en millones de libras pie, por pie y por día; y es igual a:

$$E_i = E_p \text{ SEN } \alpha \text{ COS } \alpha \quad (4.4.5-3)$$

Siendo:

Angulo en la zona de rompientes, entre la cresta de la ola y la línea de playa.

$E_p$  = Energía del oleaje debido al desplazamiento de la ola en libras/pie/pie/ de playa por día, la cual se obtiene con:

$$E_p = \frac{H^2 L}{16} \quad (4.4.5-4)$$

Donde:

$H$  = Altura de ola, en pies.

$L$  = Longitud de la ola, en pies.

Peso específico del agua del mar (64 lb/ft<sup>3</sup>).

#### b) Fórmula del Coastal Engineering Research Center

Basados en los estudios de Caldwell, Savage, etc. el Coastal Engineering Center propuso la expresión que se indica a continuación, que es del mismo tipo de la Caldwell y que tampoco toma en cuenta el material del fondo,

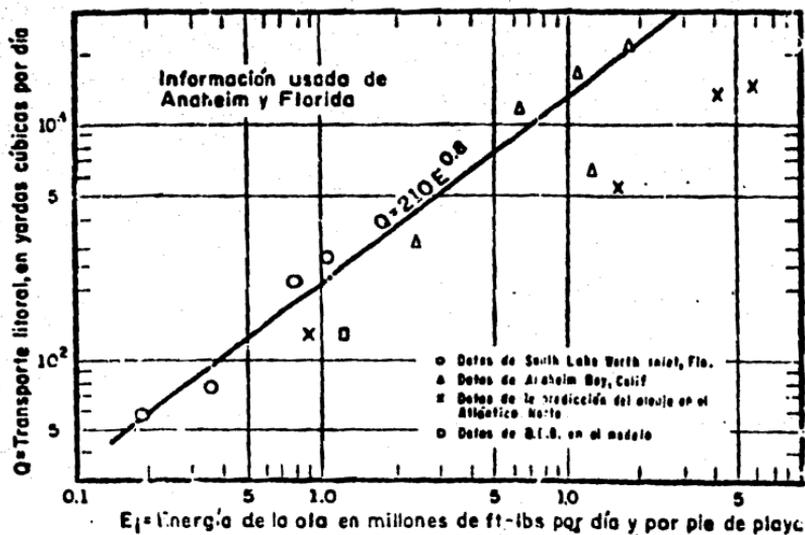


Fig 4-4-1 Relación del transporte litoral a la energía de la ola a lo largo de la costa (Cadwell)

su rango de aplicación es para arenas finas y medias.

$$Q_s = 913 K_r^2 H_o^2 T \text{ SEN } 2x \quad (4.4.5-5)$$

En donde:

$Q_s$  = Gasto sólido en ( $m^3$  / día ).

$T$  = Período de la ola en seg.

$K_r$  = Coeficiente de refacción.

$H_o$  = Altura de la ola en aguas profundas ( m )

En lugar de aplicar la fórmula indicada, se puede utilizar la curva de la figura 4.4-2.

#### 4.4.6 Fórmulas empíricas para calcular el arrastre litoral en función de la energía del oleaje y del material playero.

Existen varias fórmulas para valuar el arrastre playero en función de la energía del oleaje y que toman en cuenta el diámetro  $D$  del material del fondo. De ellas se mencionará únicamente la debida a Larras y a Pychkine.

##### a ) Fórmula de Larras

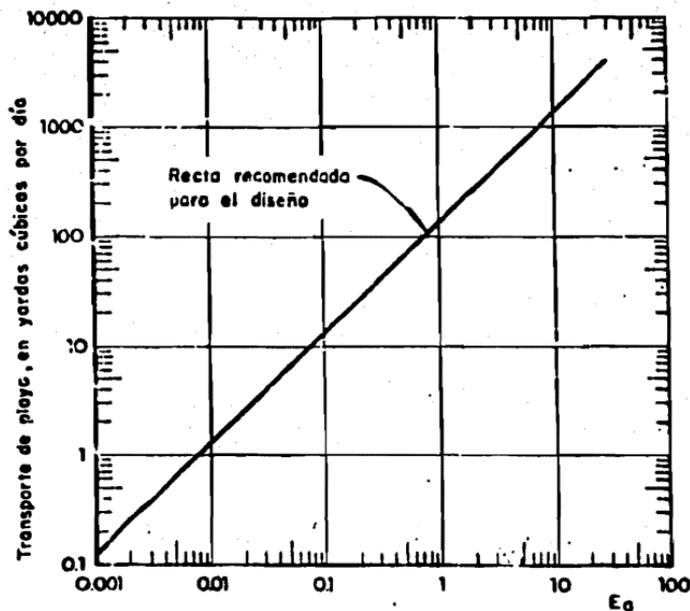
La fórmula de Larras expresa que

$$Q_s = K' g H^2 T \text{ SEN } \left[ \frac{7}{4} \right]^\alpha \quad (4.4.6-1)$$

Donde:

$Q_s$  está en  $m^3$  /seg.

Todas las variables ya se han descrito anteriormente, excepto  $T$  que es el período de la ola ( en seg. ) y  $K'$  que es función de la esbeltez de la ola y del diámetro medio del material playero ( $D$ ), en mm, la cual-



$E_p$ , componente de energía paralela a la playa en millones de pies x libra por día y por pie de playa

$$E_c = \frac{E_p}{2} (\text{número de olas al día}) (\sin \alpha \cos \alpha) K_r^2$$

$E_c$ , energía de la ola en aguas profundas

$$E_p = \frac{\gamma H_0^2 L_0}{8}$$

$\alpha$ , ángulo entre el frente de ola y playa en la rompiente

$K_r$ , coeficiente de retracción

$$K_r = \sqrt{\frac{b_0}{b}}$$

$b_0$ , distancia entre ortogonales contiguas en aguas profundas

$b$ , distancia entre ortogonales contiguas en la rompiente

Fig 4.42 Relación entre la componente de energía paralela a la playa y el transporte de arena en la misma

se expresa como:

$$K' = 0.118 \times 10^{-5} D^{-1/2} \left[ \frac{L_0}{H_0} \right]$$

Haciendo operaciones, la ec. 4.4.6, expresando  $Q_s$  en  $m^3/dfa$  se puede escribir como:

$$Q_s = 1.58 \frac{H^2 T^3}{H_0 D^{1/2}} \text{SEN } \frac{7}{4} \alpha \quad (4.4.6-2)$$

#### b) Fórmula de Pychkine.

La expresión propuesta por este autor, es la siguiente:

$$Q_s = 1.2 \times 10^{-6} H^2 L \frac{g^{1/2}}{D^{1/2}} \text{SEN } 2\alpha$$

Haciendo operaciones, la ec. anterior, expresando  $Q_s$  en  $m^3/dfa$  es:

$$Q_s = 0.505 \frac{H^2 T^2}{D^{1/2}} \text{SEN } 2\alpha \quad (4.4.6-3)$$

#### 4.4.7 Fórmulas para calcular el arrastre litoral en función de la velocidad de la corriente litoral.

Conocida la velocidad de la corriente producida por el oleaje a lo largo de una playa es posible cuantificar el arrastre producido por ella, utilizando fórmulas que se obtuvieron originalmente para ríos y canales (flujos permanentes) y que han sido modificados para tomar en cuenta la turbulencia debida al oleaje.

La velocidad de la corriente litoral puede conocerse por mediciones directas efectuadas en la playa de interés obteniendo utilizando fórmulas que permitan valorarlo en función de las características del oleaje.

##### A. Fórmulas para valorar la velocidad de la corriente litoral.

Dentro de este inciso se presentarán algunos criterios para calcular la velocidad media a lo largo de una playa. Tienen el inconveniente de que-

no permiten conocer la velocidad real en distintas zonas entre la rompiente y la línea de playa sino únicamente la velocidad media en toda esa zona.

Los primeros estudios sobre corrientes litorales fueron llevados a cabo por Putman ( 1949 ) al final de la segunda guerra mundial y fueron corregidos por Inman y Quinn en 1951 . Algunos años después, ingenieros y geólogos estudiaron los efectos de las corrientes litorales para conocer sus efectos en las obras marítimas construidas en la costa y para conocer los procesos geológicos e interpretar la distribución de los sedimentos. Así, entre otros muchos autores obtuvieron resultados de interés Brebner Kamphuis, Brunn, Inman y Bagnold; todos ellos en 1963, Harrison y - - Krumbeln en 1964 y Galvin Eagleson en 1965.

A continuación se indicarán algunos métodos para valorar la corriente litoral media.

#### a ) Fórmula de Eagleson

Este autor obtuvo la expresión siguiente:

$$V_L^2 = \frac{3}{8} \frac{gHr^2 Nb}{dr} \frac{\text{SEN } \alpha \text{ SEN } \alpha \text{ SEN } 2\alpha}{f} \quad (4.4.7-1)$$

En donde:

$V_L$  = Velocidad media de la corriente litoral

Pendiente de la playa.

