

DIRECTORIO DE PROFESORES DEL CURSO  
"OBRAS MARITIMAS"

M. EN C. ALVARO MUÑOZ MENDOZA  
JEFE DE LABORATORIO DE HIDRAU-  
LICA DE LA FACULTAD DE INGENIE-  
RIA DE LA UNAM. Y  
PROFESOR DE ASIGNATURA "A"  
DE LA FACULTAD DE INGENIERIA.  
TEL. 550 52 15 ext. 3735

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

PROGRAMA DEL CURSO : OBRAS MARITIMAS  
QUE SE IMPARTIRA DEL 11 DE MARZO AL 3 DE JUNIO DE 1985

| FECHA     | HORARIO       | T E M A   | P R O F E S O R               |
|-----------|---------------|---|-------------------------------|
| 11-III-85 | 18.00 a 20.00 | Generalidades Ing. Marítima y Oceanográfica<br>Lugar: Lab. de Hid., Fac. de Ing. Unam     | M. en C. Alvaro Muñoz Mendoza |
| 15-III-85 | "             | Estudios Básicos para las Obras Marítimas   | "                             |
| 18-III-85 | "             | Estudios básicos para las obras marítimas<br>Película: "Arrastre litoral"                 | "                             |
| 22-III-85 | "             | Transportación marítima fluvial   | "                             |
| 25-III-85 | "             | Desarrollos portuarios.-tipos generalidades   | "                             |
| 29-III-85 | "             | D.P.- Consideraciones de diseño   | "                             |
| 5-IV-85   | "             | Análisis operacional  | "                             |
| 19-IV-85  | "             | Obras portuarias.- Tipos, generalidades   | "                             |
| 22-IV-85  | "             | O.P.-Obras de atraques y muelles; generalidades   | "                             |
| 26-IV-85  | "             | O.P.-Obras de atraque y muelles;considerac.de diseño                                      | "                             |
| 29-IV-85  | "             | EXAMEN  | "                             |
| 3-V-85    | "             | O.P.-Obras de protección,tipos,generalidades*<br>* Lugar: Lab. de Hid., Fac. de Ing. UNAM | "                             |
| 6-V-85    | "             | O.P.- Obras de protección; arreglo, orientación y consideraciones de diseño               | "                             |
| 13-V-85   | "             | O.P.-Canales de navegación/señalamiento marítimo  | "                             |
| 17-V-85   | "             | O.P.-Diques; generalidades,tipos  | "                             |



EVALUACION DE LA ENSEMANZA

SU EVALUACION SINCERA NOS AYUDARA A MEJORAR LOS PROGRAMAS POSTERIORES QUE DISEÑAREMOS PARA USTED.

| TEMA   | ORGANIZACION Y DESARROLLO DEL TEMA | GRADO DE PROFUNDIDAD LOGRADO EN EL TEMA | GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO EN EL TEMA | UTILIDAD PRACTICA DEL TEMA |  |
|--|------------------------------------|---|---|----------------------------|--|
| GENERALIDADES ING. MARITIMA Y OCEANOGRAFICA                              |                                    |   |   |                            |  |
| ESTUDIOS BASICOS PARA LAS OBRAS MARITIMAS                                |                                    |   |   |                            |  |
| ESTUDIOS BASICOS PARA LAS OBRAS MARITIMAS<br>PELICULA: ARRASTRE LITOPAL. |                                    |   |   |                            |  |
| TRANSPORTACION MARITIMA FLUVIAL  |                                    |   |   |                            |  |
| DESARROLLOS PORTUARIOS.-TIPOS GENERALIDADES                              |                                    |   |   |                            |  |
| D.P..-CONSIDERACIONES DE DISEÑO  |                                    |   |   |                            |  |
| ANALISIS OPERACIONAL   |                                    |   |   |                            |  |
| OBRAS PORTUARIAS.-TIPOS, GENERALIDADES                                   |                                    |   |   |                            |  |
| O.P.- OBRAS DE ATRAQUES Y MUELLES; GENERALIDADES.                        |                                    |   |   |                            |  |
| O.P.-OBRAS DE ATRAQUE Y MUELLES, CONSIDERACIONES DE DISEÑO.              |                                    |   |   |                            |  |
|  |                                    |   |   |                            |  |

ESCALA DE EVALUACION: 1 a 10



# EVALUACION DE LA ENSEANZA

(2)

SU EVALUACION SINCERA NOS AYUDARA A MEJORAR LOS PROGRAMAS POSTERIORES QUE DISEÑAREMOS PARA USTED.

| TEMA   | ORGANIZACION Y DESARROLLO DEL TEMA | GRADO DE PROFUNDIDAD LOGRADO EN EL TEMA | GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO EN EL TEMA | UTILIDAD PRACTICA DEL TEMA |
|--|------------------------------------|---|---|----------------------------|
| O.P.- OBRAS DE PROTECCION, TIPOS, GENERAL.                             |                                    |   |   |                            |
| OBRAS DE PROTECCION; ARREGLO, ORIENTACION Y CONSIDERACIONES DE DISEÑO. |                                    |   |   |                            |
| O.P.- CANALES DE NAVIGACION/SIGNALAMIENTO MARITIMO                     |                                    |   |   |                            |
| O.P.- DIQUES, GENERALIDADES, TIPOS                                     |                                    |   |   |                            |
| DIQUES LINEAMIENTOS GENERALES DE DISEÑO/ASTILLEROS.                    |                                    |   |   |                            |
| DRAGADO.-TIPOS, GENERALIDADES  |                                    |   |   |                            |
| DRAGADO: TRABAJOS DE DRAGADO   |                                    |   |   |                            |
| OBRAS ESPECIALES.-DIMENCIONAMIENTO GRAL.                               |                                    |   |   |                            |
|  |                                    |   |   |                            |
|  |                                    |   |   |                            |

ESCALA DE EVALUACION: 1 a 10

## EVALUACION DEL CURSO

3

|    | CONCEPTO  | EVALUACION |
|----|---|------------|
| 1. | APLICACION INMEDIATA DE LOS CONCEPTOS EXPUESTOS |            |
| 2. | CLARIDAD CON QUE SE EXPUSIERON LOS TEMAS        |            |
| 3. | GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO CON EL CURSO     |            |
| 4. | CUMPLIMIENTO DE LOS OBJETIVOS DEL CURSO         |            |
| 5. | CONTINUIDAD EN LOS TEMAS DEL CURSO              |            |
| 6. | CALIDAD DE LAS NOTAS DEL CURSO                  |            |
| 7. | GRADO DE MOTIVACION LOGRADO CON EL CURSO        |            |

ESCALA DE EVALUACION DE 1 A 10

1. ¿Qué le pareció el ambiente en la División de Educación Continua?

| MUY AGRADABLE | AGRADABLE | DESAGRADABLE |
|---------------|-----------|--------------|
|               |           |              |

2. Medio de comunicación por el que se enteró del curso:

| PERIODICO EXCELSIOR<br>ANUNCIO TITULADO DI<br>VISION DE EDUCACION<br>CONTINUA | PERIODICO NOVEDADES<br>ANUNCIO TITULADO DI<br>VISION DE EDUCACION<br>CONTINUA | FOLLETO DEL CURSO |
|---|---|-------------------|
|   |   |                   |

| CARTEL MENSUAL | RADIO UNIVERSIDAD | COMUNICACION CARTA,<br>TELEFONO, VERBAL,<br>ETC. |
|----------------|-------------------|--|
|                |                   |  |

| REVISTAS TECNICAS | FOLLETO ANUAL | CARTELETA UNAM "LOS<br>UNIVERSITARIOS HOY" | GACETA<br>UNAM |
|-------------------|---------------|--|----------------|
|                   |               |  |                |

3. Medio de transporte utilizado para venir al Palacio de Minería:

| AUTOMOVIL<br>PARTICULAR | METRO | OTRO MEDIO |
|-------------------------|-------|------------|
|                         |       |            |

4. ¿Qué cambios haría usted en el programa para tratar de perfeccionar el curso?

---



---



---

5. ¿Recomendaría el curso a otras personas?

| SI | NO |
|----|----|
|    |    |

6. ¿Qué cursos le gustaría que ofreciera la División de Educación Continua?

---



---

7. La coordinación académica fue:

| EXCELENTE | BUENA | REGULAR | MALA |
|-----------|-------|---------|------|
|           |       |         |      |

8. Si está interesado en tomar algún curso intensivo ¿Cuál es el horario más conveniente para usted?

| LUNES A VIERNES<br>DE 9 A 13 H. Y<br>DE 14 A 18 H.<br>(CON COMIDAS) | LUNES A<br>VIERNES DE<br>17 A 21 H. | LUNES, MIERCOLES<br>Y VIERNES DE<br>18 A 21 H. | MARTES Y JUEVES<br>DE 18 A 21 H. |
|---|-------------------------------------|--|----------------------------------|
|   |                                     |  |                                  |

| VIERNES DE 17 A 21 H.<br>SABADOS DE 9 A 14 H. | VIERNES DE 17 A 21 H.<br>SABADOS DE 9 A 13 Y<br>DE 14 a 18 H. | O T R O |
|---|---|---------|
|   |   |         |

9. ¿Qué servicios adicionales desearía que tuviese la División de Educación Continua, para los asistentes?

---



---

10. Otras sugerencias:

---



---



---



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

CURSO: OBRAS MARITIMAS  
DEL 11 DE MARZO AL 3 DE JUNIO 1985  
MEXICO, D.F.

GENERALIDADES ING. MARITIMA Y  
OCIANOGRAFICA

M. EN C. ALVARO MUÑOS M.  
JUNIO 1985

## TEMA 1.- Generalidades Ingeniería Marítima y Oceanografía.

### 1.1.- Introducción.

El estudio de cualquier tema lleva involucrada una base científica (aspectos de "por qué" y "dónde"), así como una componente de ingeniería o aplicación práctica de la ciencia (el aspecto de "cómo"). El aspecto científico del estudio de los océanos se llama Oceanografía (raíces: graphos: descripción; Descripción de los océanos), mientras que el aspecto hermano de aplicación, se llama Ingeniería Oceanográfica. "Ingeniería de costas", se utiliza más bien para referirse a problemas de naturaleza estructural concerniente al mar, mientras que Ingeniería Marítima se refiere a los conocimientos de la Ingeniería Civil aplicados a las zonas costeras de interés social, dejando el término "Ingeniería Naval" al aspecto de diseño, operación, reparación, etc., del transporte marítimo en sí. (Ref. Silvester).

### 1.2.- Meteorología.

(Raíces: logos= tratado; tratado de los meteoros o fenómenos atmosféricos) y comprende estudios de viento, precipitación, temperatura, presión y humedad. Para esto, se utilizan las estaciones climatológicas cuya operación y ubicación se describen con detalle en la Ref. S.R.H. (1952).

### 1.3.- Terminología Marítima:

En las siguientes páginas, aparece la terminología marítima, en Español e Inglés más utilizada en el estudio del mar y los fenómenos que en él se producen.

duce en las estructuras y cómo pueden resistirlos estas?, ¿cómo se comporta el oleaje anual frente a las obras y qué corrientes produce?, ¿cuánto material transporta el oleaje a lo largo del año y en qué direcciones?, ¿cómo se puede evitar que entre sedimento al sistema de recirculación?, ¿qué alteraciones son factibles que se presenten en las playas vecinas al modificarse el equilibrio playero? y ¿cómo obtener los datos necesarios? A todas estas preguntas se pretende dar respuesta en este capítulo.

### 13.1.1 DEFINICIONES

A continuación se definen algunos términos que comúnmente se emplean en Hidráulica Marítima (ver fig I.1).

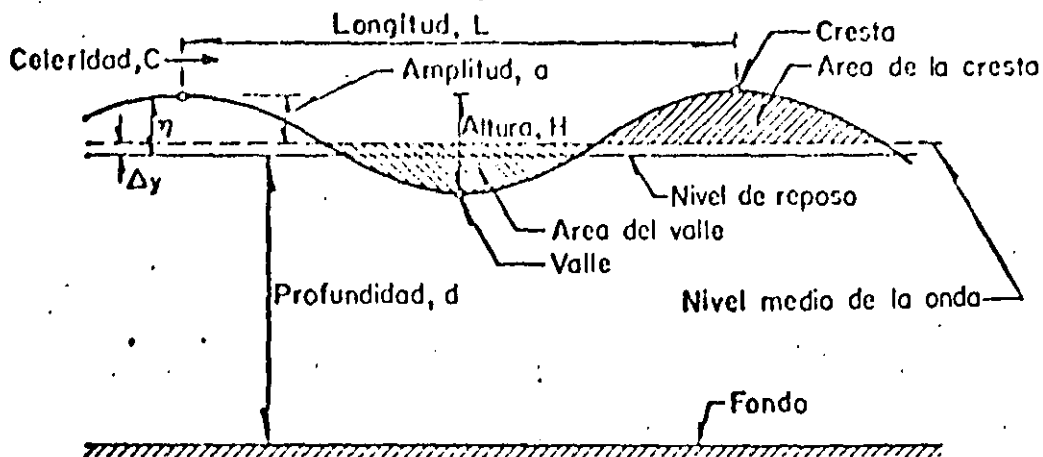


FIG. I.1 Ilustración de los términos que intervienen en una onda

**Onda (ola).** Ondulación en la superficie de un líquido.

**Cresta de la onda.** Punto donde el perfil de la onda tiene la mayor altura. También se entiende como la zona del perfil arriba del nivel medio de la onda.

*Valle de la onda.* Punto donde el perfil de la onda tiene el nivel más bajo. También se entiende como la zona del perfil bajo el nivel medio de la onda.

*Altura de la onda (H).* Distancia vertical medida entre la cresta y valle de la onda.

*Amplitud de la onda (a).* Se forma como la distancia entre la cresta y el nivel medio de la onda.

*Longitud de la onda (L).* Distancia horizontal entre dos crestas y valles consecutivos.

*Periodo de la onda (T).* Tiempo que transcurre para que pasen dos crestas o valles consecutivos por la misma sección.

*Frecuencia de la onda (f).* Es el recíproco de su periodo.

*Celeridad o velocidad de la onda (C).* Velocidad con que se traslada la onda a través de la superficie del líquido ( $C = L/T$ ).

*Tren de ondas.* Es un conjunto de ondas cuyo periodo es constante.

*Aguas profundas.* Se presenta esta condición cuando la celeridad de la onda no es afectada por la profundidad y solo depende de su periodo, a las variables relacionadas con esta condición se les agrega el subíndice 0.

*Aguas intermedias o de transición.* Es la condición que se presenta entre aguas profundas y someras, en este caso la celeridad depende del periodo de la onda y de la profundidad del agua.

*Aguas someras o poco profundas.* En este caso la celeridad depende únicamente de la profundidad y por tanto es independiente del periodo de la onda. A las variables relacionadas con esta condición se les agrega el subíndice b.



*Esbeltz de la onda.* Se define como la relación entre la altura y longitud de la onda. Esta relación tiene un valor de  $1/7$  para aguas profundas y de  $1/10$  para las someras.

*Propagación.* Es el término utilizado para describir el paso de una onda a través de la superficie del líquido.

*Milla náutica.* Es la unidad de longitud que se utiliza frecuentemente para expresar distancias; es igual a 1.85 km.

*Nudo (knot).* Es la unidad de velocidad e igual a una milla náutica por hora; la velocidad del viento o la celeridad de la onda, generalmente se expresan con esta unidad.

*Braza (fathom).* Es la unidad de longitud que generalmente se utiliza para expresar la profundidad del terreno en las cartas marinas; es igual a 1.78 m.

*Nivel medio de la onda.* Es el nivel que establece que el área de la cresta arriba de él es igual al área de la cresta bajo ese mismo nivel (fig I.1). En la teoría de Airy (onda senoidal, amplitud pequeña) coincide con el nivel de reposo.

*Nivel estático o de reposo.* Nivel de la superficie del agua antes de que pase la onda, es decir es el nivel de la superficie sin ondas (fig I.1).

## 13.2 ONDAS SUPERFICIALES

Las ondas se producen en la interfase entre dos fluidos, debido al movimiento de uno de ellos, por eso en la superficie del mar la acción del viento produce el oleaje, que es el tipo de ondas que se tratará principalmente en este capítulo.

La construcción de una estructura requiere definir algún plano vertical de referencia y la variación de los niveles del agua provocados por las mareas ha dado lugar al establecimiento de diferentes planos que a continuación se definen.

*Altura máxima registrada.* Es el nivel más alto registrado en una estación por efectos de algún tsunami o de una marea de viento superpuesto a la marea astronómica.

*Pleamar máxima registrada.* Consiste en el nivel más alto registrado debido a la marea astronómica bajo condiciones meteorológicas normales.

*Nivel de pleamar media superior (NPMS).* Es el promedio de las más altas de las dos pleamares diarias durante el periodo considerado en cada estación.

*Nivel de pleamar media (NPM).* Se trata del promedio de todas las pleamares durante el periodo considerado en cada estación. Cuando la marea es diurna, este plano se calcula tomando el promedio de las pleamares diarias, lo que equivale a que la pleamar media coincida en este caso con la pleamar media superior.

*Nivel medio del mar (NMM).* Es el promedio de las alturas horarias durante el periodo considerado en cada estación.

*Altura mínima registrada.* Se llama así el nivel más bajo registrado en la estación debido a efectos ajenos a la marea astronómica y sobrepuestos a ella.

*Bajamar mínima registrada.* Es el nivel más bajo registrado debido a la marea astronómica, bajo condiciones meteorológicas normales.

*Nivel de bajamar media inferior (NSMI).* Es el promedio de las más bajas de las dos bajamares diarias, durante el periodo considerado en cada esta

ción. Este nivel se utiliza como plano de referencia en la costa del Pacífico y golfo de California.

*Nivel de bajamar media (NBM).* Es el promedio de todas las bajamares durante el periodo considerado en cada estación. Cuando la marea es diurna este plano se calcula tomando el promedio de las bajamares diarias, lo que equivale a que la bajamar media coincida con la bajamar media inferior.

*Nivel de media marea (Nmm).* Es el plano equidistante entre la pleamar media a la bajamar media y se obtiene promediando estos dos valores.

#### 13.7.1.2 Equipo de medición

La medición de las mareas, al igual que el oleaje, representa uno de los grandes problemas de la instrumentación oceanográfica no por las técnicas de diseño de los instrumentos, sino por su instalación, pues se requiere fijarlos firmemente y referirlos algún punto, cuya elevación sea conocida.

El instrumento para medir las mareas se puede simplificar tanto, que puede solo consistir de una escala graduada o regla, sobre la que visualmente se leen los desplazamientos del nivel del agua. Esto se utiliza cuando se efectúan mediciones durante un corto periodo de tiempo, menor de unos tres meses. En estaciones definitivas o para la adquisición de datos durante periodos mayores se utilizan limnógrafos o mareógrafos.

#### 13.7.1.3 Análisis de mareas

La observación continua de las mareas durante un periodo largo de tiempo, permite su análisis adecuado; la mínima información que se necesita se tiene en un registro continuo durante un mes. Para obtener el nivel medio del mar se obtiene el promedio geométrico de todas las lecturas obtenidas. Este dato es muy importante para referir, por ejemplo, todas las elevaciones del proyecto de una central térmica. El nivel medio del mar o nivel

## DEFINITIONS

A comprehensive glossary of terms related to coastal engineering is available [25] and another covering oceanography and oceanology [26]. The following brief outline of topics is meant to serve only as a basis for the text to follow, which will contain more definitive explanations.

*Wave* is a surface undulation of a liquid surface, generally at the interface with a gas. Unless otherwise specified, waves will be considered only at the interface of fresh or salt water and the atmosphere. Where layers of water with different densities are in contact waves can occur which undulate this interface and are known as *internal waves*. This latter phenomenon may, in the future, be found to be of some engineering significance.

*Wave crest* is the section of a wave profile where the water reaches its greatest height. It is a convex upward shape, the curvature of which is determined by many factors (see Fig. 1-2).

*Wave trough* is the section of a wave profile where the water is at its lowest level. It is concave upwards or may even appear horizontal over a reasonable length of the wave.

*Wave height* is the vertical distance from the crest level to the trough level. In a simple series of waves the height of each wave remains the same, but in a more complicated undulation the height will vary for successive waves, so that height must be consistently measured from a crest to a preceding or following trough (see Fig. 1-2).

*Wave amplitude* is always taken as half the wave height. For waves with small height in very deep water this amplitude is the distance vertically from the still-water level (SWL) to either the crest or the trough. For a simple series of waves of greater height, or shallower water, the half-way mark between crest and trough is termed the *mean water level* (MWL), which is not necessarily coincident with the SWL (see Fig. 1-2).

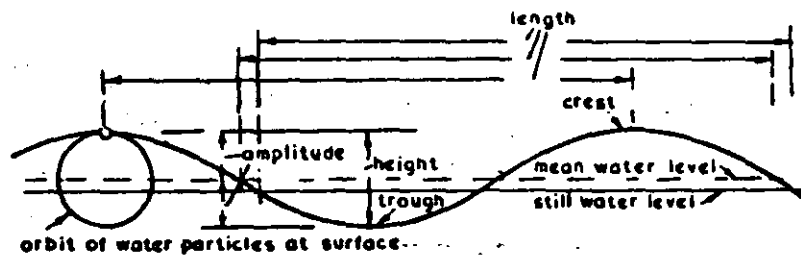


Fig. 1-2. Definition sketch of a wave.

## DEFINITIONS

*Wave length* is the horizontal distance between successive crests or troughs. For a simple series of waves the wave length is also given by the distance to points where the water level is at a given datum (for example, MWL) and the surface is either rising or falling (see Fig. 1-2).

*Wave period* is the time for two successive crests (or troughs) to pass one point on the water surface. It is the one characteristic of a wave that remains constant at all times, no matter what changes occur in height or length. The period is normally expressed in seconds.

*Wave frequency* is the reciprocal of the wave period and represents the number of waves passing a location in some unit of time (generally seconds).

*Wave train* is a series of waves whose period is constant. When in water of constant depth, the height and length of successive waves in a train is the same. A train may be considered to contain an infinite number of waves or a finite number, in which case the total may be termed a *wave group*. This simple model for waves in a prototype situation is used extensively in engineering for computation of wave forces and other influences on fixed boundaries.

*Wave celerity or wave speed* is the velocity at which a wave travels across a liquid surface, so that by definition:

celerity  $\equiv$  length/period

or length  $\equiv$  celerity  $\times$  period

or period  $\equiv$  length/celerity

As already noted, the period remains constant, thus making celerity and length directly proportional. These two characteristics depend upon the ratio of (water-depth/wave-length) for many engineering problems.

*Deep water* is the depth beyond which the wave celerity is not affected by depth and is therefore dependent only upon length or wave period. This limit is given by a specific ratio of (water-depth/wave-length) = 0.84 but between this value and 0.5 the changes are so slight that engineers accept the latter proportion for many computational purposes.

*Shallow water* is the depth within which the wave celerity depends solely upon depth and is therefore independent of wave period. This limit also is given by a specific ratio of (water-depth/wave-length) which is chosen by engineers to simplify situations.

*Transitional depths* are those between deep water and shallow water, in which the wave celerity depends upon wave period and water depth. In most engineering problems the changes occurring in a wave train over the transitional zone are of extreme importance.

*Wave steepness* is the ratio (wave-height/wave-length) which for any wave train increases as it travels from deep water to transitional depths and then shallow water. There is a limiting value as the wave increases in height or decreases in length, either due to addition of energy in the generating process or decreasing speed in the shoaling process, when the wave becomes unstable and breaks. This limiting steepness varies from about 1/7 in deep water to about 1/10 in shallow water.

*Sinusoidal wave* is that wave in which the profile is assumed to be the shape of a sine or cosine function. This condition exists for waves in deep water when the wave height is very small, infinitesimal in mathematical language. Many computations are carried out for wave phenomena based on this assumption which provide relationships that are applicable to prototype situations where such restrictions do not apply. The sinusoidal wave form lends itself to a powerful mathematical tool known as the Fourier analysis.

*Finite height* refers to waves whose steepness is such as to disallow the sinusoidal assumption. However, by considering a wave to consist of an accumulation of sinusoidal components of equal period, it is possible to simulate finite height waves.

*Trochoidal wave* is one whose profile is that of a trochoid, which is a curve traced by a point within a circle which rolls along a horizontal datum (see Fig. 1-3). Because of the steepness limitation of  $1/7 = 2r/2\pi R$ , the maximum practical ratio of  $r/R$  is around 0.5, when the angle contained in the apex of the wave crest is around  $120^\circ$ , a criterion for breaking found from other mathematical procedures. If the point traced out were on the circumference of the circle, the curve is called a *cycloid*, but cycloidal profiles are impossible for water waves due to their instability. Trochoidal wave profiles occur only in deep water and when their steepness is small they tend to be sinusoidal. A number of workers [27] have derived wave relationships on the basis of the trochoidal shape, which are available through more realistic mathematical approaches.

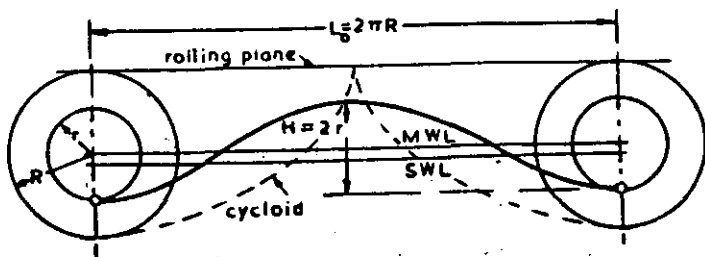


Fig. 1-3. Definition sketch of a trochoidal wave.

*Cnoidal wave* is the profile assumed by waves in shallow water and is given by a mathematical series containing the Jacobian elliptic cosine designated "cnu". Besides the profile other characteristics are derivable, but the relationships are not readily presentable for design purposes.

*Hyperbolic wave* is the name given to cnoidal wave relationships in which certain functions are assumed constant. By this means [28] the various relationships can be graphed or tabulated. They apply only to waves in shallow water.

*Solitary wave* is a hypothetical shape of wave just prior to its breaking. It purports to rise directly from SWL so that MWL is (wave height/2) above SWL. Although unrealistic in this sense, the various relationships can indicate limits of action in controlled experiments.

*Wind velocity* refers to some mean wind speed occurring at some specified height above the sea surface (10 m, for example). Relationships between wave characteristics and wind velocity ignored the height factor for many years, but those presented later incorporate it. Conversion of velocities from one level to another is based upon a logarithmic distribution near the surface, which is yet to be proven conclusively.

*Fetch* is the area of ocean over which a wind has blown and generated waves. More specifically the term refers to the length of this zone as measured along the mean direction of wind near the sea surface. The upwind and downwind boundaries may be land masses or zones where sharp changes in wind direction are known to exist, or the wind reduces speed significantly. Besides a length, a fetch has a width, which can influence the growth of waves, but is not normally incorporated into forecasting formulae. As long as the fetch width is at least a quarter of the length the usual relationships should hold. In the ocean these dimensions are in the order of 100 – 1000 miles.

*Duration* is the time (generally in hours) for which the wind of constant velocity has been blowing across the specified fetch. Waves will continue to grow from the commencement of the wind up to a specific duration, after which no further growth at the given location is possible.

*Fully arisen sea (FAS)* is the condition when the fetch length and duration are long enough for a given wind velocity to produce the highest waves possible. This steady wave state requires a minimum fetch and duration which can be related to the wind velocity at a specific height above the sea surface.

*Decay area* is the term normally used for the zone downwind of a fetch into which the bulk of the waves propagate after leaving the fetch. A more appropriate term might be *dispersal area*, as it is here that the waves disperse longitudinally and

transversally. Since their reduction in height is due to spreading of energy over an increasing area of ocean and not due to viscous or turbulent effects, the adjective decay appears misplaced.

*Nautical mile (N.M.)* is the circumferential distance along the equator subtended by 1 min of longitude. It equals 6080 ft., 1.85 km or 1.15 statute miles. The same angle will subtend a smaller distance at higher latitudes, but the above values should serve up to 50°N or S. This term introduces the term *knot* which is a speed of 1 N.M. per hour, and may be used for wind velocities or wave celerities.

*Fathom* is a depth measurement used in hydrographic surveys equal to 6 ft. or 1.78 m. Where fathoms are used on marine charts intermediate depths may be expressed in ft., such as 0<sup>5</sup>, 2<sup>4</sup> etc.

*Propagate* is the term used to describe the passage of a wave across a liquid surface. It is only the wave form that moves since the water-particle motions creating it take place ostensibly in the same location (see Fig. 1-2). It is because of this modest motion transmitting the wave form that little or no energy is lost when one wave train passes through another, either in alignment or angled to it.

*Dissipate* refers to the loss of energy in any kinematic process, in this case the loss of height in a wave train. Energy can be computed per unit area of ocean, or per wave length for a unit length of crest. If energy is not lost or spread, as a wave travels towards shore, the reduction of length is balanced by an increase in wave height. This increases the steepness, as previously mentioned, until breaking occurs.

*Attenuate* refers to a reduction in some specific factor such as wave height, water-particle orbit, pressure fluctuation, etc. Attenuation can be effected without dissipation or loss of energy, as it can result from the physical nature of the phenomenon, for example, attenuation of orbital motion with depth.

*Progressive wave* is one in a train of waves which is propagating into areas of calm, or areas where other trains exist. It is the type of wave in which the coastal engineer is normally interested. The French term for it is "la houle".

*Standing wave* is produced when two progressive waves of equal period and height are propagating in exactly opposite directions. The resulting surface oscillation contains crests which form alternately at points called *antinodes*, which are one half the progressive wave length apart (see Fig. 1-4). At points mid-way between the antinodes the water level remains constant, forming nodal points. Such complete standing waves are termed "le clapotis". These are difficult to observe in nature or in the laboratory since opposing waves are likely to differ slightly in height or period, in which case particles at the nodes have some vertical motion. These waves are called "partial clapotis" and are also illustrated in Fig. 1-4, where envelopes of the maxima and minima are drawn.

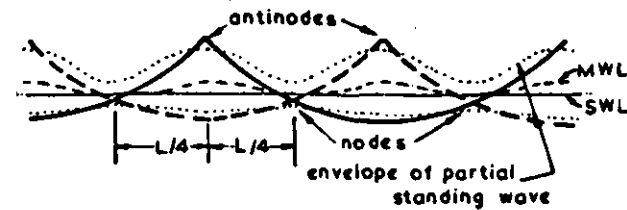


Fig. 1-4. Definition sketch of a standing wave and a partial standing wave.

*Short-crested waves* are formed when two progressive waves are angled to each other. At the intersection of the crests a hump is created and at the intersection of the troughs a cumulative depression occurs (see Fig. 1-5). The combined crests will pass along the diagonal formed by the successive crests of the longer wave and the crest alignments of the shorter waves, the interval between which is the same as the

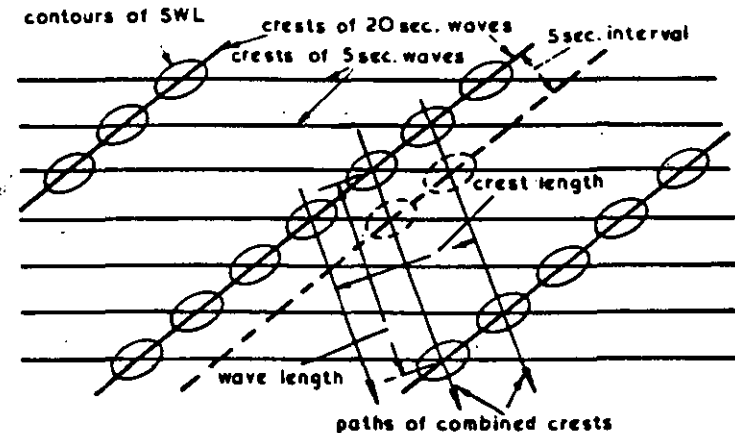


Fig. 1-5. Definition sketch of short-crested waves.

period of the longer wave. (For example, in Fig. 1-5 the successive 5-sec locations of the 20-sec wave will create combined crests as illustrated, which travel along the paths shown. The wave length is the distance between successive combined crests, whilst the crest length is the transverse distance between adjacent crests. Such short-crested patterns, on a much more complicated basis than depicted in Fig. 1-5, occur within fetches, where wave trains of similar and different periods are propagating over a variety of directions around the mean wind vector. Many other cases arise in which angled wave trains play a predominant role in coastal processes. The French term for this wave system is "clapotis gaufre".

## SOURCES OF INFORMATION

Besides the texts already mentioned [25, 27] there are books on oceanographical topics [29–36], wave generation [37, 38], coastal processes [39–44], coastal structures [45–49], reclamation and dredging [50–52] and sources of general information pertaining to the sea and its margins [53–62].

Most of the above publications are based upon information originating in the technical literature. In the field of coastal engineering this has been spread over many journals, because of its variety of basic science, mathematics and applications. The reader would do well to peruse periodically the journals listed in Table I-V.

TABLE I-V

Journals containing information pertaining to ocean engineering

| Journal   | Frequency | Coverage        |
|---|-----------|-----------------|
| <i>Proc. Am. Soc. Civil Engrs. (Waterways) (Hydraulics)</i> | quarterly | all eng. topics |
| <i>Proc. Inst. Civil Engrs. (London)</i>                    | monthly   | all eng. topics |
| <i>J. Natl. Eng. Institutions (of various countries)</i>    | monthly   | all eng. topics |
| <i>Coastal Eng. Japan</i>                                   | annually  | all eng. topics |
| <i>Proc. Coastal Eng. Confernces</i>                        | biennial  | all eng. topics |
| <i>Proc. Int. Assoc. Hydraul. Res.</i>                      | biennial  | all eng. topics |
| <i>Coastal Eng. Res. Centre (U.S. Army)</i>                 | sporadic  | all eng. topics |
| <i>La Houille Blanche</i>                                   | monthly   | all eng. topics |
| <i>Dock Harbour Auth.</i>                                   | monthly   | all eng. topics |
| <i>Shore and Beach</i>                                      | monthly   | sediments       |
| <i>J. Geophys. Res.</i>                                     | monthly   | scientific      |
| <i>J. Fluid Mech.</i>                                       | monthly   | mathematical    |
| <i>Ocean Eng.</i>   | monthly   | scientific      |
| <i>Ocean Industry</i>                                       | monthly   | application     |
| <i>Oceanology</i>   | monthly   | application     |
| <i>Deutsche Hydrogr. Z.</i>                                 | monthly   | scientific      |
| <i>Cahiers Océanogr.</i>                                    | monthly   | scientific      |
| <i>Oceanic Citation J.</i>                                  | monthly   | abstracts       |
| <i>J. Geol.</i>   | monthly   | sediments       |
| <i>Marine Geol.</i>   | monthly   | sediments       |
| <i>Sedimentology</i>  | quarterly | sediments       |

Other useful sources of information will be gleaned from the list of references at the end of each chapter. Although these are not claimed to be comprehensive, they should aid as an introduction to the literature for the particular topics. Because of the great advances being made in the science and application of knowledge in ocean engineering, it behoves the coastal engineer to keep abreast of the literature.

## REFERENCES

- [1] T.C. Kavanagh, 1968. Ocean engineering and the American Society of Civil Engineers. *Civil Eng.* 38(2): 55–56.
- [2] R. Silvester, 1971. Australia's interest in ocean engineering. *Trans. Inst. Engrs. Aust., Civil Eng.*, CE 13: 71–75.
- [3] J.C. Calhoun, C.H. Samson and J.B. Herbich, 1968. What is the core in ocean engineering? (Paper presented to Annual Meeting Am. Soc. Eng. Educ., June 1968; available from Texas A and M Univ.).
- [4] *Proceedings Santa Barbara Specialty Conference on Coastal Engineering, 1965*. Am. Soc. Civil Engrs., New-York, N.Y., 1966.
- [5] *Proceedings 1st Conference on Ships and Waves, 1954*. Am. Soc. Civil Engrs., New York, N.Y., 1955, 509 pp.
- [6] *Proceedings on Ocean Wave Spectra*. Prentice Hall, Englewood Cliffs, N.J., 1963.
- [7] *Preprints of Offshore Technology Conferences*. (Sponsored annually by many U.S. Engineering Societies since 1969.)
- [8] *Proceedings World Dredging Conferences* (Sponsored annually by World Dredging Association since 1968.)
- [9] *Ocean Citation Journal with Abstracts*. (Journal commenced in 1964.)
- [10] *World Dredging and Marine Construction*. (Journal commenced in 1965.)
- [11] *Oceanology*. (Journal commenced in 1965.)
- [12] *Ocean Industry*. (Journal commenced 1966.)
- [13] *Ocean Engineering*. (Journal commenced 1968.)
- [14] Panel on Oceanography of the Presidents Science Advisory Committee, 1966. *Effective Use of the Sea*. U.S.G.P.O., Washington D.C., 144 pp.
- [15] Commission on Marine Science, Engineering and Resources, 1969. *Our Nation and the Sea* (plus 3 volumes of Panel Reports). U.S.G.P.O. Washington, D.C., 305 pp.
- [16] H.L. Goodwin, 1968. The role of technology in ocean development – the sea grant perspective. *Proc. Workshop Ocean Eng. Educ., Univ. Delaware*, 1968: 8–16.
- [17] Anonymous, 1968. Future research: research and development report. *Proc. Inst. Civil Engrs.*, 39: 477–482.
- [18] Anonymous, 1968. Undersea engineering: research and development report. *Proc. Inst. Civil Engrs.*, 39: 483–487.
- [19] M.A. Mason, 1950. Geology in shore controls problems. In: P.D. Trask (Editor), *Applied Sedimentation*. Wiley, New York, N.Y., ch. 15.
- [20] H.A. Schwartz, 1968. Ocean and marine related activities of the U.S. Army Corps of Engineers. *Proc. Workshop Ocean Eng. Educ., Univ. Delaware*, 1968: 116–122.
- [21] G.W. Dean, 1969. A pragmatic look at the oceans' mineral resources. *Trans. New York Acad. Sci.* 31: 731–736.
- [22] Anonymous, 1969. The advancement of undersea engineering; research and development committee – informal discussion. *Proc. Inst. Civil Engrs.*, 42: 601–602.
- [23] Sir Frederick Brundrett, 1970. The sea of opportunity: what the oceans have to offer the engineer. *Brit. Eng.*, 1970: 2–4.
- [24] W.H. Munk, 1963. Discussion. *Ocean Wave Spectra*, 1963: 345.
- [25] Anonymous, 1966. *Shore Protection Planning and Design* (3rd ed.) – U.S. Army, Coastal Eng. Res. Centre, Tech. Rep., 4.
- [26] M.L. Hunt and D.G. Groves (Editors), 1965. *A Glossary of Ocean Science and Undersea Technology Terms*. Natl. Acad. Sci. – Compass Publ., New York, N.Y.
- [27] R.L. Wiegell, 1964. *Oceanographical Engineering*. Prentice Hall, Englewood Cliffs, N.J., 532 pp.
- [28] Y. Iwagaki, 1968. Hyperbolic waves and their shoaling. *Proc. 11th Conf. Coastal Eng.*, 1: 124–144.

#### 1.4.- Oceanografía.

La morfología costera es resultado de las acciones de los diferentes fenómenos que ocurren en el mar. Estos fenómenos son los que se ennumeran a continuación:

Oleaje: Las olas son el resultado de la acción del viento sobre el mar, generalmente, sin embargo, pueden ser producidas también por terremotos generándose lo que se conoce como Tsunamis.

La Explicación general del oleaje, y sus efectos sobre las zonas costeras, aparece en las siguientes páginas, (Ref. Wregel, 1963).

Corrientes: Asimismo, las corrientes son otro fenómeno que ocurre en los mares, y sus causas y efectos, a grandes rasgos, aparecen en las siguientes páginas. (Ref. Del Moral Caro y Berenguer Pérez, 1980).

Mareas: Siendo este otro fenómeno marino, su estudio, causas y efectos aparecen más que en la zona del Mar de Cortés, en las siguientes páginas. (Ref. Wilgel, 1963, Muñoz, 1984).

Cabe aclarar que en México el estudio de las mareas no es significativo.

Arrastre Litoral: Al tener el oleaje un ángulo de incidencia con la línea de costa, la fuerza de incidencia del mismo tiene 2 componentes: Uno perpendicular a la costa y otro paralelo a la misma. Esta fuerza componente paralela produce un arrastre de partículas a lo largo de la costa. Este arrastre se denomina: "Arrastre litoral", "Transporte litoral" o simplemente "Transporte de sólidos marinos", cuyas características, evaluación de la cantidad de sólidos arrastrados, etc., se presenta en detalle en la Ref. (CFE, 1979).



veloped pile driving for foundations and cofferdams (Savile, 1940). Using a combination of these, they constructed seawalls of concrete. They had considerable trouble with sanding up of harbors in some locations, such as in the vicinity of the mouth of the Tiber. For example, at Ostia the shoreline advanced about 3300 ft between 634 B.C. and 82 B.C., and about 27,500 ft since 634 B.C. The port of Ostia was built about 43 A.D., and it apparently became inoperable within 75 years because of its sanding up.

## 2. WAVES AND THEIR EFFECTS

A large portion of this book is devoted to waves, the theory of waves, their generation, propagation, and effects upon sediments and structures. This is due to three reasons: To begin with, waves are important in almost every phase of oceanographical engineering; secondly, the author's main field of research has been on waves and their effects; finally, not as much is known of most of the remaining fields.

There are many examples in the literature on the combined effects of waves, storm tides, and astronomical tides. The great winter coastal storm of 5-9 March, 1962, off the east coast of the United States was responsible for 34 dead and more than 300 injured, together with damage in excess of \$200 million (U.S. Congress, 1962). About 1800 houses were destroyed and another 2200 were severely damaged. The storm surge in the North Sea of January 31-February 1, 1953, drowned more than 300 people in England and 1800 people in the Netherlands; 1800 houses were destroyed in the Netherlands along with a total damage to dikes, buildings, agriculture, and livestock of the order of \$250 million (Wemelsfelder, 1954). Tsunamis have also caused tremendous damage. The June 15, 1896, tsunami killed more than 27,000 people and destroyed over 10,000 houses in Japan (Leet, 1948); the April 1, 1946, tsunami was responsible for the deaths of 163 people and \$25 million damage in the Hawaiian Islands (Shepard, MacDonald, and Cox, 1950).

Waves are also of interest from the standpoint of understanding the physics of fluids. It is well established that, for one fluid motion to be similar to another, the two situations must not only be geometrically and kinematically similar, but also dynamically similar. Dynamical similarity can exist only if the ratio of one prototype force to model force, say, has the same numerical value as the ratio of each other pair of forces; i.e., the ratio of the prototype to model inertia force must have the same numerical value as the ratio of the prototype to model gravitation force, the ratio of the prototype to model viscous force, etc. These can also be transposed so that the ratio of the inertia force to gravity force of the prototype must be equal to the ratio of the inertia to gravity force of the model, etc. These

ratios form the well-known dimensionless numbers of fluid mechanics: Froude number (ratio of inertia to gravity forces), Mach number (ratio of inertia to elastic forces), Weber number (ratio of inertia to surface tension forces), and Reynolds number (ratio of inertia to viscous forces). These ratios can be expressed in a different form. Froude number becomes the ratio of the speed of a disturbance to the speed of a surface gravity wave; Mach number becomes the ratio of the speed of a disturbance to the speed of an acoustic wave; Weber's number becomes the ratio of the speed of a disturbance to the speed of a surface tension wave; Reynolds number ( $VD/\nu = VD/c\lambda$ , where  $\nu$  is the kinematic viscosity) becomes the product of the ratio of the speed of the disturbances ( $V$ ) to the mean molecular speed ( $c$ ) and the ratio of representative dimension of the disturbance ( $D$ ) to the mean free path of the molecules ( $\lambda$ ). This last relationship was pointed out by Von Karmán in 1923 (see Von Karman, 1956, p. 164) for compressible flow.

The theory of periodic waves is covered rather thoroughly, beginning with the linear theory of irrotational waves, both standing and progressive. It is surprising how well linear theory predicts many of the characteristics of uniform periodic waves. Where experimental data were available, they are given, as it is mandatory for an engineer to know the range of validity of the linear theory. Curves and tables are also presented to facilitate the use of theory by practicing engineers. Linear theory can be used, by the principle of linear superposition, to develop equations that express irregular waves which, in some ways, are a better approximation of the sea surface than is a set of regular waves. One example in which linear superposition is used to a considerable extent is the treatment of the two-dimensional power spectra of wind waves and swell. It is the author's opinion that this method must be used with considerable caution. The waves in the generating area are highly nonlinear, and the techniques used for calculating power spectra assume that they are a linear phenomenon. This results in ascribing energy to high frequencies as linear component waves, whereas these frequencies are higher harmonics of the lower-frequency nonlinear waves. Because of simplifications of this sort, wrong impressions are created, and the essential nonlinear processes which govern many aspects of wave generation are neglected.

A considerable literature has been developed in which linear superposition has been used to describe ocean waves. This approach appears to be useful in some engineering problems in deep water, such as the response of ships to waves. Most of the work along these lines has been done by statistical means, relating the power spectrum of the waves to the "power spectrum" of heave, pitch, or roll of the ship. Some work has been done on the co- and quadrature spectra, but the physical significance of the results is not always clear. In deep water, the results are probably more likely to be valid for swell than for

seas. In shallow water, some of the nonlinear characteristics of waves start to predominate even for swell. The second, third, and higher harmonics become important in calculating water particle velocities and accelerations which are necessary to calculate wave-induced forces on structures. Under these conditions, use of linear superposition is probably a poorer representation of the waves than is the approximation of replacing a single wave of a group by a nonlinear theoretical wave train of the height and period of the single wave. This is especially true, considering the characteristic of ocean waves for the largest waves to be in groups of three, four five, etc., waves which are nearly periodic, as will be shown in Chapter 9.

Because of the importance of the nonlinear waves to engineering problems, the section on linear theory is followed by the theory for Stokes' waves of finite amplitude, including a section on the highest possible waves of this type. The theory of Stokes' waves for a ratio of wave length to water depth of greater than about 10 is not satisfactory in many respects. In the more shallow water region, the theory of *cnoidal* waves should be more useful, and a section on this type of wave is presented.

In nature, wave trains are not of infinite extent, rather they consist of groups of waves. There are many facets of wave group theory that are still not clear; but the theory as it exists, making use of the principle of linear superposition, is a useful tool in predicting, for example, the time it will take waves to travel from the storm area to the section of coast, or other ocean areas, in question. The phenomenon of wave groups is connected with the dispersive characteristic of waves.

"Water seeks its own level" is a well-known saying. How it does so is a gravity water wave phenomenon. If by some means water is heaped up over an area of the water surface and then released, the disturbance disperses, the water seeks its own level. The heaped-up water may be expressed in Fourier integral form consisting of a combination of all possible wave lengths. If each wave component traveled out at the same velocity, the disturbance wouldn't disperse, it would travel as a concentrated disturbance. If each wave length travels at a different velocity, say, a function of the wave length, then the disturbance will disperse. The longer the wave, the faster it will travel, for a given depth of water. A group of irregular waves will sort itself as it travels, with the longer components gradually moving ahead, and the shorter waves dropping behind.

This is the case, theoretically, except for the peculiar nonlinear phenomenon known as a *solitary wave*. The solitary wave may be considered as a limiting case of wave motion. It is a purely positive wave, i.e., there is no trough. The theory, and observations of this wave are treated in a separate chapter.

Waves are generated impulsively, whether by a gust of wind blowing over the water surface, a ship moving

through the water, a ground effect machine moving over the water surface, the low-pressure area of a hurricane moving over the continental shelf, or by a submarine seismic disturbance. The theory of impulsively generated waves is developed and compared with observations. At one limit are waves which behave as predicted by linear theory. As will be shown in a section describing experiments of waves generated impulsively by suddenly adding a volume of water at one end of a wave tank, the other limit is not simply the solitary wave of theory. A series of crests and troughs, all above the initial water level, has been observed, with the group being amplitude-dispersive. Under extreme conditions, bores have been generated.

As has been pointed out, the effects of tsunamis and storm surges on man are great, even devastating at times. Many of the things that are known of these catastrophic phenomena are described, together with some information on predicting possible maximum conditions in certain areas. Because of the close relationship between the storm surges and tsunamis as forcing functions and the response characteristics of shelves, bays, and harbors, the problem of this type of oscillation is covered in the same chapter.

Beaches, currents, breakwaters, drilling platforms—how do they affect waves? How high do waves run up on a beach or breakwater? How much energy is dissipated, and how much is reflected? Here we must leave theory, except for the simplest of cases, because we can tell the mathematician so little on how wave energy is dissipated at a structure. Results of much laboratory work must be used to answer problems of the type just posed.

Waves moving in shoaling water transform. The speed of a wave depends upon the water depth as well as upon the wave length, with the more shallow the water, the slower the wave speed. Waves moving in shoaling water at an angle to the bottom contours must bend because of this dependence of speed upon water depth. This process is known as *wave refraction*. Graphical methods are presented for the determination of the pattern, and the resulting spatial distribution of wave energy, in complicated coastal regions. Finally, these waves either break along shores, or transform into multiple crests. Methods of predicting wave heights on beaches and in harbors are given. In calculating breaker heights, it is necessary to leave theory and make use of empirical results.

Waves reach areas in the geometric shadow of a breakwater. This phenomenon is known as *wave diffraction*. The theory of this phenomenon and the comparison of model studies with theory are given. Graphical means of predicting diffracted wave heights in the lee of breakwaters, and similar structures or natural obstructions, are given. Connected with diffraction is the Mach-stem type of reflection (or nonreflection). Because of this, wave

energy is concentrated in some circumstances, and waves can even be swung around by a curving breakwater. This can lead to conditions that could not be predicted by linear theory. The theory that is available is for blast waves for the simplest of conditions. It is in areas of this sort that the engineer must resort to model studies. Laboratory studies are presented for several problems of this sort in order to develop in the engineer a feeling for some of the more complex phenomena that he may encounter.

Great detail is given on the initial generation of waves by winds and their growth under the action of continuing winds. Statistical representations are presented on the characteristics of wind waves and their relationship to the characteristics of the winds creating them. These are forced waves. When they leave the storm area, they become free gravity waves. They disperse. They transform into what is known as *swell*. The changes in the wave characteristics are given in quantitative terms. Much is known about wave characteristics and the relationships of these characteristics to the winds that cause them. Much is not known. Even in the laboratory using controlled wind speeds and fetches and using the "proper" statistical techniques, there is considerable scatter of results in these relationships. Evidently we do not know enough.

The information on the relationship between wave characteristics and the winds forms the basis of wave forecasting which is of great importance in both the planning and construction of marine structures and in dredging operations. The uncertainty of the relationship between wind and waves, together with the uncertainties of the data on weather maps and the interpretation of the weather maps, results in doubts as to the usefulness of wave forecasting techniques at the present time without relying upon the knowledge of local conditions by a forecaster.

Let us consider an operation in the construction of an offshore structure, such as placing riprap around the base to prevent scouring. One type of information needed is whether or not a barge can be used on a particular day to place the riprap. This depends upon the distance the tug must tow the barge and upon the maximum seas in which this particular operation can be performed. Little information is available on operational limits with respect to sea conditions (see Chapter 17); these data indicate that for a dump barge and tug, a wave 3 ft high would be about the limit with no indication as to the associated wave period. The problem is forecasting in advance whether the waves (significant wave height?) would be less or greater than 3 ft high during the time necessary to tow the barge to the site, dump the rock, and return to port. If it is forecast that the sea conditions will be operationally safe, and the waves are higher than forecast, then there is the possibility of damage to, or loss of, the equipment. If the waves are forecast to be

higher than the operational limit, but are actually lower, then the cost of the equipment and crew is lost for that day. A study made by Isaacs and Saville (1949) was based upon the original data of Sverdrup and Munk and hence is no longer completely applicable in detail. Isaacs and Saville made 271 forecasts for one region (a nine-month interval) and 201 forecasts for another region (an eight-month interval). One of their findings is still valid. It was found that 97 per cent of the recorded significant increases in wave heights were forecast, but 23 per cent of the forecast wave trains failed to arrive. According to the authors, the rather large proportion of nonarrivals apparently resulted from the erroneous selection of fetches, frequently because of difficulty in determining the limits of effective angles of the winds with respect to the point at which the waves were recorded. This would result in a number of days in which operations would be canceled needlessly.

When a structure is placed in waves, forces are induced. That these forces can be very large is substantiated by the evidence of failures of many massive structures. The nature of these forces and the available empirical data useful in the prediction of these forces are presented.

The ocean waves to which marine structures are subjected are phenomena imperfectly understood. They are nonuniform in three dimensions and in time; i.e., the vertical distance from trough to crest varies from wave to wave, the horizontal distance from crest to crest varies, the distance along a crest for which a wave may be distinguished varies, and the fluctuation of the surface at a point varies with time. Only in recent years has the engineer had the tools necessary to describe these phenomena approximately; even at the present time it is not possible to describe in detail the wave characteristics in the direction at right angles to their direction of propagation. Statistical terms must be used to describe the characteristics of length, height, and period.

Nearly all measurements of wave characteristics of actual ocean waves have been made of what might be termed their surface features, i.e., a statistical description of their height and period, and the velocity of the wave crests. With the exception of the case of impact, one is not as interested in the phase velocity (velocity of the wave crest) as with the motion of the water particles. As far as the author knows, there are almost no published data on particle velocities or accelerations in the ocean (Inman and Nasu, 1956). Thus one is forced to use theoretical values of these quantities for conditions which have not been checked. In fact there have been only a limited number of measurements in the laboratory, and in these measurements the quantity being measured was so small that experimental error appears to have masked many of the significant characteristics the investigators were seeking, although some were readily apparent.

Waves encountered in the ocean present a more difficult problem than the uniform waves dealt with both

theoretically and in most laboratory tests. Because they are nonuniform both in the direction of motion and along the crests, they often have been treated by means of a linear superposition of component waves rather than by the concept of a representative train of waves with one height and length. There appear to be no published data from which to determine the relative errors introduced by using the linear superposition technique or the representative wave approach in computing the wave forces. Further, the so-called design wave will almost always be under the action of wind, so there will be a considerable wind-induced current near the surface. A formula which can be used to predict the force on a pile where a current is present has been developed. At present, however, the lack of quantitative knowledge of these surface currents precludes the use of this formula.

### 3. TIDES, CURRENTS, SHORES, SEA WATER, AND MIXING

The level of the oceans is continually varying. The effects of astronomical tides are fairly well known and are well documented for many areas. The effects of what have been termed *meteorological tides* are not as well known. Considerable detail is given in Chapter 5 on the heights of the water levels due to winds and barometric pressures. The theory and the results of laboratory measurements of the piling up of water along coasts due to wind stress on the water surface is given on the section on tides. In addition, long-term variations of sea level changes will be described.

Currents may be oceanic in scope, such as the Gulf Stream, or they may be local and temporary, due to the wind blowing over a limited area of water for a short time. The effects of the oceanic currents may be far-reaching, being largely responsible for certain climatic conditions of many portions of the world. The small currents are of considerable importance in regard to the movement of sewage discharged from a sewer outfall, or the movement of oil slicks. Tidal currents are largely responsible for the depths of channels into estuaries. Another type of current is the littoral current which is created by waves breaking at an angle to the coast line. Littoral currents transport vast amounts of sand along coasts, often in the range of five hundred to a thousand cubic yards per day.

Waves, tides, currents, and winds acting on coasts create many severe problems, such as shoaling of harbors and erosion of beaches. The shore and its environment is covered in detail, and the effects of waves, tides, currents, and winds on beach configuration, longshore drift of sediments, and shoaling of estuarial entrances are discussed both qualitatively and quantitatively. As an example of the type of problem confronting the engineer, let us suppose it is desired to make a beach by artificial fill of sand. The proposed beach will have an exposure

of some sort to waves that can be determined. A sieve analysis of the available sand can be made. These two pieces of information can then be used to predict the steepness of the beach, and from this to predict the relative safety of the beach from the standpoint of people wading and swimming in the surf.

Salinity, temperature, and density of the oceans' waters affect the design of most marine structures and hardware. Sometimes, only the mean values of these properties are important; for other designs, one needs the range to be expected over a few days, a few months, or perhaps the long-term changes. Much of the available information has been assembled here to acquaint the engineer with this aspect of the environment. For the more detailed information that is often necessary for design, original sources are cited.

Mixing processes are of major importance in the disposal of waste at sea, as well as for an understanding of some of the physics of the growth and decay of thermoclines and currents. The mixing of turbulent jets, mixing by wind waves, and mixing by currents are described, together with values for the eddy coefficient for both vertical and horizontal mixing. The design of ocean outfall sewers is complicated by the fact that, during certain seasons of the year, the density gradient of the sea water in many locations is such that the mixing takes place while the effluent is completely submerged. During other seasons, the mixture rises to the surface and spreads out. Criteria are established for the prediction of the type of mixing that will occur under a given set of conditions. Which result is preferable is not resolved.

### 4. FUNCTIONAL DESIGN

With the present state of the art, economics, and science of oceanographical engineering, it is often more difficult to design a structure from the functional than from the structural standpoint. For example, a groin field can be built that will stand up for the required length of time; but how does an engineer decide upon the spacing, length, and height of the groins to trap a maximum amount of sand? Or, even more important in many instances, will a groin field prevent the erosion of a beach in a particular region?

Sometimes the installation of a structure will create problems as severe as the one it was conceived to solve. A case history of such a situation is given, the construction of a harbor, subsequent filling of the harbor together with downdrift beach erosion problems that had to be overcome.

### 5. MOORINGS

Ships, buoys, and other equipment must be anchored at sea and in harbors. The differential equation describing the motions of a moored structure is nonlinear



## 1. Generalidades y clasificación

Las corrientes son movimientos, generalmente no periódicos, de masas de agua del mar. Estos movimientos pueden tener lugar en distintas capas a diferentes profundidades o bien entre ellas.

Los agentes generadores de las corrientes son diversos. La acción del viento sobre la superficie del agua, las diferentes densidades de masas líquidas en contacto, las sobreelevaciones locales del nivel medio, la influencia de la topografía de la costa, entre otros varios, son motivos de formación de corrientes.

Atendiendo, precisamente, al proceso de generación se pueden clasificar las corrientes en cuatro tipos:

- a) Corrientes generales.
- b) Corrientes locales inducidas por el viento.
- c) Corrientes inducidas por el olcaje.
- d) Corrientes de marea.

Desde el punto de vista del ingeniero portuario y costero, las corrientes más importantes son las que tienen lugar en la zona próxima a la costa, dado que son las únicas que pueden afectar sensiblemente a la mayoría de las obras que proyecta. Las contempladas en los tres últimos apartados tienen, por tanto, mayor importancia.

La determinación de las intensidades de las corrientes, aun las generales, es sumamente difícil debido a las múltiples variaciones en tiempo y profundidad. Únicamente es posible obtener un valor medio significativo tras una campaña especial con instrumentación precisa. En las zonas costeras aún son mayores las variaciones dado el gran número de agentes que intervienen en su desarrollo.

Los parámetros principales que definen las características de una corriente son la "dirección" o "rumbo" que indica el lugar hacia donde se dirigen, y la "derivada" o velocidad diaria. La velocidad suele indicarse en nudos o millas por hora, si es grande, o en metros por segundo.

---

## 2. Corrientes generales

Las corrientes generales tienen su origen en la acción de los vientos permanentes y en los desplazamientos de masas líquidas de diferentes temperaturas. El esquema general de presiones medias a nivel del mar (fig. 187) se puede hacer coincidir fácilmente con el esquema de corrientes oceánicas en superficie.

Hasta hace varios años se había venido pensando que el esquema general comprendía la mayor parte de las corrientes oceánicas (fig. 188). Sin embargo, se han descubierto corrientes sumergidas a medida que los adelantos técnicos han permitido apreciar con mayor detalle las características de los movimientos del agua.

Fig. 187.—Esquema general de presiones

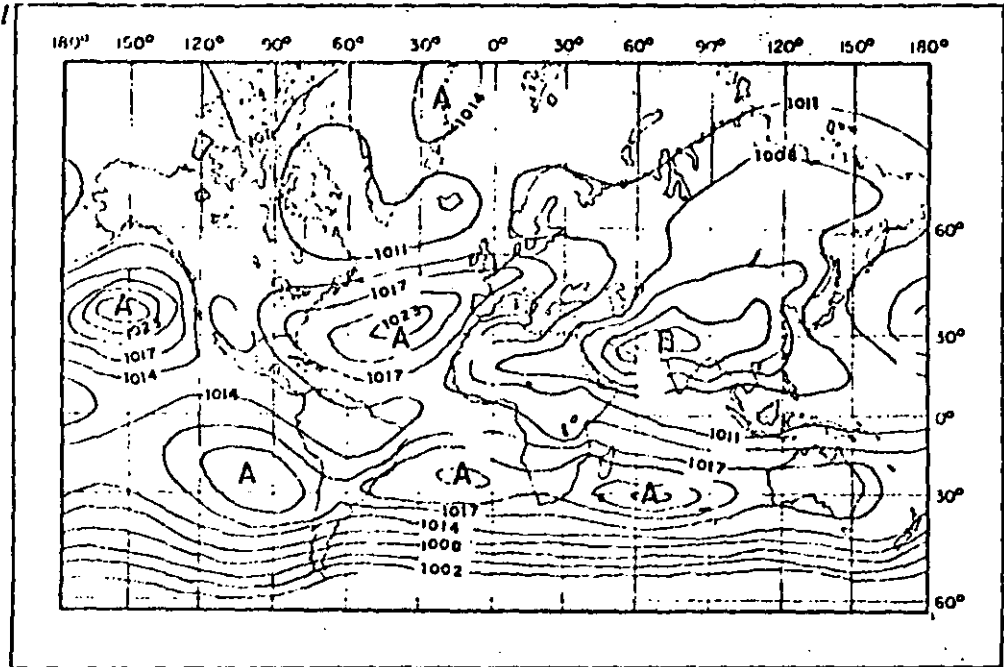
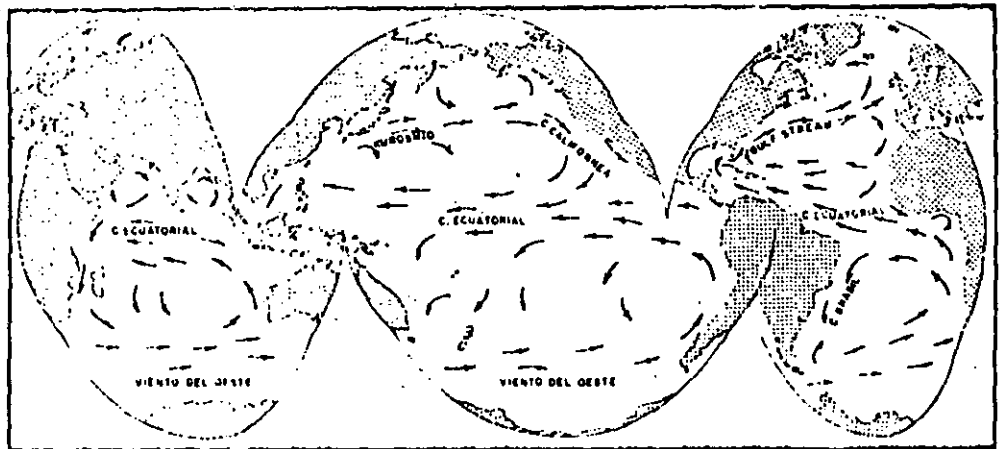


Fig. 188.—Esquema general de corrientes



Entre las corrientes generales se puede incluir la del Mediterráneo, que al ser un mar con una única unión a océano abierto, presenta un movimiento circular característico (fig. 189). Los estudios llevados a cabo por el Instituto Español de Oceanografía (N. Cano, 1968), en la zona de comunicación de este mar con el Océano Atlántico, conocida como Mar de Alborán, han mostrado una circulación superficial con algunos vértices (fig. 190) en la que predomina el sentido de penetración de agua desde el Atlántico. El equilibrio se mantiene gracias a la salida de agua mediterránea por las capas más profundas del Estrecho de Gibraltar.

Fig. 189.—Esquema general de corrientes en el Mediterráneo (Nielsen)

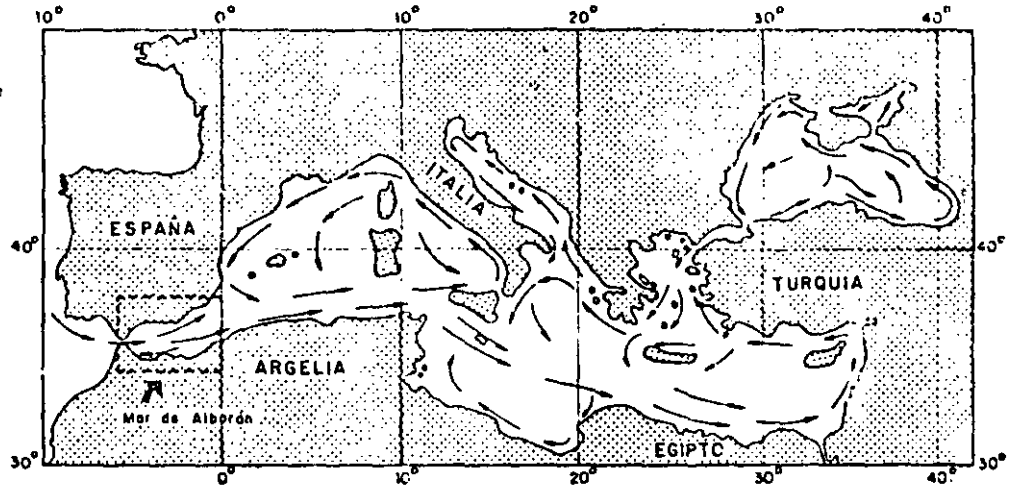
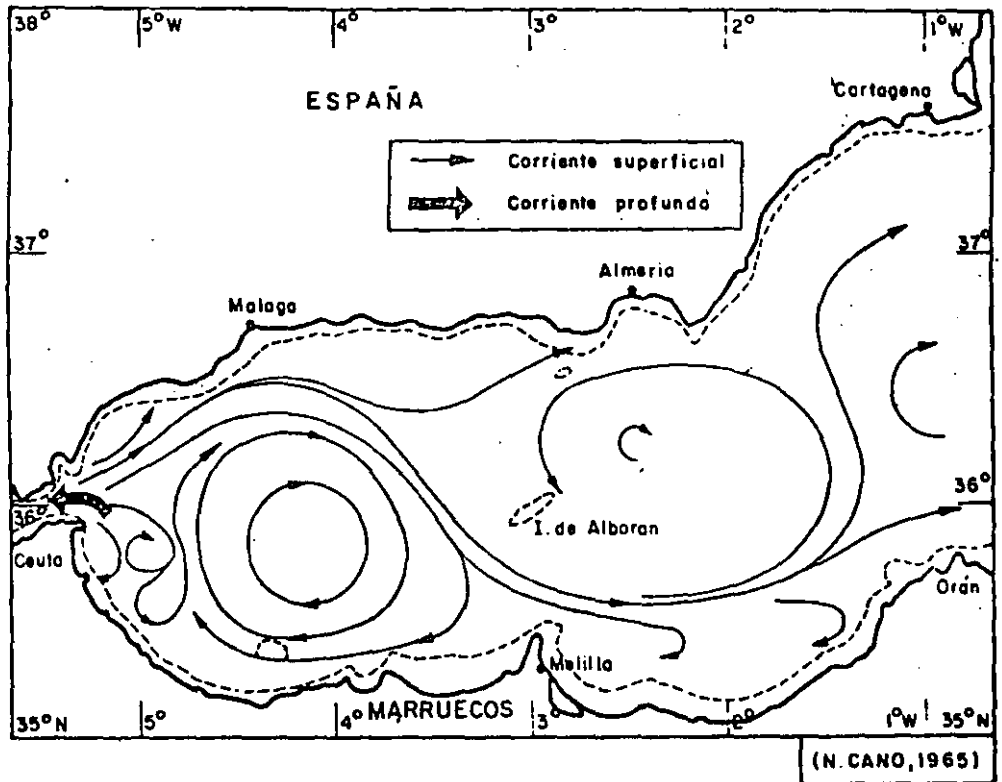


Fig. 190.—Corrientes superficiales en el Mar de Alborán por debajo de la influencia directa del viento (N. Cano, 1968)



### 3. Corrientes locales inducidas por el viento

Teniendo en cuenta que la formación de las grandes corrientes oceánicas se debe, en gran parte, a la acción dilatada del viento sobre anchas extensiones de agua, este apartado se centra en una superficie limitada durante un tiempo, asimismo limitado.

El viento que sopla sobre la superficie del mar produce un esfuerzo cortante sobre el agua comunicándole su movimiento. La partícula que, cuando el viento no actuaba, describía órbitas elípticas casi cerradas al paso de las olas pasa a tener en su movimiento una resultante neta de traslación causada por el impulso del viento.



Ekman, en 1905, abordó el estudio teórico de la generación de corrientes por acción de un viento ideal, de velocidad constante, soplando sobre un plano de agua de extensión infinita. Considerando las fuerzas de fricción y las de Coriolis llegó a la expresión siguiente, válida para el Hemisferio Norte:

$$U = U_s e^{-az} \cos(45^\circ - az)$$

$$V = U_s e^{-az} \sin(45^\circ - az)$$

en donde,  $V$  es la componente de la velocidad de la corriente en la dirección del viento,  $U_s$  la velocidad absoluta de la corriente en la superficie (pie/seg),  $z$  la coordenada vertical con desarrollo positivo hacia abajo y

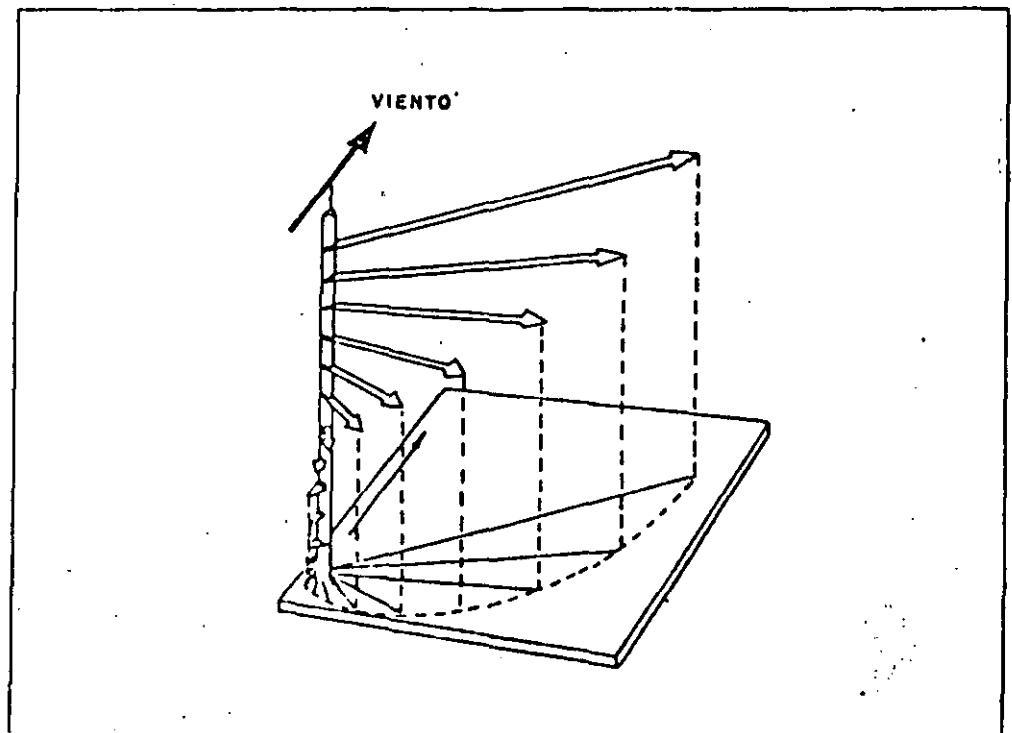
$$a = + \sqrt{\frac{\rho_w \Omega \sin \Phi}{\mu_e}}$$

siendo  $\rho_w$  la densidad del agua,  $\Omega$  la velocidad angular terrestre (0.000079 radianes/seg),  $\Phi$  la altitud y  $\mu_e$  la viscosidad.

Si se aplica la primera expresión para la superficie del agua, ( $z = 0$ ), se puede comprobar que la corriente en la superficie presenta, en su dirección, una variación de  $45^\circ$  respecto de la del viento. Se comprueba también, que, para valores crecientes de  $z$  a partir de cero, esa diferencia de dirección va aumentando, mientras que la velocidad de la corriente va en disminución. A una cierta profundidad,  $z = \pi/a$ , el sentido de la corriente es opuesto al de la superficie.

Este desarrollo puede representarse, proyectado sobre un plano horizontal,

Fig. 191.—Variación en dirección e intensidad de las corrientes generadas por el viento con la profundidad (Espirale de Ekman)



mediante una espiral logarítmica, llamada espiral de Ekman, que corresponde a los extremos de los vectores "velocidad absoluta" para diferentes profundidades (fig. 191).

Posteriormente, Rossby y Montgomery (1953) desarrollaron la teoría llegando a los valores de direcciones y velocidades que se recogen en los siguientes cuadros.

Angulo (grados) entre la dirección de la corriente en la superficie y la velocidad del viento superficial

| Latitud $\phi$<br>(grados N) | Velocidad del viento superficial, $U_0$ (m/seg) |      |      |      |
|------------------------------|---|------|------|------|
|                              | 5   | 10   | 15   | 20   |
| 15                           | 35,0  | 38,7 | 41,1 | 43,0 |
| 30                           | 38,6  | 42,8 | 45,7 | 48,0 |
| 45                           | 40,6  | 45,4 | 48,4 | 50,9 |
| 60                           | 42,0  | 46,8 | 50,2 | 52,7 |
| 75                           | 42,6  | 47,7 | 51,1 | 53,8 |
| 90                           | 42,8  | 48,0 | 51,4 | 54,1 |

$U_1/U_0$  como función de la latitud y la velocidad del viento superficial

| Latitud<br>(grados) | Velocidad del viento superficial, $U_0$ (m/seg.) |        |        |        |
|---------------------|--|--------|--------|--------|
|                     | 5  | 10     | 15     | 20     |
| 15                  | 0,0317   | 0,0291 | 0,0276 | 0,0266 |
| 30                  | 0,0292   | 0,0268 | 0,0254 | 0,0245 |
| 45                  | 0,0280   | 0,0256 | 0,0243 | 0,0234 |
| 60                  | 0,0273   | 0,0249 | 0,0237 | 0,0228 |
| 75                  | 0,0269   | 0,0246 | 0,0246 | 0,0226 |
| 90                  | 0,0268   | 0,0245 | 0,0233 | 0,0225 |

Tanto la aplicación de la teoría de Ekman como los valores derivados de la de Rossby y Montgomery, deben ser tomados con mucha prudencia por el ingeniero costero que busque la resolución de problemas concretos ya que en el fenómeno de generación de corrientes locales por viento son numerosos los parámetros que entran en juego. Su valor es meramente orientativo sobre algunas peculiaridades del fenómeno. El conocimiento real de las corrientes en un punto cualquiera requiere, en todo caso, la realización de una campaña de toma directa de datos.

#### 4. Corrientes inducidas por el oleaje

En capítulo anterior se ha examinado la aplicación de diversas teorías ondulatorias al fenómeno real del oleaje. Se ha visto que, según la teoría lineal, el movimiento de las partículas líquidas al paso de una onda forma unas órbitas circulares o elípticas, pero en todo caso cerradas. El movimiento neto, pues, de dicha partícula al cabo de un ciclo completo es nulo.

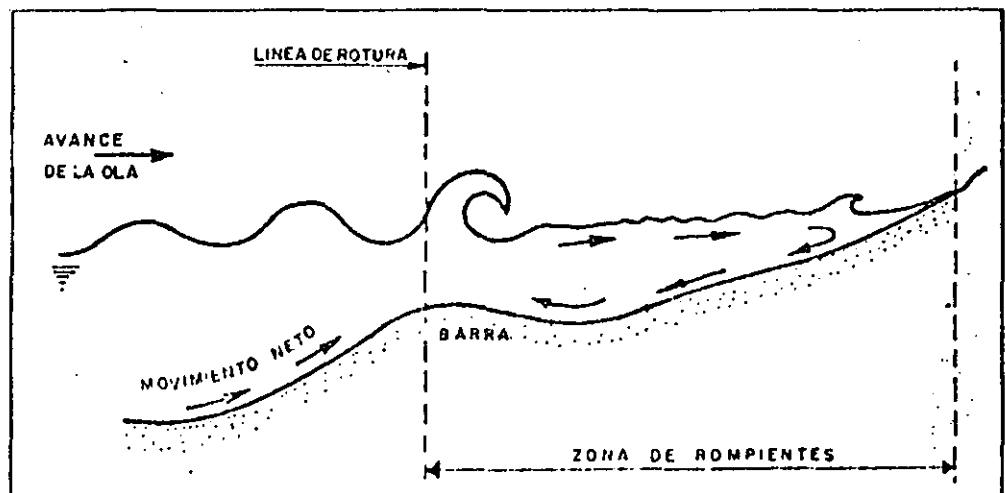
Sin embargo, y a pesar de que la teoría lineal ofrece una sencilla adaptación a la acción del oleaje no reproduce exactamente algunos fenómenos relacionados con el mismo. Y uno de ellos, es precisamente este del movimiento de las partículas, ya que en la realidad las órbitas descritas no son cerradas, existiendo por tanto un movimiento neto hacia adelante o hacia atrás al paso de cada ola.

Mediante la teoría de Stokes, en 2.º grado de aproximación sobre el oleaje se deduce la existencia de un transporte de masa líquida al paso de ondas periódicas. Esta teoría se corresponde correctamente con la realidad observada en tanques de ensayo y en la naturaleza, y se pueden resaltar dos peculiaridades que se producen en todos los casos: la primera es que el movimiento neto cerca del fondo siempre es del mismo sentido que el del avance del oleaje, y la segunda es que en aguas poco profundas el movimiento en la superficie es de sentido contrario al de avance del oleaje. La importancia de estos hechos se manifiesta a la hora de proyectar obras en esos dos ámbitos como pueden ser los emisarios submarinos y tomas de agua para el primer caso y atraques o fondeos de barcos para el segundo.

Para profundidades decrecientes el fenómeno de rotura del oleaje y la influencia del fondo modifican sustancialmente las características del transporte de masa líquida y por consiguiente de las corrientes. Se produce entonces un movimiento de retorno de masa líquida tendente a compensar el volumen de la misma que ha sido acumulado contra el obstáculo que supone la costa o playa. Numerosas observaciones en la zona de rompientes han corroborado la existencia de una corriente de fondo en dicha zona que se dirige hacia la línea de rotura, transversalmente a la costa y en sentido inverso al de avance de la ola rota.

Según lo expuesto, se producen a un lado y otro de la línea de rotura dos movimientos netos de masa líquida que se dirigen hacia ella. Este hecho es claramente explicativo de la formación de barras de arena en dichas zonas de rotura (fig. 192).

Fig. 192.—Formación de una barra paralela



---

76 Se pudiera pensar entonces, en la existencia de una continua renovación del agua contenida en la zona de rompientes por intercambio, debido a la acción de estos movimientos de masa líquida y otras acciones como el viento, corrientes de retorno, sobreelevaciones, etc. Sin embargo, Galvin en 1967, comprobó que el agua que forma la ola rompiente está constituida en gran parte por el agua que ha salido de la zona de rompientes por efecto del paso del seno de la anterior ola.

La importancia de las corrientes generadas por el oleaje en la zona de rompientes, a efectos ingenieriles, merece una atención particular. Ellas son las que originan y regulan, en su mayor parte, el movimiento de los sedimentos costeros.

Por la dirección de su movimiento, las corrientes litorales se pueden clasificar en dos tipos:

a) Corrientes normales a la costa.

b) Corrientes paralelas a la costa.

#### 4.1. Corrientes normales a la costa

Están motivadas, por lo general, por la necesidad de evacuación del volumen de agua sobrante que ha sido empujado y acumulado contra la costa o playa por acción del viento y del oleaje. Este volumen extraordinario se manifiesta físicamente con una sobreelevación del nivel del mar en la zona de rompientes.

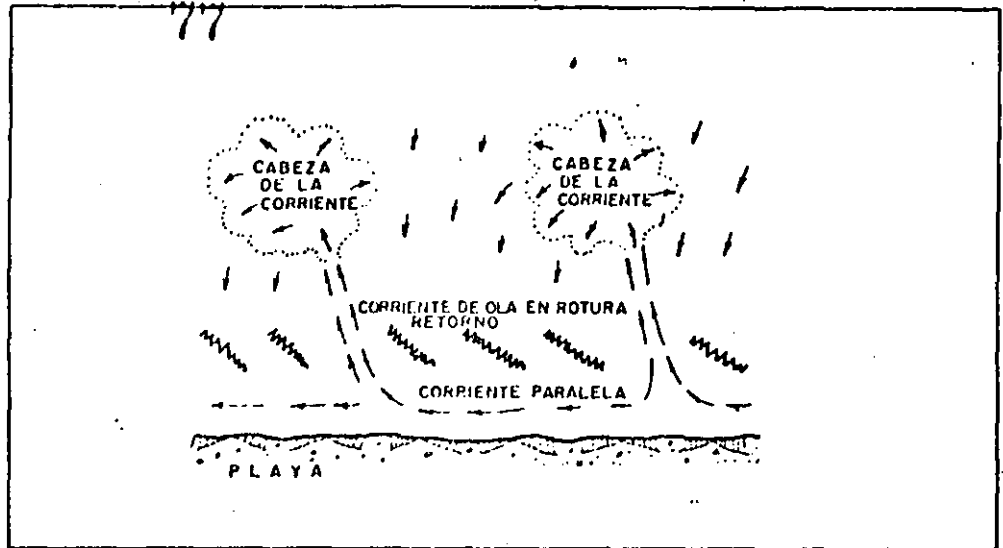
Las corrientes de evacuación pueden tomar diferentes formas.

Las corrientes de resaca (undertow), se manifiestan como un flujo difuso que arrancando del mismo estrán de la playa discurre próxima al fondo hacia mar adentro a lo largo de casi toda la longitud de la playa. Su acción es fácilmente notable en casos de mar algo agitada y se revela como una acción que tiende a empujar los pies de los bañistas hacia mar adentro.

Según se ha dicho anteriormente, y en base a los resultados obtenidos por algunos investigadores, esta corriente desaparece generalmente en las proximidades de la línea de rotura no produciendo, pues, una renovación apreciable del agua de la zona de rompientes.