$Hr$  = Altura de la ola en la rompiente.

$dr$  = Profundad media en la rompiente.

$\alpha$  = Angulo de incidencia del oleaje con respecto a la playa, en la zona de rompiente.

**N<sub>b</sub>** Relación de la celeridad de grupo a la celeridad de la onda en la rompiente. Se obtiene mediante la fórmula.

$$N_b = \frac{1}{2} \left[ 1 + \frac{2kdr}{\text{sen } h2kdr} \right]$$

**f** = Coeficiente de fricción de Darcy-Weisbach.

$$f = \left[ 2 \log \frac{dr}{D_{65}} + 1.74 \right]^{-2}$$

**D<sub>65</sub>** Tamaño de los granos en el que 65 % de las partículas del conjunto es menor o igual que él, en m.

Si se acepta que  $dr = Hr/0.78$  y haciendo operaciones se puede llegar a:

$$V_L^2 = 2.87 \frac{Hr N_b}{f} \text{SEN}^2 \text{SEN} \alpha \text{SEN } 2\alpha$$

Si se acepta que en la playa el oleaje en estudio está en aguas bajas completas;  $N_b = 1$  y por lo tanto:

$$V_L^2 = \left( 2.87 \frac{Hr N_b}{f} \text{SEN}^2 \text{SEN} \alpha \text{SEN } 2\alpha \right)^{1/2} \quad (4.4.7-2)$$

#### b) Fórmulas de Brunn

La expresión propuesta en 1963 por Brunn para valorar la velocidad media de la corriente a lo largo de una playa es:

$$V_L = c'f \left[ Hr^{3/2} \text{SEN} \frac{\text{SEN } 2\alpha}{r} \right]^{1/2} \quad (4.4.7-3)$$

En donde:

**c'f** Constante que resultó igual a 0,25 ( en el laboratorio ) y 0.13 ( en el campo ) veces el coeficiente de Chezy C, generalmente se acepta  $c'f = 14.3$ .

c) Fórmula de Inman y Quinn

De todos los métodos empíricos existentes, aquellos que se basan en un análisis de datos conducen a resultados más razonables, en la mayoría de los casos. Entre aquellos autores que han obtenido fórmulas empíricas se tienen a Inman y Quinn quienes proponen la siguiente expresión en sistema inglés.

$$V_L = \left[ (0.25R^2 + \sqrt{2.28g Hr \text{ SEN} \alpha})^{1/2} - 0.5R^2 \right]^{1/2} \quad (4.4.7-4)$$

En donde:

$$R = 108.30 \frac{Hr \cos \alpha}{T}$$

Las demás variables ya han sido definidas.

B. Cálculo del arrastre litoral.

Conocida la velocidad de la corriente litoral ya sea por observación - directa o por cálculo de la misma es posible cuantificar el arrastre con métodos como los de Einstein, Bagnold, Engelund.

Los métodos anteriores permiten valorar el material arrastrado en el fondo y en suspensión debido a la corriente litoral, pero a pesar de la modificaciones que se han introducido, no dan información sobre el material puesto en suspensión al romper la ola, el cual momentáneamente es arrastrado por la corriente litoral.

Conviene aplicar estas fórmulas, subdividir la zona donde se produce el arrastre en áreas con profundidad similar y calcular el arrastre en cada una de ellas.

Los métodos que a continuación se indican deben arrojar valores menores

que los que se encuentren en el campo al hacer una medición directa con trazadores, ya que ninguno de dichos métodos toma en cuenta al material del fondo que es puesto en suspensión al paso de cada ola, y que al estar en suspensión es arrastrado con una velocidad similar a la que tiene el flujo. Al encontrar, en una medición directa volúmenes menores que los dados con las fórmulas indicadas, se puede casi asegurar que se ha cometido un error en el campo.

a ) Método de Engelund

Este método obtenido en canales del laboratorio y probado con datos de la naturaleza da el volumen total arrastrado en el fondo y en suspensión. Su aplicación se limita a fondos arenosos y escurrimiento uniforme.

$$Q_1 = \frac{0.04 (Hs)^{3/2} V^2 B_1}{\Delta \cdot g \cdot D_{35}} \quad (4.4.7-5)$$

En donde:

$B_1$  Ancho de la franja escogida.

$A$  Densidad relativa de los granos del fondo.

$D_{35}$  Diámetro 35 de la curva granulométrica.

$S$  Pendiente hidráulica la cual puede ser valuada en función de la fórmula de Manning o de Che y; o bien con la expresión de Brebner y Kamphuis.

$$S = \frac{Ar \cdot SEN 2\alpha}{2B \cdot cr \cdot T}$$

$Ar$  - Área hidráulica entre la rompiente y la línea de playa. Se puede considerar igual a 0.38 Hrs.

$B$  - Ancho entre la línea de rompiente y la línea de playa.

$C_r$  = Celeridad de la ola en la rompiente.

$H_{rs}$  = Altura de la ola significativa en la rompiente.

El utilizar la fórmula de Manning ha dado resultados congruentes con las mediciones que se han efectuado tanto en la costa del pacífico como en el golfo.

$$S = \left( \frac{Vn}{R^{2/3}} \right)^2$$

Si se toma la zona en conjunto se ha encontrado que:  $R \approx 0.8$  Hr para el campo y  $R = 0.5$  Hr para el laboratorio.

Si el calculo se efectua por franjas:

$$S_i = \left( \frac{V_i n}{H_i} \right)^2$$

Por lo tanto

$$Q_i = \frac{0.04 n^3 V B_i}{2 \Delta g D (H_i)^{3/5}} \quad (4.4.7-6)$$

El gasto sólido total será igual a la suma de todos los  $Q_i$ .

#### b) Método de Einstein

Este método fue propuesto originalmente por Einstein en 1950 para el cálculo del arrastre de fondo en ríos. En 1952 se inició un estudio para cuantificar el arrastre litoral y los resultados que aquí se presentan fueron publicados en 1971.

Aunque se hicieron intentos de determinar la cantidad de material puesto en suspensión en la rompiente al paso de cada ola, no se ha llegado aún a resultados satisfactorios. El gasto sólido por unidad de ancho arrastrado en el fondo esta dado en Kg/seg/m.

$$q_b = \gamma_s \phi^* \left| \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right|^{1/2} (g D_{65})^{1/2} \quad (4.4.7-7)$$

$\gamma_s$  = Peso específico del material del fondo.

$\gamma$  = Peso específico del agua de mar.

$\phi^*$  = "Intencidad de transporte de fondo" y que con ayuda de la gráfica de la fig.4.4-2 es posible valorar en función de la "Intensidad de la corriente.

$$\phi^* = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \frac{D_{65}}{R_b S} \epsilon$$

$R_b$  = Radio Hidráulico que se pueda considerar como el tirante medio de cada franja en la que se divide la sección transversal de la playa.

$S$  = Pendiente hidráulico de la corriente litoral. Como se conoce la velocidad litoral media en función de ella se calcula el valor de  $S$ .

$\epsilon$  = Factor de corrección que se encuentra en la fig. 4.4-3 valor de  $q_b$  en Kg/seg/m. de ancho, indica el arrastre de sedimentos que una corriente dada produce en el fondo.

Para cualquier arrastre en suspensión se usan además las expresiones siguientes:

$$q_s = q_b \left( 2.303 I_1 \log \frac{30.2 dr}{D_{65}} + I_2 \right) \quad (4.4.7-8)$$

$I_1$   $I_2$  = Son coeficientes que dependen de A y Z cuyos valores se encuentran con ayuda de las figuras 4.4-5 y 4.4-6.

$$A = \frac{2 D}{R b}$$

$$z = \frac{206 w_s}{\sqrt{g}} \frac{2.5 w_s}{\sqrt{g R b s}}$$

$W_s$  = Velocidad de caída de los granos del fondo, la cual se obtiene de la fig. 4.4.7.

### c) Método de Bagnold

La expresión propuesta por Bagnold para valuar el gasto sólido es:

$$q_T = \frac{\gamma}{\gamma_s - \gamma} \gamma R S V \left( \frac{e b}{\tan \theta} + 0.01 \frac{V}{W_s} \right) \quad (4.4.7-9)$$

En donde:

$e b$  = Eficiencia del transporte del fondo en movimiento. Se valúa con la ayuda de la fig. 4.4-8.

$\tan \theta$  = Pendiente de equilibrio del material seco.

Las demás variables se han explicado en los métodos anteriores.

El procedimiento de aplicación de este criterio es enteramente similar a los dos anteriores.

### 4.4.8 Uso de los trazadores

Una de las mejores formas de cuantificar el arrastre litoral es mediante uso de trazadores entre los que se cuentan principalmente los radioactivos y los fluorescentes.