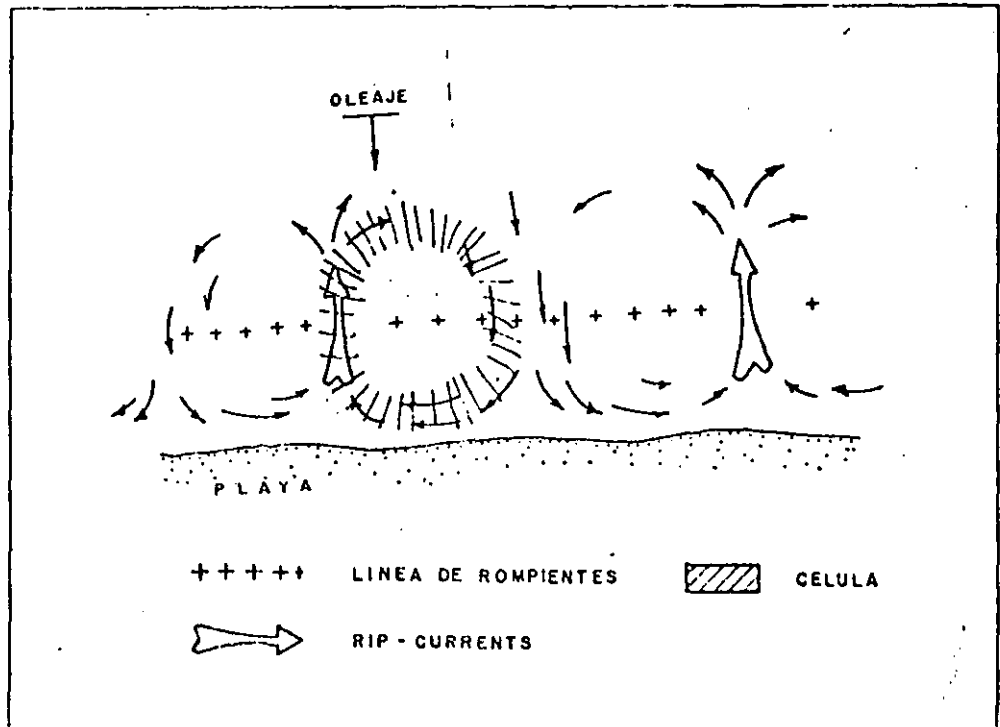
Las "rip currents" o corrientes de retorno, son corrientes asinismo que se alejan casi perpendicularmente a la playa en forma de chorro concentrado y que atraviesan la línea de rompientes expandiéndose luego (fig. 193).

Fig. 193.—Estructura de las rip-currents



Son fácilmente observables en fotografías aéreas de las playas en periodos de oleaje de tipo swell, distinguiéndose claramente un chorro bien definido y el penacho de disipación dado el diferente tono que le dan las arenas que arrastra en suspensión.

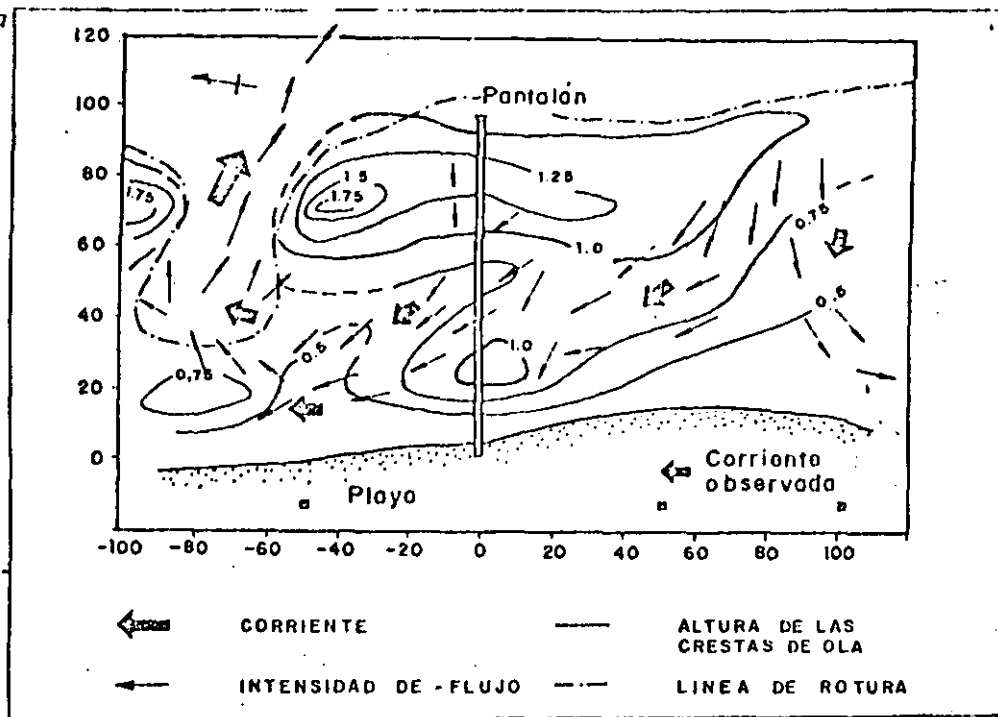
Fig. 194.—Disposición en célula de las rip-currents



El fenómeno de las rip-currents no ha sido investigado en profundidad hasta los últimos años. El conocimiento de sus características ofrece una gran dificultad dada su movilidad y la multiplicidad de variables que entran en juego tales como: topografía local del fondo marino, interacción entre olas y corrientes y características del oleaje. Solamente en casos de relativa invariabilidad del oleaje incidente una rip-current puede estabilizarse al excavar ella misma en el sedimento del fondo su propia vía de salida a través de la zona de rompientes y de las barras sumergidas.

78 De las investigaciones recientes, Sonu (1972) -- Sasaki (1976), parece desprenderse la existencia de células cerradas de circulación de corrientes en la zona de rompientes para los casos de incidencia casi normal del oleaje. Estas células y por tanto la separación entre rip-currents están fuertemente influenciadas por la topografía del fondo (fig. 195).

Fig. 195.—Detección directa y real de una rip-current (Sonu, 1972)



Los caminos de circulación de las corrientes se producen siguiendo las zonas de menor elevación del nivel de agua y siempre desde las zonas sobreelevadas a las más bajas. La salida del chorro de masa líquida de la zona de rompientes se produce también por la zona donde la altura del oleaje en rotura es mínima.

Desde el punto de vista del ingeniero, no habiéndose todavía cuantificado la importancia de las rip-currents en cuanto a su incidencia en el transporte y balance de sedimentos costeros, el conocimiento cualitativo de este tipo de corrientes litorales es interesante para determinar las condiciones de variabilidad de las playas así como para estimar la seguridad de su uso para la actividad de baños.

#### 4.2. Corrientes paralelas a la costa

Cuando el oleaje incide oblicuamente a la costa, bien por efecto de la configuración del fondo o bien por la dirección de avance en profundidades indefinidas, se produce la rotura del mismo con un cierto ángulo respecto de la orilla. Se induce por ello una corriente de dirección paralela a la costa que desplaza una masa líquida a lo largo de ella y canalizada entre la línea de rotura y la orilla.

Esta corriente, reforzada por fuerte remoción del sedimento en el instante de la rotura de la ola, es la responsable principal del transporte de sedimento a lo largo de la costa, cuyo conocimiento cualitativo y cuantitativo es esencial para el ingeniero de costas que se enfrente a cualquier problema de dinámica litoral.

79 Los estudios encaminados al análisis de las características de las corrientes paralelas han sido muy numerosos.

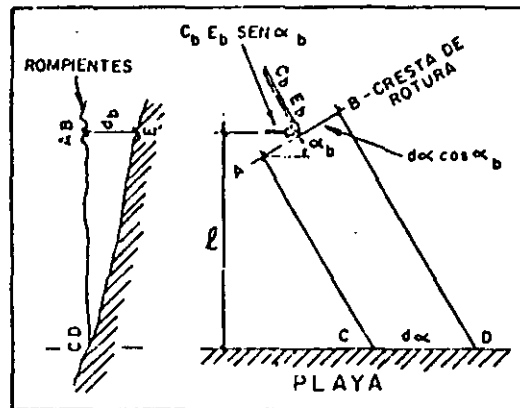
En el año 1949 Putnam, Munk y Taylor publicaron el trabajo "The prediction of Longshore currents" en el que se establecía teóricamente, la relación existente entre la velocidad de la corriente con la altura, periodo y ángulo de abordaje de la ola rota con la pendiente de la playa en la zona de rotura.

Desde el punto de vista del balance energético se considera el volumen de agua ABCDE que se extiende entre la línea de costa y la de rotura (fig. 196). La energía que entra en este volumen será igual a:

$$C \cdot E \cdot dx \cos \alpha$$

siendo: E, la energía por unidad de superficie de la ola rota y C, la celeridad del grupo.

Fig. 196.—Corriente originada por la incidencia oblicua del oleaje



De la energía que avanza paralela a la playa ( $C \cdot E \cdot dx \cos \alpha$ ),  $\text{sen } \alpha$ , un porcentaje S, es responsable de la formación de la corriente denominada "longshore currents", que es disipada por la resistencia de fricción del fondo.

La fuerza por unidad de ancho de playa es igual a:

$$K \cdot \rho \cdot V^2 l dx$$

y la energía disipada en el volumen ABCDE será igual a:

$$K \cdot \rho \cdot V^3 l dx$$

siendo V la velocidad de la corriente buscada, K el coeficiente de fricción que

depende de la rugosidad hidráulica del fondo, y  $l$  la distancia de la línea de costa a las rompientes; y por tanto:

$$S(C.F. \cdot dx \cos \alpha) \cdot \sin \alpha = K \rho V^3 dx$$

Longuet-Higgins, con esta base y aprovechando los datos de Putnam, Munk y Taylor y los posteriores de Galvin y Eagleson, ha llegado a la expresión:

$$V = 20,7 \cdot m \cdot (gH_b)^{1/2} \sin 2 \alpha_b$$

en donde:  $m$  = pendiente de la playa

$H_b$  = altura de ola en rotura (pies)

$g$  = aceleración de la gravedad (pie/seg<sup>2</sup>)

$\alpha_b$  = ángulo entre la línea de rotura y la orilla.

Inman y Quinn (1952) proponen la siguiente expresión para el cálculo de la velocidad de la corriente paralela:

$$V = \left[ \left( \frac{1}{4x^2} + y \right)^{1/2} - \frac{1}{2x} \right]^2$$

siendo:  $V$  = velocidad de la corriente (pies/seg.)

$$= (108,3 H_b \cdot i \cos \alpha) / T$$

$$y = C_b \cdot \sin \alpha$$

en donde a su vez:

$$C_b = \text{velocidad de la ola rota (pie/sg.)} = \sqrt{2.28gH_b}$$

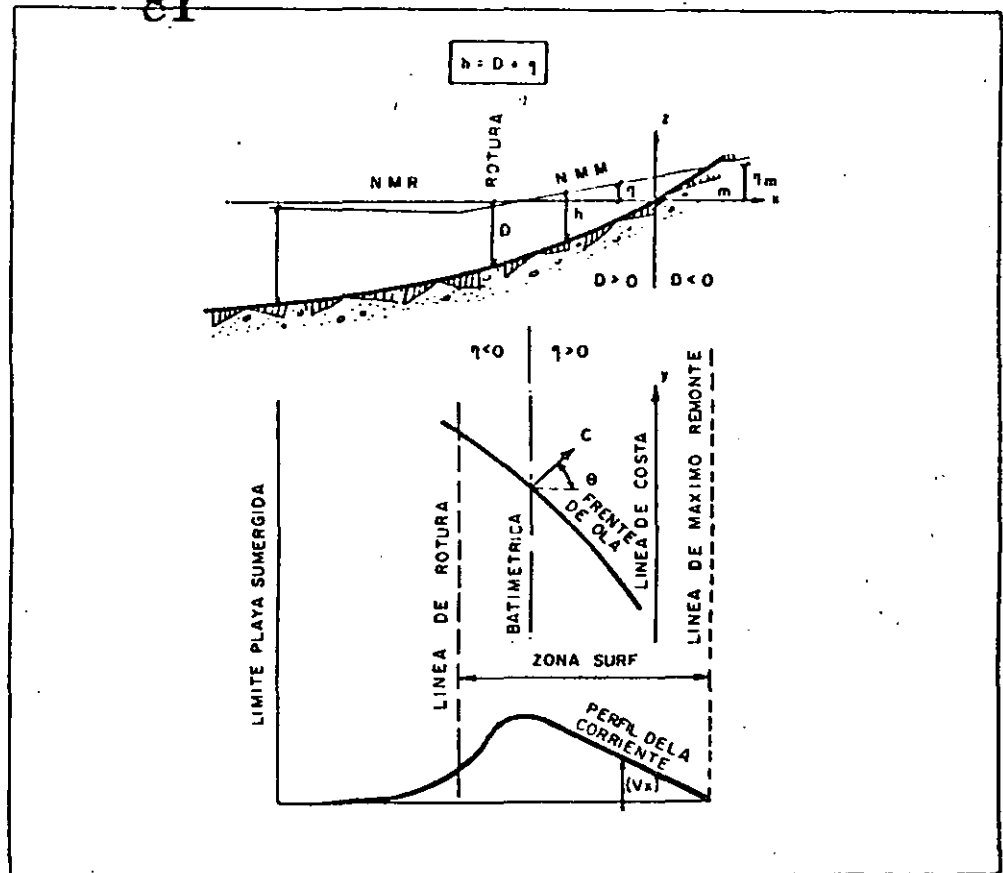
$T$  = periodo del oleaje (seg.)

$i$  = tangente de la pendiente de la playa.

En cuanto a la distribución de las velocidades de lo ancho de la zona de rompientes (zona surf), se ha comprobado la existencia de un máximo a una distancia próxima a la línea de rotura con una paulatina disminución hasta la orilla de acuerdo con el esquema siguiente:



Fig. 197.—Variación de la velocidad de la corriente paralela a la playa en la zona "surf"



La presencia de obstáculos, como por ejemplo espigones, modifica sustancialmente la corriente paralela. En su lado de barlovento se produce, generalmente, un cambio de dirección con sentido hacia mar adentro que a veces, ocasiona una erosión localizada de la playa junta al arranque del obstáculo. Por el lado de sotavento, la velocidad de la corriente paralela suele ir aumentando a medida que se aleja del espigón llegando a adquirir valores normales a una distancia igual a 8-12 veces la anchura de la zona de rompientes.

## 5. Corrientes de marea

La elevación y descenso periódico del nivel del agua en las zonas con carrera de marea significativa genera un movimiento de masas líquidas notable, sobre todo en áreas costeras, cuya comunicación con el mar abierto está en cierta forma restringida. Es el caso de los estuarios, bahías, desembocaduras de ríos y entrada de los puertos o marinas.

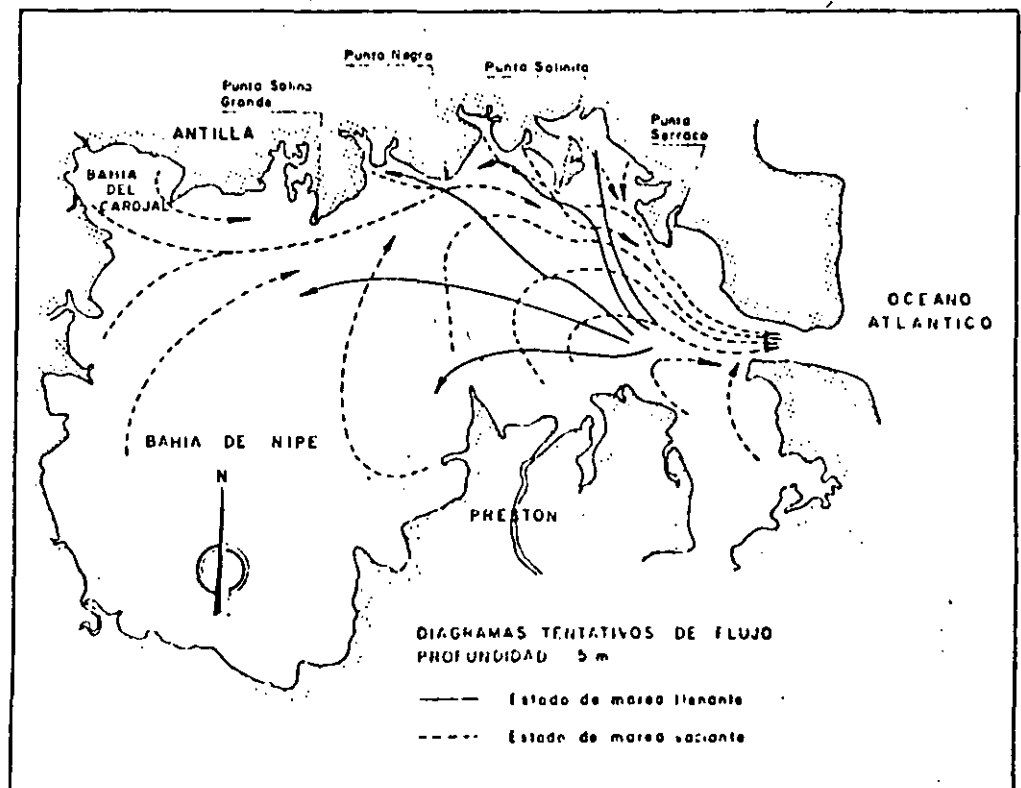
La característica primordial de este tipo de corrientes es su periodicidad que puede ser semidiurna o diurna dependiendo de como sea la marea astronómica. En las entradas a dichas zonas, pues, la corriente de marea fluye en dos sentidos contrarios; hacia adentro cuando el nivel del agua está subiendo y hacia afuera cuando está bajando. Las máximas velocidades obtenidas en estos puntos suelen estar desplazadas respecto de los momentos de pleamar o bajamar. No obstante este comportamiento general, las corrientes de marea cambian de un lugar a otro

82 dependiendo, como se ha visto, del carácter de la marea y además de la profundidad y de la configuración del terreno. Esta última circunstancia hace necesario tener que acudir forzosamente a la medida directa si se pretende conocer las características de la corriente en una zona determinada. No son recomendables, por tanto, ningún tipo de fórmulas ni expresiones analíticas generales aplicadas a un punto o problema particular.

Los efectos que inducen las corrientes de marea que puedan interesar al técnico portuario y costero se limitan, por lo general, a las zonas próximas al litoral. En zonas abiertas de mar profundo las corrientes de marea mantienen una rotación periódica por el efecto Coriolis, con velocidades relativamente bajas. En cambio en las proximidades de la costa y especialmente en las zonas estrechas antes mencionadas la velocidad de la masa líquida en llenante (flujo) o en vaciante (reflujo) puede adquirir valores muy elevados. Esta circunstancia da lugar a problemas variados entre los que se pueden enumerar los derivados del consiguiente arrastre de los sedimentos (aterramientos, flechás litorales, bajos, etc.) y del movimiento de la masa líquida (entrada en dársenas y puertos, seguridad en playas, contaminación, etc.).

Las campañas de medida llevadas a cabo por el Laboratorio de Puertos en la Bahía de Nipe (Cuba) dieron como resultado unos diagramas de flujo que se pueden considerar muy representativos de las corrientes generadas por los movimientos de flujo y reflujo de la marea (fig. 198).

Fig. 198.- Flujo de las corrientes de marea en la Bahía de Nipe (Cuba)



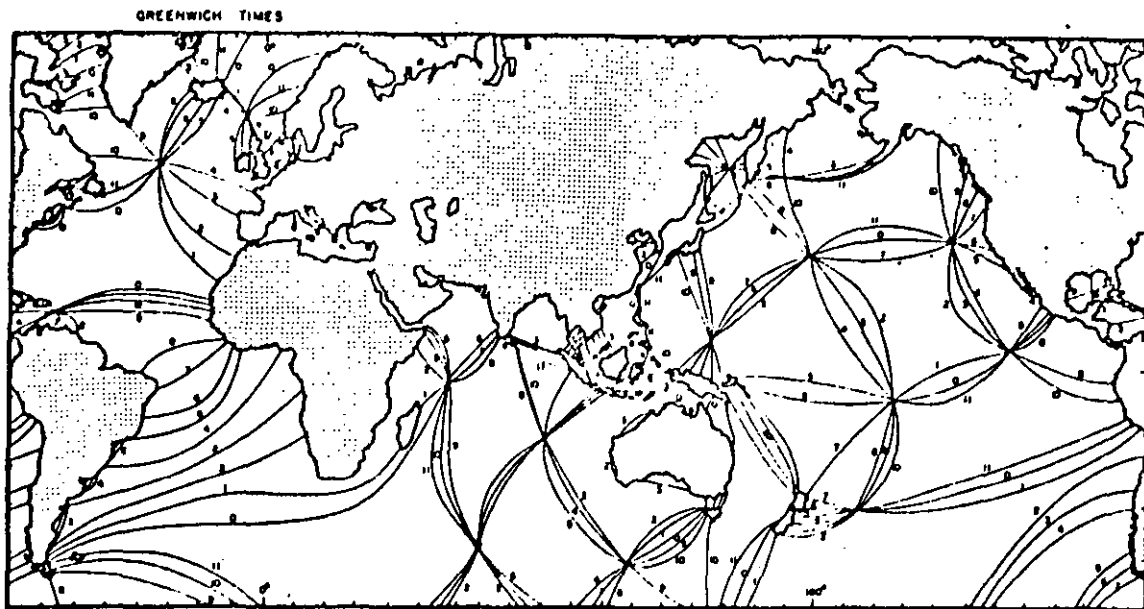


Fig. 12.2. Cotidal lines of the semidiurnal tide in the oceans (from Sterneck, 1920)

before would result in incorrect predictions. A study of some of the types of resonant problems described in Chapter 5 will suffice to show how complicated the tide motions must be in coastal regions. In addition, little is known on the dissipation of energy of the tides, and this information is needed if theoretical predictions are to be made.

Consider another case, that of a tide wave entering a rectangular channel from the open ocean (the North Sea can be considered to be an approximation to this). Because of the Coriolis force, the wave is higher to the right of direction advance in the Northern Hemisphere. For the case of the North Sea, the tide wave moving southward would be higher along the coast of Scotland and England than it would be along Scandinavia. Upon reflection from the Netherlands and Germany, it would travel northward and be higher along Scandinavia than along the British Isles. Because of this, it would have

the appearance of a wave traveling southward along the British Isles, swinging eastward, and then moving northward along Scandinavia. Such a wave is known as a *Kelvin wave*, and has been found to be important for storm surges as well as tides (see Chapter 5).

In addition to all this, the moon does not just simply revolve about the earth's equator, it moves in an ellipse; it has minor variations in its motion, and the effect of the sun's gravitational field must be considered. The dynamical theory of the tides was formulated by Laplace (1775), and special solutions have been obtained (see, for example, Proudman and Doodson, 1936; 1938). In 1960 at the Helsinki meeting of the International Association of Geodesy and Geophysies, Pekeris and Dishon reported considerable headway in solving the equations numerically for a real ocean.

Because of the enormous complications associated with the theory of tides, most of the useful information

Table 12.1. PRINCIPLE TIDAL COMPONENTS (from Defant, 1953)

| Component                   | Semidiurnal components |            |                                      |   | Diurnal components |                    |                    | Long period       |
|-----------------------------|------------------------|------------|--------------------------------------|---|--------------------|--------------------|--------------------|-------------------|
|                             | $M_2$                  | $S_2$      | $N_2$                                | $K_2$   | $K_1$              | $O_1$              | $P_1$              | $M_f$             |
| Period, solar hours         | 12.42                  | 12.00      | 12.66                                | 11.97   | 29.93              | 25.82              | 24.07              | 327.86            |
| Amplitude relative to $M_2$ | 1.000                  | 0.466      | 0.191                                | 0.127   | 0.584              | 0.415              | 0.193              | 0.172             |
| Cause                       | Main lunar             | Main solar | Monthly variation in moon's distance | Changes in declination of sun and moon during orbital cycle | Solitary lunar     | Main lunar diurnal | Main solar diurnal | Moon, fortnightly |

has been obtained from measurements, using the simplified theories of tides as guides in the analysis of the measurements (Schureman, 1950; Defant, 1958; Doodson, 1958). The vertical movement of the tides at a point may be considered to be the linear superpositions of a series of harmonic terms, the periods of the components depending upon the periods of motion of the moon and the sun. These are known. The amplitude and phases of the components have been determined empirically for many coastal regions. The periods and relative importance of the principal components are given in Table 12.1. There are many more constituents of varying importance. Different agencies use different numbers of constituents in their analysis. The U.S. Coast and Geodetic Survey uses  $M_2$ ,  $S_2$ ,  $K_1$ ,  $O_1$ ,  $N_2$ ,

$M_4$ , and 31 other constituents in its tide prediction machine (Schureman, 1940).

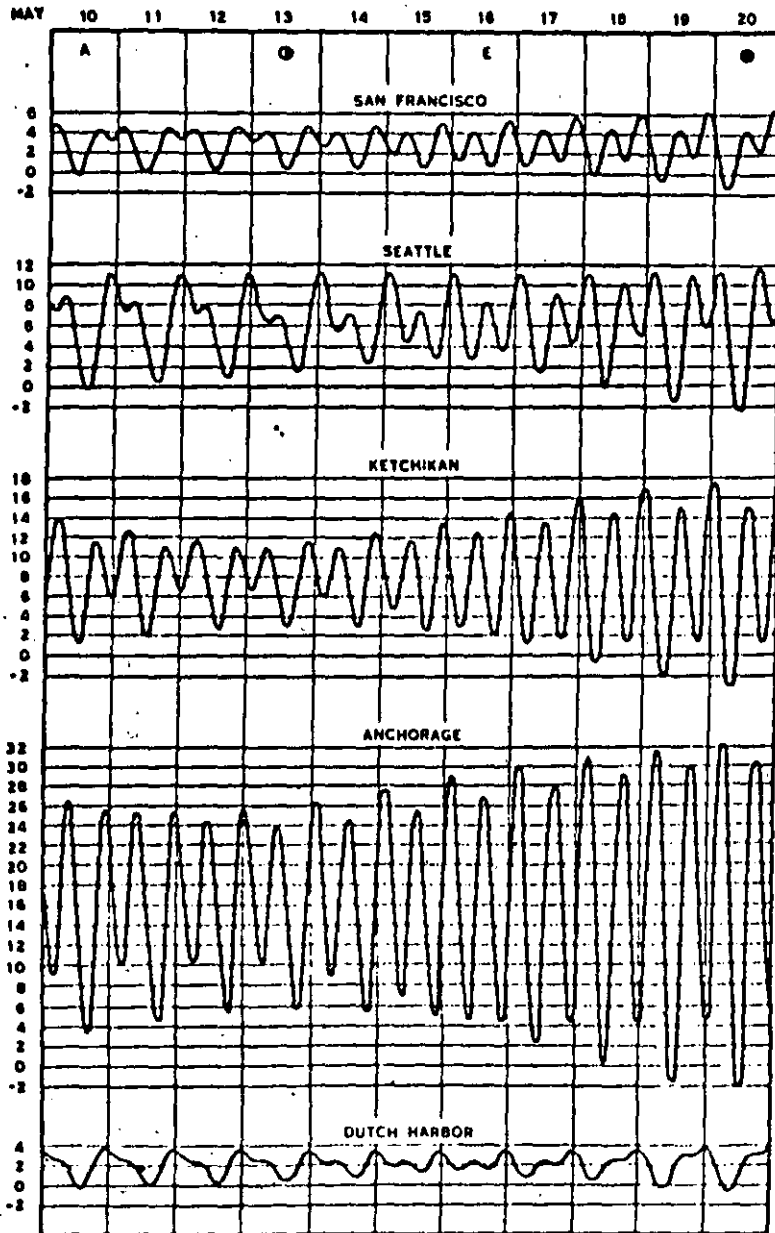
Tides have been recorded in many areas for a great number of years and they have been analyzed to obtain the amplitude and phase of the tidal components. This information is then used to predict the astronomical tides in advance, and these are available in such publications as the tide tables published by the U.S. Coast and Geodetic Survey.

The oceans' tides have been classified as semidiurnal, mixed, and diurnal. Examples of the types are shown in Figs. 12.3 and 12.4. The type that occurs at a particular place depends upon the ratio  $(K_1 + O_1)/(M_2 + S_2)$ . When the ratio is of the order of 0.1 the tides are semidiurnal, when it is about unity they are mixed, but predominantly semidiurnal; when it is about 2, they are mixed but predominantly diurnal; and when it is 15 or so, they are diurnal (Defant, 1958). The semidiurnal tide has a cycle of approximately one-half a tidal day, whereas the diurnal tide has only one high water and one low water per day. Mixed tides are conspicuous by the presence of a large inequality in either the high or low water heights, with two high waters and two low waters usually occurring each tidal day. Most tides are of this type, and are closer to the semidiurnal end of the spectrum. The difference in height of the two high waters or of the two low waters of each day is called the *diurnal inequality*. Some other definitions connected with tides are shown in Fig. 12.4.

The high waters are much higher and the low waters much lower than usual for several days every 14.3 days and these are called *spring tides*, these being associated with full or new moons, i.e., when the sun, moon, and earth are either in opposition or conjunction. At the other extreme, each 14.3 days there are several days when the high waters are lower than usual, and the low waters are higher than usual, these being called *neap tides*. Twice a year there are extra-high spring tides, called *equinoctial spring tides*; these occur at the times of vernal and autumnal equinoxes.

In referring to tide heights, some datum is chosen, which is usually the long-time average of some property of the tides, such as the mean lower low water (MLLW), which is the average of the lower low water over a 19-year interval (Marmer, 1951). In the United States, the mean sea level (MSL) is the average height of the surface of the sea for all stages of the tide for a 19-year interval. The U.S. Coast and Geodetic Survey level net is based upon the MSL, and is known as the Sea Level Datum of 1929.

Fig. 12.3. Typical tide curves (from U.S.C. & G.S. Tide Tables)



A Apogee                      E Moon on equator  
 Note the diurnal tide at Dutch Harbor

### 3. SEA LEVEL CHANGES

Sea levels change with the seasons, and in addition there are longer-term changes. Pattullo *et al.* (1955) have analyzed tide gauge records from 419 stations throughout

El ciclo de ocurrencia para ambos tipos de marea, es de 14.3 días. Pero además, dos veces al año, aparecen las mareas de amplitud más grande de todas, y son conocidas como " Mareas Vivas de Equinoccio ". Fig. 2.1.1 ( Ref. Wiegel,1964 ).

Dependiendo también de la ocurrencia de Pleamares y Bajamares en determinado punto de la costa, las mareas reciben el nombre de " Diurnas ", " Semi-Diurnas " y " Mixtas ". Fig. 2.1.2

Sin embargo, y pese a todas estas variaciones, las mareas son predecibles con razonable exactitud, y para ello, se utilizan las constantes " Armónicas " para cada lugar costero, cuya influencia, en porcentaje de amplitud referido a la constante  $M_2$  ( La más significativa ), se presenta en la Tabla 2.1 ( Ref. Wiegel,1964; Inst. de Geofísica, U.N.A.M.,1983 ).

Pero la amplitud de las mareas también puede ser afectada por la forma y tipo de fondo de la costa, debido a fenómenos de Resonancia y Reflexión.

Para poder utilizar la Energía de las mareas, se hace imprescindible su estudio, por lo que se han desarrollado modelos matemáticos y numéricos para su simulación. A continuación, se presentan algunos ejemplos de modelos de simulación ya graficados, utilizando como ejemplo, la morfología de las costas de Gran Bretaña y Francia. ( Ref. Department of Energy,1974 ).Fig. 2.2.

| Componente Armónica Semidiurna | DESCRIPCION  | Período en hrs Solares | % Influencia en la amplitud de la marea con respecto a $M_2$ |
|--------------------------------|--|------------------------|--|
| $M_2$                          | Principalmente Lunar.  | 12.42                  | 100  |
| $S_2$                          | Principalmente Solar.  | 12.00                  | 46.6   |
| $N_2$                          | Variación mensual en la distancia Lunar.                           | 12.66                  | 19.1   |
| $K_2$                          | Cambios en la declinación del Sol y Luna durante el ciclo orbital. | 11.97                  | 12.7   |
| Diurna                         |  |                        |  |
| $K_1$                          | Lunar Solitario  | 29.93                  | 58.4   |
| $O_1$                          | Principalmente Lunar, diurno.                                      | 25.82                  | 41.5   |
| $P_1$                          | Principalmente solar, diurno                                       | 24.07                  | 19.3   |
| Largo Período                  |  |                        |  |
| $M_f$                          | Debido a la Luna, catorcenal                                       | 327.86                 | 17.2   |

TABLA 2.1 PRINCIPALES COMPONENTES DE MAREA

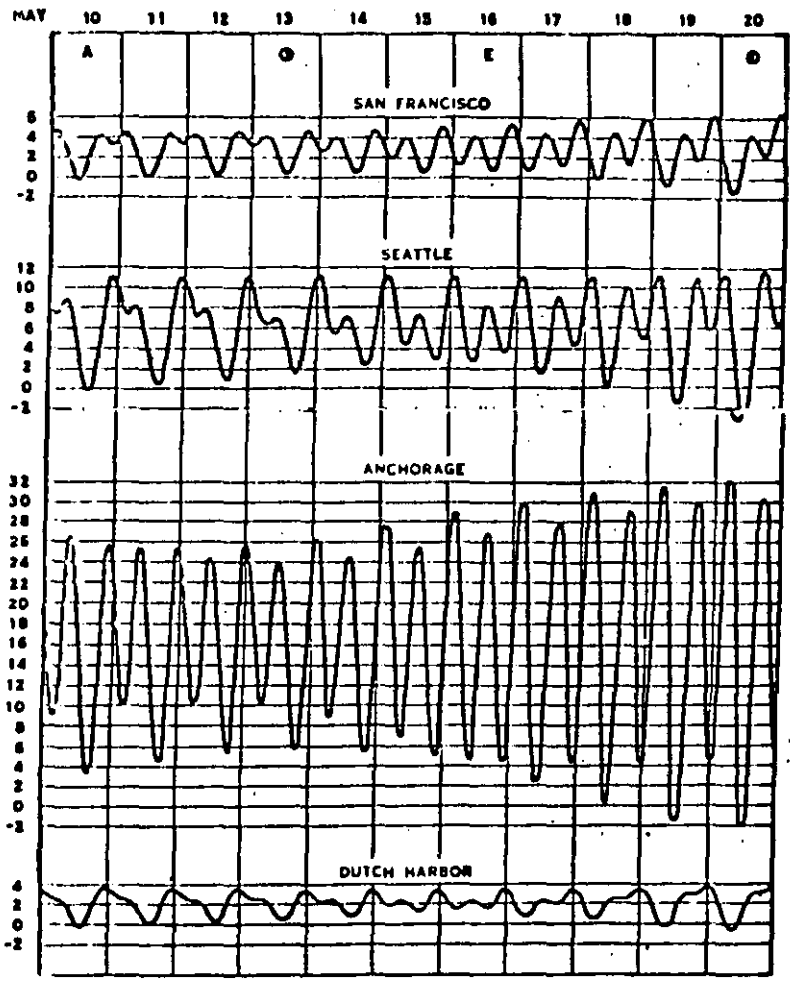


Fig. 2.1.1 Ejemplos de Tipos de marea. ( Ref. Wiegel,1964 )

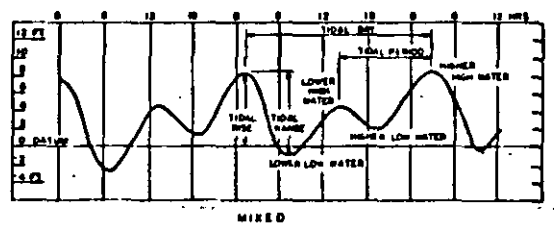
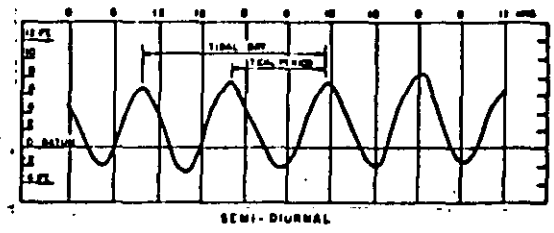
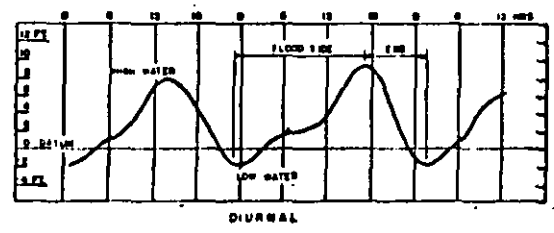


Fig. 2.1.2 Mareas Diurnas, Semi-diurnas y Mixtas. (Ref. Wiegel,1964 )

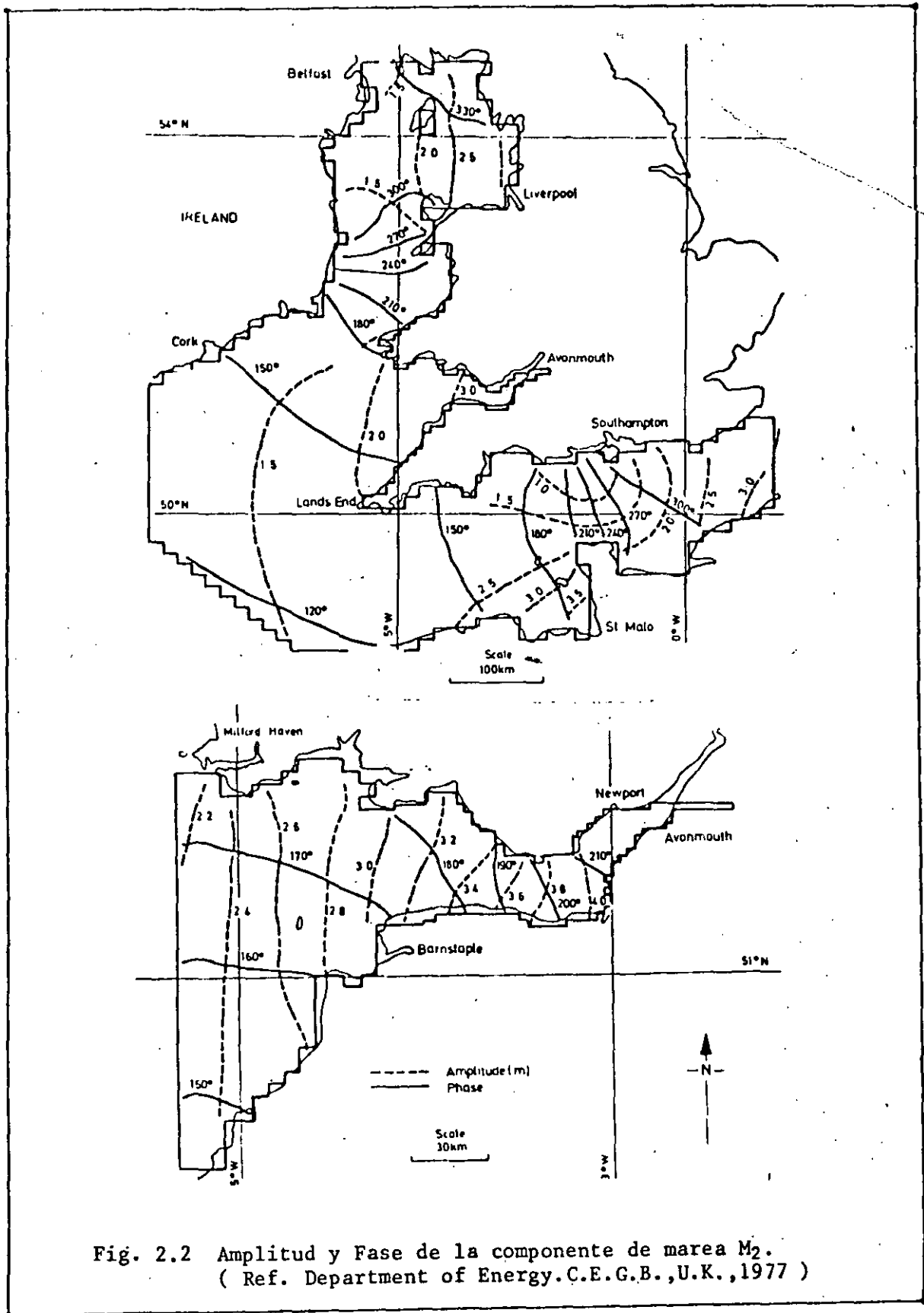


Fig. 2.2 Amplitud y Fase de la componente de marea  $M_2$ .  
 ( Ref. Department of Energy.C.E.G.B.,U.K.,1977 )

|    |   |
|----|---|
| m  | Pendiente de la línea de generación                     |
| Mw | Megawatt ( 1 x 10 <sup>6</sup> Watt )                   |
| Tw | Terawatt ( 1 x 10 <sup>12</sup> Watt )                  |
| γ  | Peso Específico del agua de mar ( Kg / m <sup>3</sup> ) |

## 1 INTRODUCCION

Para poder obtener la factibilidad de una Central Maremotriz, uno de los factores a estudiar, es la disponibilidad de la cantidad de Energía proporcionada por los movimientos de marea.

De los patrones que siguen estos movimientos, se pueden diferenciar varios tipos de marea tales como Diurnos, Semidiurnos y Mixtos, como se muestra en la figura 1.1 ( Ref. Bernshtein, 1961 ).

Estos movimientos pueden ser estudiados como una suma de movimientos armónicos, en donde las principales componentes son las producidas por las constantes armónicas M<sub>2</sub>, S<sub>2</sub>, K<sub>1</sub> y O<sub>1</sub>. ( Ref. Bernshtein, 1961; Wiegel, 1964; Muñoz, 1984).

Donde la siguiente relación define el tipo de marea que se presenta:

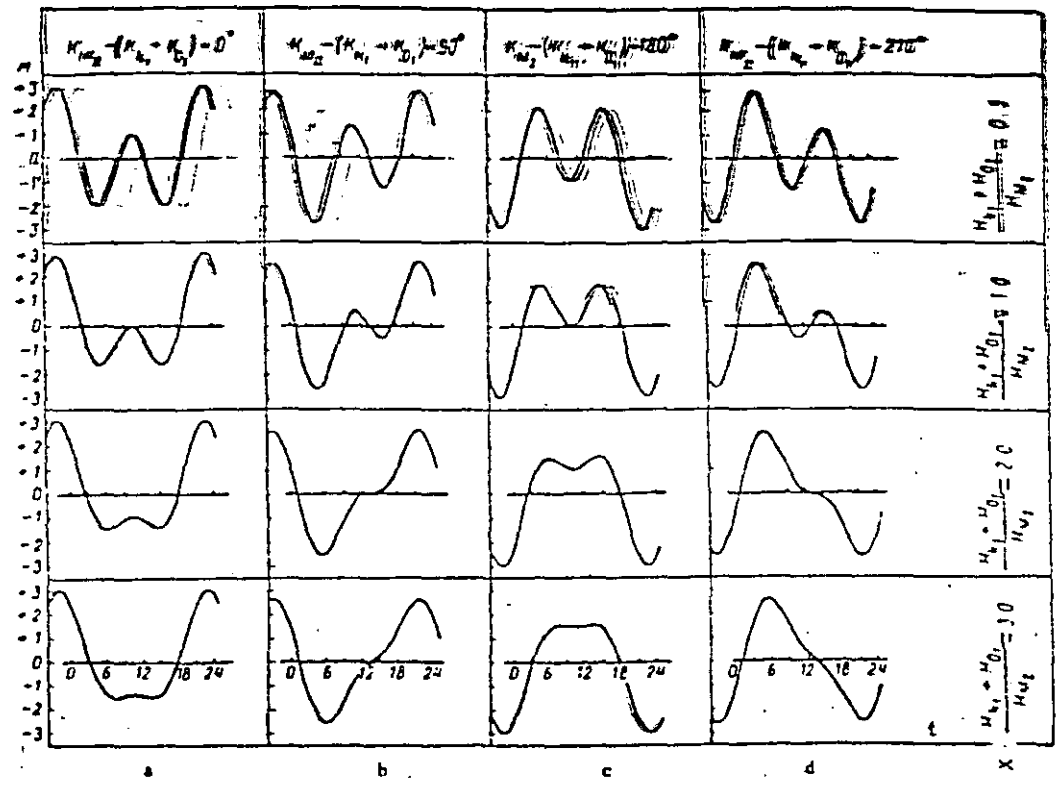
$$\frac{H_{K_1} + H_{O_1}}{H_{M_2}} \quad ( 1.1 )$$

La Tabla 1.2 muestra los valores típicos de la relación ( 1.1 ) y su correspondiente patrón de marea.

|                                     | PREDOMINANTE SEMIDIURNA | MIXTA                |                  | PREDOMINANTE DIURNA |
|-------------------------------------|-------------------------|----------------------|------------------|---------------------|
|                                     |                         | Semidiurna Irregular | Diurna Irregular |                     |
| $\frac{H_{K_1} + H_{O_1}}{H_{M_2}}$ | 0 - 0.5                 | 0.5 - 2              | 2 - 4            | 4 -                 |

Tabla 1.2 Valores Típicos de la relación ( 1.1 ) correspondientes a diferentes Patrones de marea.





PREDOMINANTE SEMIDIURNA

Semidiurna Irregular.- MIXTA

Diurna Irregular.- MIXTA

PREDOMINANTE DIURNA

Fig. 1.1 Patrones de marea de acuerdo a la variación de la relación "X" de sus diferentes componentes. Angulo de desfase de crestas. ( Ref. Bernshtein, 1961 ).

### *Velocidad de caída*

Para evitar duplicidad dentro de este manual, este tema conviene verlo en el cap A.2.11, donde se ha tratado con detalle.

#### 13.6.1.3 Formaciones litorales

Una vez que los sedimentos llegan al litoral, se depositan ya sea en zonas bajas o frente a las formaciones rocosas. Dependiendo de las características de esos materiales, de la energía y dirección del oleaje, y de las corrientes producidas por el oleaje y las mareas (incluidas las corrientes oceánicas), se pueden presentar las siguientes formaciones: playas, flechas, barreras, tómbolos, cusate o playas triangulares, barras y bancos.

Las cinco primeras pueden observarse a simple vista ya que los depósitos de material quedan permanentemente sobre la superficie del agua, ver fig I.87. Las dos últimas permanentemente están bajo el agua.

#### *Playas*

Ya se describieron, únicamente puede adicionarse que generalmente son rectas o tienen una curvatura cóncava hacia el mar. Esa geometría depende del oleaje, principalmente de la dirección de que procede, de la refracción que sufre al acercarse a la costa y de las corrientes que genera cuando no incide normal a la línea de costa.

#### *Flechas*

Son depósitos que se forman en puntos extremos de playas o discontinuidades de la costa cuando existe un gran transporte litoral y las aguas son someras o poco profundas. Se observan también en la entrada de lagunas y desembocaduras de ríos, aunque en estas últimas solo en la época de estiaje; si el gasto en el río se reduce casi a cero, la flecha se prolonga hasta unirse a la otra orilla y cierra la desembocadura.

La dirección de avance de la flecha indica la dirección neta del transporte litoral.

Otros agentes, como mareas, vientos y vegetación, aparte de sedimentos de arroyos cercanos que descargan atrás de las flechas, pueden hacer que estas aumenten en altura, y se ensanchen o simplemente se estabilicen. Si las flechas son muy largas se pueden romper durante tormentas severas para volverse a cerrar posteriormente.

### *Barreras*

Son depósitos de sedimentos muy semejantes a las flechas que se presentan frente a lagunas costeras, pero que no están unidos a tierra firme; es decir, en ambos extremos se tiene una boca o comunicación entre la laguna y el mar.

Su formación inicial es como flecha que forma una sola boca en el extremo. Posteriormente durante una tormenta se rompe ese depósito, con lo que se forma una segunda comunicación. Si ambas bocas son estables, queda permanentemente formada la barrera. Si la laguna solo requiere una boca de comunicación por ser el transporte litoral muy intenso o muy baja la velocidad de la corriente en el canal de comunicación, la boca formada en tormenta se vuelve a cerrar, y la barrera pasa a convertirse en flecha.

La franja sobre el agua o descubierta de las flechas y barreras, se denomina cordón litoral:

### *Tombolos*

Es un istmo formado de material granular transportado por el oleaje que se desarrolla desde la costa y se dirige a una isla u obstáculo frente a ella, al cual generalmente se llega a unir. Inicialmente tiene forma triangular para después asemejarse a una flecha, dependiendo de las direcciones del oleaje, ancho de la isla y de su separación de la costa.

En la conservación y protección de playas se utilizan en ocasiones espigones separados de las costas que pueden construirse paralelos a la misma o con cierto ángulo de inclinación. Esas estructuras propician la formación de tómbolos, con lo que se aumenta el ancho y longitud de playa para la recreación.

#### *Playas triangulares o cusplate*

Son depósitos de forma triangular con el vértice dentro del mar más o menos redondeado. Se parecen a los tómbolos en su fase inicial, aunque nunca llega a desarrollar la flecha, que en su parte final y cerca del obstáculo que lo forma es característica de un tómbolo largo.

Se puede formar por la presencia de grandes islas frente a la costa aunque bastante separadas de ella. Pero ya sea por la presencia de esas islas o de la batimetría del fondo, la respuesta final es que en la costa aparecen corrientes litorales que tienen direcciones opuestas y se juntan en una zona, en la cual se deposita el sedimento arrastrado por ambas, con lo que se inicia la formación de una playa triangular o cusplate.

#### *Barras*

Se trata de depósitos de sedimentos localizados en el litoral que siguen una dirección casi paralela a la costa. Se forman en la zona de rompientes cuando el oleaje es muy intenso y a lo largo de ellas puede ocurrir un transporte intenso de sedimentos. En la fig I.88 se puede apreciar la forma que pueden adquirir esos depósitos, los cuales siempre quedan por debajo del nivel de bajamar mínimo.

#### *Bancos*

Son acumulaciones de arena generalmente alejadas de la costa y bajo la superficie del agua. Se forman por condiciones locales de oleaje y corrientes que transportan material hacia esas zonas para que no lo puedan mover de ahí fácilmente.

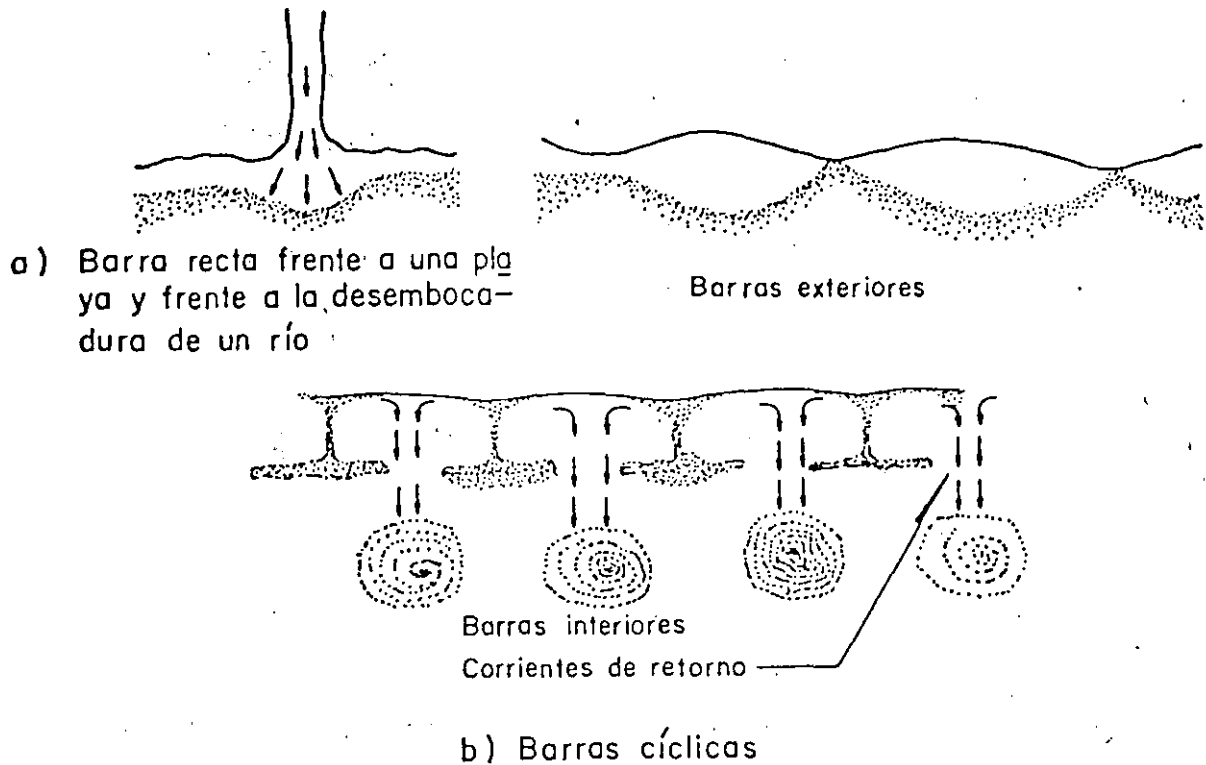


FIG. 1.88 Representación esquemática de las barras

### 13.6.2 CUANTIFICACION DE CORRIENTES Y TRANSPORTE LITORAL

El conocimiento de las corrientes y del transporte litoral es importante en la solución de problemas tales como:

- a) En las obras de toma y descarga de plantas termoeléctricas. Conocer las corrientes litorales y sus velocidades permite calcular el descenso de la temperatura del agua descargada a medida que esta se aleja de la salida.
- b) En el diseño de espigones, escolleras y rompeolas permite valuar su vida útil como estructura retenedoras y sedimentos, antes de que el material empiece a pasar frente a ellas en cantidades similares o cercanas al transporte litoral playa arriba.

- c) Para seleccionar el tipo y tamaño de equipos de dragado que se necesiten para pasar arena de una playa a otra separadas por la entrada de un puerto, obras de toma de una termoeléctrica y boca o desembocadura protegida para hacerla navegable. En general, de cualquier obra que haya interrumpido el transporte litoral.
- d) Para el diseño y ubicación de obras de protección costera.

### 13.6.2.1 Corrientes litorales

Para conocer la velocidad litoral media,  $V_L$ , entre la rompiente y línea de costa se recomienda la ecuación propuesta por Komar e Inman, que establece

$$V_L = 1.35 g^{1/2} \frac{H_r}{(d_r)^{1/2}} (\text{sen} \alpha_r) \text{cos} \alpha_r \quad (I.200)$$

donde

$H_r$  altura de la ola en rompiente, en m

$\alpha_r$  ángulo de incidencia entre el frente de onda y la línea de rompiente

$d_r$  profundidad en la rompiente, en m

$V_L$  velocidad media de la corriente litoral, en m/s

En la ecuación anterior la pendiente de la playa ha sido tomada en cuenta implícitamente en el cálculo de  $H_r$  (ver inciso 13.2.5); es sencilla de aplicar y los valores obtenidos con ella son bastante aproximados.

Para calcular la velocidad media de la corriente litoral en la zona de rompiente,  $V_r$ , se recomienda la expresión de Longuet-Higgings

$$V_r = 9(S)(gH_r)^{1/2} (\text{sen } 2\alpha_r) \quad (I.201)$$

donde  $S$  es la pendiente de la playa.

La velocidad máxima de la corriente litoral se alcanza entre la rompiente y la línea de costa y se indica como  $V_1$ . De acuerdo con Longuet-Higgings,

dicha velocidad es aproximadamente 2.3 veces mayor que la velocidad en rompiente, por lo que también puede utilizarse la siguiente expresión para valuar  $V_1$

$$V_1 = (20.3)S (gH_r)^{1/2} (\text{sen } 2\alpha_r) \quad (\text{I.202})$$

Las ecs I.201 y I.202 se pueden emplear con cualquier sistema congruente de unidades.

### 13.6.2.2 Cuantificación del transporte playero

Bajo la influencia del oleaje y de la corriente por él producida; el material suelto que forma la playa puede ser transportado del mar a tierra, de tierra al mar o a lo largo de la línea de playa.

Las corrientes que intervienen en cada forma de arrastre son totalmente diferentes. El movimiento del mar a tierra se debe a las velocidades orbitales de las partículas producidas por el oleaje. De tierra al mar el transporte se produce debido a las corrientes de retorno, y el transporte a lo largo de la playa se produce por la corriente litoral y además por la acción directa del oleaje que facilita el transporte al poner las partículas en suspensión.

Las partículas son transportadas de dos formas: sobre el fondo o en suspensión dentro de la masa del líquido.

El transporte a lo largo de la playa se realiza en cuatro zonas:

- a) Antes de la rompiente
- b) En la rompiente
- c) Entre la rompiente y la línea de playa
- d) Sobre la playa

Todo el transporte en la rompiente se efectúa en suspensión mientras que en las zonas a y c se pueden efectuar sobre el fondo o en suspensión dependiendo de la energía del oleaje. El transporte sobre la playa es el que se efectúa sobre la pendiente de la playa entre el nivel de bajamar, media inferior y la elevación a la que llega el alcance de las olas (*up rush*). El movimiento de cada partícula aislada es en zig-zag con una componente neta a lo largo de la playa.

A continuación se indica la forma de valuar el transporte litoral y además la profundidad a la que se inicia el movimiento de partículas cuando pasa un oleaje dado, o lo que es lo mismo, valuar las características de un oleaje que inicia el movimiento de partículas de diámetro conocido y situadas a una cierta profundidad.

a) Inicio de movimiento

Antes de la rompiente interesa conocer la profundidad a la que se inicia el movimiento de las partículas aunque el transporte neto sea cero.

Para inicio de movimiento Ishihara y Sawaragi (1962) propusieron la expresión

$$\frac{H_o}{L_o} = 0.171 \left( \frac{D_{50}}{L_o} \right)^{1/4} \left[ \sinh \left( \frac{2\pi d_i}{L_i} \right) \right] \left( \frac{H_o}{H_i} \right) \quad (I.203)$$

la cual conduce a

$$D_{50} = \frac{1170 (H_i)^4}{(L_o)^3 \sinh^4 \left( \frac{2\pi d_i}{L_i} \right)} \quad (I.204)$$

donde

$d_i$  profundidad a la cual se inicia el movimiento de partículas bajo la acción del movimiento oscilatorio del oleaje, en m

$L_i$  longitud de onda correspondiente a la profundidad  $d_i$ , en m

$L_o$  longitud de la onda en aguas profundas;  $L_o = 1.56 T^2$ , en m



A.I

$H_i$  altura de la ola a la profundidad  $d_i$ , en m

$H_o$  altura de la ola en aguas profundas, en m

$D_{50}$  diámetro de las partículas, en m; en que el 50 por ciento es menor o igual que él

Por otra parte en 1963 Sato, Ijima y Tanaka propusieron una expresión del todo similar indicando que es válida para la condición en que prácticamente hay movimiento de todas las partículas de la capa superior del fondo. Su fórmula establece que

$$\frac{H_o}{L_o} = 0.565 \left( \frac{D_{50}}{L_o} \right)^{1/3} \left( \sinh \frac{2\pi d_i}{L_i} \right) \left( \frac{H_o}{H_i} \right) \quad (I.205)$$

y por tanto

$$D_{50} = \frac{5.54 (H_i)^3}{(L_o)^2 \sinh^3 \left( \frac{2\pi d_i}{L_i} \right)} \quad (I.206)$$

b) Transporte litoral

El transporte de sedimentos a lo largo del litoral se denomina transporte litoral, se puede valuar con las expresiones:

b.1) Shore Protection Manual (1977)

Según ese manual el volumen de material sólido arrastrado es igual a

$$Q_s = 0.0188 E_{x \text{ día}} \quad (I.207a)$$

$$E_{x \text{ día}} = 86400 E_x \quad (I.207b)$$

$$E_x = \frac{\gamma (H_r)^2 C_g}{16} (\sin 2 \alpha_r) \quad (I.207c)$$

donde

$Q_s$  transporte litoral, en  $m^3/\text{día}$

A.I

- $E_x$  componente, a lo largo de la costa, de la potencia de la ola (flujo de energía de la ola), en ton-m/s-m
- $H_r$  altura de la ola significativa en rompiente, en m
- $\alpha_r$  ángulo de incidencia del oleaje referido a la línea de rompiente
- $C_g$  celeridad de grupo. Por tratarse de aguas bajas en la zona de rompiente se puede considerar que  $C_g$  es igual a la celeridad de una onda individual, es decir  $C_g = C$
- $\gamma$  peso específico del agua de mar, en ton/m<sup>3</sup>

Si se trabaja con las características del oleaje en aguas profundas se cumple que

$$E_x = \frac{\gamma g}{64\pi} T (H_o K_r)^2 \text{ sen } 2\alpha_r \quad (\text{I.208})$$

donde

- $H_o$  altura de la ola significativa en aguas profundas, en m
- $T$  periodo de la ola, en s
- $K_r$  coeficiente de refracción e igual (ver 13.3.2)

$$K_r = \left( \frac{\cos \alpha_o}{\cos \alpha_r} \right)^{1/2} \quad (\text{I.209})$$

donde  $\alpha_o$  es el ángulo entre los frentes de onda en aguas profundas y una línea paralela a la playa.

El valor de  $E_x$  calculado utilizando la altura de la ola significativa es aproximadamente igual al doble del flujo de energía para un oleaje senoidal con distribución Rayleigh. Lo cual significa en el sentido exacto que  $E_x$  es solo proporcional al flujo de energía paralelo a la costa.

b.2) Método de Iwagaki y Sawaragi

Un segundo método que se propone utilizar para valuar el transporte litoral dado el caracter empírico de la fórmula recomendada en el inciso anterior es el propuesto por Iwagaki y Sawaragi, quienes utilizaron en su año

## A.I

lisis fórmulas semejantes a las usadas en Hidráulica Fluvial, como son, por ejemplo, las del tipo de Kalinske o Einstein-Brown.

La ecuación que proponen los autores es

$$\frac{Q_s}{\psi} = 31.7 \left( \frac{E_x}{\phi} \right)^{3/2} S \quad (I.210a)$$

donde

$$\psi = g^{1/2} \left( \frac{H_o}{K_s L_o} \right)^{1/6} \left( \frac{H_o}{K_s} \right)^{3/2} S^{1/3} D_m (\text{sen } 2 \alpha_r)^{1/3} \cos \alpha_r \quad (I.210b)$$

$$\phi = (\gamma_s - \gamma) g^{1/2} D_m \left( \frac{H_o}{K_s} \right)^{1/2} L_r \left( \frac{H_o}{K_s L_o} \right)^{1/6} (\text{sen } 2 \alpha_r)^{1/3} \quad (I.210c)$$

$$E_x = \frac{\gamma L_r H_r^2}{16 T} \text{sen } 2 \alpha_r \quad (I.210d)$$

$$K_s = \left( \frac{C_{go}}{C_{gr}} \right)^{1/2} \quad (I.210e)$$

$$L_r = \frac{g T^2}{2\pi} \tanh \left( \frac{2\pi d_r}{L_r} \right) \quad (I.210f)$$

$C_{gr}$  celeridad de grupo a la profundidad  $d_r$

$C_{go}$  celeridad de grupo en aguas profundas

$D_m$  diámetro medio del sedimento, en m

El subíndice cero indica aguas profundas y el r en rompiente. Las unidades de todas las variables están en kfg, m y s, mientras que  $Q_s$  está en  $m^3/s$ .

### 13.7 OBTENCION DE DATOS DE CAMPO

#### 13.7.1 MAREAS Y NIVEL MEDIO DEL MAR

##### 13.7.1.1 Generalidades

El conocimiento del efecto de la marea, por ejemplo, en lagunas, esteros y costas permite conocer en qué grado esos lugares se benefician marítima-



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

CURSO: OBRAS MARITIMAS  
DEL 11 DE MARZO AL 3 DE JUNIO 1985

MEXICO, D.F

ESTUDIOS BASICOS

M. EN C. ALVARO MUÑOS MENDOZA

JUNIO 1985

## TEMA 2.- ESTUDIOS BASICOS

Como en toda obra de Ingeniería, antes de diseñar para luego construir los diferentes tipos de obras, se requiere conocer las acciones a las que estará sometida dicha obra. Para ello, se deben hacer los estudios básicos concernientes a la región en estudio.

Dichos estudios básicos, son los que se mencionan a continuación:

- 2.1.- Mareas
- 2.2.- Topohidrografía ó Batimetría
- 2.3.- Oleaje
- 2.4.- Corrientes
- 2.5.- Viento
- 2.6.- Humedad y Temperatura del aire
- 2.7.- Evaporación
- 2.8.- Precipitación
- 2.9.- Temperatura y salinidad
- 2.10.- Arrastre Litoral
- 2.11.- Estudios Geológicos

La referencia C.F.E., 1980 proporciona una amplia descripción de los métodos utilizados para hacer estas mediciones.

El Gobierno Federal, a cuyo cargo está la construcción de obras marítimas de interés social, acostumbra llamar a los estudios que son necesarios realizar, de acuerdo a la obra de que se trate, "Términos de Referencia". A continuación se presenta un ejemplo de éstos. ( Fuente: S.C.T.-Dir.Gral.de O.M.)

## A. I

lisis fórmulas semejantes a las usadas en Hidráulica Fluvial, como son, por ejemplo, las del tipo de Kalinske o Einstein-Brown.

La ecuación que proponen los autores es

$$\frac{Q_s}{\psi} = 31.7 \left( \frac{E_x}{\phi} \right)^{3/2} S \quad (\text{I.210a})$$

donde

$$\psi = g^{1/2} \left( \frac{H_o}{K_s L_o} \right)^{1/6} \left( \frac{H_o}{K_s} \right)^{3/2} S^{1/3} D_m (\text{sen } 2\alpha_r)^{1/3} \cos \alpha_r \quad (\text{I.210b})$$

$$\phi = (\gamma_s - \gamma) g^{1/2} D_m \left( \frac{H_o}{K_s} \right)^{1/2} L_r \left( \frac{H_o}{K_s L_o} \right)^{1/6} (\text{sen } 2\alpha_r)^{1/3} \quad (\text{I.210c})$$

$$E_x = \frac{\gamma L_r H_r^2}{16 T} \text{sen } 2\alpha_r \quad (\text{I.210d})$$

$$K_s = \left( \frac{C_{go}}{C_{gr}} \right)^{1/2} \quad (\text{I.210e})$$

$$L_r = -\frac{gT^2}{2\pi} \tanh \left( \frac{2\pi d}{L_r} \right) \quad (\text{I.210f})$$

$C_{gr}$  celeridad de grupo a la profundidad  $d_r$

$C_{go}$  celeridad de grupo en aguas profundas

$D_m$  diámetro medio del sedimento, en m

El subíndice cero indica aguas profundas y el r en rompiente. Las unidades de todas las variables están en kfg, m y s, mientras que  $Q_s$  está en  $m^3/s$ .

### 13.7 OBTENCION DE DATOS DE CAMPO

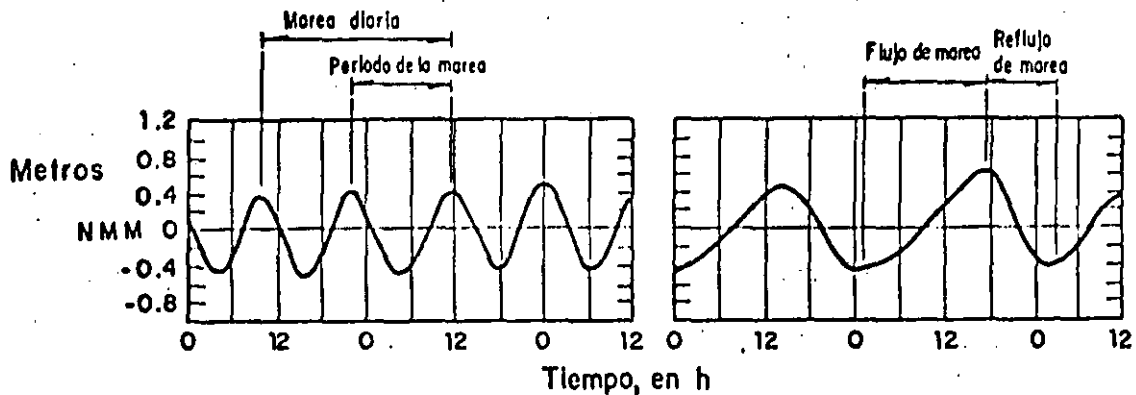
#### 13.7.1 MAREAS Y NIVEL MEDIO DEL MAR

##### 13.7.1.1 Generalidades

El conocimiento del efecto de la marea, por ejemplo, en lagunas, esteros y costas permite conocer en qué grado esos lugares se benefician marítima-

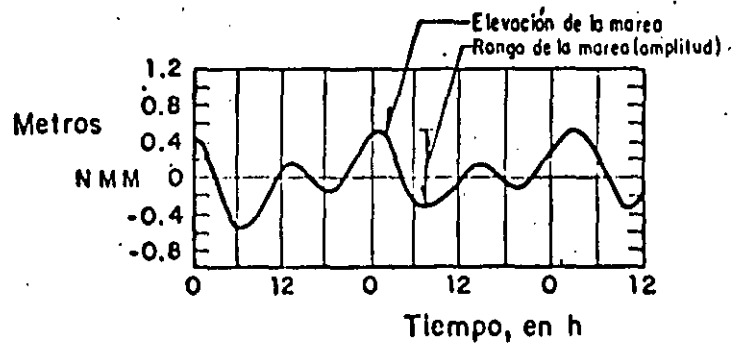
mente. Por otra parte, la amplitud de la marea y la determinación de los diferentes planos de mareas, entre ellos, por ejemplo, el nivel medio del mar, son información indispensable en el proyecto de estructuras, puertos, centrales térmicas y canales de comunicación marítima.

Uno de los movimientos familiares periódicos observados en las playas, son el diario ascenso (*pleamar*) y descenso (*bajamar*) del agua. Cuando ello ocurre dos veces al día se denomina *marea semidiurna* (fig I.89a), y cuando solo es una vez al día *marea diurna* (fig I.89b); también puede ocurrir una combinación de estos, que se caracteriza por tener dos *pleamares* o dos *bajamares* notablemente diferentes y se denomina *marea mixta* (fig I.89c). Este movimiento de ascenso y descenso de la superficie del mar con un periodo de 12 horas 25 minutos o 24 horas, se llama *marea astronómica*, el cual es acompañado por un movimiento horizontal del agua en forma de corrientes marinas.



a) Semidiurna

b) Diurna



c) Mixta

FIG. I.89 Diferentes tipos de marea

0.00, obtenido con las lecturas medidas durante uno o dos meses, se tomará como definitivo para continuar con todos los levantamientos topográficos. El verdadero nivel medio del mar se obtiene después de un registro de 18.6 años y no coincide con el obtenido con solo uno o dos meses, pero la diferencia entre ambos puede valer como máximo unos 5 cm lo cual no es de importancia para el proyecto desde el punto de vista ingenieril.

La determinación de todos los componentes de una marea para poder predecir la que ocurrirá en el futuro sale del alcance de este capítulo y además existen otras instituciones como son, por ejemplo, el Instituto de Geofísica de la UNAM y la Secretaría de Marina que se encargan de hacerlo.

### 13.7.2 BATIMETRIA

#### 13.7.2.1 Generalidades

Levantamientos batimétricos son aquellos que se llevan a cabo mediante sondcos, a fin de obtener la configuración del fondo del mar, lagos, ríos o embalses.

Cuando se necesitan levantamientos topográficos de los terrenos adyacentes a las áreas cubiertas por el agua, conviene planearlos conjuntamente con los levantamientos batimétricos.

En la actualidad, la fotogrametría y los modernos equipos de sondeo por eco, llamados *ecosonda*, permiten que los levantamientos batimétricos se lleven a cabo con mayor precisión y rapidez. La localización de la lancha en la cual está instalado el ecosonda se logra mediante triangulación utilizando dos tránsitos (teodolitos); o bien con equipos de posicionamiento como puede ser el trisponder.

Las ecosondas determinan el intervalo de tiempo con que las ondas sonoras viajan con velocidades conocidas desde un determinado punto en la superfi-



cie del agua a través del medio acuático; es decir, lo que se hace es medir el tiempo que transcurre entre el instante que se emite un sonido y aquel en que se recibe su eco, y como es conocida la velocidad de la onda, el aparato indica directamente la distancia que recorre dicho sonido.

#### 13.7.2.2 Equipo batimétrico

El equipo batimétrico puede consistir en un mecanismo de registro gráfico, un transmisor de señales sonoras y su amplificador de eco, así como una unidad sumergible llamada *pescado*, que consiste en dos sensores (uno transmisor y otro receptor); todo este equipo es electrónico y funciona generalmente con 12 voltios de corriente continua.

Para la interpretación del registro o gráfica, es necesario considerar que un fondo rocoso refleja un eco más fuerte, y que los fondos compactos registran gráficas de traza bastante delgado y definido, mientras que en fondos lodosos esta gráfica es variante y poco definida, por tal motivo en este caso se interpretará la línea superior de la gráfica como el límite útil.

Cuando existen ecos múltiples por haber poca profundidad y fondo rocoso, es recomendable reducir la sensibilidad del equipo; además puede haber confusión en el eco cuando existan en el agua burbujas de aire producidas por la estela que deja la embarcación.

#### 13.7.2.3 Localización planimétrica de la unidad de sondeos o embarcación

Para situar la lancha en que se realizan los sondeos, es necesario resolver el triángulo formado cuando menos por dos puntos de coordenadas conocidas en tierra y el punto ocupado por la lancha. Esto puede hacerse con dos tránsitos midiendo desde tierra los ángulos que se forman al intersectar la lancha, o midiendo las distancias de los puntos desde la estación en tierra a la embarcación. En el primer caso la distancia entre las dos

estaciones donde se colocan los tránsitos debe ser conocida. En el segundo se utiliza un equipo electrónico de medición de la distancia, el cual situa la lancha midiendo simultáneamente el ángulo a una línea base de referencia y la distancia entre él y la lancha.

En el instante en que se determina la situación de la embarcación, se toma el dato de profundidad; con ello se obtendrá un punto que servirá para la configuración del relieve subacuático. Se necesitan cuando menos 100 puntos por  $\text{km}^2$  para realizar una configuración razonable. La coordinación entre los operadores de los tránsitos y de ecosonda se logra por medio de radios portátiles. Existen equipos más complejos como el trisponder que colocado en la lancha permite conocer su localización respecto a estaciones fijas en tierra. Aún más, la señal del trisponder y del ecosonda se pueden enviar a un equipo electrónico que automáticamente indica la posición  $(x, y)$  de la lancha y la profundidad del fondo que corresponde a ella.

### 13.7.3 OLEAJE

Para el proyecto de una planta termoeléctrica ubicada a la orilla del mar es necesario observar sistemáticamente y continuamente el oleaje en los puntos que sea necesario, por lo menos durante un año, ya sea con métodos directos e indirectos.

Cuando por alguna circunstancia no es posible realizar una campaña de mediciones oceanográficas de por lo menos un año, se recomienda utilizar la información publicada y la obtenida de observaciones efectuadas desde barcos. Por ejemplo, la US National Oceanographic Office para el Atlántico ha publicado el *Oceanographic Atlas of the North Atlantic Ocean (Sea and Swell)* la cual contiene información sobre la frecuencia del viento, la altura del oleaje, así como periodo-altura del oleaje de acuerdo con la rosa de vientos (N-S-E-W) estacional, mensual o anual. Algo similar, pero con menor información, se publica para el Océano Pacífico.

### 13.7.3.1 . Altura y periodo del oleaje

#### a) Métodos de observación directa

Se clasifican de acuerdo con el tipo de instrumentación que se utilice en sumergidos, superficiales y aéreos.

#### *Método sumergido*

Como su nombre lo indica el sensor se encuentra bajo el agua. En uno de ellos el sensor descansa sobre el fondo a una elevación conocida y emite señales de ultrasonido que suben a la superficie y se reflejan únicamente hacia el fondo donde son captadas por el sensor. En esa forma se conoce el tirante de agua sobre el sensor, en la fig I.90 se muestra esquemáticamente este dispositivo

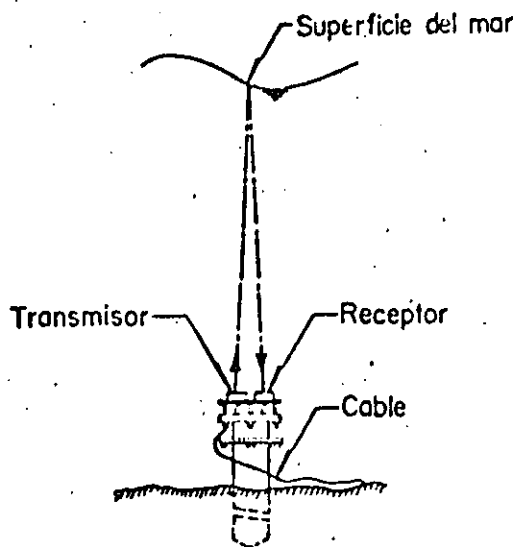


FIG. I.90 Medidor ultrasónico

Otro método que es el más ampliamente utilizado para medir el oleaje, consiste en colocar una celda de presión que registre tanto la presión hidrostática como la dinámica. La profundidad a la que se colocan varía entre 4 y 40 m bajo la superficie y de preferencia el fondo debe estar a una profundi-

dad tal, que el oleaje sea de aguas profundas. Sin embargo, por facilidad de instalación, mantenimiento y operación conviene situar estos equipos en lugares donde el fondo esté situado a no más de 15 m de profundidad; a mayores profundidades se requiere personal de buceo especializado.

El sensor puede ser colocado directamente sobre un soporte que descansa en el fondo, sobre un tubo enterrado y contraventeado a tres muertos de concreto o puede estar sostenido por un cable tensado que en su parte superior tiene un flotador y en la inferior está amarrado a un muerto de fierro o concreto. El flotador queda situado como a 2 a 5 m bajo la superficie del mar dependiendo de la amplitud del oleaje.

La señal del sensor de presiones puede ser grabada en un cassette que se encuentra en el mismo apartado; o bien puede ser enviada a tierra o por medio de una señal de radio o por medio de cables. En la estación en tierra y con ayuda de equipo electrónico se grafica la señal y/o se graba en cinta.

La grabación en cinta de la señal del sensor permite su procesamiento posterior para encontrar el espectro del oleaje y de él obtener frecuencias o periodos y alturas representativas del oleaje, como se describió en 13.4.2.5.

### *Método superficial*

Consiste en medir el tiempo que tarda en cambiar la elevación de la superficie del agua en cualquier punto con instrumentos colocados en estructuras marítimas. En el punto de interés se instala una baliza o una regla graduada, siguiendo en ella la variación de la elevación de la superficie, mediante un tránsito, o filmando con ayuda de una cámara situada en tierra firme.

Entre los diferentes métodos superficiales, el más confiable es el método de medidores de resistencia calibrados (Caldwell 1948, Gerhart 1955,

Russell 1961). Consiste en unos electrodos colocados a intervalos constantes (10-20 cm) en una columna verticalmente erigida en el agua. Cuando la superficie del agua se mueve hacia arriba y hacia abajo a lo largo de la columna, los electrodos son sumergidos y descubiertos alternadamente, con lo cual la resistencia eléctrica en el circuito que corresponde a cada electrodo varía proporcionalmente con la elevación de la superficie del agua. De este modo, la fluctuación de la superficie es grabada y medida en forma de una curva discontinua.

### *Método aéreo*

Este método también llamado estereofotográfico aplica la fotografía a la observación de las olas. Un par de fotografías de la superficie del mar tomadas por dos cámaras permiten conocer el contorno del oleaje y con ello obtener la distribución de las alturas y longitudes de las olas, trabajo que resulta muy laborioso, por lo cual se utiliza en casos muy particulares. Este método es muy útil para conocer la dirección del oleaje, observar dos o tres oleajes superpuestos provenientes de diferentes direcciones y para visualizar la refracción y difracción que sufre el oleaje al desplazarse hacia tierra.

A continuación se describe con mayor detalle los métodos de la baliza, el de medidores de resistencia calibrados y el estereofotográfico.

### *Método de la baliza*

Es el método más simple de observación visual. Se erige en el punto de interés una pila o un tubo de fierro o acero, y se coloca una varilla marcada en intervalos de 1 cm a 5 cm. La elevación de la superficie del agua a lo largo de la varilla se sigue con un tránsito. El diseño general se muestra en la fig I.91 cuando el fondo sea de roca dura. Para fondo arenoso, la pila o tubo debe colocarse dentro de la capa arenosa mediante un chorro de agua.

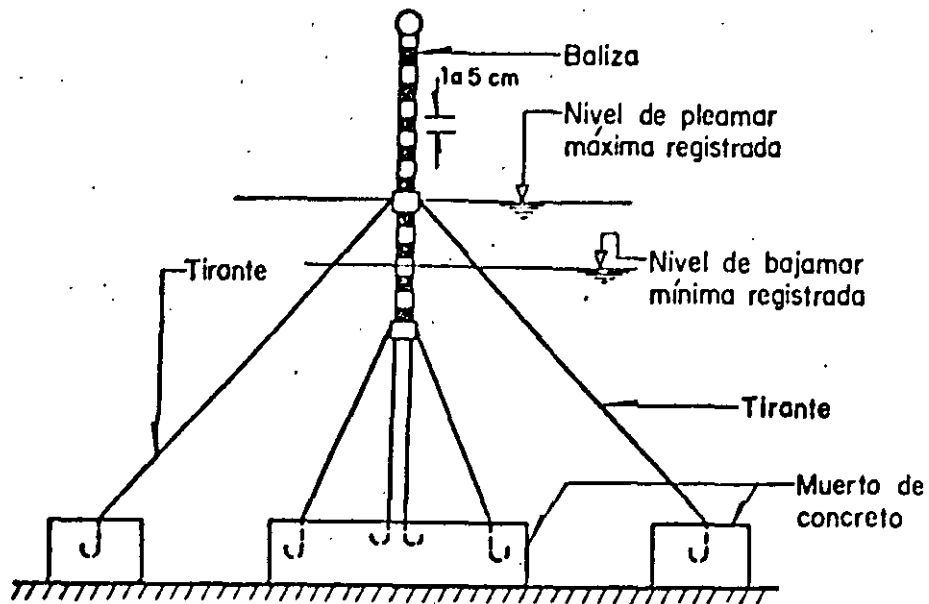


FIG. I.91 Esquema de una baliza

Para apreciar las olas por medio de la baliza, el observador del tránsito y la persona que anota deben leer y registrar continuamente durante 10 min las sucesivas crestas y depresiones.

La elevación de las fluctuaciones con respecto al tiempo y a lo largo de la baliza son como se muestra en la fig I.92. Las elevaciones  $a$ ,  $b$ ,  $c$ ,  $d$ ,  $e$ , etc se leen en forma consecutiva, así la altura de la ola 1 está definida por  $\overline{ab}$  (distancia vertical entre  $a$  y  $b$ ) y para la ola 2 es  $\overline{cd}$ . Para las olas 5 y 6, la altura está definida por las distancias  $\overline{kl}$  y  $\overline{no}$ , respectivamente.