Los primeros tienen la ventaja de que las partículas marcadas pueden ser localizadas y contadas con mayor facilidad aunque infortunadamente requieren de equipo más complejo. Por otra parte, al utilizar estos retrazadores que dependen de las personas que hacen el mercado y así, -

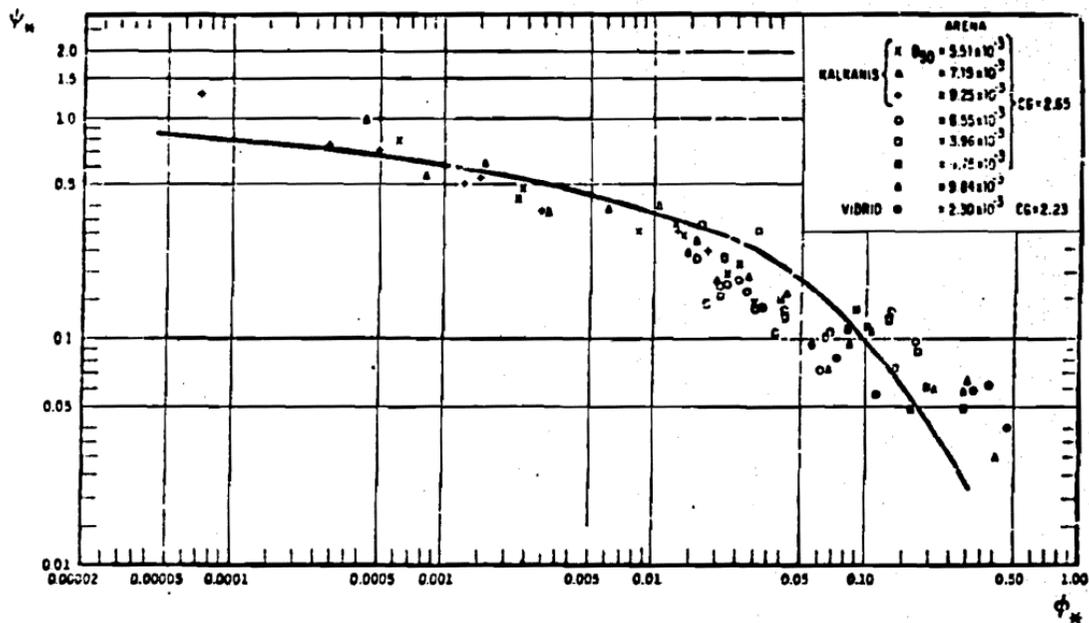


Fig. 4.43 Representación gráfica de la ecuación de transporte de fondo, curva  $\phi_* - \psi_n$

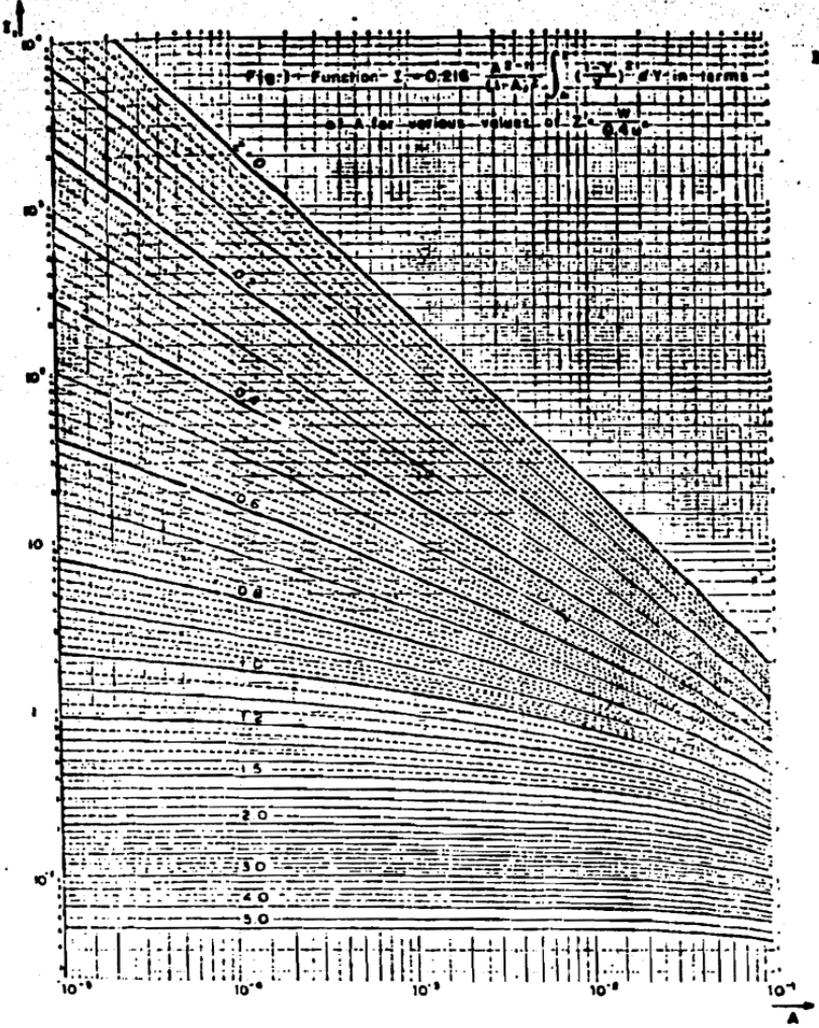


Fig.44-5 Valores de  $I_1$  empleados en el método de Einstein

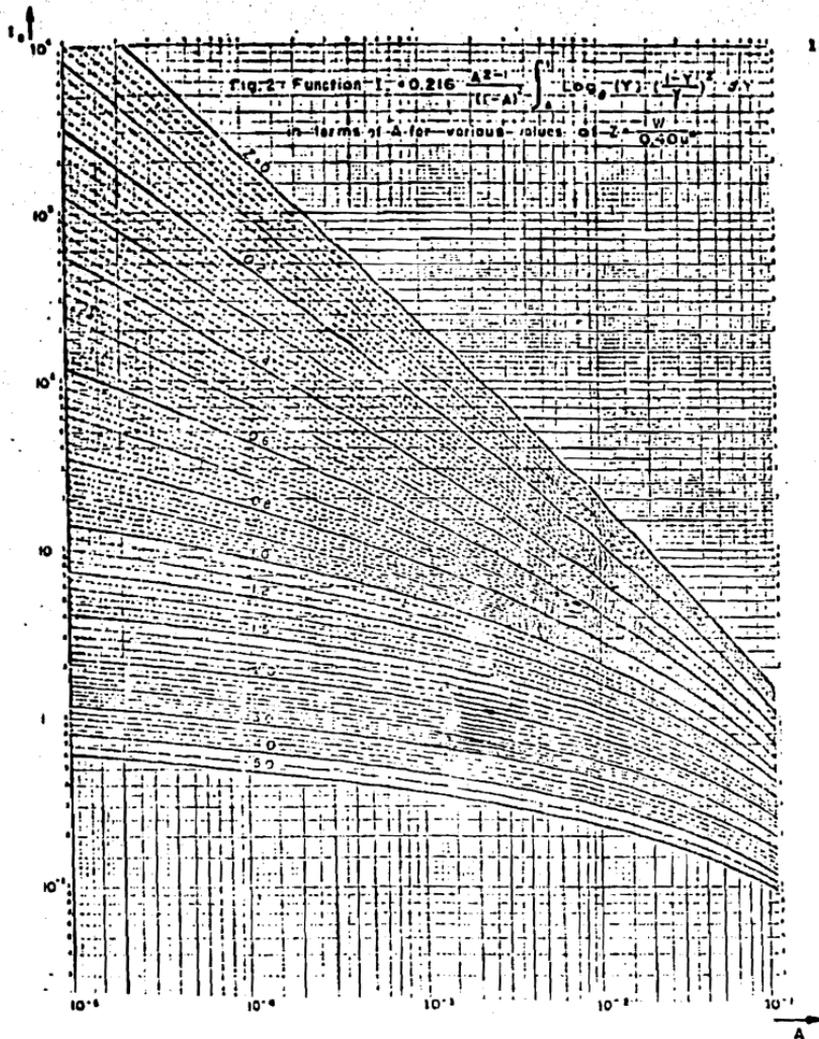


Fig 44-6, Valores de  $I_2$  empleados en el método de Einstein

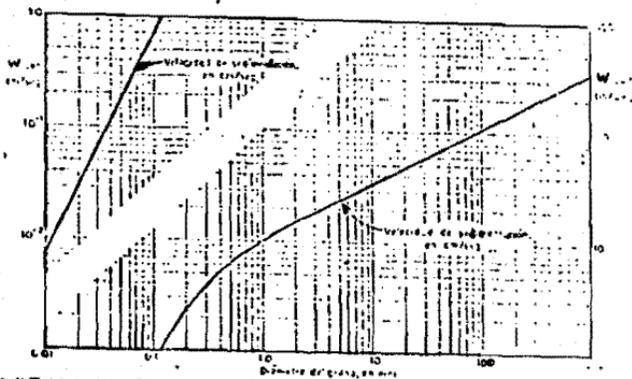


Fig. 44.7 Velocidad de caída o sedimentación,  $W$ , para diferentes tamaños de granas de coque, según Ruhl;