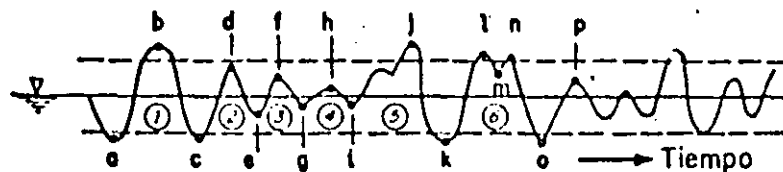


FIG. I.92 Fluctuaciones de la superficie del mar

Dado que el periodo de la ola se define como el intervalo de tiempo que tarda una cresta en pasar a la próxima cresta, el periodo de la ola 1 es el tiempo que transcurre entre  $b$  y  $d$ , y el de la ola 2 es entre  $d$  y  $f$  y así sucesivamente.

Cuando no es posible dictar las sucesivas elevaciones y anotar el tiempo en que ocurren; en otras palabras cuando no es posible construir el diagrama de la fig I.92, a partir de una observación visual se aprecian las elevaciones promedios altas y bajas. La diferencia entre ellos es aproximadamente igual a la altura significativa  $H_{1/3}$  del tren de ondas observado.

#### *Método de medidores de resistencia calibrados*

Este método se diseñó para grabar automáticamente el movimiento de la superficie del agua a lo largo de la baliza. Según la fig I.93 el medidor está compuesto por un número determinado de electrodos ( $E_1, E_2, \dots, E_n$ ) con sus respectivas resistencias ( $R_1, R_2, \dots, R_n$ ) colocados dentro de un cilindro hueco de acero perfectamente protegidos y aislados del agua salada; los electrodos trabajan como interruptores al seguir las fluctuaciones de la superficie del mar.

Si las resistencias  $R_1, R_2, \dots, R_n$  tienen un valor común y constante  $R$ , la corriente  $I$  es la suma de las corrientes que fluyen a través de los electrodos sumergidos en el agua, es decir se cumple que

$$I = \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{nR_i} \quad (I.212)$$

donde  $n$  es el número de electrodos sumergidos.

Por tanto la corriente  $I$  es proporcional a  $n$ , esto es, al movimiento del agua; al medir dicha corriente  $I$ , se obtiene el perfil de la superficie.

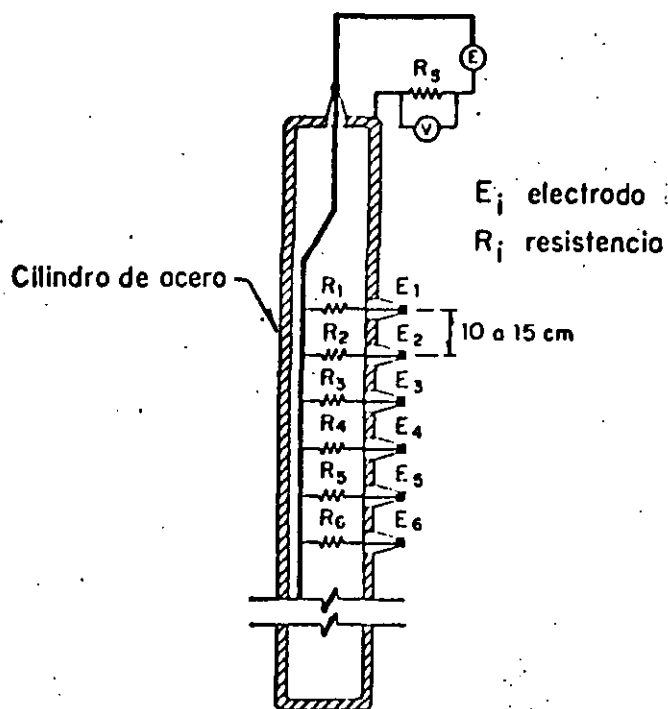


FIG. I.93 Medidor de resistencia

La lectura de los resultados dibujados de las alturas y los periodos del oleaje se hace de igual forma al descrito para el método de la baliza.. En este caso, el perfil del oleaje es grabado de una manera más completa, ya que también las olas pequeñas y las irregulares se pueden leer correctamente.

#### *Método estereofotográfico*

Los dos métodos anteriores miden únicamente las fluctuaciones de la superficie del agua en cualquier punto de la costa, pero como se indicó, el oleaje presenta una longitud de cresta determinada que al acercarse a la costa se ve afectada por la topografía del fondo y la pendiente de la playa, las que refractan y reflejan el oleaje. Para conocer las formas y trayectoria de las olas estas deben ser observadas por estereofotografía. El principio de este método es el mismo que el que se utiliza en los estudios topográficos por fotografía.



Para medir la trayectoria de las olas en mar abierto se toma simultáneamente un par de fotografías aéreas de la superficie del océano. La fig I.94 muestra la posición relativa de los aviones, utilizando un barco o una boya flotante como puntos de referencia

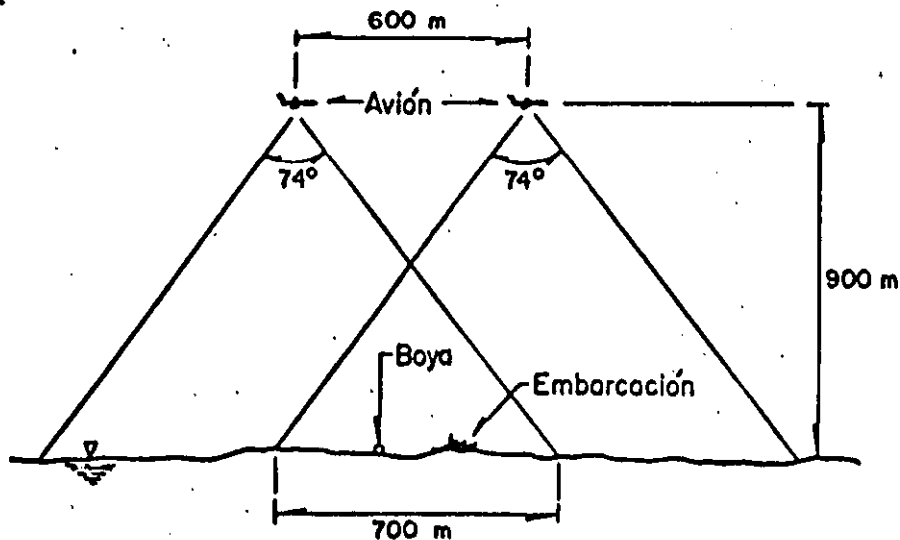


FIG. I.94. Observación estereográfica

Cuando las fotografías abarcan parte de la costa no se requieren embarcaciones que sirvan como punto de referencia, ya que se usan los accidentes propios de la costa.

Para medir el oleaje en las costas no se necesitan aviones, pero sí un par de cámaras; el principio es como sigue, según la fig I.95 dos cámaras se colocan en los puntos  $O_1$  y  $O_2$  en la costa. La distancia  $\overline{O_1O_2}$  es la línea base, generalmente mide de 10 a 20 m. Los ejes de los lentes de las cámaras son las líneas  $\overline{O_1O'_1}$  y  $\overline{O_2O'_2}$  y se orientan horizontal y normal a la línea base. Como el ángulo de visión de la cámara es de  $20^\circ$ , el área triangular al superponer las dos fotografías define la zona de definición. téngase en cuenta que las dos cámaras deben ser disparadas simultáneamente.

La altura necesaria de los ejes de los lentes depende de la altura de las

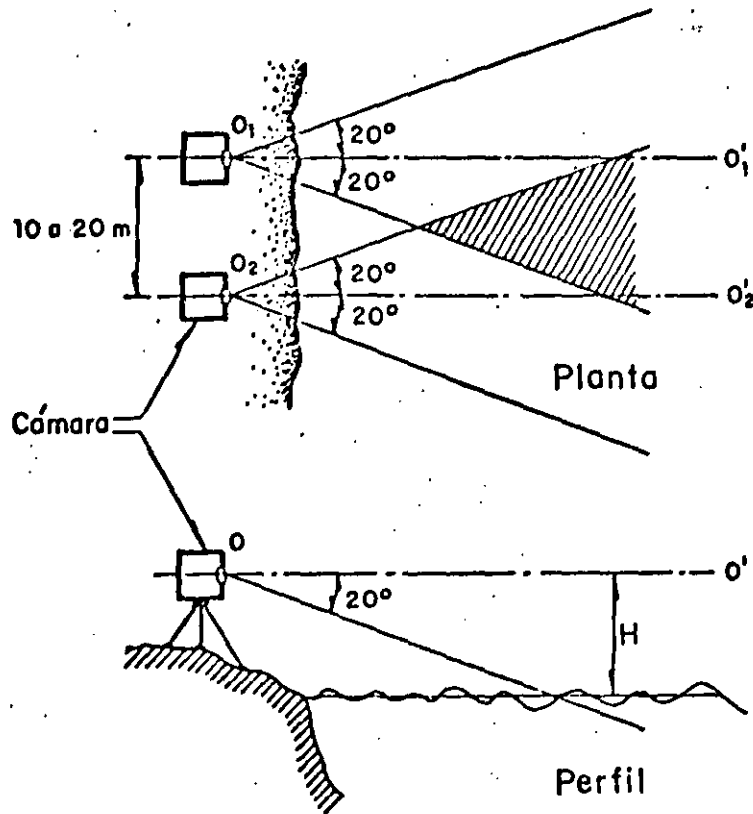


FIG. I.95 Observación estereográfica

cámaras y de la dirección en que viajen las olas. Si los ejes de los lentes son paralelos a la dirección de las olas, para medir la ola que esté por llegar a la playa, donde están ubicadas las cámaras, la altura de los ejes de los lentes sobre la superficie del mar debe ser cuando menos de 30 m. Si los ejes coinciden con la dirección normal del oleaje, las olas serán observadas en dirección de la línea de la cresta, requiriendo una altura de los ejes sobre la superficie de 10 a 15 m. Con estas alturas de ejes es suficiente para medir la distribución del oleaje a una distancia de 500 a 800 m de la línea base.

#### b) Método de observación indirecta

En ocasiones no es posible efectuar la medición del oleaje por métodos de observación directa ya que no siempre se cuenta con una estructura en donde apoyar los sensores; en tales situaciones se recurre a métodos de observación indirecta, por ejemplo, sensores de presión, que permiten registrar las fluctuaciones de presión debajo del agua, causadas por el oleaje.

Las fluctuaciones de presión como función de la altura y periodo del oleaje y de la profundidad del agua, permiten obtener las características del oleaje, al conocer la relación entre las presiones registradas por el sensor y las presiones producidas por el oleaje a cualquier profundidad.

En las figs I.96 y I.97 se muestra el tipo de instalaciones utilizadas para los sensores de presión, con o sin registrador integrado al medidor, ya sea de registro discontinuo o continuo, respectivamente.

#### 13.7.3.2 Dirección del oleaje

La estimación de la dirección de avance del oleaje es esencial para estimar la dirección del arrastre litoral, las presiones sobre las estructuras y escolleras o la penetración del oleaje en un recinto portuario.

La dirección del oleaje en mar abierto algunas veces es estimado toscamente por la dirección del viento, mientras que en la cercanía a la costa este factor resulta ser insuficiente debido a la refracción del oleaje por efecto de la configuración batimétrica.

Entre los métodos convencionales para estimar la dirección del oleaje se tiene la fotografía aérea, la observación visual y el radar. Mediante la fotografía aérea, la dirección y distribución de la trayectoria del oleaje se observan claramente con este método, bajo condiciones apropiadas. La observación visual se utiliza con mayor frecuencia y para ello se utiliza un tránsito; con este se mide el ángulo horizontal entre una referencia fija y el de la visual a las crestas cuando estas sean paralelas al hilo horizontal de la retícula del tránsito.

#### 13.7.4 CORRIENTES

Las corrientes oceánicas, las de marea y las producidas por el oleaje transportan los materiales que forman las costas o que transportan los ríos, de-

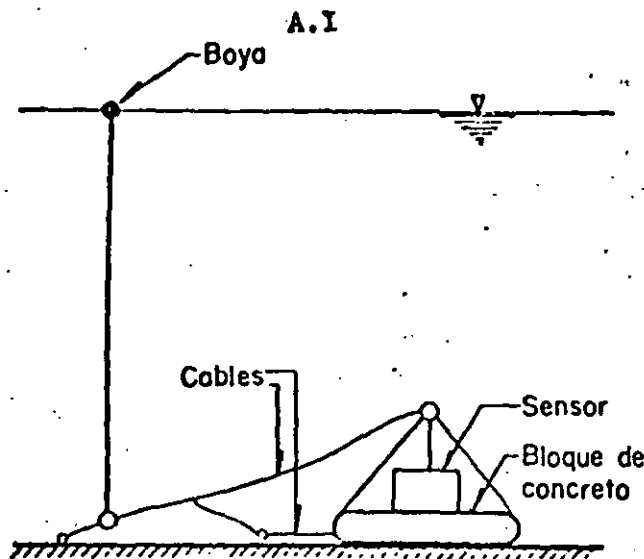
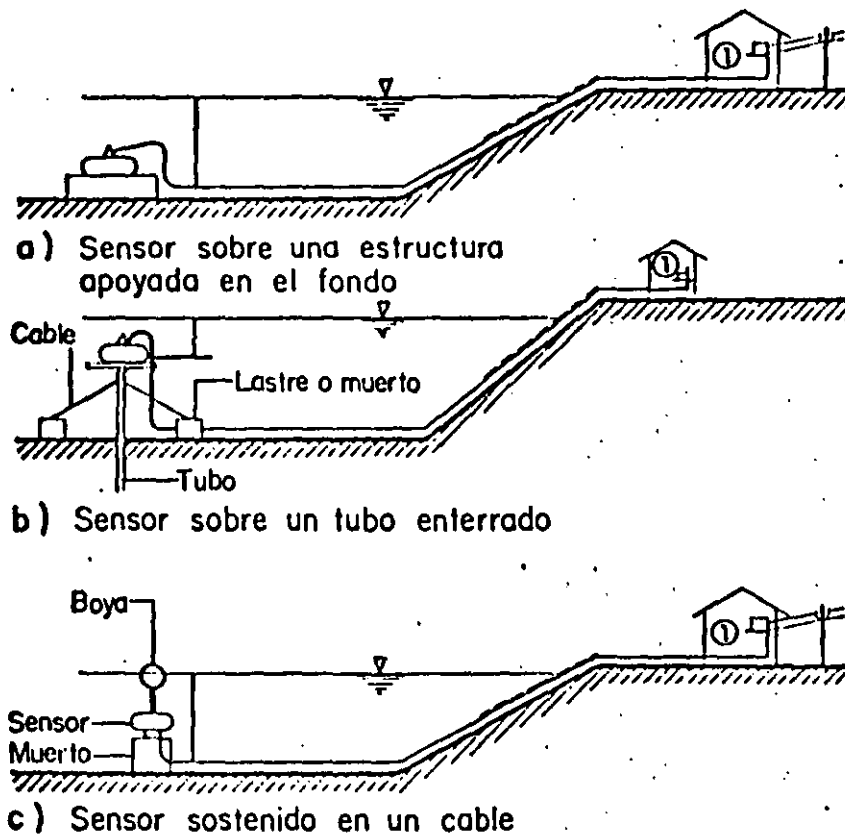


FIG. I.96 Tipo de instalación de medidores con grabadora integrada al sensor



NOTAS:

La instalación de un sensor de presión con equipo de grabación incluido puede también hacerse en las formas indicadas; sin requerir cable ni caseta de control

① Equipo para amplificar, digitalizar, grabar y registrar la señal del sensor

FIG. I.97 Tipo de instalación de medidores de presión sin grabadora integrada al sensor

positándolos en las bahías o en los recintos portuarios y contribuyen a configurar las playas, véase subcapítulo 13.6. Por otra parte las corrientes litorales desplazarán la pluma de agua caliente de las descargas de las centrales térmicas. Por lo anterior deben medirse con precisión la velocidad y dirección de las corrientes cercanas a la costa.

Cualquiera que sea la forma de medirlas, se debe anotar la hora de la observación para relacionarla posteriormente con la marea.

#### 13.7.4.1 Flotadores y crucetas

Dentro de los métodos para medir una corriente, los flotadores constituyen la forma más sencilla de obtenerla. La medición se realiza siguiendo la trayectoria de los flotadores u objetos arrastrados por la corriente.

El uso de los flotadores es conveniente y económico, pero no recomendable cuando la velocidad es pequeña o hay mucho viento; cuando no lo hay y el oleaje es de pequeña altura, los resultados llegan a ser muy confiables.

A diferencia de los flotadores, que solo sirven para estimar la corriente superficial, las crucetas y los objetos lastrados permiten conocer la corriente a cualquier profundidad (fig I.98).

Después de lanzar el instrumento se observa su posición y se sigue su trayectoria con dos tránsitos localizados en la playa. Al ubicar los puntos en un plano y anotar en cada uno el tiempo de observación se conoce tanto la trayectoria del flotador como la velocidad de la corriente entre puntos.

#### 13.7.4.2 Medidores de corriente convencionales

Existe una gran variedad de ellos, clasificándose en dos: los que operan bajo la presión de la corriente como es, por ejemplo, el tubo de Pitot, la placa de presión o esfera y los que tienen una propela o hélice y que, generalmente, se denomina como molinetes.

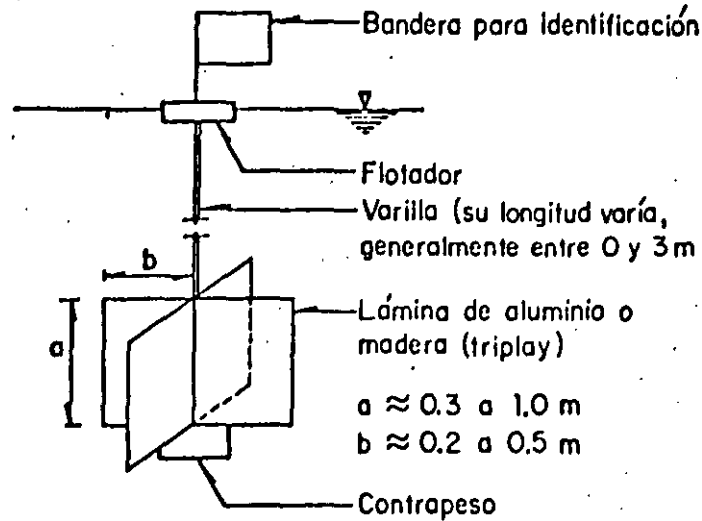


FIG. I.98 Flotador lastrado

#### 13.7.4.3 Medidores de corriente automáticos

Los transductores o corrientímetros para medir flujos son de cuatro tipos, de resistencia, de arrastre o empuje, de propela y acústico.

- a) Los corrientímetros de resistencia son sensores que están sujetos a una estructura fija, a los cuales las fuerzas que el flujo produce debido a su velocidad, desplazan o deforman.
- b) Los corrientímetros, de arrastre o empuje hacen girar dos o cuatro semicilindros de eje vertical (Savonius).
- c) Los de propela son aquellos en que esta gira alrededor de un eje horizontal.
- d) Los acústicos miden las diferencias de la velocidad del sonido emitida en direcciones opuestas.

La velocidad de una corriente en el mar puede llegar a valer más de 3 m/s. En el estudio de las corrientes marinas conviene efectuar mediciones simultáneas en tiempo y en diferentes posiciones. Un impedimento para lograr mediciones de corriente con cierto éxito es el costo, pues resulta demasiado costoso el disponer de cuatro o más corrientímetros en operación simultánea. Una de las causas que provoca mayor error en la medición de las corrientes es la oscilación del cable del que a veces, se suspende al corrientímetro. Por ello conviene apoyar estos equipos sobre una estructura más rígida, como puede ser la parte superior de un tubo hincado en el fondo.

#### 13.7.4.4 Observaciones en la costa

Los diferentes tipos de medidores presentan ventajas y desventajas, por eso es necesario decidir su uso desde un punto de vista económico, de acuerdo con el objetivo que se pretende (ya sea observaciones de corrientes de las mareas, litorales o estuarios) y del sitio de observación.

##### *Observaciones de corrientes de marea*

Las observaciones en un punto fijo tienen como finalidad obtener las propiedades generales de las corrientes de marea. El lugar para establecer el lugar fijo se escogerá donde los datos sean más útiles, considerando el objetivo de la investigación o de los proyectos, y la situación general del área donde se van a efectuar las observaciones.

##### *Observaciones de corrientes en el litoral*

La observación de la corriente del litoral se dificulta a causa de las condiciones particulares del oleaje, y a la excesiva turbulencia. Su obtención se lleva a cabo lanzando objetos o tintes; sin embargo, recientemente se dispone ya de medidores automáticos (fig I.99).

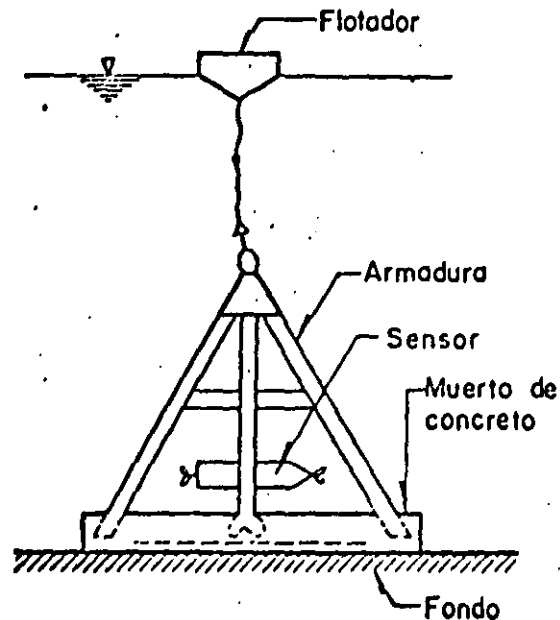


FIG. I.99 Instalación para la observación de corrientes litorales

### 13.7.5 DATOS CLIMATOLOGICOS

#### 13.7.5.1 Viento

El viento es una magnitud vectorial, por ello es preciso determinar su dirección, sentido y módulo (velocidad).

La dirección y sentido se obtienen con la veleta que define los puntos cardinales y otros intermedios (rosa de viento). También se usa este aparato para registrar continuamente las direcciones del viento en un día.

La velocidad se mide con los anemómetros. Estos determinan la intensidad del flujo. El modelo Robinson, muy empleado, consiste en cuatro semiesferas huecas sujetas por varillas horizontales en cruz, enlazadas a un eje vertical común de giro. El impacto del viento sobre la superficie cóncava de las semiesferas las hace girar y un contador mide las vueltas traduciéndolas a velocidad.



La observación sistemática de los vientos en un área determinada permite establecer una clasificación de los vientos, basada en su persistencia e intensidad que a continuación se describe; se denomina *viento reinante* al más frecuente y *dominante* al más intenso. Para determinar las características de estos vientos se acostumbra representar el resultado de las mediciones en tres diagramas, llamados *Diagramas de Lenz*, que a continuación se describen:

1. El número de veces que ha soplado el viento en cada dirección se expresa en porcentaje del número total de observaciones hechas), indicando con ello su frecuencia; su representación se conoce como *Gráficas de frecuencia o de n* y con ayuda de ella se define la dirección del *viento reinante*.
2. En la *gráfica n-U*, se toma en cuenta conjuntamente la frecuencia y la velocidad del viento, sumándolas según se observaron para cada dirección. Esta gráfica tiene particular aplicación en los estudios de transporte eólico.
3. La gráfica denominada simplemente *gráfica de  $U^2$* ; se utiliza para apreciar la máxima presión que se puede ejercer sobre una estructura, ya que esta es función de la velocidad del viento al cuadrado. La *gráfica* permite determinar el *viento dominante*.

#### 13.7.5.2 Humedad y temperatura del aire

Para definir la humedad se utilizan diversas magnitudes. Las más comunes son la tensión de vapor, la humedad absoluta, el déficit de saturación, la humedad específica, la humedad relativa y la proporción de mezcla o relación de humedad, en el cap A.1.7 se da una definición de cada una de estas variables.

El efecto de la humedad sobre determinadas sustancias higroscópicas, por

ejemplo, el cabello humano desengrasado puede servir para medirla (higrómetro), pero en las estaciones climatológicas es mucho más utilizado el sicrómetro.

Los diferentes tipos de sicrómetros varían según se sometan a ventilación natural o forzada. Estos últimos, que son los más empleados, provocan la evaporación del agua de una muselina por un volteo rápido del sicrómetro, o bien mediante un pequeño ventilador (sicrómetro de aspiración de Assmann).

Interesa medir, especialmente, la temperatura del aire en las inmediaciones de la superficie terrestre. El aire se calienta o se enfría a partir del suelo por distintos métodos de transmisión, así como por los cambios de estado físico del agua atmosférica.

La variación de la temperatura sigue dos ciclos principales: el ciclo diario que presenta una forma sinusoidal con un máximo y un mínimo muy acusado, y el ciclo anual, que referida a temperaturas medias diarias denota también forma sinusoidal, dependiendo sus máximas y mínimas fundamentalmente de la latitud.

En los observatorios meteorológicos se emplea corrientemente el termómetro de mercurio, líquido que al dilatarse se desplaza por el interior de un tubo capilar, leyéndose directamente la temperatura en la escala grabada sobre el tubo termométrico. La lectura se hace en grados centígrados y la escala se divide en medios grados o en décimas de grado.

En lugares muy fríos (temperaturas menores a  $-25^{\circ}$  C), el mercurio se sustituye por alcohol, que tiene un punto de solidificación más bajo.

Otra medida que generalmente se hace es la máxima y mínima temperatura diaria. Un termómetro para medir la máxima tiene un estrechamiento en la base de la columna capilar, que le impide descender y el regreso al depósito se consigue con sacudidas bruscas. Para la mínima son de alcohol con un in-

dicador que es arrastrado por el menisco que forma un líquido al retroceder por el capilar, pero que no se mueve cuando el líquido asciende.

Hay aparatos conocidos como termógrafos, que registran continuamente la variación de la temperatura.

#### 13.7.5.3 Evaporación

La variación diaria de la evaporación está estrechamente ligada con la de la temperatura del medio ambiente durante el día (ver cap A.1.9).

La evaporación del agua se mide con los evaporímetros que son de cuatro tipos: a) estanques de evaporación, b) evaporímetros de balaza, c) porcelanas porosas, d) superficiales de papel húmedo.

#### 13.7.5.4 Precipitación

La lluvia se mide por la altura que alcanzaría sobre una superficie ideal plana y horizontal, antes de sufrir pérdidas (evaporación, infiltración, etc.).

Los pluviómetros ordinarios miden la cantidad de lluvia recibida en un intervalo de tiempo (generalmente un día) comprendida entre dos lecturas consecutivas.

Los pluviógrafos registran continuamente la variación de lluvia con el tiempo. Existen tres tipos fundamentales basados en otros tantos principios: pesajes sucesivos, vaciados por sifonación de un depósito en que sube y baja un flotador, y el registro de vertido de volúmenes fijos. Los dos últimos son los más usuales; una descripción más completa de estos aparatos puede consultarse en el cap A.1.2.

### 13.7.6 TEMPERATURA Y SALINIDAD

Es factible determinar la temperatura de océanos y mares, cuyo intervalo normal en ellas es de  $-2^{\circ}$  a  $32^{\circ}$  C, mediante termómetros (termopares, termistores, bulbos de resistencia).

Los termistores proporcionan una exactitud que va de  $\pm 0.5^{\circ}$  a  $\pm 0.02^{\circ}$  C, mientras que los termómetros reversibles proporcionan por su construcción una exactitud de  $\pm 0.002^{\circ}$  C.

En las observaciones oceanográficas directas de la temperatura, se puede considerar suficiente una exactitud de  $\pm 0.01^{\circ}$  C; cuando se requiere medir densidades es suficiente una exactitud, si es posible, del orden de  $\pm 0.002^{\circ}$  C.

La salinidad en océanos y mares se determina directamente al obtener muestras y precisar químicamente el contenido de sales de cloro y un método indirecto es utilizando conductímetros de inducción.

### 13.7.7 SEDIMENTOS

Los métodos de campo para valuar el transporte litoral consisten en mediciones directas que proporcionan la cantidad de material que es transportada por el fondo de la playa y la que es transportada en suspensión; entre ellos, los más utilizados son los espigones y dragados de prueba, las trampas de arena y los trazadores.

#### 13.7.7.1 Espigones de prueba

Este método consiste en construir un espigón que impide el paso de material y con ello conocer los volúmenes netos de material arrastrados en intervalos de tiempo, por ejemplo, de un mes, un año, etc. El método requiere de levantamientos periódicos (ya sea mensual, quincenal o diariamente) antes y después de la construcción y a lo largo de su vida útil del espigón; la obtención se hace generalmente del lado donde se acumula material,

aunque en ocasiones se hace en ambos lados de él. Una vez obtenidas las batimetrías, se obtienen por comparación de volumen las cantidades de material acumulado de un lado y la de erosión del otro.

#### 13.7.7.2 Dragado de prueba

Es análogo al anterior, ya que la barrera artificial la constituye ahora una fosa en el fondo, utilizándose este método en la entrada de puertos, esteros o canales de navegación cuando hay una dirección principal de arrastre. Se recomienda utilizarlo en obras construidas, ya que ayudan a definir criterios de dragado y sirve como comprobación de los resultados de estudios previos. Igualmente se requiere hacer levantamientos batimétricos periódicos.

#### 13.7.7.3 Trampas de arena

Son dispositivos mediante los cuales se extraen muestras representativas de material en suspensión y de fondo, sin alterar las condiciones existentes.

El método de muestreo de material transportado por el fondo consiste en tomar el tiempo en que se llena cada trampa o en estimar el volumen de arena atrapado en diferentes intervalos en la dirección de donde viene el material. Al estudiar los volúmenes almacenados, en todas las trampas de una sección, se conocerá el gasto a todo lo ancho de la playa. Las trampas circulares enterradas a lo largo de una línea perpendicular a la playa, separadas una de otra de 10 a 100 m y capacidad de 60 a 200 litros son independientes del perfil playero.

Las trampas para el material que se transporte en suspensión presentan formas muy variadas y se colocan a diferentes profundidades, como son, por ejemplo, el muestreador tipo bambú, el recipiente Van Dorn y la succión con tuberías.

#### 13.7.7.4 Trazadores

Son partículas de arena de la playa en estudio, a las cuales se les ha marcado para distinguirlas fácilmente, ya sea con pintura o con radioactivantes. La inyección del material marcado puede hacerse una sola vez o ser continua; ambas son de utilidad para la localización de las trayectorias que sigue la arena y para la cuantificación del arrastre litoral.

## A.II

En las refs 6 y 8 puede consultarse una descripción del método del *Shore Protection Manual* descrito en el tomo I y que está resumido por la ec I.207a. Si se desean aplicar otros métodos se puede consultar la ref 10.

### 13.7 OBTENCION DE DATOS DE CAMPO

#### 13.7.1 MAREAS Y NIVEL MEDIO DEL MAR

##### 13.7.1.1 Generalidades

Las mareas son resultado de la acción de cuerpos celestes sobre la superficie líquida de la Tierra, dando lugar con ello a los movimientos de grandes masas de agua.

En el tiempo de luna nueva y llena, la atracción producida por la luna ocurre en la misma dirección que la producida por el sol, por lo que estas mareas tienen una amplitud mayor que ninguna otra y se denominan *mareas vivas*. Las mareas que tienen la menor amplitud, son conocidas como *mareas muertas*, las cuales ocurren en el primer y tercer cuarto de luna (ref 15).

Conviene aclarar que para conocer con precisión los niveles de mareas mencionados en el tomo I se requiere haber observado las variaciones respectivas en un lapso de 18.6 años (llamado año juliano). Sin embargo, el tiempo mínimo para poder establecer los planos anteriores en un lugar de interés es de un año en el entendido de que esta determinación no será lo suficientemente precisa; si el estudio es preliminar, se acepta un mes lunar.

##### 13.7.1.2 Equipo de medición

Para registrar las variaciones del nivel del agua mediante un limnógrafo, se utiliza un juego de poleas accionado por un flotador que al subir o bajar señala las variaciones en un cilindro que contiene papel y que gira en función del tiempo (fig II.23). Para evitar oscilaciones debidas al oleaje,

## A.II

el flotador queda dentro de tubo, el cual tiene uno o dos orificios para comunicar el agua del interior con la exterior.

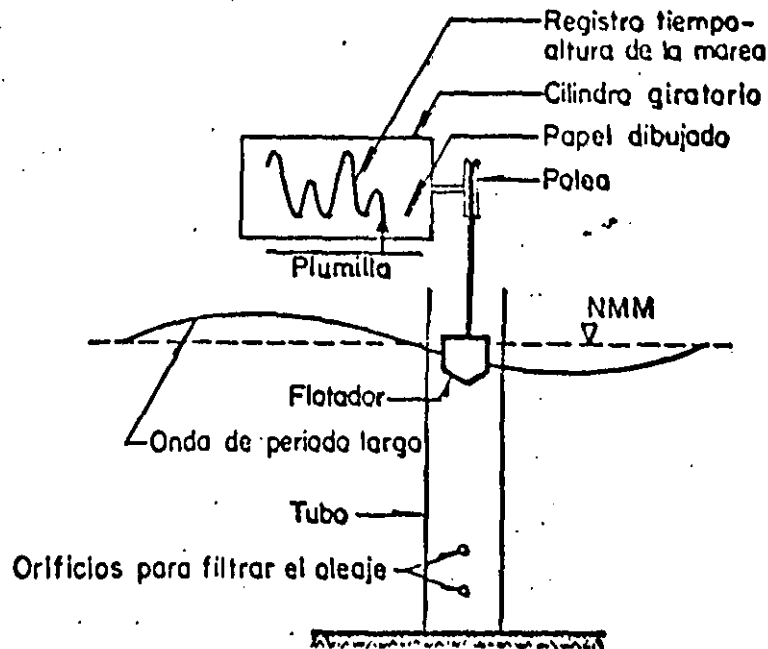


FIG. II.23 Limnógrafo para el registro de marea

Entre los instrumentos que más se han generalizado para la medición de oleaje y mareas están los sensores de presión. Generalmente constan de una celda sensible a la presión, comunicada a la parte exterior del instrumento y de un paquete electrónico hermético que contiene una grabadora de cassette, o está conectado a un centro de registro a través de un cable submarino. Debido a que la mayoría de estos instrumentos miden en intervalos fijos existe una gran variedad de ellos para diferentes intervalos de medición. Por eso es importante definir las características generales de las ondas por medir, pues existen algunas con periodos que van desde fracciones de segundo hasta 24 horas. Con esos aparatos se mide la marea, pero también se puede medir el oleaje.

### 13.7.1.3 Análisis de mareas

El Instituto de Geofísica de la UNAM publica anualmente tablas de predic-



ción de mareas para los principales puertos mexicanos ubicados en el Golfo de México y en el océano Pacífico (ver, por ejemplo, la ref 42); mientras que la Secretaría de Marina edita las curvas de marea para los mismos lugares.

### 13.7.2 BATIMETRIA

#### 13.7.2.1 Generalidades

Hace algunos años se empleaba la sondaleza para los trabajos batimétricos, ahora está en desuso por la lentitud del procedimiento. La localización planimétrica de la lancha que se utilizaba en los sondeos se fijaba mediante sextantes manejados desde la lancha o con teodolitos situados en tierra, lo que contribuía a que el proceso fuera muy lento, sobre todo porque era necesario detener la embarcación para bajar la sondaleza. Lo anterior limitaba el trabajo a un avance máximo de 1 km<sup>2</sup> por día; en cambio, con los equipos de sondeo por eco los avances diarios en batimetría son superiores a los 10 km<sup>2</sup> por día.

La velocidad de propagación del sonido en agua dulce a temperaturas cercanas a los 0° centígrados y agua salada a las temperaturas más altas que se conocen en el medio natural, varía entre 1 235 m/s y 1 390 m/s, respectivamente. La velocidad del sonido aumenta con la temperatura y la salinidad del agua.

El incremento de la presión puede aumentar la velocidad del sonido, pero para el caso de observaciones batimétricas, es despreciable esa alteración.

#### 13.7.2.2 | Equipo batimétrico

La unidad de registro se encuentra confinada en una caja metálica protegida contra el agua; sus controles de operación se localizan en un lugar accesible y consisten como mínimo en una llave de encendido, otra llave

## A.II

para registro, un botón para cambiar de fase para medir las profundidades, un control de sensibilidad del eco y un botón interruptor para marcar sobre la gráfica del sondeo en el momento deseable.

La gráfica puede ser del tipo facsímil seco, impregnada con un material que sea buen conductor electrosensitivo, papel de 0.18 x 18 m con rayado especial, en el que puedan dibujarse rangos de profundidad de 0 a 16.5 m, 15 a 30 m, 30 a 46 m y de 45 a 61 m en escala simple, o convertir estos rangos en factores dobles, es decir, hasta 125 m de profundidad.

En los ecosondas la frecuencia de la señal es de 534 impulsos/min y su velocidad a través del agua es de 1300 m/s, con lo cual se pueden realizar los sondeos con la embarcación en movimiento.

Las características anteriores descritas cambian de un equipo a otro, además es notable el avance en los equipos electrónicos para este uso. Algunos de ellos actualmente ya envían su señal directamente a una pequeña computadora que imprime la profundidad al mismo tiempo que indica la coordenada de localización de la lancha.

### 13.7.2.3 Localización planimétrica de la unidad de sondeos o embarcación

Un método de uso común es la utilización de teodolitos (tránsitos) a los que se adapta un distanciómetro o equipo electrónico de medición de distancia. Con el teodolito se visualiza el objeto y se miden ángulos y con el distanciómetro se mide la distancia de él al objeto; en este último se deben colocar unos prismas que reflejan la señal al distanciómetro.

### 13.7.3 OLEAJE

La observación directa del oleaje es preferible a la indirecta, aunque en

en la práctica es muy difícil de efectuar durante tormentas o en zonas de acantilados.

### 13.7.3.1 Altura y periodo del oleaje

#### a) Métodos de observación directa

##### *Métodos sumergidos*

Este método presenta entre sus ventajas la de que dañado el equipo, su reparación es relativamente fácil por encontrarse en el fondo donde las corrientes producidas por el oleaje son menos severas. La desventaja está en lo costoso de los cables submarinos, grabadoras y el suministro de corriente eléctrica. Una descripción más detallada de este método puede consultarse en la ref 10 de donde fue tomada la fig I.90.

##### *Método superficial*

El método de lectura en la baliza es el más simple y conveniente pero no puede usarse durante la noche ni en condiciones de tormenta. Fotografiar la baliza es muy laborioso, pues para leer la superficie del agua en una película, además de difícil resulta costoso.

De acuerdo con la distribución de las resistencias dentro de los electrodos existen dos tipos: circuitos en serie y circuitos en paralelo. El primero es utilizado para aguas dulces y el segundo para saladas.

El método más ampliamente usado y que está desplazando a los demás consiste en el uso de sensores de presión.

##### *Método de la baliza*

Quando la baliza se coloca a una distancia de 100 a 300 m de la línea costera, esta debe pintarse en intervalos de 1 a 5 cm, y para una distancia mayor, a intervalos de 10 cm, los colores que se utilizan, generalmente, son el rojo y el blanco.

## A.II

En los trabajos de observación (fig I.91, ref 43), el anotador consignará los tiempos *a, b, c, d*, etc (fig I.92, ref 43) junto con cada altura leída por el operador de tránsito; de requerirse aún mayor exactitud, se necesitarán cuando menos tres personas, que son el observador de tiempos, el operador del tránsito y el anotador.

Estrictamente, el periodo medio de la ola numerada no corresponde al que se obtiene de la ola representativa, pero para usos prácticos la diferencia entre ambos valores no es importante.

### *Método de medidores de resistencia calibrados*

Para evitar la electrólisis de los electrodos se usa, generalmente, corriente alterna de 50 a 60 ciclos/s. En teoría, la resistencia *R* del electrodo es la misma que la de todos juntos, pero en la práctica, *R* necesita ser variada desde 200 hasta 400  $\Omega$ , a fin de conservar la relación lineal entre las variaciones de la superficie y las amplitudes grabadas (ref 43).

El intervalo entre los electrodos pueden ser de 10 a 20 cm para mar abierto y de 5 a 10 cm para bahías, el medidor se instala en una estructura sólida de tal modo que no sufra movimientos debido al oleaje. La distancia entre el medidor y la grabadora está limitada por la longitud del cable submarino (por ejemplo, de 3 000 a 4 000 m) para conseguir grabaciones precisas. Dicho cable debe ser protegido con envolturas perfectamente impermeables.

A efecto de que el medidor no pierda su sensibilidad ante la presencia de algas o de desperdicios incrustados en él se requiere una limpieza periódica. Debe hacerse notar que cuando el contenido de sal cambia, la sensibilidad también varía, por lo que su uso en la práctica no siempre es recomendable a pesar de que este sea el mejor método directo para observar el oleaje; por eso algunas veces es preferible emplear métodos indirectos. El método indirecto más usado es el de las celdas de presión.

## A.II

### *Método estereofotográfico*

La primera vez que se midió la trayectoria de la ola fue en octubre de 1954 por oceanógrafos americanos. En esa ocasión, varios pares de fotografías simultáneas fueron tomadas por dos aviones volando a una altura de 900 m y una separación entre ellos de 600 m (fig I.94, ref 41).

#### b) Métodos de observación indirecta

Presenta ventajas por su simplicidad en instrumentación y facilidad de instalación donde una observación directa no es posible; sin embargo, tiene desventajas dado que la fluctuación de la presión debajo del agua no es proporcional a la altura del oleaje en la superficie, véase 13.2.2. Como ahí se indica existe un amortiguamiento de la componente dinámica de la presión, que es tanto mayor cuanto mayor sea la profundidad a la que se coloque el aparato.

Los sensores de presión constan de una celda sensible a la presión ubicada en la parte exterior del instrumento, y de un paquete electrónico localizado en un compartamiento hermético.

#### 13.7.3.2 Dirección del oleaje

En la cercanía a la costa (aguas someras), la variación de la dirección del oleaje se ve afectada por el fenómeno de la refracción, y puesto que su variación es mucho mayor que en aguas profundas en su estimación se cometen errores mucho mayores.

El método convencional de la fotografía aérea no se utiliza para observaciones diarias por las dificultades que presentan las condiciones meteorológicas, por eso el de observación visual se utiliza diariamente con mayor frecuencia.

#### 13.7.4 CORRIENTES

##### 13.7.4.1 Flotadores y crucetas

El uso de flotadores como pueden ser, por ejemplo, botellas, espuma de polivinilo, etc, permiten valuar la velocidad de la corriente al medir el tiempo de desplazamiento del flotador de un punto a otro utilizando para su localización dos tránsitos y un cronómetro.

Dentro de las investigaciones oceánicas es típico lanzar botellas que contienen información, fecha y posición del lanzamiento, que tiempo después son recolectadas anotando fecha y posición de la recolección a efecto de medir la corriente marina.

En las campañas de medición para adquirir los datos necesarios en proyecto de estructuras marítimas se utilizan ampliamente las crucetas o los flotadores lastrados. Estos equipos llegan con cierta frecuencia a tocar fondo en las cercanías a la playa y no pueden continuar su camino, de ahí que deben utilizarse en sitios de fácil desplazamiento, generalmente de la zona de rompiente hacia mar adentro. Donde regularmente hay neblina; la posición de los flotadores lastrados se realiza mediante radares, presentando mayores ventajas que utilizar tránsitos aunque con la desventaja de requerir equipo más complejo y costoso.

##### 13.7.4.2 Medidores de corriente convencionales

Los tubos de Pitot, normalmente, se utilizan en tuberías de presión o en pequeños canales de experimentación, para valuar indirectamente la velocidad de la corriente al medir la altura de presión que actúa en estos instrumentos. Por otro lado, con los medidores de corriente de propela o hélice, la velocidad se obtiene al medir el número de revoluciones en un tiempo prefijado.

En el mercado existe una gran variedad de medidores de corriente de pro-

pela o hélice; entre ellos hay los que únicamente miden la velocidad o los que permiten obtener la velocidad y dirección. Los intervalos de medición varían de 0.1 a 3 m/s. La dirección de la corriente se puede conocer dentro de un rango de error del 5 por ciento aproximadamente.

#### 13.7.4.3 Medidores de corriente automáticos

Básicamente son dos las aplicaciones principales de los corrientímetros en Oceanografía, una es para medir la velocidad media de la corriente y la otra para la medición del espectro turbulento de la velocidad.

#### 13.7.4.4 Observaciones en la costa

Las corrientes de marea son causadas por el movimiento horizontal del agua de mar debido a las mareas. Existen, además las corrientes oceánicas, cuya dirección de desplazamiento es constante y se deben a diferencias de temperatura, salinidad y a la rotación terrestre.

Las corrientes de marea son movimientos cuya dirección está regida por periodos de aproximadamente 12 o 24 h. En la vecindad de la costa, las corrientes se ven influenciadas también por las características geográficas. Por tanto, a fin de obtener los componentes (corriente de marea y corriente oceánica) es necesario al menos observarlas continuamente por más de 35 horas en un punto fijo.

#### *Observaciones de corrientes de marea*

Se puede obtener la tendencia de la corriente, mediante la observación, durante una marea viva. Donde está influenciada localmente por las características geográficas, se requiere observarlas al menos en dos ocasiones, o sea durante una marea viva y durante una marea muerta.

#### *Observaciones de corrientes en el litoral*

Conceptualmente hablando, las corrientes de marea se deben a la fuerza de

## A.II

la marea, sin influencia del oleaje y las corrientes litorales a las generadas únicamente por el oleaje.

El lanzamiento de flotadores, crucetas y tintes permiten conocer la corriente litoral; por ejemplo, al colorear el agua del mar, se puede apreciar la trayectoria desde la orilla y aunque no se debe esperar gran exactitud, si se llega a conocer su dirección.

### 13.7.5 DATOS CLIMATOLOGICOS

#### 13.7.5.1 Viento

Las masas de aire son impulsadas por efecto de los gradientes a que dan lugar las diferencias de presión entre dos puntos en la atmósfera (ver inciso 13.4.1.2). Este movimiento se conoce como viento. Generalmente el componente predominante del gradiente es el horizontal, y es el único que se considera para determinar la dirección del viento.

Una segunda característica que interesa conocer, es la velocidad del viento, conocida también como fuerza o intensidad del viento. Las variaciones de dirección y velocidad del viento son aleatorias.

A falta de datos en un sitio en particular, como fuentes de información, se puede recurrir a la *US Naval Oceanographic Office (Oceanographic Atlas of the Atlantic Ocean-Section IV. Sea and Swell Secretary of the Navy)* y al *Departamento de Estudios y Laboratorio (Estudio de vientos en diferentes puertos de la república mexicana) de la Secretaría de Marina.*

#### 13.7.5.2 Humedad y temperatura del aire

Uno de los gases que compone la mezcla llamada aire es el vapor de agua y su presencia en el medio ambiente se denomina humedad. La humedad atmosférica es elemento esencial en el ciclo hidrológico, pues es fuente de las precipitaciones e influye notablemente en la evapotranspiración.



## A.II

Para medir la humedad se utiliza el sicrómetro, que consta de dos termómetros ordinarios llamados seco y húmedo. El húmedo tiene el depósito de mercurio envuelto con una muselina que se mantiene húmeda conectándola con el depósito de agua. El agua de la muselina al evaporarse absorbe calor, produciendo un descenso de temperatura en ese termómetro. La diferencia de temperatura entre ambos, está relacionada con la tensión del vapor y este a su vez con la humedad relativa (cap A.1.7).

Mediante la temperatura se expresa numéricamente el efecto que en los cuerpos produce el calor originado por el balance entre la radiación recibida y la emitida.

Es importante señalar que lo que interesa medir es la temperatura del aire, y por tanto, se recomienda que el sol no incida directamente sobre el termómetro. Tampoco debe estancarse el aire alrededor del termómetro.

Para evitar ambas cuestiones, se instalan los termómetros en el interior de casetas meteorológicas que permitan la circulación del aire y evitan la incidencia directa del sol sobre el aparato.

La temperatura del aire varía muy rápidamente desde el nivel del suelo hasta 1.50 m sobre él; a partir de ahí, la variación es pequeña y por esta razón, en general, se sitúan a 1.50 m de altura sobre el suelo.

### 13.7.5.3 Evaporación

Los estanques de evaporación tienen como principio común medir el agua perdida por evaporación de un depósito de dimensiones conocidas. Los distintos modelos se diferencian entre sí en tamaño, forma y ubicación en el terreno y están concebidos para medir la evaporación en grandes cuerpos de agua y en general se sitúan próximos a ellos. Las medidas obtenidas son, en general, superiores a la evaporación real y para modificarlas se necesita utilizar coeficientes correctores que dependen del modelo utilizado (cap A.1.9).

## A.II

El evaporímetro de balanza es un pequeño depósito lleno de agua e instalado sobre una balanza tipo pesa-cartas, en las que se hacen lecturas sucesivas para medir la pérdida de peso. La pequeña dimensión del depósito hace que sus paredes influyan demasiado en la evaporación. Tiene, por el contrario, la ventaja de poderse usar como evaporígrafo, para registro continuo de la variación del fenómeno, si se le adaptan elementos registradores, como son un tambor giratorio y una plumilla.

Las porcelanas porosas presentan al aire una esfera (livington) o un disco (Bellani) de porcelana porosa, en contacto con un depósito de agua que las alimenta. En la práctica se utilizan, fundamentalmente, como aparatos de investigación.

Las superficies con papel húmedo, se utilizan en forma similar al de las porcelanas porosas. El modelo más usado se basa en la idea de humedecer permanentemente un papel expuesto al aire (evaporímetro Piché).

### 13.7.5.4 Precipitación

Los diferentes aparatos que existen para medir la precipitación como son, por ejemplo, el pluviómetro y el pluviógrafo sus características y funcionamiento se describe el cap A.1.2.

### 13.7.6 TEMPERATURA Y SALINIDAD

Los termistores son termómetros de resistencia en donde las caídas de voltaje son una función del efecto de temperatura en la resistencia, pudiéndose conectar a registradores o grabadoras.

En los termómetros reversibles al momento de invertirse la columna de mercurio contenida en el tubo capilar se separa del bulbo, logrando con ello que la temperatura registrada permanezca constante al ascenderlo a la superficie.

## A.II

### 13.7.7 SEDIMENTOS

La necesidad de cuantificar el arrastre litoral se debe a las diferencias numéricas que hay cuando se aplican las fórmulas empíricas a sitios con condiciones diferentes a aquellos en que fueron obtenidas (ref 44).

#### 13.7.7.1 Espigones de prueba

Los espigones de prueba, resultan ser costosos y tienen la desventaja de alterar las condiciones naturales de equilibrio de la costa. Solo son aplicables y económicos si pasan a formar parte de una escollera o de un rompeolas que se requiera construir en dicho lugar.

#### 13.7.7.2 Dragados de prueba

Los dragados de prueba, presentan dificultades en su excavación, pero sobre todo en la evaluación o cuantificación del arrastre al llegar la arena procedente de varias direcciones. Son de gran utilidad cuando el transporte proviene de una sola dirección.

#### 13.7.7.3 Trampas de arena

Si en la trampa, para el material que es transportado por el fondo, se garantiza que no salga el material que entra, se considera que el material capturado corresponde a una muestra representativa del transporte total del fondo; si por el contrario el material puede salir formando parte del material en suspensión, el material atrapado corresponde a una muestra del arrastrado por el fondo.

El material en suspensión capturado en movimiento, en una determinada profundidad, se debe relacionar con las características medias del oleaje y corrientes.

#### 13.7.7.4 Trazadores

La localización de trayectorias con trazadores fluorescentes o radioacti-

## A.II

vos ha dado magníficos resultados y se ha aplicado en bocas de lagunas costeras, en entradas de puertos, en desembocaduras de ríos y en entradas de plantas termoeléctricas.

### 13.8 REFERENCIAS

1. United States Naval Oceanographic Office, "Atlas of sea and swell, charts northeastern Pacific Ocean", E.U.A., 1974
2. Silvester, R., "Coastal Engineering (Vol 1,2)", Elsevier Scientific Publishing Co., Nueva York, 1974
3. Bascom, W., "Waves and Beaches", Anchor Books, Nueva York, 1980
4. Kinsman, B., "Wind Waves", Prentice-Hall, Inc., Nueva Jersey, 1965
5. Le Méhauté, B., "An Introduction to Hydrodynamics and Water Waves", Springer-Verlag, Nueva York, 1976
6. U. S. Army, "Shore Protection Manual (Vols I, II, III)", U.S. Corps of Engineers, Coastal Engineering Research Center (CERC), 1977
7. Wiegel, R., "Oceanographical Engineering", Prentice-Hall Inc., Nueva Jersey, 1964
8. Sorensen, R., "Basic Coastal Engineering", John Wiley and Sons, Nueva York, 1978
9. Goda, Y., "A synthesis of breaker indices", Proceedings Japan Society of Civil Engineering, No. 180, 1970, pp 39-49
10. Horikawa, K., "Coastal Engineering", Halsted Press Book, Nueva York, 1978
11. Bretschneider, C. and Reid, R., "Changes in wave height due to bottom friction, percolation and refraction", U.S. Corps of Engineering, Beach Erosion Board Tech. Memo. No. 45, 1954, 36 pp

## PUERTO INDUSTRIAL DE TAMPICO, TAMPS.

### ESTUDIOS FISICOS Y EXPERIMENTALES Y PROYECTO DE OBRAS DE INFRAESTRUCTURA PORTUARIA

#### TERMINOS DE REFERENCIA

##### GENERALIDADES.-

##### OBJETO.-

Conocer las condiciones físicas existentes en la zona de Alta mira, Tamps., realizar los estudios de Ingeniería Experimental necesarios y proyectar las obras de infraestructura del Puerto Industrial de Tampico, Tamps.

##### ALCANCE.-

La zona por estudiar tiene una superficie aproximada de 112 - kilómetros cuadrados en donde habrá que realizar estudios físicos de: Topografía, Batimetría, recopilación de datos oceanográficos, análisis del régimen de la costa, Geología y Mecánica de Suelos.

Los resultados de los estudios físicos servirán para susten-  
tar los proyectos de infraestructura portuaria que se realicen, los que -  
a su vez serán estudiados en modelos hidráulicos de fondo fijo y de fondo

móvil, si es que se requiere, realizándose para cierto tipo de fenómenos, los modelos matemáticos correspondientes; a su vez, en canal de olas se verificará el comportamiento de las secciones de los rompeolas que se proyecten.

Los estudios experimentales en modelos hidráulicos, se harán en el Laboratorio de Hidráulica Marítima del Departamento de Estudios y Laboratorios de la Dirección General de Obras Marítimas y serán ejecutados en sus etapas de construcción y de operación por la Empresa que realice los estudios bajo la supervisión técnica del propio Departamento de Estudios y Laboratorios.

El equipo que debe ser adquirido para la ejecución de los estudios físicos y experimentales mencionados, incluyendo el correspondiente al Laboratorio de Hidráulica Marítima, según relación que del mismo se anexa (Anexo I), pasará a ser propiedad de la Dirección General de Obras Marítimas. El equipo adicional que sea propiedad de la empresa, lo indicará en su proposición señalando la renta mensual correspondiente.

Una vez que el equipo que se adquiriera esté operando en el sitio, su importe podrá considerarse dentro de la estimación de los trabajos ejecutados y, a la terminación de los estudios, deberá entregarlo a la Secretaría de Comunicaciones y Transportes en buen estado y en perfectas condiciones de operación.

Las obras por proyectarse son las siguientes:

OBRAS EXTERIORES (ESCOLLERAS)  
PLANEACION GENERAL DEL AREA PORTUARIA  
OBRAS DE PROTECCION DE PLAYAS, SI SE REQUIEREN  
CANAL DE ACCESO  
CANALES INTERIORES

DARSENA O DARSENAS DE CIABOGA

DARSENAS DE OPERACION

DRAGADO

SEÑALAMIENTO MARITIMO

La Dirección General de Obras Marítimas fijará los lineamientos a seguir para la planeación general del área portuaria y para el dimensionamiento de canales y dársenas.

#### INDICE.-

Se realizarán los estudios y proyectos mencionados conforme al siguiente índice:

- 1).- TOPOGRAFIA
- 2).- BATIMETRIA
- 3).- DATOS OCEANOGRAFICOS
- 4).- DATOS METEOROLOGICOS
- 5).- REGIMEN DE COSTAS
- 6).- GEOLOGIA Y MECANICA DE SUELOS
- 7).- PLANEACION GENERAL
- 8).- MODELOS HIDRAULICOS
- 9).- PROYECTO DE OBRAS

A continuación se detallan las especificaciones para cada uno de los conceptos mencionados.



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

CURSO: OBRAS MARITIMAS  
DEL 11 DE MARZO AL 3 DE JUNIO DE 1985  
MEXICO, D.F.

TRANSPORTE MARITIMO Y FLUVIAL

M. EN C. ALVARO MUÑOZ M.

JUNIO 1985



## TEMA 3.- TRANSPORTE MARITIMO Y FLUVIAL

El transporte marítimo y fluvial, es el sistema de transporte más económico, siguiendo en orden creciente de costos los sistemas ferroviarios, carreteros y por último el aéreo.

3.1.-La terminología naval y portuaria que generalmente se utiliza, se presenta a continuación.

Dada la bondad económica del transporte marítimo y fluvial, ha incrementado el número de toneladas de carga bruta transportado anualmente. Este incremento se refleja en las gráficas y tablas que también se presentan a continuación.

### 3.2.-Transporte de Altura, Cabotaje y Fluvial:

El Transporte de altura es aquél en que se utilizan barcos de gran autonomía, ejemplos de estos son los trasatlánticos, cargueros internacionales y barcos capaces de cruzar los océanos.

El transporte de cabotaje, por lo contrario, utiliza embarcaciones más pequeñas cuya autonomía les permite realizar viajes relativamente cortos entre puertos cuya distancia no sea muy grande. Ejemplos de estos barcos, son los que unen puertos a lo largo de un litoral ó los que se utilizan para un servicio regional.

El transporte fluvial no está muy desarrollado en México a comparación de los países europeos, puesto que en éstos últimos, la mayoría de los ríos más caudalosos son "viejos", y por lo tanto con pendientes pequeñas, lo que permite su utilización como medio de transporte. Entre los ríos por los que se transporta más carga (Toneladas brutas por año) se pueden nombrar el Rhin, Garonne, Mossel, Sena, Rhone, Danubio, etc.

Ejemplo de los barcos utilizados para transportar carga a lo largo de los ríos, se puede mencionar las embarcaciones llamadas "Peniches", cuya característica principal, es poseer un bordo pequeño, ya que las aguas por las que generalmente navegan, son mansas ó calmas.

### 3.3.- Tipos de Barcos

A continuación se presenta una clasificación general de los barcos de acuerdo al tipo de carga que transportan; sin embargo, los barcos también pueden clasificarse de acuerdo al uso que se les dé, de tal suerte, que también existen barcos faro, que como su nombre lo indica, sirven de guía en aquellos lugares en que no exista faro o cuando ocurra un imprevisto ó emergencia; barcos guardacostas, que de acuerdo a su autonomía se clasifican en guardacostas de corto alcance ( Poca tripulación y veloces), de mediano alcance ó de largo alcance( Gran tripulación, lentos y gran autonomía ); Prácticos ,utilizados para ayudar a los grandes barcos en sus maniobras en las zonas portuarias. Por último, los barcos bomberos son aquellos, como su nombre lo indica, son utilizados en siniestros .

Algunos términos utilizados en el manejo de carga, aparecen en las hojas siguientes, así como la clasificación de la carga atendiendo a su naturaleza.

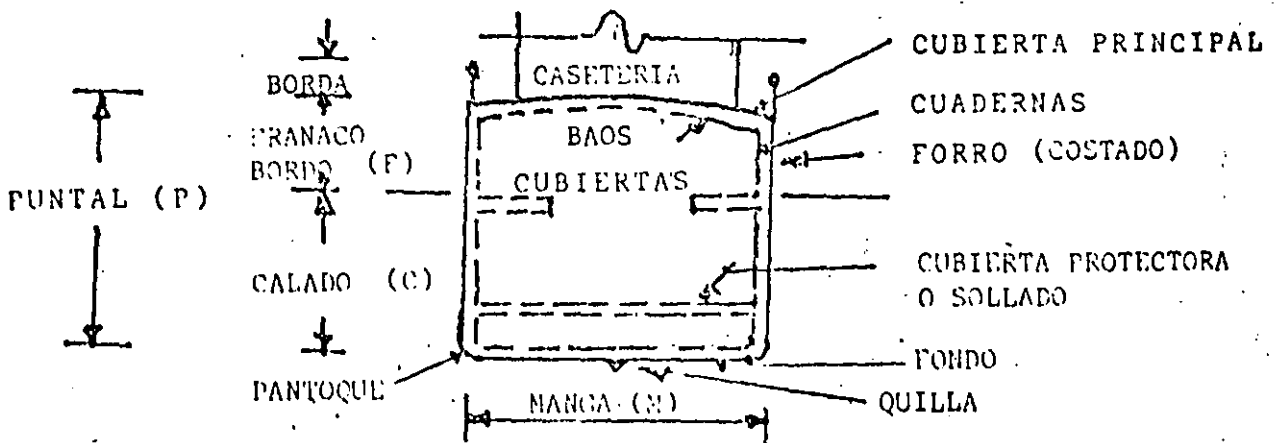
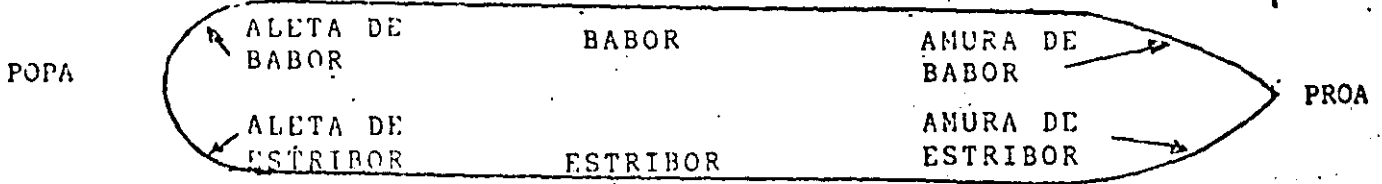
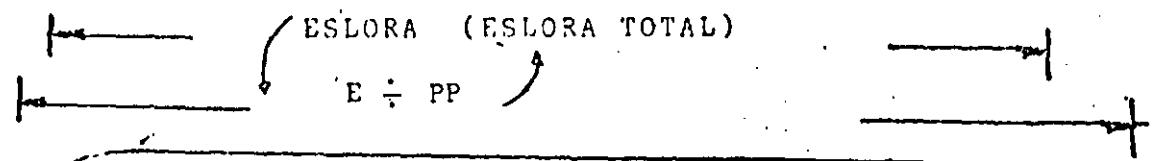
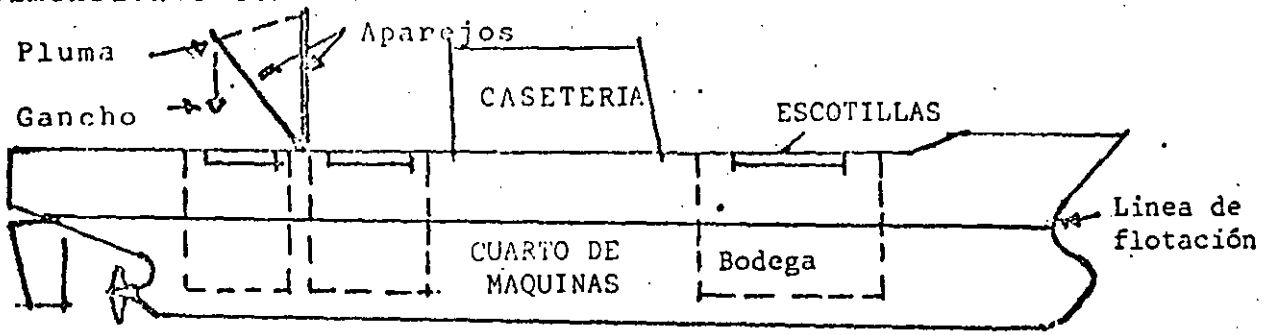
Uno de los tipos más importantes de cargueros son aquellos que operan con contenedores cuya descripción detallada también se anexa.

CARACTERISTICAS DE LAS EMBARCACIONES Y SU APLICACION EN LA INGENIERIA PORTUARIA:

La evolución de las naves y el perfeccionamiento tecnológico, propiciado por el incremento del comercio marítimo mundial a partir de los años 50, se ha reflejado en un mayor tamaño y tipo de navios para el transporte específico de carga.

Las características de los barcos, las describiremos para los dos aspectos que interesa al ingeniero portuario. Una para el diseño de puertos y otra para la operación de carga y descarga en puerto.

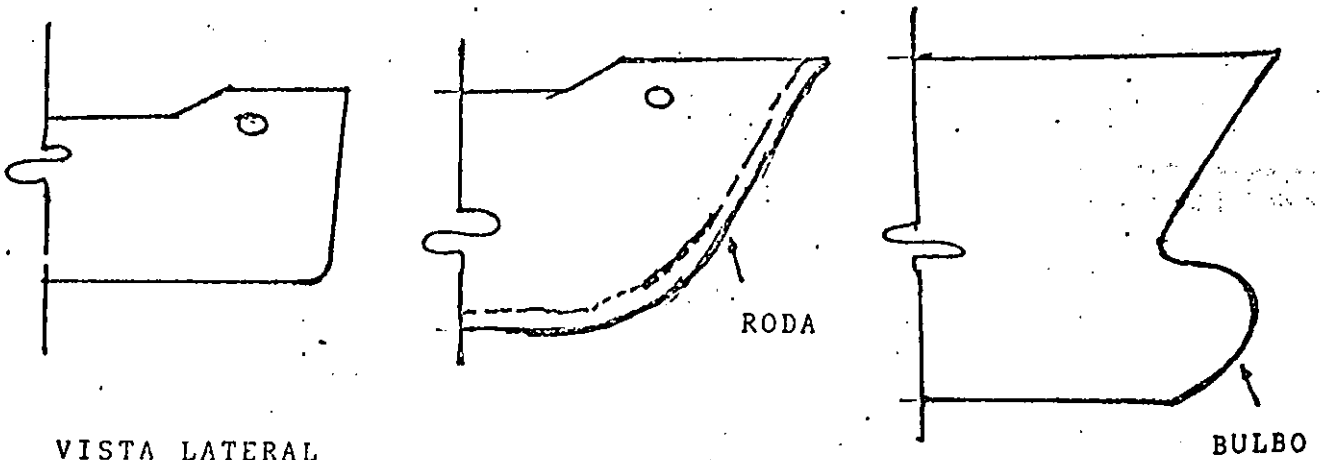
Dimensiones Generales de una Embarcación:



Descripción de las partes principales de una Embarcación:

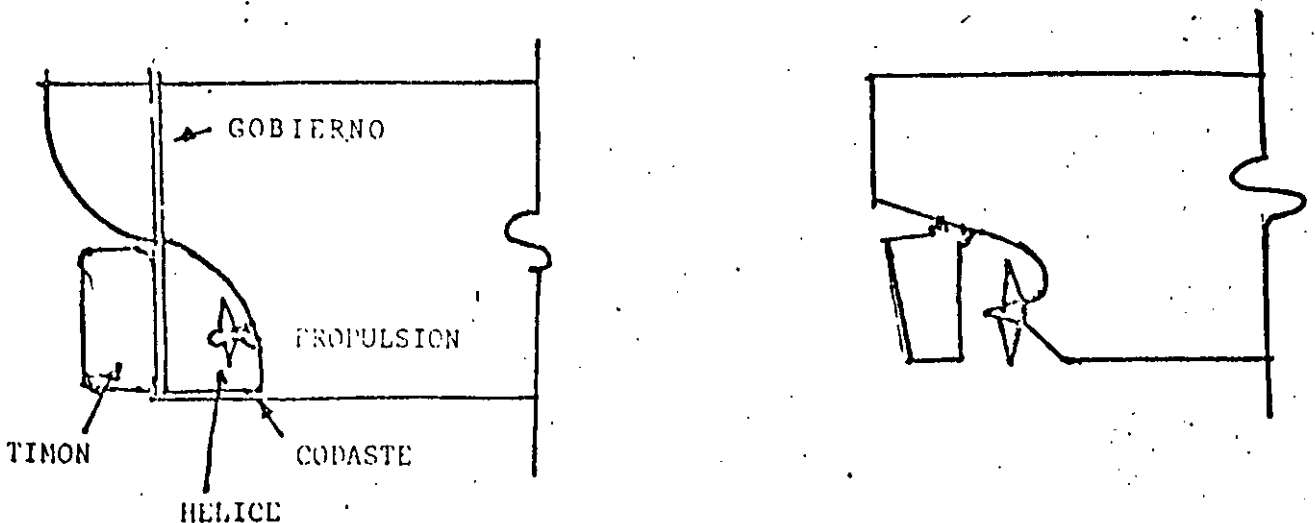
Proa : Es la parte delantera del casco de forma afilada para ofrecer el mínimo de resistencia a el agua.

Su forma a evolucionado de la siguiente manera:



El bulbo que utilizan las embarcaciones modernas es un producto de laboratorio que aumenta la eficiencia hidrodinámica del casco.

Popa : Es la parte posterior del casco con forma y dimensiones tales que faciliten el paso del agua que llena el vacío provocado por el avance del barco y alojar los elementos de gobierno y propulsión. Su evolución la podemos observar en el siguiente croquis.



La parte plana de la Popa facilita la construcción de la na ve y reduce la eslora total sin variar la capacidad de car- ga.

**Estribor** : Es el costado derecho del casco, considerando al observador viendo de Popa al Proa.

**Amura** : : Son las partes curvas del casco, proximas a la - Proa del barco y serán de Estribor ó de Barbor.

**Aleta** : : Son las partes curvas del casco proximas a la -- Popa.

**Quilla** : Es la parte principal del casco, formada por una pieza robusta de hierro ó acero fundido que corre longitudinalmente y al centro en la parte inferior del casco y que va de Proa a Popa. En sus extremos se levanta la Roda que forma el extremo de Proa y el Codaste que forma la Popa. Sobre la Quilla des- cansa el conjunto de todas las demas piezas.

**Cuadernas**: Piezas curvas afirmadas a la Quilla y normales a ella, que dan forma al buque y sostienen el forro, Se denomina Cuaderna Maestra aquella cuyo contorno limita la mayor superficie que corresponde a la de nominada sección maestra.

**Cubiertas**: Son superficies horizontales, que dividen el inte- rior del barco en varios niveles ó pisos. La supe- rior se denomina principal. La inmediata inferior

se llama habitable y la siguiente "Protectora" - que forma los tanques de agua ó sollado lastre, - en el casco de los buques tanques se tiene única mente la cubierta principal.

**Baos** : Son piezas horizontales transversales que comple mentan el marco formado por las cuadernas y que sirven para apoyo de las cubiertas.

### Línea y Superficie de Flotación :

Se denomina línea de flotación a la que separa la parte seca de la mojada del casco y plano de flotación al definido por dicha línea.

### Dimensiones de una Embarcación:

**Eslora Total ó Eslora (E)** : Es la máxima distancia entre las caras externas de la Proa y la Popa. Es decir es la máxima longitud del Barco.

**Eslora Entre Perpendiculares (E ÷ PP)** : Es la máxima distancia entre las caras externas de la Proa y de la -- Popa, a la altura de la línea de flotación.

**Manga (M)**: Es la máxima dimensión transversal del Buque

**Puntal (P)**: Es la distancia vertical, medida en la sección - maestra, entre la Quilla y la cubierta principal.

**Calado (C):** Es la distancia vertical medida entre el nivel del agua y el borde inferior de la Quilla. Generalmente el Calado en la Popa es mayor que en la Proa. El Calado de Popa es el que se define como Calado de la Embarcación.

El Calado máximo está referido a la línea de flotación a plena carga. El Calado mínimo es el correspondiente a Barco descargado ó en lastre.

El Calado se ve afectado por la densidad del agua por lo que los costados del barco, tienen pintados unos diagramas que muestran las marcas desde las cuales se determina el Calado en función de la densidad del agua, por la que navega el Barco.

Los diagramas se denominan "Línea de PLIMSOLL",

**Franco Bordo (F).**- Es la distancia vertical medida en la sección maestra, entre la línea de flotación a plena carga y la intersección de cubierta principal con el costado de la nave.

**Desplazamiento (D).**- Es el peso del barco, es decir, el peso del volúmen de agua desalojado por el barco, se mide en toneladas métricas.

**Desplazamiento en rosca.** - es el peso del buque al ser botado al agua, incluye el peso completo del casco con sus accesorios, maquinaria, calderas, turbinas, incluyendo lubricantes y agua.

Desplazamiento en lastre.- Es el peso de la nave, listo para navegar, incluye combustible, agua, lastre, etc. pero sin carga.

Desplazamiento en carga.- Es el peso del barco, listo para navegar y con la máxima carga que es capaz de transportar.

Arqueo.- Es una medida concencional para determinar la capacidad ó volúmen de la nave. La tonelada de arqueo ó tonelada moorson, equivalente al volumen de 100 pies cúbicos, ó 2,832 m<sup>3</sup>.

Arqueo Bruto ó Tonelaje de Registro Bruto.- Es el volúmen total de los espacios internos de la nave, incluyendo camarotes, despensa, etc. El valor del tonelaje bruto sirve de base para determinar el precio de los barcos, las primas de navegación, los precios de construcción naval, los precios de varado ó carena y el pago de derechos portuarios, para fijar la tripulación reglamentaria, etc.

Arqueo Neto ó Tonelaje Neto de Registro (TONR).-

Es el volúmen de la parte del buque destinado a la carga (carga que paga transporte). Se obtiene deduciendo del arqueo bruto, el volúmen de espacios necesarios para el servicio, tales como, alojamientos de tripulación, espacios de maquinas y calderas, etc.. Con respecto al T N R, se pagan derechos portuarios, cruce por canales (PANAMA, SUEZ, ETC.) ta-



rifa de practicaje, estadísticas de navegación, etc.

**Capacidad de Carga.**- Se define como toneladas de peso muerto - (T P M).

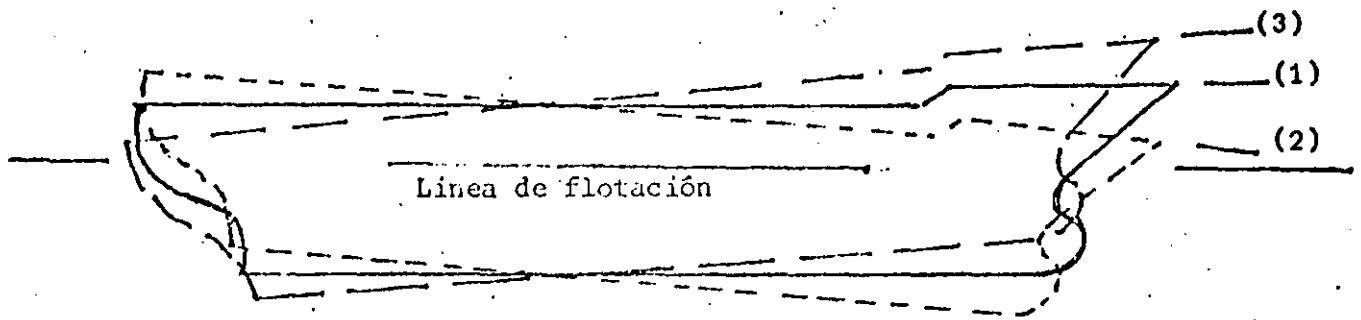
**Peso Muerto, (T P M).**- Da una idea aproximada de la capacidad de carga en peso del barco. El peso muerto se compone de la carga, combustible, agua, viveres, lubricantes, efectos de consumo y tripulación.

El peso muerto se obtiene restando el desplazamiento en rosca al desplazamiento total.

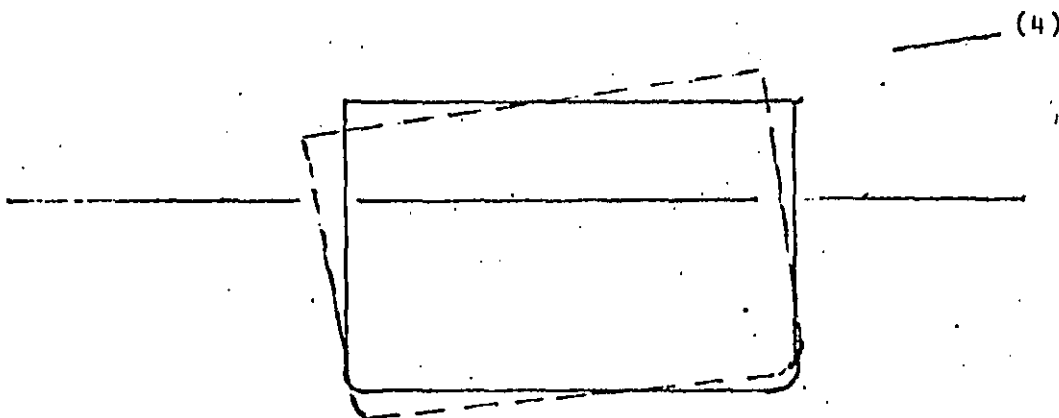
**Porte.**- Es el peso de la carga que transporta la na ve.

**Porte Bruto.**- Es el peso del volúmen de agua despla zada al pasar el barco, de las condiciones de "Desplazamiento en Rosca", a las de desplazamiento en carga, es decir es el peso que es capaz de transpor tar el buque.

**Porte Neto.**- Es el peso del desplazado, al pasar el barco de las condiciones "Desplazamiento en Lastre" (incluye dotación de agua, combustibles, viveres, - tripulación, etc.), a las de plana carga (desplazamiento en carga). Es decir, es el peso de la "Carga Comercial" que puede transportar la nave.

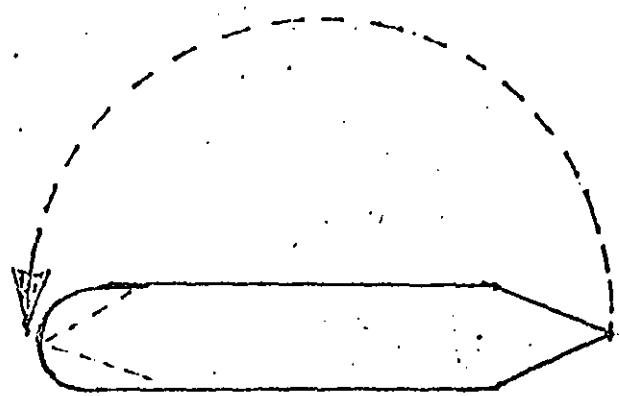
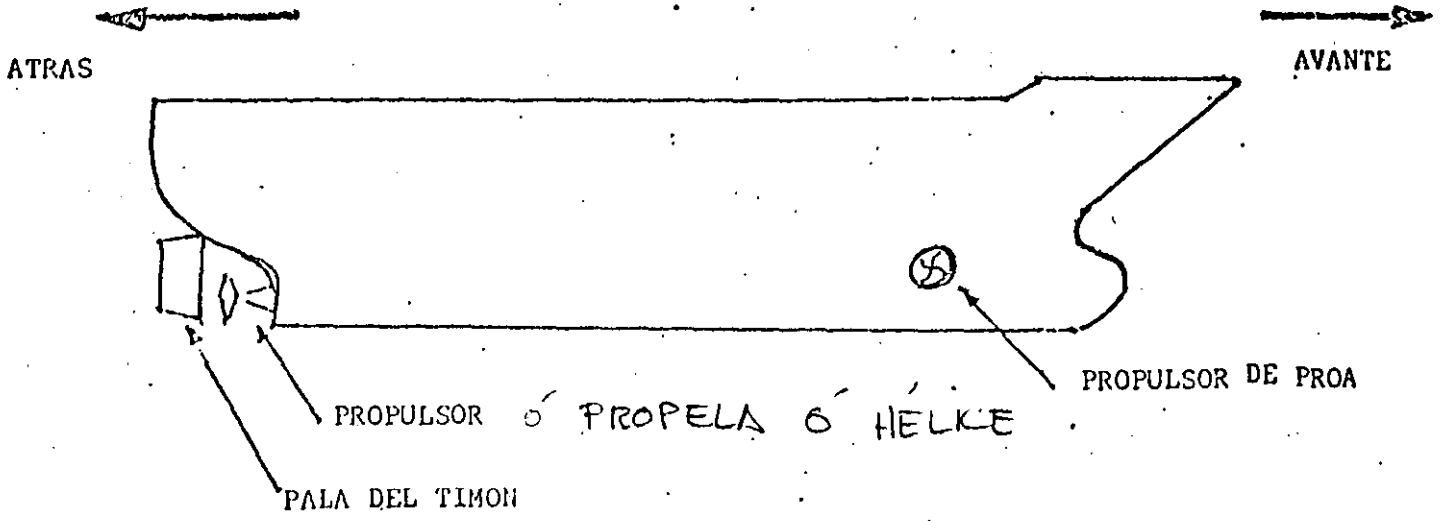


- (1) Adrizado .- Cuando la embarcación tiene el mismo calado en proa y popa
- (2) Encabuzado .- Cuando la embarcación tiene un mayor calado en proa que en popa
- (3) Sentado .- Cuando la embarcación tiene un mayor calado en popa que en proa

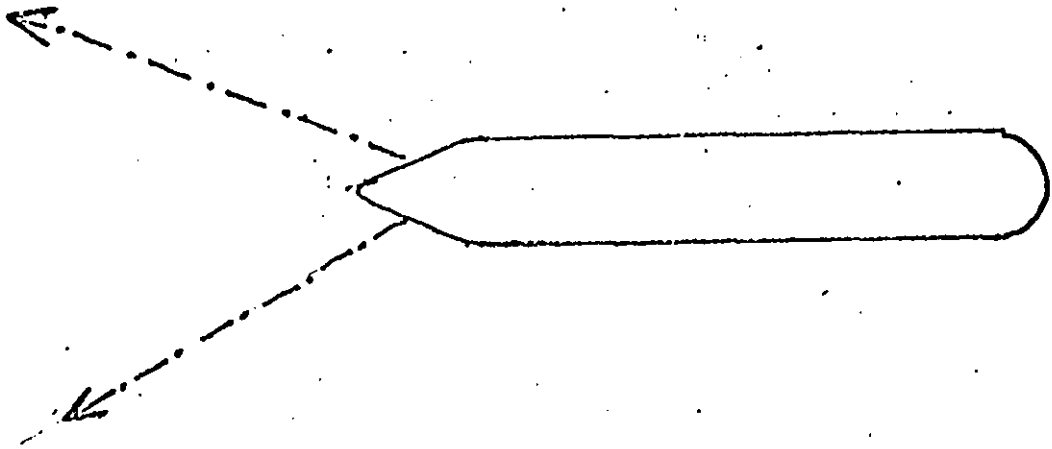


Banda.- Cada una de las mitades del barco, a partir de su eje longitudinal

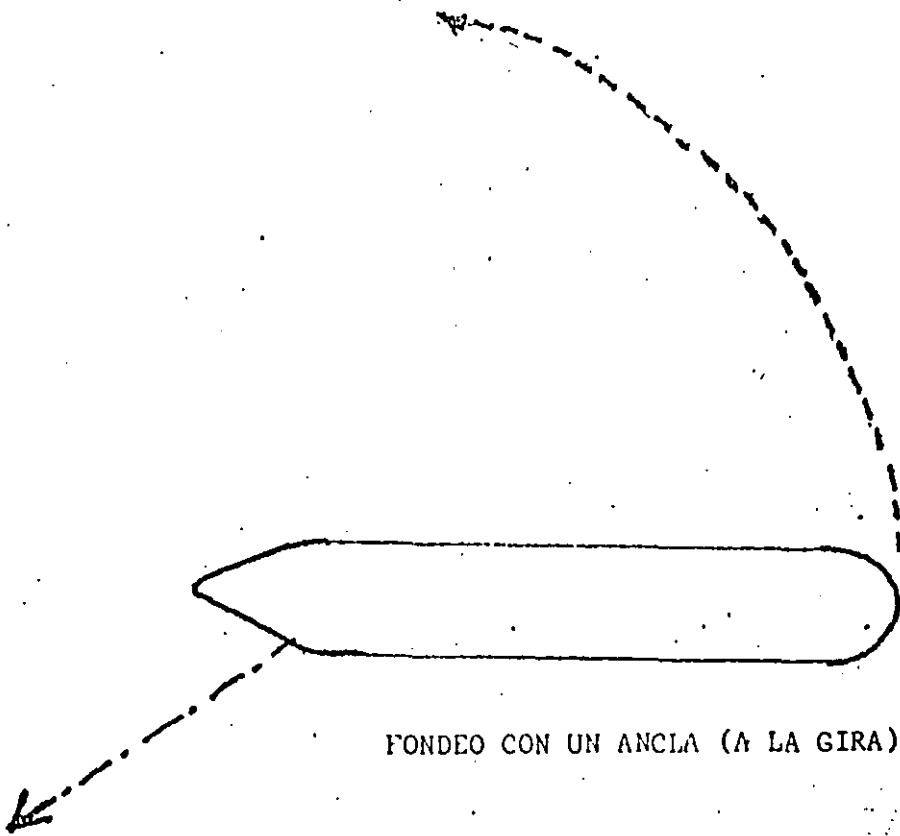
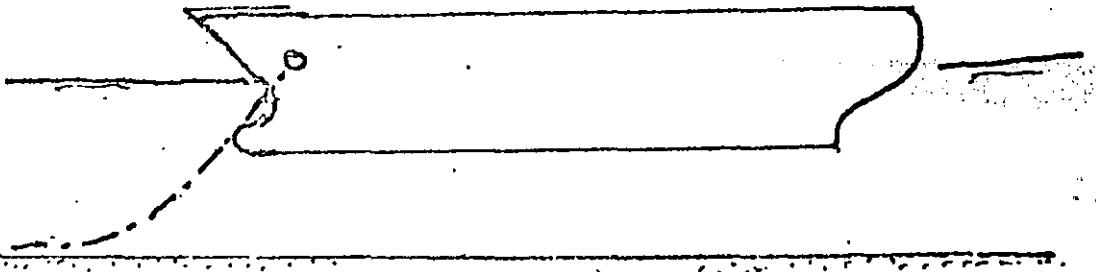
- (4) Escorado.- Inclinación que la embarcación puede sufrir hacia la banda de babor o estribor.