DG5/6

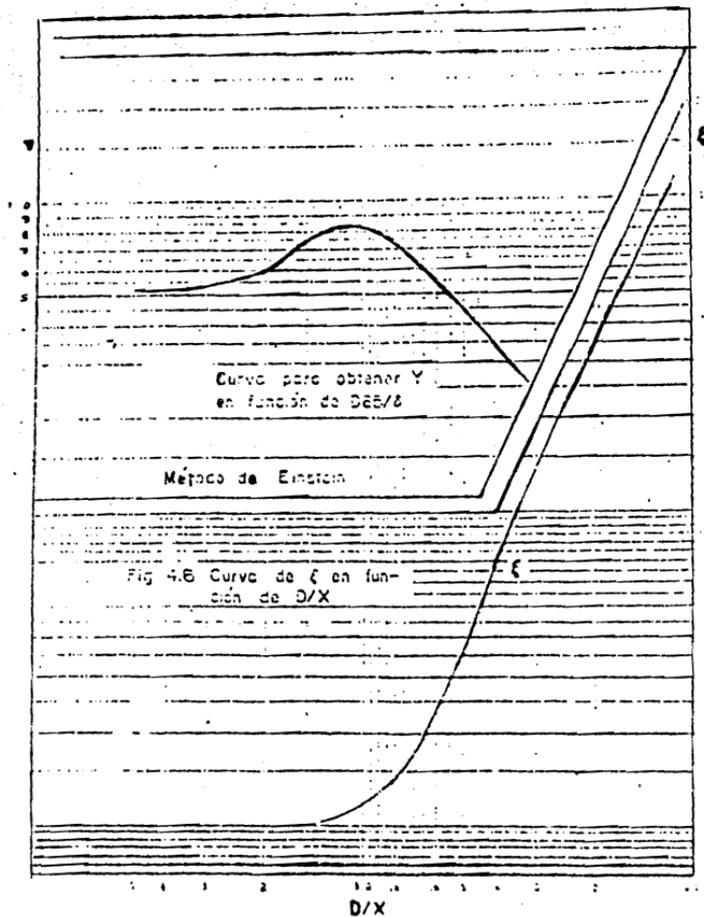


FIG. 4.4.8

no siempre es posible contar con los trazadores cuando se requieren. Los trazadores fluorescentes son mucho más fáciles de preparar, su manejo es mucho más sencillo y requieren de equipo mucho más complejo para recojerlo. Presentan la desventaja para tomar registros -- continuos en el sitio y que en ocasiones, se muestrea donde aún no -- hay material marcado. El conteo de los granos es la operación más -- compleja y tardada del proceso.

En los incisos anteriores se han indicado varios criterios que permiten valorar analíticamente el volumen de arena arrastrada por el oleaje; sin embargo, todos los métodos tienen algún inconveniente que limita y reduce su aplicación.

Cuando se desea conocer el volumen anual que se mueve durante un -- año se tiene que recurrir a las fórmulas indicadas. Por medio del -- uso de trazadores y conocidas las características del oleaje durante -- la medición del arrastre, se puede conocer cual de los métodos analíticos se ha presentado, permiten encontrar un valor más cercano a lo observado. La fórmula con la cual se obtiene el resultado más congruente con lo medido, es la que conviene aplicar para determinar -- analíticamente, el volumen del material arrastrado por los diferentes oleajes que se presentan a lo largo del año en el sitio en estudio.

Hay factores como la forma de la playa, número de rompientes, distribución del tamaño de los materiales, influencia del viento local, -- etc.; que son tomados en cuenta en las fórmulas, por lo que es indispensable medir el arrastre durante un corto tiempo y seleccionar la mejor fórmula para ser aplicado a ese lugar.

5. Estudios de Campo

5.1 Reconocimiento:

Se hará un reconocimiento de la zona con los medios de que se disponga -- para determinar el tipo del control terrestre que servirá de apoyo a los -- trabajos a ejecutar, localizando puntos para posibles vértices de triangula-- ción y de poligonales, según la importancia del estudio, así como los di-- ferentes tipos de vegetación particular de cada tramo del frente por cubrir y las diferentes clases de terrenos del frente por donde pasará la poligonal (llano, ondulado escabroso, etc.), evaluando la longitud de cada tramo tanto de brecha como de trazo para efectos del costo, esto es con el fin de poder hacer una buena planeación del control terrestre.

5.2 Brecheos

De acuerdo con las circunstancias y el trabajo a realizar, se harán lo más angostos posible para ligar los vértices de poligonales y para tener visibili-- dad entre los vértices de triangulación.

Para las poligonales, los brecheos estarán limpios de troncos para poder -- efectuar la medición con cinta, y si esto se hace electrónicamente, los re-- querimientos se reducen notablemente ya que basta con observar libremente el P.V.

Se harán brecheos también para secciones transversales, los cuales se lle-- varán hasta el mar o estero y hasta cubrir en general las distancias que se especifican en los seccionamientos. Estos brecheos serán de segunda, o sea que no es necesario que estén anchos ni perfectamente limpios.

### 5.3 Triangulación:

Se planearán figuras lo más sencillas posibles, variando desde un solo triángulo o cuadrilátero hasta cadenas de ellos con vértices localizados en promontorios donde se puedan conservar y a otros más accesibles para el cierre de poligonales, localizadas en playas o lugares similares, de tal forma que se puedan restituir.

### 5.4 Poligonales:

Se localizarán los vértices fuera de la zona de influencia de la marea y en sitios que tengan visibilidad hacia el mar, estero o laguna para que sirvan de apoyo a trabajos posteriores, además de que sean visibles uno respecto al anterior y al siguiente cuando menos.

En casos particulares habrá necesidad de situar mojoneeras a orillas de esteros o pantanos, procurando que se sitúen en el terreno más firme posible tratando de compaginar con lo anterior.

### 5.5 Nivelación:

Se nivelarán todos los vértices de las poligonales y los de triangulación - cuando estos se aprovechen para cerrar en ellas poligonales o que se considere que se podrán emplear a futuro.

### 5.6 Seccionamientos:

A partir del nivel encontrado para cada vértice de poligonal y estacas intermedias, se harán seccionamientos transversales; ya sean normales a los lados de la poligonal o con un rumbo prefijado.

### 5.7 Mediciones de Mareas:

A fin de conocer las variaciones de los niveles dentro de la zona en estudio se colocarán limnógrafos,

A fin de referir las lecturas del limnógrafo se instalará junto a este una - escala graduada que se nivelará de acuerdo al nivel utilizado para la realización de los trabajos topo-hidrográficos. Se procesarán los datos que se - obtengan del limnógrafo durante la campaña de mediciones, los cuales serán comparados con los obtenidos en las tablas de predicción de mareas, elaborados por el Instituto de Geofísica de la U.N.A.M. para el mismo período de tiempo, determinándose los coeficientes respectivos (aproximadamente), - de altura, período y defasamiento, que podrán servir en fechas posteriores para el cálculo aproximado de mareas en la zona en estudio.

### 5.8 Exploración Geológica:

Los sondeos que se harán en la zona en estudio deberán ser de dos tipos: Unos encaminados estrictamente al conocimiento del material del fondo, con propósitos de dragado y que consisten en la obtención de muestras alteradas; otros que tendrán por objeto el estudio de mecánica de suelos y en -- ellos las muestras deberán ser inalteradas.

### 5.9 Mediciones de viento y oleaje:

Con el objeto de obtener información de las características de viento a que está sujeta la zona en estudio, se instalará un anemómetro ya calibrado en la parte más alta, procesando los datos en los registros mensuales de -- dirección y velocidad y formando posteriormente los diagramas de Lenz,

correspondientes al final de la campaña de medición.

Para medir el oleaje se instalará un olómetro, el cual se operará durante todo el tiempo que dure la campaña; haciéndose observaciones horarias a razón de 12 por día, de dirección, altura y período, incluyéndose domingos y días festivos, suspendiendo la operación por la noche.

Estos registros se procesarán mensualmente para su posterior aplicación al proyecto.

Las mediciones de viento y oleaje se sujetarán a las especificaciones que se indican en la tabla 5.2, obteniéndose diariamente un registro similar al indicado en la tabla 5.1, las especificaciones se refieren a la forma como se debe llenar cada columna de la tabla antes indicada, ampliándose o reduciéndose dependiendo de las características de los equipos de medición y registros que se deseen obtener.

#### 5.10 Batimetría:

Se efectuarán sondeos de detalle en frente marítimos y márgenes de esteros de conformidad con las especificaciones para la zona de estudio en cuestión, empleándose ecosonda en toda la batimetría haciéndose la batimetría con enfilaciones equidistantes, procurando que sean la prolongación de las secciones playeras para poder unir la zona marítima con la zona terrestre, tomándose fijas y a cada minuto de acuerdo con el sistema más conveniente y corrigiendo todas ellas por mareas.

#### 5.11 Obtención de Muestras y Análisis de Material Playero:

Para el estudio del transporte litoral se procederá al muestreo y análisis del material constitutivo de la playa. Para ello se seleccionarán en forma aleatoria secciones en todo el frente marítimo en estudio y se obtendrán tres muestras por sección seleccionada, debiendo contener cada muestra - 1/2 Kg. de material, cuidando evitar su lavado y logrando que sean representativas.

Como trabajo de gabinete se requiere obtener las granulometrias de esas muestras y determinar las características más importantes de cada una de las muestras analizadas que son  $D_{10}$ ,  $D_{35}$ ,  $D_{50}$ ,  $D_{60}$ , que corresponden a los diámetros característicos que se utilizan en las diversas expresiones de la teoría del arrastre de sólidos, determinándose también el coeficiente de uniformidad  $C_u$  de cada una de las muestras

### 5.12 Trazadores:

Los trazadores consisten en partículas de arena, de la playa en estudio, - a las cuales se les ha marcado para distinguirlos fácilmente, ya sea con pintura o radioactivantes. La inyección del material marcado puede hacer se una sola vez o puede ser continua, ambas son de gran utilidad principalmente en:

- 1) La localización de las trayectorias que sigue la arena
- 2) Cuantificación del arrastre litoral.

En la aplicación de ellos se emplean dos tipos principales que son:

- A) Trazadores fluorescentes
- B) Trazadores radioactivos

#### A) Trazadores Fluorescentes

Los trazadores fluorescentes consisten en granos de arena pintados con colores fluorescentes, los cuales pueden ser identificados al exponerlos a la luz ultravioleta.

Antes de decidir que técnica de marcado se ha de aplicar en el campo, - es necesario e indispensable que el material original y al material marcado con diferentes técnicas, se les hagan las pruebas siguientes:

- a) Granulometría
- b) Sedimentación
- c) Solubilidad de la sustancia
- d) Transmitancia lumínica

### e) Durabilidad

#### a) Granulometría

El análisis granulométrico del material marcado, determina si la proporción original de tamaños de grano es alterada. Si eso no ocurre, no hay problema en emplear la arena marcada tal cual. Si existe tal alteración, es indispensable seleccionar y dar la proporción original de tamaños de granos.

#### b) Sedimentación.

Esta prueba determina si hay cambios en la velocidad de caída de los granos de arena marcados a la de los no marcados. En probetas de 5 cm. de diámetro (1000 ml.), llenas de agua a la misma altura (con agua destilada), de mar o al 5% de cloruro de sodio, se colocan 15 -- gramos de arena marcada en cada probeta y otros 15 gramos de arena original en otra probeta. Por la parte superior de las probetas se suelta la arena o por agitación, y por comparación con la probeta que contiene arena original, se ven los cambios de la velocidad de caída de las otras arenas. Se se desea hacer un experimento más riguroso se utilizan tubos de lucita de 15 cm. de diámetro y 3 metros de largo.

#### c) Solubilidad.

Esta prueba determina qué tan soluble es la sustancia marcada en agua de mar destilada, sintética o en la solución en que se va a su--

mergir la substancia. Se mide en gramos de substancia disuelta en cien mililitros de la solución empleada, a una temperatura de 20°C.

d) Transmitancia lumínica.

Esta prueba determina el porcentaje de fluorescencia que es transmitida de los granos marcados a la solución que los contiene. Esta transmitancia lumínica se mide por medio de un aparato llamado foto-colorímetro. El 100% corresponde a la intensidad de fluorescencia del trazador en el tiempo cero.

e) Durabilidad

Determina el tiempo en que aún se pueden distinguir los granos fluorescentes, marcados con cualquier proceso y bajo determinadas condiciones de agitación.

B) Ventajas y desventajas de los trazadores radioactivos y fluorescentes.

- 1.- Con los trazadores radioactivos se conoce, de inmediato si se está muestreando en la zona donde se mueve el material marcado. En los fluorescentes el muestreo se efectúa, "a ciegas".
- 2.- A los trazadores fluorescentes se les quita algo del material marcado durante las operaciones de muestreo y manejo de la muestra, con los radioactivos no les ocurre eso.
- 3.- Es más fácil y menos peligroso producir trazadores fluorescentes.

tes que los radioactivos, ya que éstos últimos requieren instalaciones especiales y medidas de seguridad extremas.

4.- Se puede disponer en cualquier momento de trazadores fluorescentes, mientras que con los radioactivos se depende de la Comisión de Energía Nuclear; además si los trazadores son entregados oportunamente, se deben utilizar de inmediato, lo cual a veces no es posible por existir tormentas en el sitio de muestreo.

5.- Los trazadores fluorescentes son menos costosos que los radioactivos.

6.- El transporte e inyección de los trazadores fluorescentes no presenta problemas en comparación con los radioactivos que requieren de muchas precauciones.

7.- La durabilidad o tiempo de vida está más controlada en los trazadores radioactivos

8.- El análisis del muestreo es directo en los trazadores radioactivos.

La parte más compleja en un estudio con trazadores fluorescentes es su conteo.

Tabla 5.1

5.13 INSTRUCTIVO PARA LAS MEDICIONES  
DE LAS CARACTERISTICAS DEL OLEAJE

COL 1. Hora

Se indicará el tiempo en el cuál se inician las observaciones, consi  
derando horas y minutos, anotándolos separados por dos puntos.

Ejemplo: 8:45 (Lectura iniciada a las 8 horas, 45 minutos)

COL 2. Altura del oleaje

Aquí se anota la diferencia de lecturas observadas sobre el olóme-  
tro, de la variación máxima y mínima normales producidas por el -  
oleaje en un lapso de tres minutos. Por normales se entiende los -  
valores, más persistentes, por lo cuál no deberán tomarse en cuen-  
ta máximos ó mínimos extraordinarios. La altura se anotará en me  
tros.

Ejemplo: Lectura mínima normal            1.85 metros

Lectura máxima normal            2.50 metros

Altura del oleaje  $2.50 - 1.85 = 0.65$  metro

En la col 2, se anota 0.65

COL 3. Período del oleaje

Se anota el período del oleaje, el cuál se obtiene de la observa-  
ción en un tiempo dado, del número de olas que pasan por el oló-  
metro en ese intervalo. El número, de olas debe ser 30. Así, --  
cuando se inicia la observación se opera el cronómetro, y se em-

pieza a contar el número de olas que pasan por el olómetro, para lo cuál se selecciona de la ola su parte más alta; al momento que cesa el conteo se para el cronómetro. El período del oleaje se obtiene dividiendo el lapso de tiempo entre el número de olas contadas en ese período.

Ejemplo: Número de olas contadas 30

Tiempo que duró el conteo 3 min. 10 seg.

Como el período se deberá anotar en segundos, se transforma el tiempo a estas unidades. Así:

$$3 \text{ min. } 10 \text{ seg.} = 3 \times 60 + 10 \text{ seg.} = 190 \text{ seg.}$$

Entonces, el período del oleaje es

$$\text{Período} = \frac{\text{Tiempo que duró el conteo}}{\text{Número de olas contadas}} = \frac{190}{30} = 6.33 \text{ seg.}$$

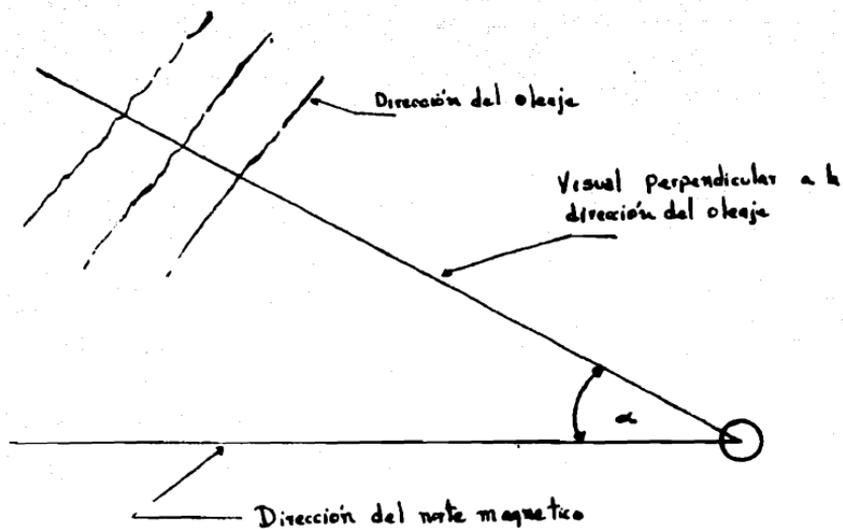
Quando no se puede anotar el período en segundos se anota el tiempo que se tarda en contar 30 olas separadas los minutos de los segundos con dos puntos

3:10 significa 3 minutos 10 segundos

Así, se puede anotar 6.33 segundos o bien 3:10

#### COL 4. Dirección del oleaje distante

Se escribe aquí el ángulo que forma la visual perpendicular a la dirección del oleaje respecto al norte magnético



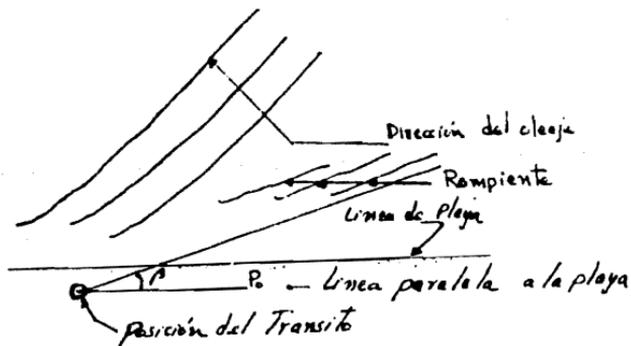
$\alpha$  es ángulo que se anota en la columna 4.