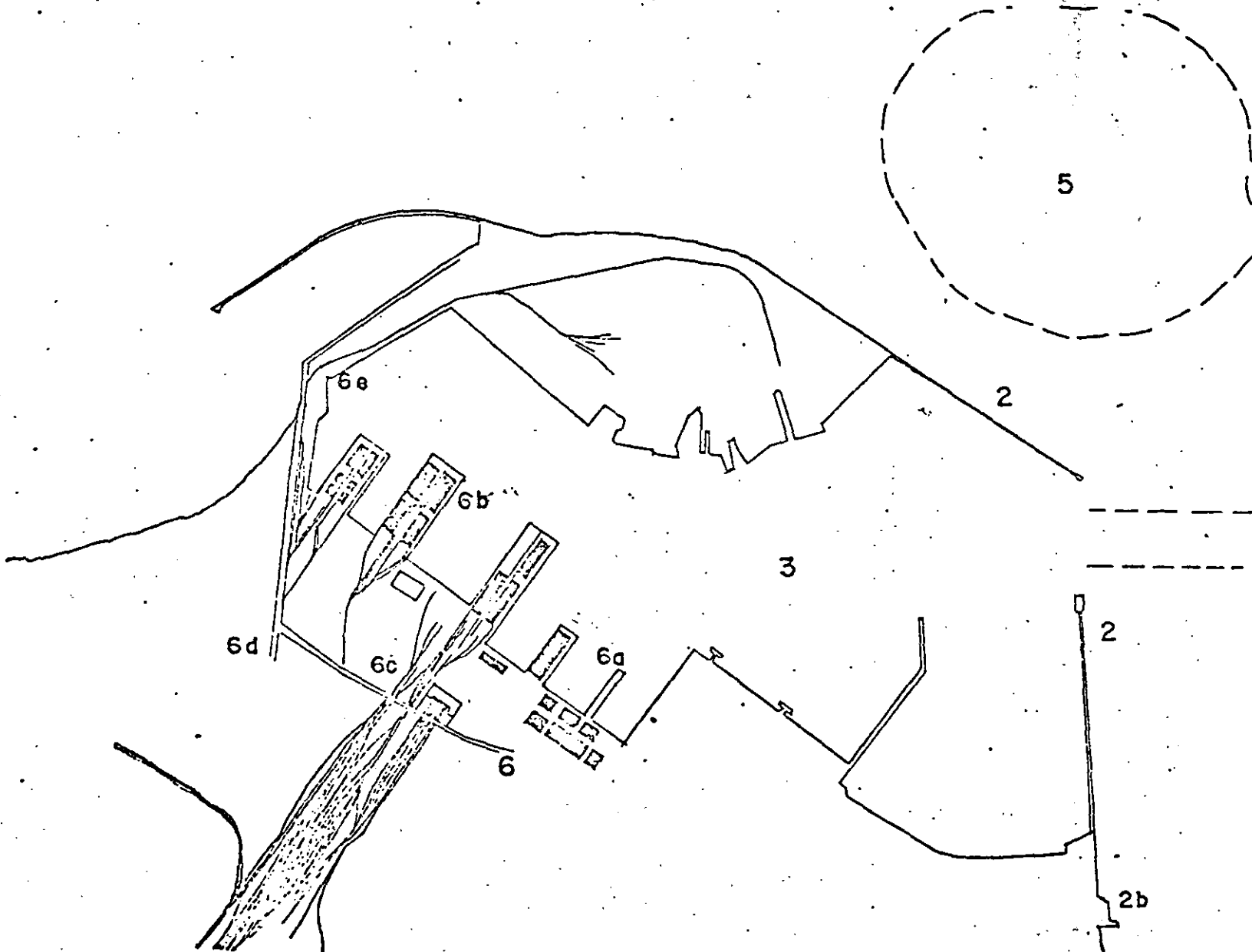
CIABOGA



FONDEO CON 2 ANCLAS (A BARBAS DE GATO)



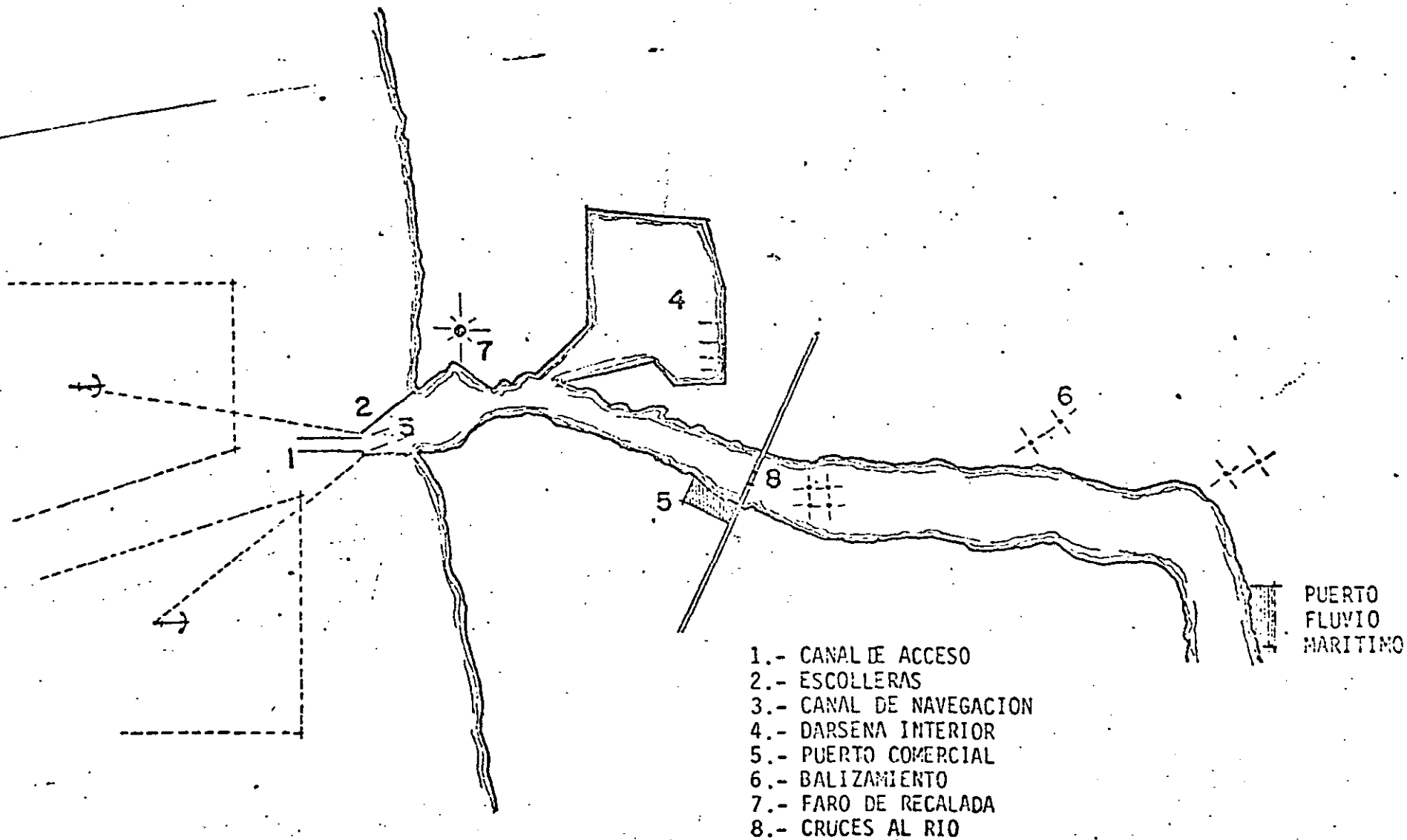
FONDEO CON UN ANCLA (A LA GIRA)



- 1.- CANAL DE ACCESO.
  - 2.- OBRAS DE PROTECCION Y ABRIGO (RONPEOLAS).
  - 3.- DARSENA.
  - 4.- FARO DE RECALADA.
  - 5.- FONDEADEROS.
  - 6.- OBRAS INTERIORES.
- 
- 6a. MUELLE ESPIGON
  - 6b. MUELLE MARGINAL
  - 6c. BODEGA.
  - 6d. ACCESOS FERROVIARIOS Y CARRETEROS.
  - 6e. BODEGA DE REPARACIONES NAVALES.

PUERTO MARITIMO  
(artificial)

PUERTOS FLUVIALES Y FLUVIO MARTIMO



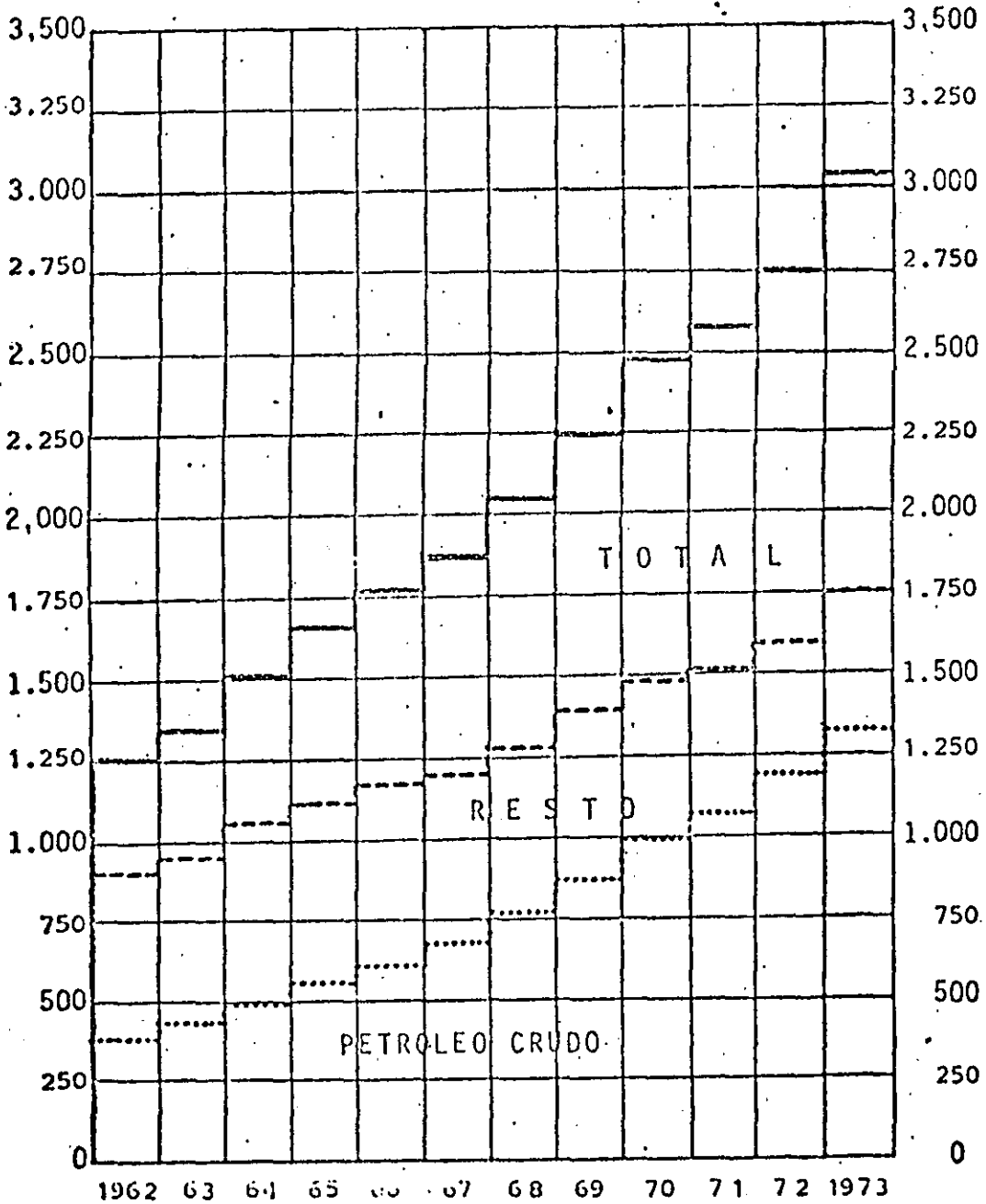
## TRAFICO MARITIMO MUNDIAL

Evolución del tonelaje mundial de embarcaciones por tipo de carga, principales flotas mercantes del mundo.

Las características de las cargas manejadas a nivel mundial y las flotas que participan en el transporte marítimo se podrán observar en las siguientes graficas.

# TRAFICO MARITIMO MUNDIAL

-CARGA TRANSPORTADA EN MILLONES DE TONELADAS-

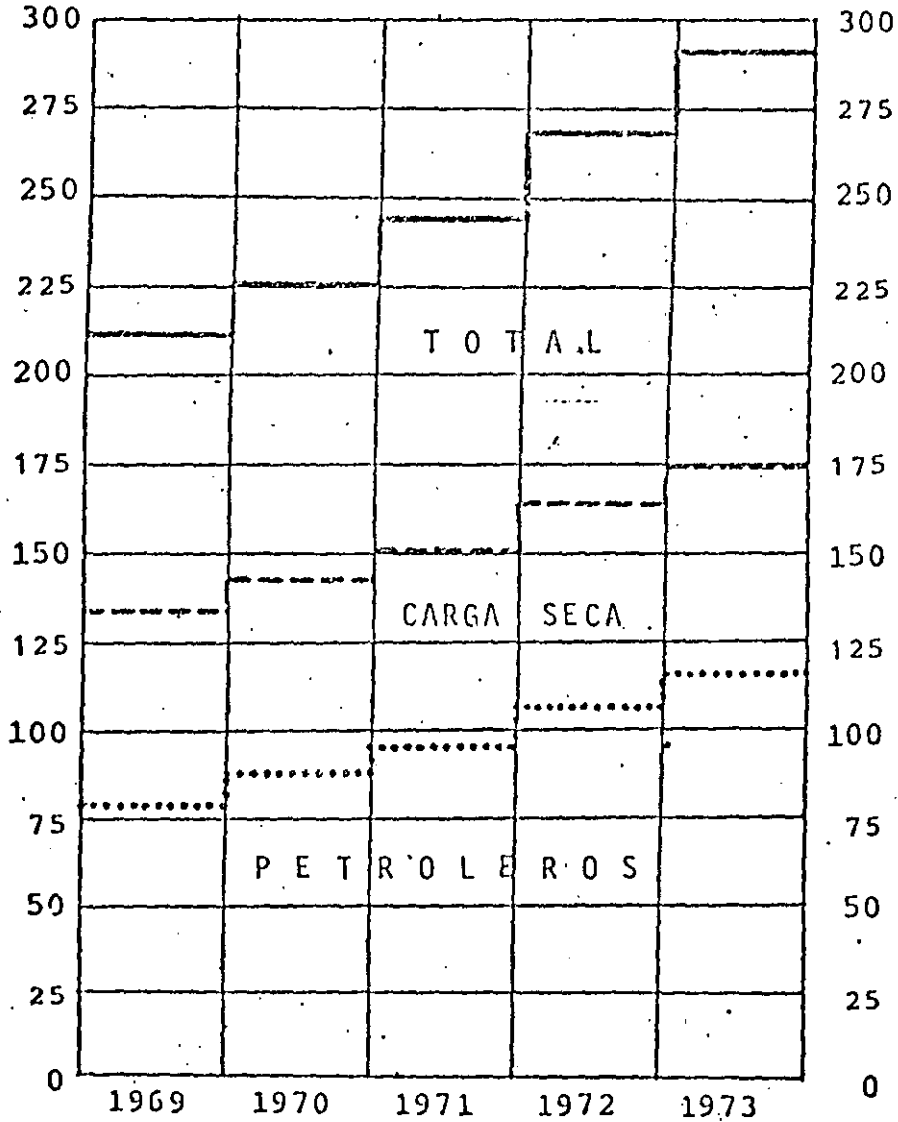


..... PETROLEO CRUDO      - - - - RESTO      ——— TOTAL



# EVOLUCIÓN DEL TONELAJE MUNDIAL

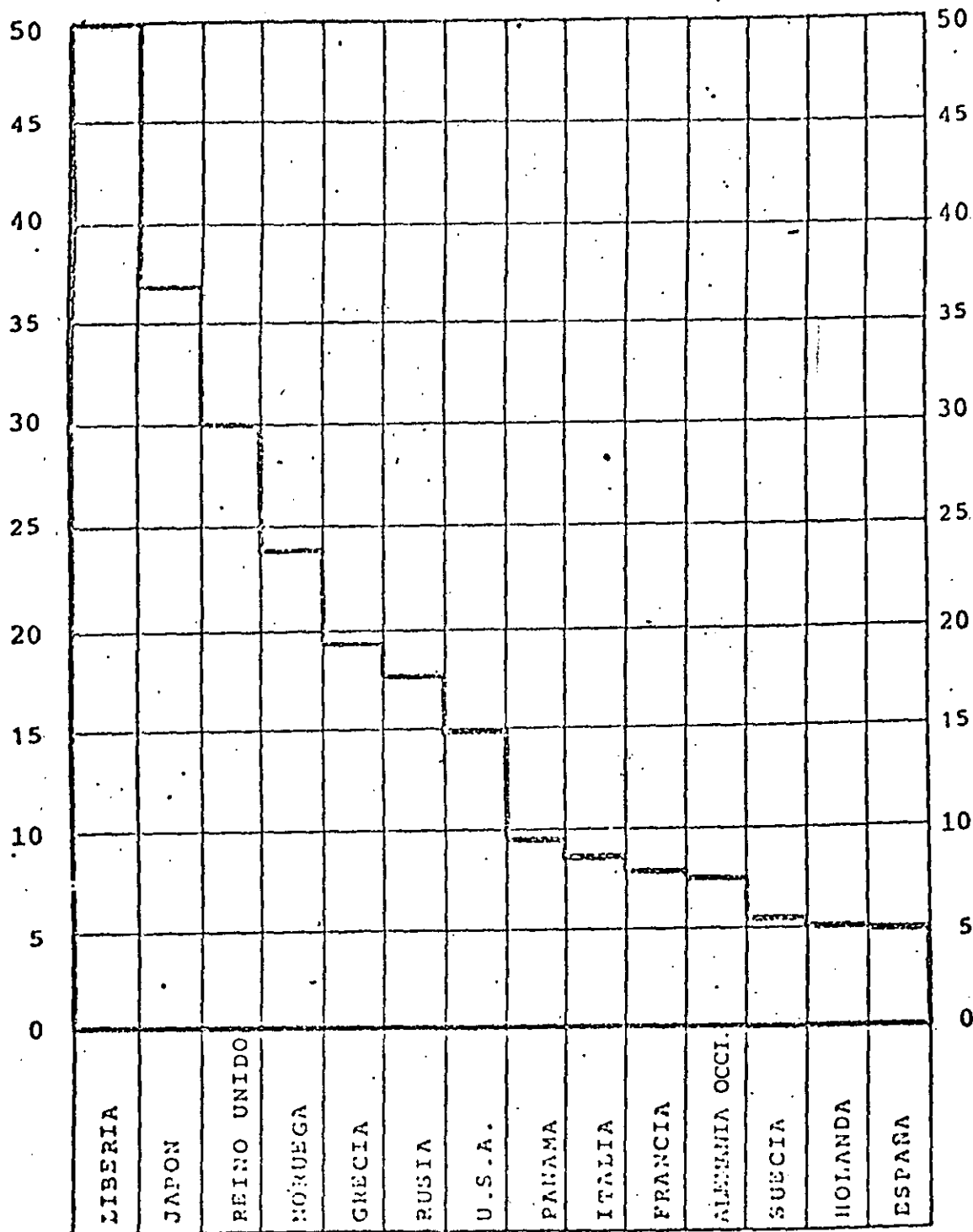
-EN MILLONES DE TONELADAS (T.R.B.)-



..... PETROLEROS  
- - - - - CARGA SECA  
————— TOTAL

## PRINCIPALES FLOTAS MERCANTES DEL MUNDO

-EN MILLONES DE TONELADAS (T.R.B.)-



CLASIFICACION DE EMBARCACIONES

| POR TIPO DE SERVICIO       | POR SU TRAFICO | POR TIPO DE BARCO   | POR LA CARGA TRANSPORTADA  | POR EL EQUIPO DE MANEJO DE CARGA  |
|----------------------------|----------------|---------------------|--|---|
| LINEA<br>(ITINERARIO FIJO) | ALTURA         | DE CARGA GENERAL    | DE CARGA<br>MIXTOS<br>PORTA PALETAS                                | CONVENCIONAL<br>CON PLUMA REAL  |
|                            |                | PARA CARGA UNITARIA | TRANSEBORDO POR RODADURA-<br>TRANSEBORDADORES (ROOL ON<br>ROLL OF) | CON RAMPA<br>SIN RAMPA<br>CON GRUAS A BORDO (1º Y 2º-<br>GENERACION<br>SIN GRUAS (2º Y 3º GENERACION) |
|                            |                | GRANELEROS          | PORTA-CONTENEDORES (LIFTON/<br>LIFTOF)                             | PORTA BARCAZAS { LASH<br>SEA BEE  |
| TRAMPA<br>(S/ITINERARIO)   | CABOTAJE       | PASAJEROS           |  |   |
|                            |                | PESQUEROS           |  |   |
|                            | GRAN CABOTAJE  | PERECEDEROS         |  |   |

|  |  |  |
|--|--|--|
|  | <p>Passenger ship</p>                            |  |
|  | <p>Motor cargo ship<br/>(general cargo ship)</p> |  |
|  | <p>Refrigerated ship</p>                         |  |
|  | <p>Container ship</p>                            |  |
|  | <p>Roll-on/roll-off car carrier</p>              |  |
|  | <p>Ore/bulk-oil carrier</p>                      |  |
|  | <p>Tanker</p>                                    |  |

Fig. 4. Side elevations of the principal types of merchant ship.

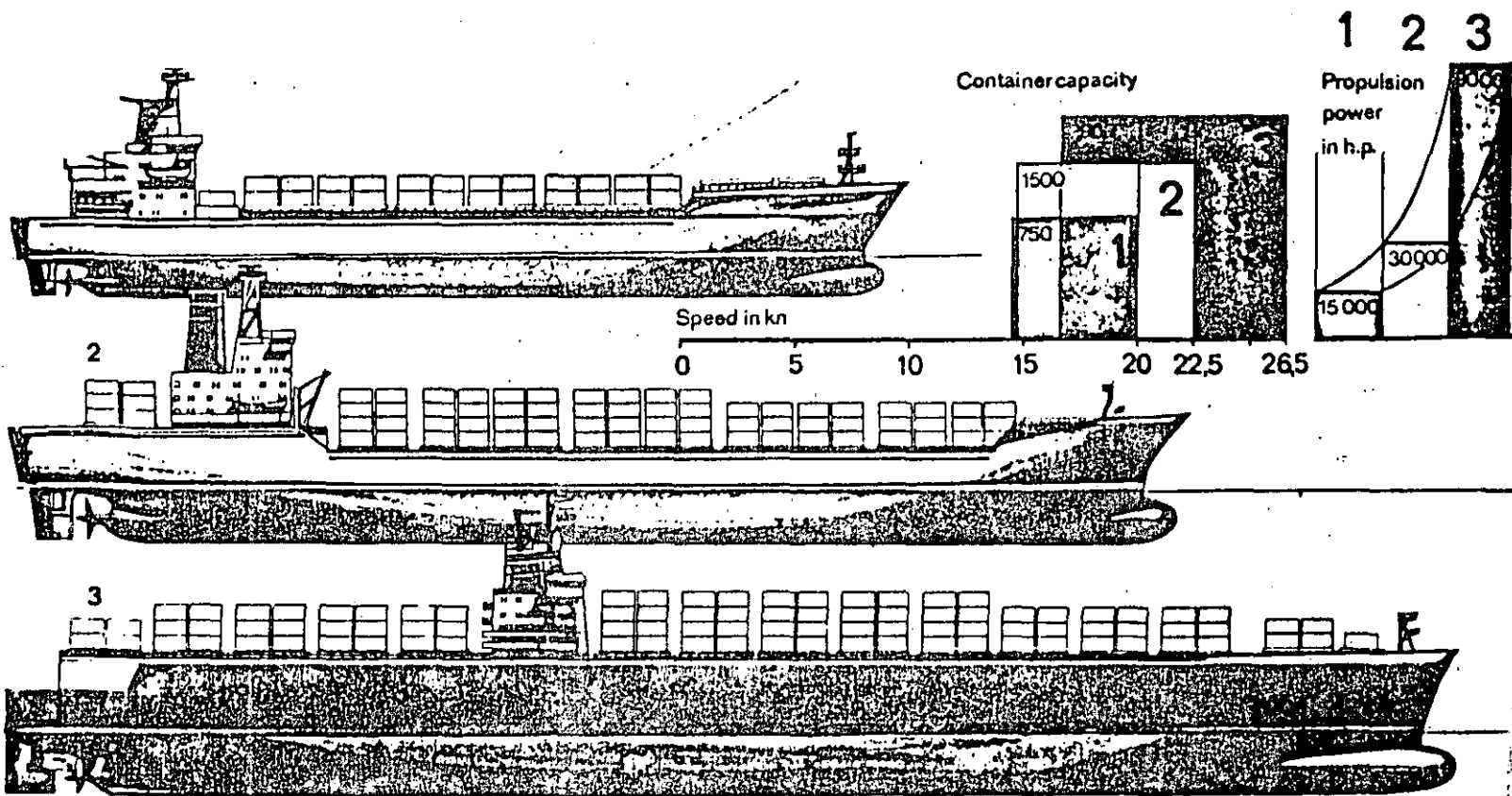


Fig Growth in size of container ships.  
1000 h.p. = 735.5 kW.

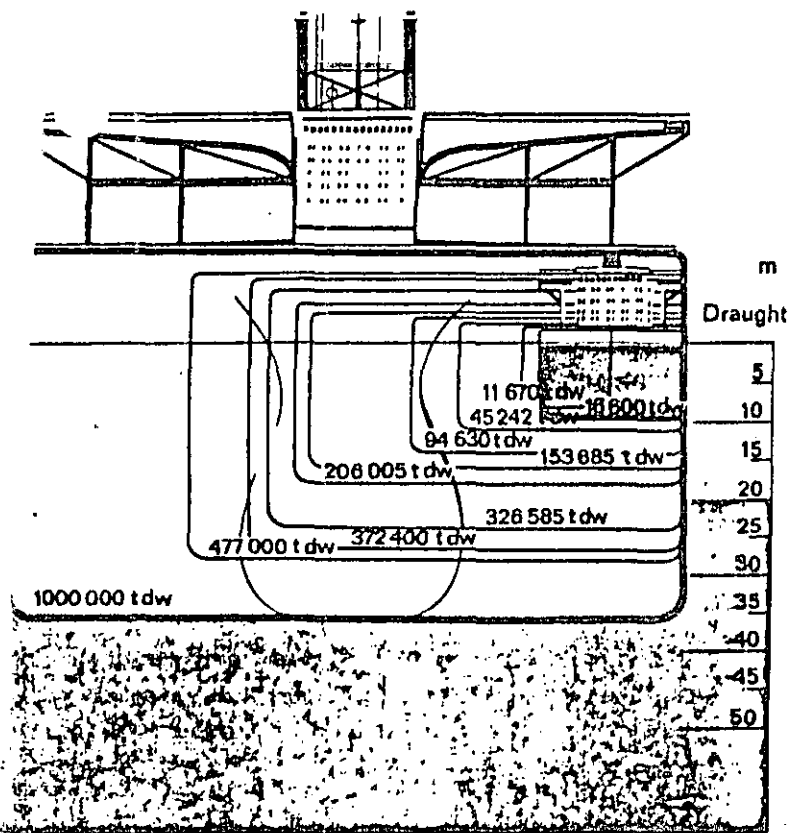
area for research in the construction of large ships. The successes achieved in this work shift the optimum sizes of ships as determined by shipowner economic calculations to ever-larger values.

It must, of course, not be forgotten that the construction of superships presents the shipbuilders with complex technological problems. In the past the demand for an increase

in ship size has always grown more rapidly than the building capacity of the shipyards. Enormous building docks are needed for the construction of giant tankers and the cost of providing these is very high. It is indeed open to question whether it will still be possible to build ships by conventional methods if there is any further increase in their dimensions.

Table 10.  
Largest tankers  
at various times

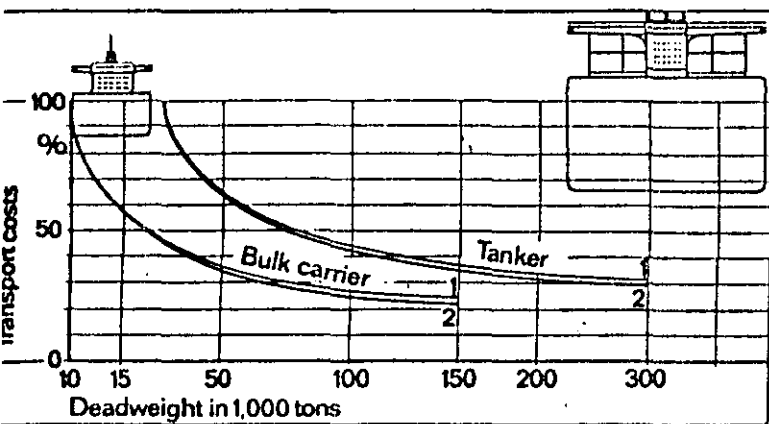
| Year | Name             | Length<br>m | Breadth<br>m | Depth<br>m | Draught<br>m | Dead-<br>weight<br>t | Power<br>kW |
|------|------------------|-------------|--------------|------------|--------------|----------------------|-------------|
| 1953 | Tina Onassis     | 236.4       | 29.0         | 15.7       | 11.5         | 45,700               | 13,000      |
| 1963 | Tokyo Maru       | 306         | 47.5         | 24.0       | 16.0         | 152,000              | 20,000      |
| 1966 | Idemitsu Maru    | 342         | 49.8         | 23.2       | 17.3         | 205,000              | 23,000      |
| 1968 | Universe Ireland | 346         | 53.3         | 32.0       | 24.1         | 312,000              | 27,000      |
| 1971 | Nisseki Maru     | 347         | 54.5         | 35.0       | 27.8         | 373,400              | 29,000      |
| 1973 | Globtik Tokyo    | 379         | 62.0         | 36.0       | 28.2         | 483,660              | 33,000      |
| 1977 | P. Guillaumat    | 414.2       | 63.0         | 35.9       | 28.6         | 554,600              | 47,000      |



| Approach channel | Depths of water in m |            |                        |            |                 |                   |           |                    |          |            |            |                 |           |
|------------------|----------------------|------------|------------------------|------------|-----------------|-------------------|-----------|--------------------|----------|------------|------------|-----------------|-----------|
|                  | Warmiunde            | Great Belt | Panama and Suez Canals | Kiel Canal | English Channel | Baltic Sea routes | North Sea | Rotterdam-Europort | Le Havre | Marseilles | Bantry Bay | Malacca Straits | Bosphorus |
|                  | 11.5                 | 13         | 12-12.5                | 13-12      |                 |                   |           |                    |          |            |            |                 |           |
|                  |                      | 16         |                        |            | 20              | 17                |           |                    |          |            |            |                 | 17        |
|                  |                      |            |                        |            |                 |                   | 20        | 20                 | 20       |            |            | 20              |           |
|                  |                      |            |                        |            |                 |                   |           | 24                 |          |            |            |                 |           |
|                  |                      |            |                        |            |                 |                   |           |                    |          | 30         | 30         |                 |           |
|                  |                      |            |                        |            |                 |                   |           |                    |          | 35         |            |                 |           |

g. 57. Deadweight and draught of tankers; also the depths of water in some well-known shipping lanes.

g. 58. Transport costs per ton of cargo as a function of ship size. 5,000 nm voyage; 2 25,000 nm voyage.



hull increases roughly in proportion to the surface area – sides, bottom and deck – and this in turn governs the building cost for the ship. Similarly, in the case of large, slow ships moving at a constant speed, the resistance is approximately proportional to the immersed area of the hull. As a result the propulsion power will increase at most with the square of the proportional increment in ship dimensions, while the deadweight increases with the cube of this factor. Since the automation of the machinery costs virtually no more for a large ship than for a small one, and the crew numbers are thus independent of the size of the ship, a large ship has many economic advantages.

One major factor affecting the economics of superships arises from the progress that has been made in the design of the hull structure. The larger the ships become, the higher the proportion of the total building costs that is represented by the hull steelwork. For a 300,000-ton tanker, for example, about 60 % of the total costs are accounted for by the steel and its processing and fabrication into the hull. Reducing the weight of steel required, and increasing the efficiency of the fabrication processes, are thus major

Estos documentos, principalmente se dividen en:

- 1.- Conocimiento de embarque marítimo.
- 2.- Conocimiento de embarque por camión (talón ó guía)
- 3.- Conocimiento de embarque por ferrocarril.

Los conocimientos de embarque marítimo se presenta a la autoridad aduanal para acreditar la calidad de consignatario de la carga y de esa manera realizar el embarque correspondiente. En esta fase el consignatario de la carga "Revalida" ó "Endosa" con el objeto de que el agente aduanal haga los trámites de retiro de las mercancías.

Por sus características, existen los siguientes conocimientos de embarque marítimo:

- 1.- Conocimiento de embarque marítimo abordo (ON BOARD MARINE BILL OF LADING).- cuando las mercancías se encuentran abordo del barco.

Conocimiento de embarque marítimo sobre cubierta - del muelle (ON DOCK MARINE BILL OF LADING).- cuando las mercancías se colocan en la cubierta del muelle, con previa aceptación del embarcador.

Conocimiento de embarque marítimo recibido para embarque (RECEIVED FOR SHIPMENT MARINE BILL OF LADING). cuando las mercancías son entregadas en los almacenes de la compañía naviera.

NOTA: Esta forma no se utiliza en México debido a que las empresas navieras no cuentan con muelles ó terminales marítimas propias.

Conocimiento de embarque directo (STRAIGHT MARINE - BILL OF LADING).- cuando las mercancías son transportadas por un solo buque del puerto de origen al de destino.

Conocimiento de embarque corrido (TRORDUGH MARINE BILL OF LADING).- cuando las mercancías pueden ser trasladadas por diversos buques entre los puertos intermedios que existan.

NOTA: Actualmente los conocimientos se pueden utilizar in distintamente para embarques directos ó con trans--bordos.

Tipos de cotización utilizados en los contratos de compra-venta internacionales:

"Ex-Fabrica" (EX WORKS).- es decir cuando la mercancia se entrega en la fabrica, en taller, en planta-ción.

Franco a costado de barco (F.A.S.) (FREE ALONG SIDE). cuando las mercancías se entregan en la cubierta del muelle de embarque.



Libre a bordo (F.O.B.) (FREE ON BOARD).- cuando las mercancías son entregadas a bordo del buque designado por el comprador en el puerto de carga, libre de impuestos.

Libre sobre vagón de ferrocarril (FOR).- entrega de mercancías sobre vagón en el punto de partida convenido.

Libre sobre camión (FOT).- entrega de mercancías sobre camión; en el punto de partida convenido.

Contrato de costo de flete (C F) (COST AND FREIGHT) entrega de mercancías en el puerto de destino incluyendo el importe de la descarga en puerto.

Contrato "Costo seguro flete" (CIF) (COST, INSURANCE, FREIGHT).- entrega de las mercancías en el puerto de destino incluyendo el importe del seguro de daños y la descarga en puerto.

Contrato de venta, ex-barco en puerto de destino convenido (EX-SHIP( ( NAMED PORT OF DESTINATION).- entrega de mercancías a bordo del barco en el puerto de destino convenido.

Contrato de venta ex-muelle, derechos pagados en puerto convenido (EX-QUAY) (DUTY Y PAID NAMED PORT).- entrega de mercancías en muelle, incluyendo seguro

e impuestos, es decir, libres para que el comprador las retire del puerto de destino.

Contrato de venta con flete o porte pagado hasta... (punto de destino convenido) con transporte terrestre únicamente.- (FREIGHT OF CARRIAGE PAID TO NAMED POINT OF DESTINATION.- INLAND TRANSPORT ONLY).- entrega de mercancías al primer transportador terrestre.

Las necesidades de tramitación de documentos relativos a la exportación e importación con el inicio del uso de contenedores y la modernización de los sistemas de transporte terrestre, que permiten la entrega directa de mercancías del productor al consumidor han propiciado la creación de empresas de servicio inter-modal internacional que hacen responsables de las mercancías desde su origen a su destino final. emplando los diversos modos de transporte, tales como: auto transporte, ferrocarril, chalanés en cabotaje y transporte marítimo de altura.

Las empresas de servicio inter modal realizan la tramitación especializada en importaciones y exportaciones, redundando en beneficio de vendedores y compradores al reducir los tiempos de entrega; preservación de las mercancías y reducción del embalaje por el uso de contenedores y el hecho de poder negociar financieramente el conocimiento de embarque.

## CHAPITRE IV

LE NAVIRE — LA NAVIGATION  
LES MANŒUVRES DANS LES PORTS

## I. LE NAVIRE

## 1. Différents types de navires

Les navires sont conçus pour remplir une mission déterminée; suivant la nature du trafic ou des travaux pour lesquels ils sont conçus, on distingue:

— *les navires pour le transport des passagers*: leur taille et leurs aménagements varient avec leur mode de navigation, et augmentent avec la distance de la ligne qu'ils desservent. Cette catégorie de navires comprend une gamme étendue d'unités, depuis les grands paquebots transatlantiques jusqu'aux *malles*. Certains navires sont conçus comme des unités mixtes, pouvant embarquer, en même temps qu'une grande quantité de passagers, une importante cargaison de marchandises; d'autres sont conçus pour embarquer également des véhicules de transport terrestre des passagers (voitures automobiles, wagons de chemin de fer): ce sont les auto-carriers et ferry-carriers.