Para realizar esta medición, primero se ajusta a ceros la brújula del tránsito con el norte magnético. Una vez hecho esto se gira el tránsito y se observa una porción del mar en el área del alfilero ó más adentro. Se gira el tránsito, hasta que las crestas del oleaje sean paralelas al hilo horizontal de la retícula del tránsito. En ese momento visual es perpendicular a la dirección del oleaje y se anota el ángulo de la brújula del tránsito.

Quando no esta bien configuradas las dos para apreciar los frentes de las crestas y el oleaje está constituido por pequeñas perturbaciones aisladas, al observar estas con el tránsito, la visual será perpendicular a la dirección del oleaje cuando las crestas no tengan desplazamientos a ninguno de sus lados, sino que se vean subir y bajar verticalmente.

#### COL 5. Dirección del oleaje en la rompiente

Aquí se anota el ángulo que forma las crestas del oleaje con la línea de la playa.



$\beta$  es el ángulo que se anota en la columna 5.

COL 6. Velocidad del viento

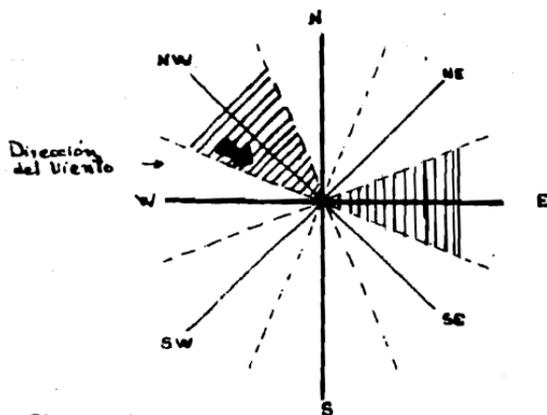
Aquí se anota la velocidad registrada en el anemómetro en metros por segundos. Como la máxima velocidad que puede registrar es 30 m/seg. si la velocidad del viento es mayor anotar 30.

COL 7. Dirección del viento

Se anota la dirección de donde viene el viento, considerando 8 direcciones principales de acuerdo con la rosa de los vientos.

En este caso, se anota NW; por estar dentro del área NW.

(conviene anotar la dirección exacta, si el aparato permite)

COL 8. Observaciones

Anotar cualquier cosa que signifique información adicional ó explicación a las mediciones realizadas. Si se requiere mayor espacio para las observaciones use la parte de atrás de la hoja.



## 6. APLICACION A UN CASO REAL

### 6.1 Introducción

El presente capítulo tiene como finalidad mostrar la aplicación del análisis de los principales elementos que intervienen en el proyecto de un acceso costero.

Para tal efecto en esta parte se aplicarán los criterios presentados en los capítulos anteriores al proyecto del Acceso en Barra de Galindo.

### 6.2 Planteamiento del problema

La Barra de Galindo se encuentra ubicada aproximadamente a 15 km. al norte de la desembocadura del Río Tuxpan, en el estado de Veracruz, como se muestra en la figura No. I, ( pag. 163)

La finalidad de la apertura de este canal, es la restitución ecológica de la Laguna y la utilización del canal como un refugio de embarcaciones.

Ya establecidas las bases y criterios para el cálculo hidráulico del canal en los capítulos anteriores, a continuación se proporciona una relación de los datos de proyecto que se obtuvieron de la memoria "Estudios Físicos para Proyectar el Acceso a las Instalaciones Portuarias en Tuxpan, Ver.", elaborada por C.I.F.S.A., debido a que en el lugar de estudio antes señalado, se carecen de datos de proyecto y a su cercanía con la desembocadura del Río Tuxpan.

Para efectos de cálculo se tomaron dos condiciones de marea, una extrema que se considera puede provocar velocidades críticas para la estabilidad del canal, o sea, las mareas vivas que están indicadas con el subíndice 1; la otra condición es para mareas medias ya que la mayor parte del tiempo el canal funcionará en esta condición, -- para las condiciones medias se usará el subíndice 2

### 6.3 DATOS DE PROYECTO

$$M_n = 13000 \text{ m}^3/\text{año} \text{ (transporte neto)}$$

$$D_{50} = 0.12 \text{ mm.}$$

$$\gamma_s = 2.64 \text{ ton/m}^3$$

$$\gamma = 1 \text{ ton/m}^3$$

Como en el lugar la marea es diurna, se considerará que el flujo - de marea es de 12 hrs.

$$t = 12 \text{ hrs.} = 43200 \text{ .seg.}$$

De las tablas de Predicción de Mareas para el año 1977, editadas - por el Instituto de Geofísica de la U.N.A.M., para el Puerto de Tuxpan, se tiene:

$$H_2 = 0.503 \text{ m. (altura de la marea media)}$$

### 6.4 ANÁLISIS DE FACTORES

Para la correcta relación entre las dos condiciones de marea y obtener un buen funcionamiento hidráulico, se recomienda cumplir con

las limitaciones que establecen las siguientes condiciones de estabilidad:

Condición A.-

$$2 \leq \frac{V}{V_c} \leq 5$$

donde:

$V$  = Velocidad media del flujo.

$V_c$  = Velocidad crítica del material.

Condición B.-

$$0.8 \leq \frac{A_s}{A_p} \leq 1.2$$

donde:

$A_s$  = Área de la sección establece, en las dos condiciones de marea.

$A_p$  = Área de la sección de proyecto.

Condición C.-

$$0.8 \leq \frac{\tau_{1,2}}{\tau_c} \leq 1.2$$

donde:

$\tau_1$  = Esfuerzo cortante provocado por el flujo de mareas vivas.

$\tau_g$  = Esfuerzo cortante provocado por el flujo de mareas medias.

$\tau_c$  = Esfuerzo cortante crítico de estabilidad, determinado en función de  $Q/M_t$ .

Condición D.-

$$0.7 \leq \frac{M_s}{M_t} \leq 1.6$$

donde:

$M_s$  = Capacidad de transporte de sólidos en el flujo del canal.

$M_t$  = Capacidad de transporte litoral total en la boca del canal.

De acuerdo con esta teoría existen otras relaciones que indican algunas de las características del funcionamiento de la boca como son la forma de paso del material, el grado de estabilidad, que además permite determinar el esfuerzo cortante estable y finalmente la capacidad de autoconservación del canal.

Estabilidad por transferencia de material; dos son las formas típicas del paso del material: Paso por barra y paso por corriente de marea.

Según P. Brunn la forma de paso está definida por la relación entre el acarreo litoral neto ( $M_n$ ) y el gasto máximo ( $Q_m$ );  $r = \frac{M_n}{Q_m}$

Si  $r > 200 - 300$  pasó por barra.

$r < 10 - 20$  pasó por corriente de marea.

Normalmente pueden presentarse formas de paso combinado, ya que el intervalo entre 20 y 200 es demasiado grande, también debe considerarse el efecto de escolleras, ya que éstas dan lugar a un paso de tipo mixto, dependiendo del predominio de uno sobre otro, si el acarreo litoral se mueve por lo alto de la playa o por corrientes litorales.

Grado de estabilidad  $G$ .- La relación entre el prisma de mareas ( $\Omega$ ) y el acarreo litoral neto ( $M_n$ ), da el mejor índice de estabilidad de la boca.

$$\text{Si } G = \frac{\Omega}{M_n} < 100$$

Indica la tendencia a la formación de bajos y a una baja capacidad de autodragado de las corrientes, ocasionando divagación e inclusive bifurcación del canal, disminuyendo así la eficiencia hidráulica de la sección.

$$\text{Si } G = \frac{\Omega}{M_n} > 150 \text{ a } 200$$

define un grado de estabilidad aceptable, siendo óptimo para un valor superior a 300.

Esfuerzo cortante de estabilidad.- El valor de la relación  $\Omega/M_n$  - proporciona el criterio para seleccionar el esfuerzo cortante de estabilidad ( $\tau_c$ ) de la siguiente manera:

GRADO DE ESTABILIDAD  $\Omega/M_n \geq 600$   $150 < \Omega/M_n < 600$   $\Omega/M_n \leq 150$

Esfuerzo constante de estabilidad.  $Z_0 = 0.46 \text{ K/m}^2$   $Z_0 = 0.5 \text{ K/m}^2$   $Z_0 = 0.51 \text{ K/m}^2$

Capacidad de autoconservación del canal.- Un criterio aceptado para determinar la capacidad de autoconservación de un canal es el que compara la velocidad de las corrientes de mareas ( $V_m$ ) con la velocidad crítica de iniciación de movimiento del material ( $V_c$ ) del canal, y la experiencia demuestra que para que las corrientes por marea sean capaces de mantener un autodragado adecuado, deben conservar velocidades en el canal superiores a la crítica durante el 60 al 80% del tiempo.

La siguiente tabla muestra la relación de velocidades y los porcentajes de autodragado.

| RELACION DE VELOCIDADES<br>$V_m/V_c$ | PORCENTAJES DE VELOCIDADES SUPERIORES A LA CRITICA. |
|--------------------------------------|---|
|--------------------------------------|---|

|      |    |
|------|----|
| 1.05 | 20 |
| 1.30 | 40 |
| 2.0  | 60 |
| 5.75 | 80 |

#### 6.4.1 Fórmulas empleadas.

1).- Prisma de mareas.

$$\Omega = A H \operatorname{sen} \gamma$$

donde:

$\Omega$  = prisma de marea ( $m^3/ciclo$ )

A = Area superficial del estero ( $m^2$ )

H = Altura de la marea (m)

sen = Coeficiente de amortiguamiento de la marea

2).- Gasto medio.

$$Q_m = \frac{\Omega}{t}$$

donde:

$Q_m$  = gasto medio del flujo ( $m^3/seg.$ )

t = Tiempo de acción (seg.)

3).- Velocidad media.

$$V_m = \frac{Q_m}{A}$$

donde:

$V_m$  = Velocidad media del flujo en el canal (m/seg.)

A = Area de la sección del canal ( $m^2$ )

4).- Area estable.

$$A_s = \frac{Q_m}{c\sqrt{E/g}}$$

donde:

$A_s$  = Area estable de la sección ( $m^2$ )

$\tau$  = Esfuerzo cortante del flujo ( $K/m^2$ )

$C$  = Coeficiente de chezy.

5).- Esfuerzo cortante.

$$\tau = \gamma \frac{V_m^2}{C^2}$$

donde:

$\gamma$  = peso específico del agua ( $k/m^3$ )

6).- Coeficiente de chezy.

$$C = 30 + 5 \log A$$

donde:

$A$  = Area de la sección del canal ( $m^2$ )

7).- Esfuerzo cortante crítico.

$$\tau_c = 0.047 (\gamma_s - \gamma) D_{50}$$

donde:

$\tau$  = Esfuerzo cortante crítico del material ( $k/m^2$ )

$\gamma_s$  = Peso específico del material ( $k/m^3$ )

$D_{50}$  = diámetro medio del material (m)

## 6.5 SOLUCION DEL PROBLEMA

\*Prisma de marea para marea media.

Se determinará en función del grado óptimo de estabilidad.

$$\frac{\Omega_2}{Mn} = 300 \quad \Omega_2 = 300 \quad (13000) = 3.9 \times 10^6 \quad m^3/12 \text{ hrs.}$$

\*Altura de mareas vivas.

Para obtener altura de mareas vivas se tomaron los valores de las mareas máximas que se presentan en las lunas nuevas y llenas para un año completo y el promedio de estos valores es  $H_1$

$$H_1 = 0.55 \text{ m.}$$

\*Determinación del prisma de mareas vivas.

$$\Omega_2 = 3.9 \times 10^6 \quad m^3/12 \text{ hrs.}$$

$$H_2 = 0.503 \text{ m.}$$

$$H_1 = 0.55 \text{ m.}$$

De acuerdo con  $\Omega = A H \text{ sen}^2$ , si se considera que tanto el área del estero como el coeficiente de amortiguamiento es el mismo para las dos condiciones, se tiene que el prisma de marea es proporcional a la altura de marea, o sea:

$$\frac{\Omega_1}{H_1} = \frac{\Omega_2}{H_2}$$

$$\Omega_1 = \Omega_2 \frac{H_1}{H_2} = 4.26 \times 10^6 \quad m^3/12 \text{ hrs.}$$

\*Cálculo de los gastos medios.

De acuerdo con la fórmula:

$$Q_m = \frac{\Omega}{t}$$

datos:

$$\Omega_1 = 4,26 \times 10^6 \text{ m}^3/12 \text{ hrs.}$$

$$\Omega_2 = 3,9 \times 10^6 \text{ m}^3/12 \text{ hrs.}$$

$$t = 43200 \text{ seg.}$$

$$Q_{m1} = \frac{\Omega_1}{t} = \frac{4126 \times 10^6}{43200} = 98,81 \text{ m}^3/\text{seg.} \text{ (mareas vivas)}$$

$$Q_{m2} = \frac{\Omega_2}{t} = \frac{3,9 \times 10^6}{43200} = 90,28 \text{ m}^3/\text{seg.} \text{ (mareas medias)}$$

\*Cálculo de la velocidad crítica de iniciación del movimiento del material.

Se obtiene en función del diámetro del material y del tirante

$$V_c = 0,55 \text{ m/seg.}$$

\*Cálculo del esfuerzo cortante crítico del material  $\tau_c$

Se determina con la fórmula:

$$\tau_c = 0,047 (\delta'_s - \delta) D_{50}$$

$$\tau_c = 0,047 (2640 - 1000) 0,00012 = 0,0092 \text{ k/m}^2$$

\*Determinación de las características básicas de la boca.

1).- Forma de paso del material.

$$\tau = \frac{M_n}{Q_m}$$

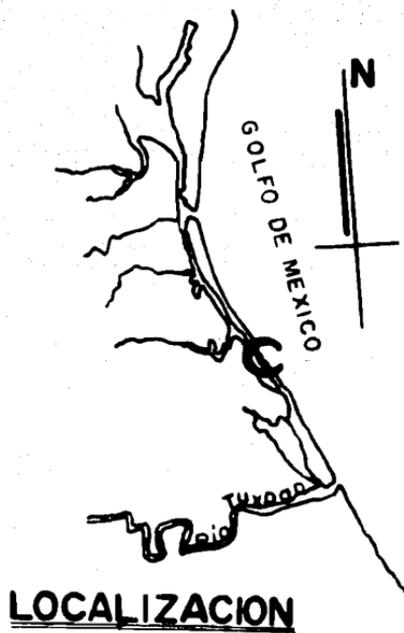


Fig 1

$$Y_1 = \frac{M_n}{Q_{m1}} = \frac{13000}{98,81} = 132$$

$$Y_2 = \frac{M_n}{Q_{m2}} = \frac{13000}{90,28} = 144$$

estos valores indican que existe una forma de paso combinado (por barra y por corriente).

2).- Grado de estabilidad.

$$G = \frac{\Omega}{M_n}$$

$$G_1 = \frac{\Omega_1}{M_n} = \frac{4,26 \times 10^6}{13000} = 328$$

$$G_2 = \frac{\Omega_2}{M_n} = \frac{3,9 \times 10^6}{13000} = 300$$

lo cual indica que el grado de estabilidad es óptimo.

3).- Selección del esfuerzo cortante de estabilidad ( $\zeta_s$ ).

De acuerdo al criterio establecido para seleccionar el esfuerzo cortante de estabilidad en función del grado de estabilidad se tiene que

$G_1$  y  $G_2$  están en el rango de 150 a 600 por lo que:

$$\zeta_s = 0,5 \text{ k/m}^2$$

4).- Capacidad del autodragado.

Este punto se analizará posteriormente, cuando se haya establecido el área hidráulica, y sea posible calcular las velocidades medias del flujo en el canal.

\*Cálculo de la sección hidráulica del canal.

Como primer paso se propone un área para la sección hidráulica, la cual se deberá checar para que cumpla con las condiciones ya descritas.

1).- Se propone  $A_2 = 200 \text{ m}^2$ , para checar la primera condición -

(A) se procede a calcular la velocidad media.

$$V_{m2} = C \sqrt{\tau / \gamma}$$

$$C = 30 + 5 \log A = 41.51 ; \tau = 0.5 \text{ k/m}^2$$

$$\gamma = 1000 \text{ k/m}^3$$

$$V_{m2} = 0.93 \text{ m/seg.}$$

$$\frac{V_{m2}}{V_c} = 1.42 \text{ no cumple con la condición.}$$

$$\text{ahora } A_2 = \frac{Q_{m2}}{V_{m2}} = \frac{90.28}{0.93} = 97.07 \neq 200$$

$$\text{si } A_2 = 100 \text{ m}^2$$

$$C = 40$$

$$V_{m2} = 0.89 \text{ m/seg.}$$

$$A_2 = 100.94 \approx 100$$

Como el valor resultante  $A_2$  es prácticamente igual al propuesto, - se acepta este valor del área de la sección hidráulica para la sección de mareas medias.

Una vez definida el área de la sección se calcula el esfuerzo cortante provocado en estas condiciones.

$$\tau_2 = \gamma \frac{V_{m2}^2}{C^2} = (1000) \frac{(0.89)^2}{(40)^2} = 0.495 \text{ k/m}^2$$

2).- A continuación se analiza la condición de mareas vivas, siguiendo la secuencia del cálculo anterior.

$$\text{se propone } A_1 = 100 \text{ m}^2$$

$$V_{m1} = C \sqrt{2/y}$$

$$C = 30 + 5 \log A = 40$$

$$V_{m1} = 0.89 \text{ m/seg.}$$

$$A_1 = 110.25 \neq 100$$

$$\text{Si } A_1 = 110 \text{ m}^2$$

$$C = 40.206$$

$$V_m = 0.899 \text{ m/seg.}$$

$$A_1 = 109.68 \approx 110 \text{ m}^2$$

en resumen:

$$A_1 = 110 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 100 \text{ m}^2$$

3).- El siguiente paso es encontrar un área de proyecto que cumpla con la condición (B),

$$0.8 \leq \frac{A_s}{A_p} \leq 1.20$$

$$\text{si } A_p = 120 \text{ m}^2$$

$$\frac{A_1}{A_p} = 0.92 ; \frac{A_2}{A_p} = 0.83$$

4).- Para cumplir la condición (C) se toma el área de proyecto para el cálculo de los esfuerzos cortantes, de acuerdo con la siguiente fórmula.

$$Z = \gamma \frac{V_m^2}{C^2}$$

$$A_p = 120 \text{ m}^2$$

$$C = 30 + 5 \log A = 40.395$$

$$V_{m1} = \frac{Q_{m1}}{A_p} = \frac{98.61}{120} = 0.82$$

$$V_{m2} = \frac{Q_{m2}}{A_p} = \frac{90.28}{120} = 0.75$$

$$Z_1 = \gamma \frac{V_{m1}^2}{C^2} = 0.41 \text{ k/m}^2$$

$$Z_2 = \gamma \frac{V_{m2}^2}{C^2} = 0.34 \text{ k/m}^2$$

$$0.8 \leq \frac{Z_{1,2}}{c} \leq 1.2$$

$$\frac{Z_1}{c} = 0.82$$

$$\frac{Z_2}{c} = \frac{0.34}{0.5} = 0.68$$

5).- Para la condición (D) se tiene:

$$0.7 \leq \frac{M_s}{M_t} \leq 1.6$$

Haciendo notar que para el caso que nos ocupa, esta condición no tiene validez ya que el proyecto de la boca incluye un par de escolleras de encauzamiento y protección que detienen el transporte litoral en la zona del canal.

Aún cuando la condición (D) no se analice, a continuación se da un criterio para la cuantificación del arrastre de material por el fondo -

en el canal; dicho criterio fue establecido por Meyer-Peter y Muller y está expresado en la siguiente ecuación:

$$q_s = 8 \sqrt{\frac{1}{\rho}} (\tau - \tau_c)^{1.5} \quad (\text{kg/seg/m})$$

donde:

$q_s$  = Capacidad de transporte de material sólido por el fondo del canal en kg. por unidad de ancho en la plantilla y por unidad de tiempo.

$\rho$  = Densidad del agua ( $\text{kg/m}^3$ )

$\tau$  = Esfuerzo cortante provocado por el flujo sobre el fondo del canal ( $\text{kg/m}^2$ )

$\tau_c$  = Esfuerzo cortante crítico del material.

Para conocer el volumen de material movido en el canal, la fórmula se transforma en:

$$q_s = q_s \left( \frac{\gamma}{\gamma_s - \gamma} \right) \quad (\text{m}^3/\text{seg/m})$$

donde:

$q_s$  = Capacidad de transporte de material sólido en volumen por unidad de ancho en la plantilla y por unidad de tiempo.

$\gamma_s$  = Peso específico del material ( $\text{k/m}^3$ ).

$\gamma$  = Peso específico del agua ( $\text{k/m}^3$ )

y para el cálculo del transporte total anual se utiliza la siguiente expresión:

$$M_s = q \cdot t \cdot b \quad (\text{m}^3/\text{año})$$

donde:

$M_s$  = Volumen total anual transportado por el flujo del canal --  
( $\text{m}^3/\text{año}$ ).

$t$  = Tiempo de acción del flujo sobre el transporte litoral = 3600  
seg.  $\times$  12 hrs.  $\times$  365 días (seg).

$b$  = Ancho de la plantilla del canal (M)

\*Cálculo de la capacidad de autoconservación del canal.

Pueden aplicarse varios criterios para determinar con diferentes relaciones la capacidad de autoconservación del canal. Un primer criterio compara la velocidad de las corrientes de marea con la velocidad crítica del material sólido en el canal, y la experiencia demuestra que para que las corrientes por marea sean capaces de mantener un autodragado adecuado, deben conservar velocidades en el canal superiores a la crítica durante el 60 al 80% del tiempo o sea que para nuestro caso.

$$V_{m1} = 0.82 \text{ m/seg.}$$

$$V_{m2} = 0.75 \text{ m/seg.}$$

$$V_c = 0.55 \text{ m/seg.}$$

$$\frac{V_{m1}}{V_c} = 1.49 \quad ; \quad \frac{V_{m2}}{V_c} = 1.36$$

Lo cual indica que el canal tiene una capacidad de autoconservación del 40 al 60%.

°Diseño geométrico de la sección del canal.

Como se estableció, el área de proyecto es  $A_p = 120 \text{ m}^2$  y se tomará como nivel de referencia el Nivel de Bajamar Media (N.B.M.). El tirante necesario del canal de acuerdo al tipo de embarcaciones que -- hará uso de él es de 3.00 m.

De acuerdo a la granulometría del material en la zona del canal y a la experiencia en cálculos anteriores, los taludes del canal serán 4:1

Para calcular el ancho de la plantilla, se emplea la siguiente fórmula:

$$A = bd + td^2$$

donde:

A = área del trapecio.

b = ancho de la plantilla.

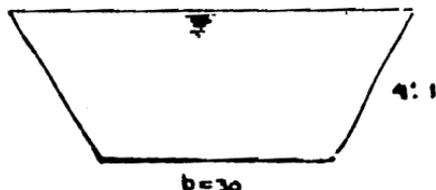
d = tirante.

t = talud.

Despejando.

$$b = \frac{A - td^2}{d} = \frac{120 - 4(3)^2}{3} = 30 \text{ m.}$$

quedando la sección del canal de acuerdo con la siguiente figura:



7.

## CONCLUSIONES:

En base a lo anteriormente dicho y como se puede apreciar el método - del cálculo aplicado al caso de Barra de Galindo, Ver. Se podrá comprobar una vez construida la obra mediante la observación directa del - comportamiento de la naturaleza o mediante la construcción de un mode lo físico reducido.

Debido a que para analizar la estabilidad de un acceso costero, la influencia de los parámetros que intervienen es muy compleja y aunque - se ha deducido diversas expresiones interrelacionando diversos factores o parámetros, no ha sido posible llegar a una solución adecuada del pro blema. En realidad se ha llegado a obtener solamente algunas relaciones empíricas totalmente particularizadas.

Todo lo anterior nos indica que lo adecuado sería ejecutar una campaña sistemática de mediciones e inclusive, como ya se mencionó construir un modelo hidráulico que permita establecer conclusiones generales aplicables a cualquier situación.

## 9. REFERENCIAS.

1. Brunn, P. Gerritsen, F "Stability of Coastal Inlets" North-Holland - Publishing co. Amsterdam, The Nether Lands, 1960.
2. "Shore Protection, Planing And de Sign" Army Coastal Engineering Research Center, 1966.
3. Ing. Bustamante A. "Ingeniería Marítima" Impresiones Selectas, — México, 1959.
4. Secretaría de Marina "Estudios de acarreo litorales y topohidrográficos en Laguna de Tamihau, Ver."
5. Ing. Julio Dueso Landalda "Nociones de Puertos"
6. "Ingeniería de ríos y costas", Instituto de Investigaciones Portuarias, 1977.
7. "Apuntes de la clase de Ingeniería de ríos y costas " Facultad de Ingeniería U.N.A.M.
8. "Criterios generales para la planeación del desarrollo y aprovechamiento de estuarios y lagunas litorales", Ing. Hector López Gtez.
9. "Métodos topográficos" Ing. Ricardo Toscano.
10. "Aspectos generales de accesos de marea" Dr. Carlos Castro Sepúlveda.
11. "Mecánica de suelos tomo I, "Juárez Badillo y Rico Rodríguez, Méx. 1976.
12. "Estabilidad de las bocas de entrada de marea". P. Brun Ana F. - Gerritsen Coastal Engineering Laboratory, University of Florida. - Traducción, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Departamento de estudios y laboratorios.
13. Diseño de accesos de marea; estabilidad de accesos costeros, Secretaría de Comunicaciones y Transportes.- Departamento de Estudios y laboratorios.
14. "Obras marítimas oleaje y diques", R. Irribarren Cavanilles.-Editorial Dossal S.A. Madrid.
15. "Estudios físicos para el proyecto del accesos de Tuxpan, Ver." - elaborado por C. I. F. S. A. México.
16. "Tablas de predicción de mareas", Instituto de Geofísica, U.N.A.M.
17. "Open Channel Hydraulics", Vete Chow, Ed Mc.Graw-Hill.