— *les navires pour le transport des marchandises diverses (général cargo)*: ces unités comportent des cales où la marchandise est entreposée et arrimée (c'est-à-dire amarrée solidement de façon à éviter tout déplacement malgré les mouvements du navire dans la houle); les cales sont ouvertes à leur partie supérieure et la marchandise y est entrée et sortie verticalement, mais certaines unités comportent dans les murailles ou à leurs extrémités, des ouvertures permettant une manutention horizontale; les cales peuvent être cloisonnées dans le sens vertical par plusieurs planchers horizontaux, plus ou moins démontables;

— *les navires spécialisés pour le transport de certaines catégories de marchandises*: c'est le cas de navires aménagés pour le transport de fruits

et autres denrées périssables qui comportent un conditionnement de température;

— *les navires pour le transport des marchandises solides en vrac*: le charbon, les minerais et certains produits chimiques (phosphates...) et depuis quelques années les céréales, sont transportés dans des navires dont les cales ont une section de forme géométrique simple permettant une manutention rapide des marchandises par des procédés puissamment mécanisés: les cales de ces navires appelés « self-trimmers » ne comportent pas de cloisons horizontales (faux-ponts) qui gêneraient ces manutentions;

— *les navires pour le transport des marchandises liquides ou gazeuses en vrac*: ce sont les « tankers » affectés au transport des hydrocarbures, du vin, de l'huile, et récemment des gaz, liquéfiés ou non; les cales sont constituées par une série de cuves de forme régulière; celles des unités affectées au transport des gaz liquéfiés sont thermiquement isolées pour maintenir les basses températures (— 162° dans le cas du méthane);

— *les navires spécialisés pour la pêche*: ce sont des unités de taille très variable, depuis les simples barques jusqu'aux grands chalutiers modernes dont la longueur est voisine de 100 m; la pêche lointaine utilise également des navires-usines de très grandes dimensions (35 000 t de déplacement) qui sont approvisionnés par une flotille d'unités plus petites;

— *les navires de servitude et engins de travaux*: cette catégorie comprend tous les remorqueurs, vedettes de liaison, bateaux baliseurs, dragues, engins de transport des produits dragués, bateaux-brise-glace, engins de levage flottants, etc.;

— *les navires de plaisance*, depuis les petits voiliers et canots automobiles jusqu'aux yachts de plusieurs dizaines de mètres;

— *les navires militaires*, dont le type et les dimensions varient dans de très larges proportions, depuis la vedette de quelques mètres de longueur, jusqu'aux navires porte-avions et cuirassés de plus de 250 m de long et de 45 000 t de déplacement.

## 2. Mode de propulsion des navires

2.1 Les navires modernes ont une propulsion mécanique assurée par une ou plusieurs hélices, ou par des propulseurs spéciaux.

Les hélices sont en bronze ou en acier inoxydable; leurs pales sont fixes ou orientables.

— Les hélices à pales orientables permettent d'en adapter le pas au couple résistant, sans modifier leur vitesse de rotation — et par conséquent

celle du moteur—; ce dispositif permet de faire fonctionner les moteurs Diesel dans les meilleures conditions et donne d'excellentes qualités de manœuvre aux navires, le renversement du sens de la poussée pouvant être réalisé progressivement et rapidement sans modification du sens de rotation de l'hélice; l'inversion du sens de rotation ne peut être très rapidement réalisée pour les hélices de grand diamètre ( $> 1$  m) en raison de l'importance de leur inertie; en outre, les moteurs Diesel supportent mal de brusques renversements de marche.

— Les propulseurs sont des appareils de divers types, donnant en général une poussée dont l'orientation peut être commandée. Le propulseur Schottel comporte une hélice à axe horizontal orientable. Le propulseur Voith-Schneider est constitué par des pales verticales inclinables autour de leur axe et montées sur une couronne tournant autour d'un axe vertical: le système a une vitesse de rotation constante, mais la poussée varie en sens et en intensité avec l'orientation des pales autour de leur axe.

Ces propulseurs ont encore un rendement inférieur à celui des hélices classiques et ne sont utilisés que sur des navires dont la mission nécessite d'excellentes qualités de manœuvre (engins de servitude, ferry ou auto-carriers). Ils sont en outre assez fragiles et doivent être soigneusement protégés contre le choc avec le fond de la mer ou avec des corps flottants.

On a récemment construit des navires équipés de propulseurs à réaction: les engins de ce type sont cependant encore rares et ne sont utilisés que par la navigation de plaisance.

2.2 L'appareil moteur des navires modernes est une machine à vapeur ou un moteur Diesel.

Les machines à vapeur étaient autrefois du type alternatif; actuellement dès que leur puissance atteint 4 000 ch, elles sont constituées par des turbines dont le rendement est meilleur (supérieur de 30% à celui des machines alternatives),

La chauffe des machines à vapeur est assurée au fuel-oil et de plus en plus rarement au charbon; les chaudières sont du type Prudhon-Capus, à tubes de fumée, timbrées à 16 kg/cm<sup>2</sup>, ou de plus en plus à tubes d'eau, ce type pouvant être timbré à des pressions comprises entre 30 et 60 kg/cm<sup>2</sup>. Récemment la chauffe atomique est apparue sur les navires de commerce: la chaleur nécessaire à la vaporisation de l'eau est fournie par un réacteur atomique, et transmise par un fluide primaire qui circule en circuit fermé. Le réacteur est équipé d'un dispositif de contrôle qui permet de le neutraliser automatiquement en cas d'accident susceptible de le mettre en communication avec la mer, et d'entraîner un déversement de produits ayant une dangereuse radio activité; les navires à propulsion atomique comportent

évidemment des dispositions permettant de garantir la sécurité du personnel contre les radiations, mais leur réception dans les ports pose encore quelques problèmes — en particulier en ce qui concerne l'évacuation des déchets radioactifs.

Les moteurs Diesel atteignent désormais de grandes puissances, supérieures à 4 000 ch; ce sont en général des moteurs lents (vitesse de rotation de l'ordre de 150 tours/minute), mais pour les faibles et moyennes puissances ( $< 1 000$  ch) on tend à développer l'utilisation de moteurs rapides (1 000 tours/minute) ou semi-rapides, qui ont un moindre encombrement.

2.3 L'accouplement entre l'hélice et l'appareil moteur est fait sur les unités de faible puissance ( $< 200$  ch), au moyen d'un dispositif mécanique comportant éventuellement un réducteur de vitesse et un inverseur du sens de marche. Pour les puissances plus importantes, l'accouplement fait appel à un système électromagnétique ou hydraulique.

Sur les engins de servitude qui doivent donner de forts couples de démarrage et subir de fréquents changements de marche, l'accouplement est réalisé par un système Diesel-électrique, le moteur Diesel entraînant une génératrice de courant continu qui actionne à son tour un moteur électrique: ce système présente une grande souplesse de fonctionnement mais exige l'« installation » d'une puissance égale à plus de trois fois la puissance nécessaire à la propulsion.

2.4 Les moteurs qui produisent l'énergie électrique du bord, et entraînent des pompes et autres installations auxiliaires sont des engins à vapeur ou Diesel.

2.5 La commande des moteurs est souvent effectuée depuis le compartiment des machines, auquel les ordres sont transmis depuis la timonerie par un système appelé *télégraphe* (Chadburn); l'automatisation des navires conduit à commander directement la marche des moteurs depuis la timonerie, leur lancement et leur contrôle étant cependant effectués depuis une cabine insonorisée et climatisée offrant une vue directe sur le compartiment moteur.

### 3. Dimensions utilisées pour caractériser les navires

3.1 Dimensions linéaires (fig. IV-1).

(NOTA: On dit qu'un navire est *en différence* si les tirants d'eau à ses extrémités sont différents; en général le tirant d'eau arrière est le plus fort.)

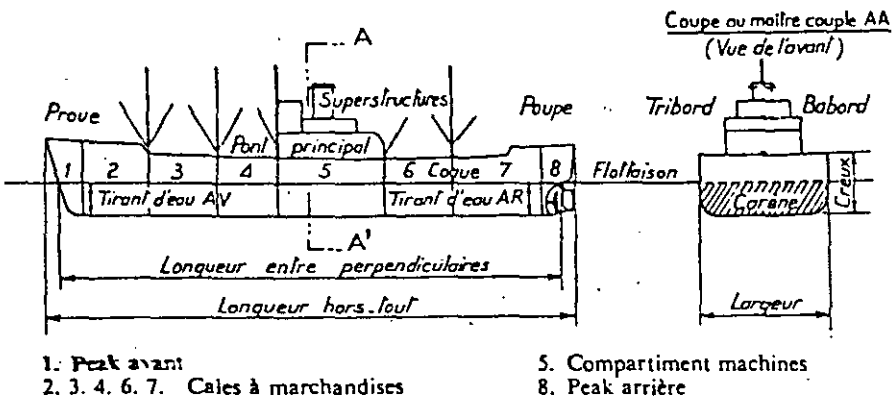


Fig. IV-1. — Dimensions linéaires du navire

- 1. Peak avant
- 2. 3. 4. 6. 7. Cales à marchandises
- 5. Compartiment machines
- 8. Peak arrière

### 3.2 Dimensions de capacité.

— *Le déplacement* est le poids du volume d'eau déplacé par la carène; on définit un déplacement à vide (lège) et un déplacement maximum en charge; le déplacement est exprimé en tonnes métriques (1 000 kg).

— *Le port en lourd* est le poids total de charge que peut transporter le navire; le port en lourd utile est le poids des marchandises, en dehors de tout autre chargement (soute, vivres...), il est exprimé en short tons de 907 kg ou long tons de 1 016 kg, ou en tonnes métriques (1 000 kg).

— *La jauge* est la capacité du navire; la jauge brute est le volume intérieur total, la jauge nette est le volume utilisable pour l'utilisation commerciale du navire; la jauge nette légale est une caractéristique du navire qui constitue l'assiette des diverses taxes portuaires (droits de quai et péages, taxes du pilotage), mais cette grandeur peut être augmentée lorsque le navire transporte des marchandises dans des parties qui ne sont fermées qu'en cas de chargement (shelter-decks). L'unité de jauge est le tonneau ou tonne Moorsom, qui vaut 2,83 m<sup>3</sup> (= 100 pieds-cubes).

### 4. Classification du navire — Marques de franc-bord

Les navires du commerce doivent être inscrits au registre d'une société de classification agréée (Bureau Veritas, Llyod Register): ces sociétés, qui ont un caractère international, contrôlent les dispositions constructives des navires et leur état d'entretien, et leur attribuent une cote qui définit le genre de navigation que peut effectuer le navire (rade, long cours...).

Les sociétés de classification sont habilitées à apposer sur les navires les marques réglementaires de franc-bord, qui définissent l'enfoncement maximum des navires selon les saisons et les mers et océans dans lesquels ils sont appelés à naviguer (fig. IV-2).

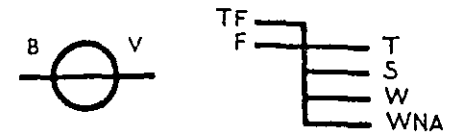


Fig. IV-2. — B.V.: Bureau Veritas; T.F.: Tropical fresh water load line; F: Fresh water I.I.; T: Tropical I.I.; S: Summer I.I.; W: Winter I.I.; W.N.A.: Winter North Atlantic I.I.

### 5. Modes de construction des navires

#### 5.1 Efforts agissant sur les navires

Les navires sont soumis à des efforts de flexion et de torsion sous l'effet de la houle; la valeur du moment de flexion longitudinale admise pour calculer la coque des navires est  $\frac{\Delta L}{30}$ ,  $\Delta$  étant le déplacement en charge et L la longueur; cette valeur est inférieure à celle du moment de flexion de la poutre de même masse et de même longueur  $\left(\frac{\Delta L}{8}\right)$ ; cette constatation montre le danger que constitue pour une coque un échouage sur des fonds durs, qui conduirait à faire reposer le navire par ses extrémités.

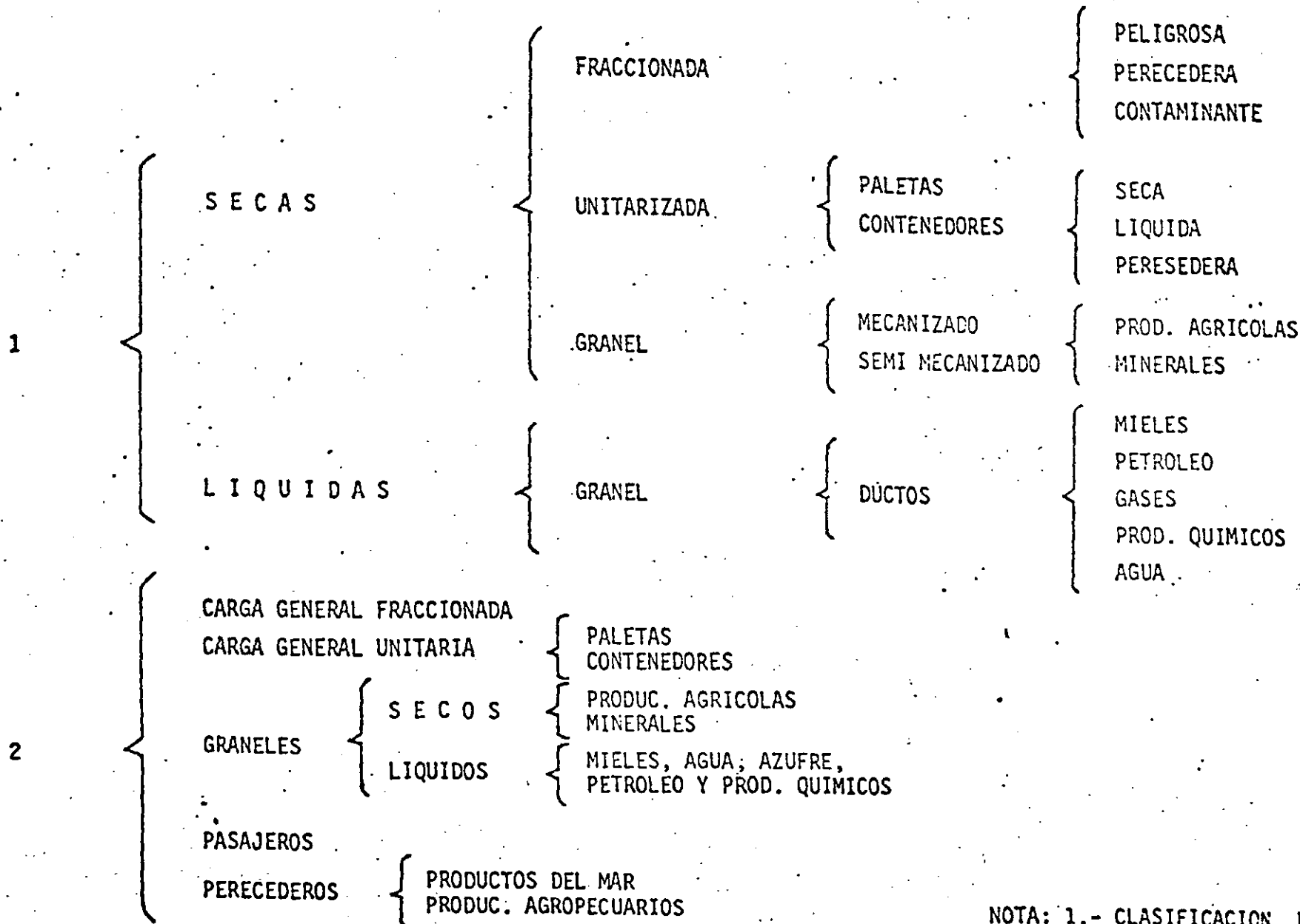
Le choc des vagues contre la coque, la réaction des amarres et des chaînes d'ancrage, la réaction des appareils de levage (mâts de charge, grues) et de certains éléments particulièrement lourds de la cargaison ou de l'appareillage introduisent dans la coque des efforts concentrés pouvant atteindre des valeurs élevées, mais assez facilement calculables.

Enfin le navire peut subir des efforts accidentels dus à un échouage ou un violent accostage contre les quais, jetées... ou à un abordage avec un autre navire.

#### 5.2 Structure des navires.

Compte tenu des efforts qu'ils sont appelés à subir en exploitation, les navires modernes comportent des coques en acier ayant une structure résistante à la fois dans le sens longitudinal, et dans le sens transversal: les coques sont donc constituées par des structures fermées ou comportant des ouvertures dont les bords sont renforcés afin de ne pas réduire la rigidité de la coque à la torsion autour de leur axe longitudinal, ni leur résistance aux efforts de flexion longitudinale et transversale. La coque a une section de forme sensiblement rectangulaire dans la partie centrale de la longueur;

# CLASIFICACION DE CARGAS



NOTA: 1.- CLASIFICACION UNCTAD  
 2.- CLASIFICACION S.C.T.

En Mexico ya existe una empresa nacional de transporte inter modal internacional la cual se creo para realizar este tipo de servicios.

#### BARCOS DE CARGA GENERAL.

Los barcos de carga general se han estabilizado en una capacidad del orden de las 20,000 TPM. (E = 170 m., M = 21 , -- P = 12.7 , C = 9.8), con cinco bodegas y sin entrepuentes, los cuales aprovechan los mayores puertos existentes en el mundo con 10 m. de profundidad en las terminales marítimas para carga general.

DIVISION DEL BUQUE EN SECCIONES VERTICALES

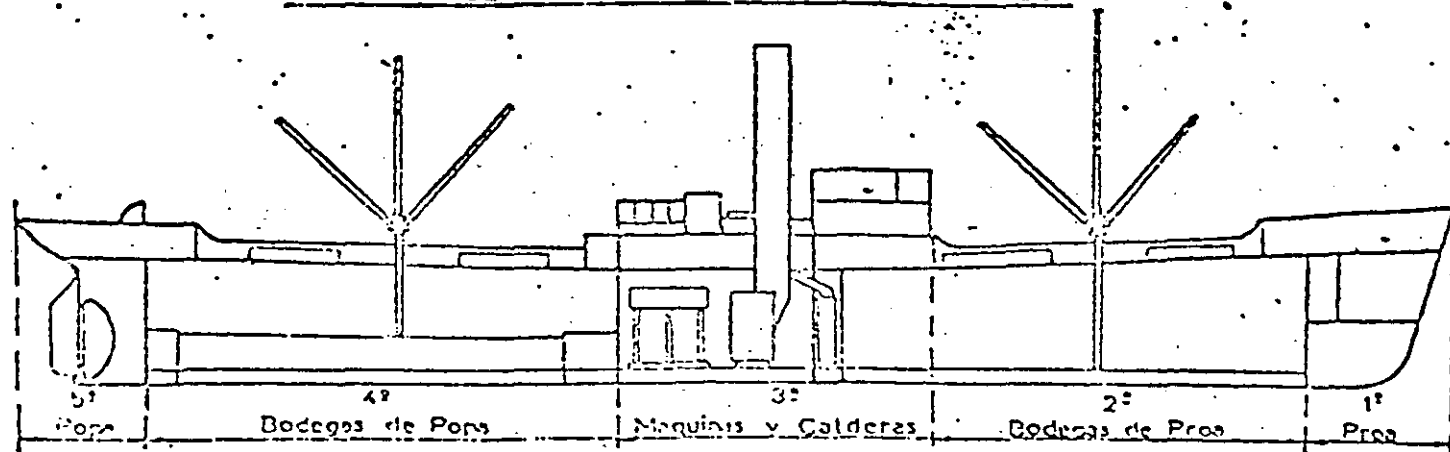
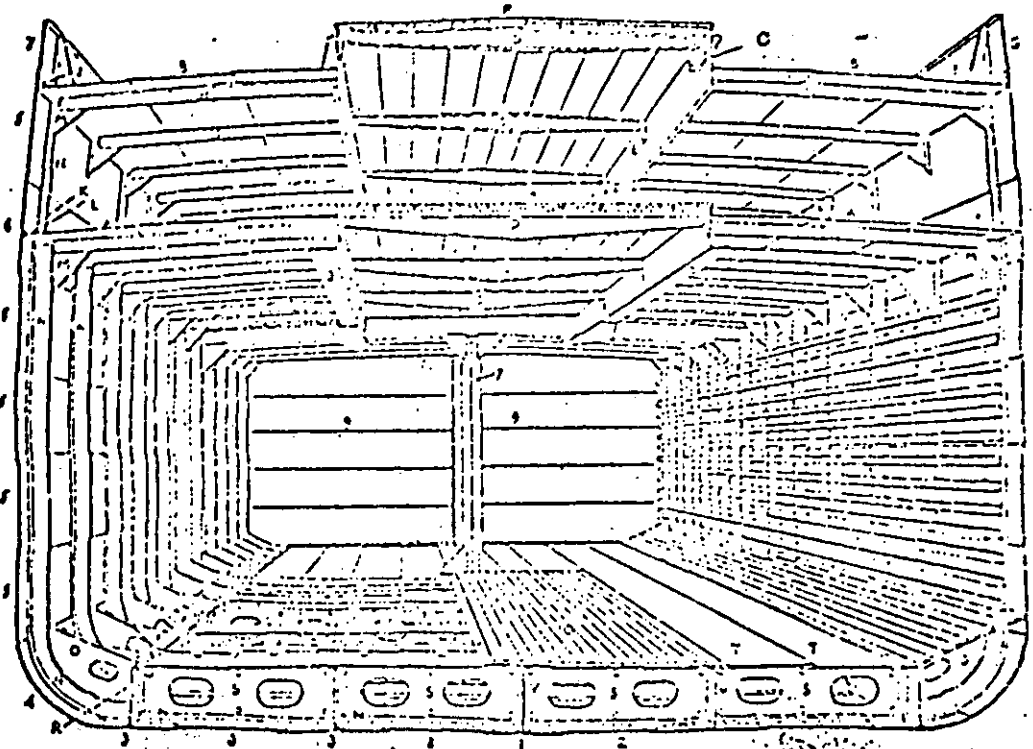


Figura # 2





Shelter Deck Vessel

- |                   |                     |                     |                   |
|-------------------|---------------------|---------------------|-------------------|
| A. Main Deck      | J. Gunwale Bar      | T. Tank Top Plating | 7. Hold Pillar    |
| B. Shelter Deck   | K. Shell Bar        | U. Side Girder      | 8. Deck Girder    |
| C. Hatch Coaming  | L. Stringer Bar     | V. Centre Girder    | 9. Bulkhead       |
| D. Hatch Beams    | M. Beam Knee        | 1. Keel Plate       | 10. Hold Ceiling  |
| E. Hatch Carrier  | N. Frame            | 2. Garboard Strake  | 11. Hiltz Ceiling |
| F. Hatch Cover    | O. Tankside Bracket | 3. Bottom Strake    | 12. Spar Ceiling  |
| G. Bulwark        | P. Gussot Plate     | 4. Blue Strake      |                   |
| H. Half Beam      | R. Margin Plate     | 5. Side Plating     |                   |
| I. Stringer Plate | S. Floor Plate      | 6. Sheer Strake     |                   |

FIGURA No. 3

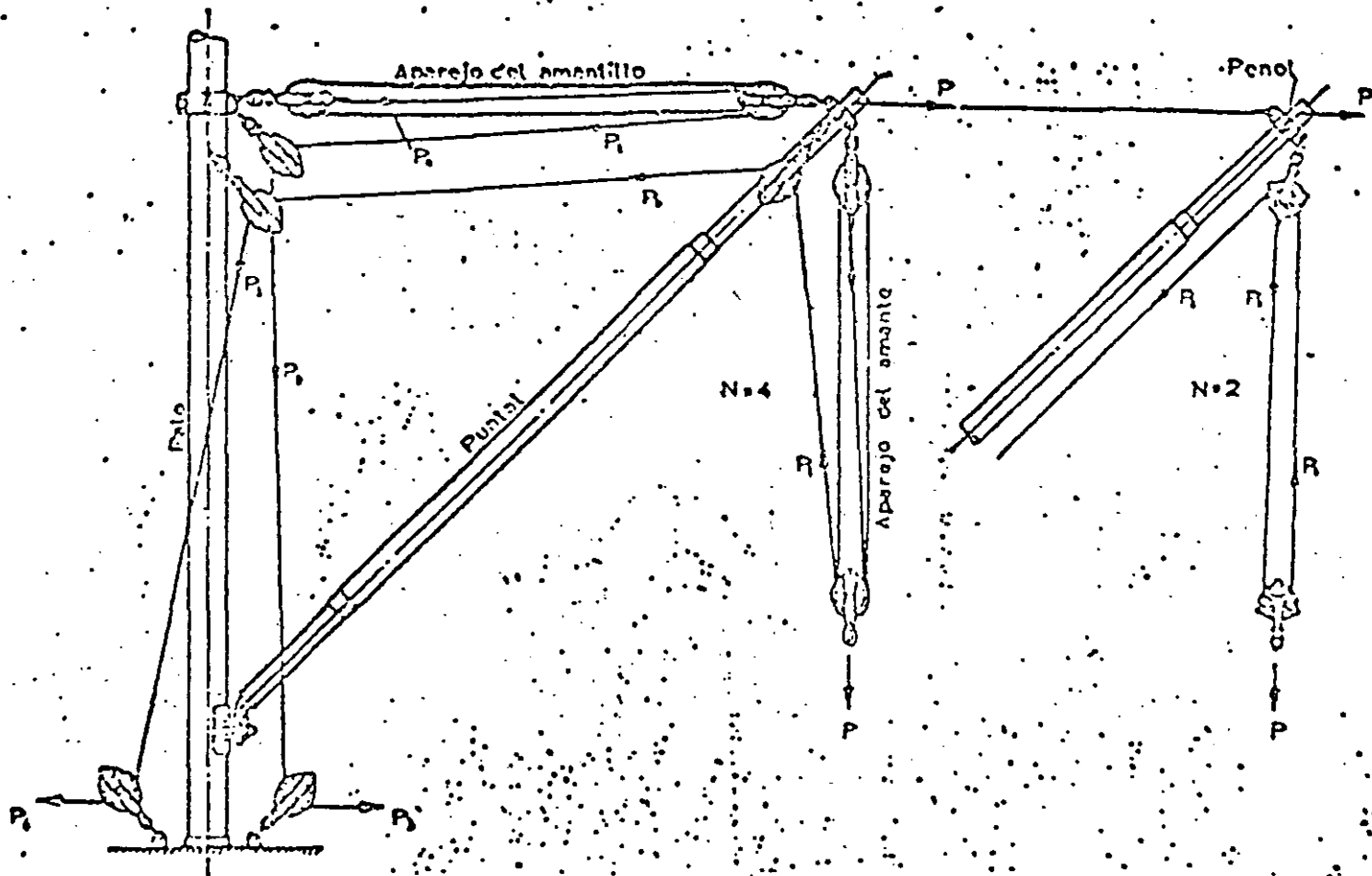


FIGURA No. 4

BARCOS DE CARGA GENERAL

| <u>PESO<br/>MUERTO<br/>(TON)</u> | <u>DESPLAZA<br/>MIENTO<br/>(TONS)</u> | <u>ESLORA<br/>(m.)</u> | <u>MANGA<br/>(m.)</u> | <u>PUNTAL<br/>(m.)</u> | <u>CALADO<br/>(m.)</u> |
|----------------------------------|---------------------------------------|------------------------|-----------------------|------------------------|------------------------|
| 700                              | 933                                   | 52                     | 8.3                   | 3.8                    | 3.6                    |
| 1,000                            | 1,333                                 | 60                     | 9.3                   | 4.4                    | 4.1                    |
| 2,000                            | 2,667                                 | 77                     | 11.5                  | 5.8                    | 5.1                    |
| 3,000                            | 4,000                                 | 90                     | 13.1                  | 6.8                    | 5.7                    |
| 4,000                            | 5,333                                 | 100                    | 14.3                  | 7.7                    | 6.3                    |
| 5,000                            | 6,667                                 | 109                    | 15.3                  | 8.4                    | 6.7                    |
| 6,000                            | 8,000                                 | 117                    | 16.2                  | 9.0                    | 7.1                    |
| 7,000                            | 9,333                                 | 124                    | 17.0                  | 9.6                    | 7.5                    |
| 8,000                            | 10,667                                | 130                    | 17.7                  | 10.1                   | 7.8                    |
| 9,000                            | 12,000                                | 136                    | 18.4                  | 10.6                   | 8.1                    |
| 10,000                           | 13,333                                | 142                    | 19.0                  | 11.1                   | 8.3                    |
| 12,000                           | 16,000                                | 152                    | 20.1                  | 11.9                   | 8.8                    |
| 15,000                           | 20,000                                | 165                    | 21.6                  | 13.0                   | 9.5                    |
| 17,000                           | 22,667                                | 173                    | 22.4                  | 13.7                   | 9.8                    |
| 20,000                           | 26,667                                | 184                    | 23.6                  | 14.6                   | 10.3                   |

## BARCOS PARA CONTENEDORES

El crecimiento en el tráfico de carga general, propicio la implantación de sistemas para aumentar los rendimientos en el manejo de la carga.

Este sistema se logro mediante la unitarización de la carga con el empleo de contenedores. Este tráfico se inicio en los años 60's con la transformación de barcos convencionales de carga general para permitir la carga y descarga de contenedores con grúas instaladas en el propio barco.

Este tipo de barco de 6 a 15000 TPM, y calados de 8 m., con velocidades del orden de 15 nudos, denominados de la 1ra. generación, transportan de 100-800 contenedores, por su capacidad estan destinados a alimentar puertos donde arriban embarcaciones de mayor porte.

Al comprobarse la bondad del sistema, que aumento los rendimientos, en 2 y 3 veces respecto al movimiento de barcos convencionales de carga general, y al disminuir la mano de obra en las maniobras y en la estadía de las embarcaciones, se inició la construcción de la segunda generación de barcos con velocidades de 18 a 23 nudos, con capacidades de 800 a 1500 contenedores y de 14 a 22000 TPM y 11.50 m. de calado. Algunos de estos barcos estan equipados con grúas-portico que se mueben a lo largo sus costados que operan en puerto que no cuentan con equipo en tierra para la carga y descarga de contenedores. Las gruas pesadas entre 500 y 600 tons. por lo que son barcos antieconómicos debido al gran peso adicional que les resta capacidad de almacena--

Los barcos de la 2da. generación son los que con mayor frecuencia tocan el puerto de Veracruz.

La tercera generación, denominados "los barcos de hoy y mañana", son de gran capacidad y velocidad; están entre las 35 y 50000 TPM, velocidades de 25 a 33 nudos, capacidad de 1800 a 3000 contenedores y calado de 12.5 m.. Este tipo de barcos es costoso en su construcción y operación y dependen de las instalaciones en el puerto. Algunos están equipados con propulsores en proa para auxiliarse en las maniobras de atraque y salida, cuentan con cuatro máquinas automatizadas y navegación controlada por computadora.

Contenedores de 20'. - su peso vacío es de 1900 Kg. (aprox.) y su carga útil de 18 tons.. La carga real promedio mundial es del orden de las 11-14 tons; su cubicaje interior es de 32 m<sup>3</sup>., el piso es de madera para distribuir el peso sobre las vigas de acero del fondo. La carga permisible sobre el piso es de 980 Kg/m<sup>2</sup>. y están diseñados para ser izados por las cuatro esquinas superiores con marco de izaje ó con 4 cables unidos al gancho de la grúa, la totalidad de estos contenedores cuentan con perforaciones en sus costados en la parte inferior para alojar las orquillas de los montacargas en las maniobras en tierra.

A nivel mundial, el número de contenedores de 20' representa el 80%, fundamental, contener un peso máximo que cumpla con las limitaciones de carreteras y puentes en la mayoría de los países.

Contenedores de 40'.- es el preferido por la mayoría de las embarcaciones los operadores de los barcos portacontenedores de la tercera generación. Para el transporte en carretera -- tiene menor peso un contenedor de 40 pies que en dos de 20'. Su capacidad cúbica es de 65 m<sup>3</sup>. y su toma de 3400 kg. con carga útil de 27 tons.

Este tipo de contenedores representa el 30% en número a nivel mundial.

Prácticamente ningún contenedor de 40' cuentan con perforaciones para las orquillas de montacargas y están diseñados para su izaje y manejo en tierra con "marco de izaje" sujetando al contenedor por sus cuatro esquinas superiores.

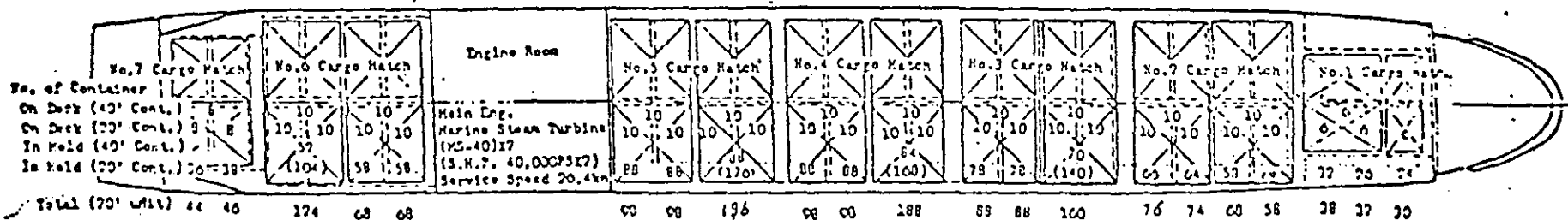
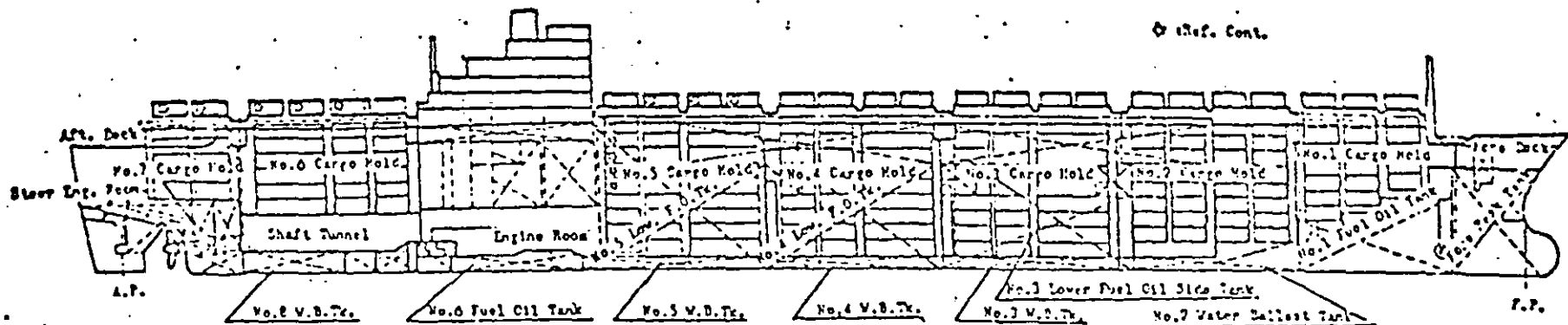
Los contenedores de 35' son los menos usados.

Los contenedores, son recipientes de acero, aluminio plástico ó madera contrachapada con bastidor metálico, que permiten la unitarización de la carga, y trasladar la carga del ori-

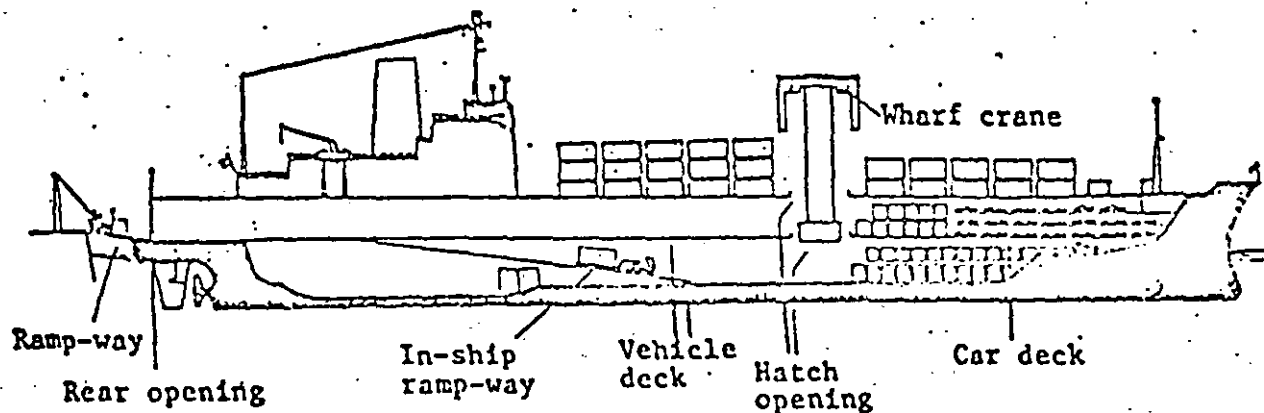
gen, en el local del usuario, al barco y a la inversa. Los contenedores por lo general son de 40, 35 y 20 pies de largo, y en casos especiales de 26' utilizados por la compañía SEA-LAND; en sección transversal; el ancho es de 8' y la altura varia de 8' a 9'.

Existen contenedores, con temperatura controlada por el transporte de perecederos, con recipientes-tanque con estructura cuadrangular en las aristas, para el transporte de líquidos, gases y graneles. Los contenedores para carga general son a prueba de agua y tienen un sistema para protegerlos de la humedad de conducción. También hay contenedores plegables para tráficos unidireccionales para el transporte de carga de gran densidad en donde no se requiere capacidad volumétricas se emplean contenedores de la mitad de altura permitiendo su acceso por la parte superior.

Los contenedores comunes tienen sus puntas en una cabecera, existiendo algunos con puntas laterales.



DISPOSICION GENERAL DE UN BARCO PORTACONTENEDORES (1840 TEU)



BARCO RO/RO



## P O R T A C O N T E N E D O R E S

| <u>TONELAJE<br/>BRUTO DE<br/>REGISTRO<br/>(TBR)</u> | <u>DESPLAZA<br/>MIENTO<br/>(TONS)</u> | <u>ESLORA<br/>(m.)</u> | <u>MANGA<br/>(m.)</u> | <u>PUNTAL<br/>(m.)</u> | <u>CALADO<br/>(m.)</u> |
|---|---------------------------------------|------------------------|-----------------------|------------------------|------------------------|
| 16,240  | 19,636                                | 187.0                  | 26.0                  | 15.5                   | 10.5                   |
| 17,184  | 16,977                                | 208.                   | 23.8                  | 14.3                   | 9.2                    |
| 21,057  | 20,400                                | 196.                   | 27.6                  | 16.6                   | 10.5                   |
| 23,600  | 23,650                                | 212.5                  | 30.0                  | 16.3                   | 10.5                   |
| 40,000  | 26,100                                | 242.0                  | 32.2                  | 19.6                   | 10.5                   |
| 51,500  | 28,900                                | 24.0                   | 32.2                  | 24.0                   | 11.0                   |
| 54,500  | 33,600                                | 25.0                   | 32.2                  | 24.4                   | 11.0                   |

### TRANSBORDADORES: (FERRY, RO/RO)

Son barcos que permiten el transbordo de la carga por rodadura, por medio de rampas que cuentan las naves en proa, -- popa o en los costados, apoyadas en muelles y que permiten la circulación, simple o doble, de camiones del barco al -- atracadero o viceversa.

Las bodegas del barco cuentan con varios entrepuentes y rampas interiores para el acomodo de una mayor cantidad de carga ó vehiculos.

Cuando los transbordadores no cuentan con rampas, se instalaran adosadas a un atracadero destinado a este tipo de -- barcos. De este tipo de embarcaciones los hay mixtos; en -- cuanto prestan servicio de carga y pasaje.

Para la operación de transbordadores en diversos muelles --- existentes, se emplean rampas flotantes moviles, lo cual aumenta la productividad de instalaciones portuarias

En México, se presta el servicio de transbordador en cabotaje; entre topolobampo - La Paz, Guaymas - Santa Rosalia , - Mazatlan - La Paz, Puerto Vallarta - Cabo San Lucas, Puerto Juarez - Cozumel. Los transbordadores no cuentan con rampa --

y son de 1000/4000 TPB. La implantación de un sistema de transbordadores es una herramienta para el tráfico de cabotaje al permitir ahorros substanciales en el consumo de energía.

También son utilizados en tráfico de altura a distancias medias ya que es de mayor costo que los barcos de carga general, y trabajan con flete muerto por la mayor relación de vacíos en las bodegas.

## TRANSBORDADORES (FERRYS)

| <u>TONELAJE<br/>BRUTO DE<br/>REGISTRO<br/>(TBR)</u> | <u>ESLORA<br/>(m.)</u> | <u>MANGA<br/>(m.)</u> | <u>PUNTAL<br/>(m.)</u> | <u>CALADO<br/>(m.)</u> |
|---|------------------------|-----------------------|------------------------|------------------------|
| 50  | 20                     | 6.0                   | 2.3                    | 2.0                    |
| 100   | 25                     | 7.5                   | 2.7                    | 2.5                    |
| 200   | 35                     | 9.0                   | 3.2                    | 2.6                    |
| 300   | 42                     | 10.0                  | 3.5                    | 3.0                    |
| 500   | 50                     | 11.5                  | 3.9                    | 3.2                    |
| 1,000   | 64                     | 13.0                  | 4.4                    | 3.4                    |
| 2,000   | 85                     | 16.0                  |                        | 4.2                    |
| 3,000   | 110                    | 19.0                  |                        | 5.0                    |
| 4,000   | 125                    | 20.5                  |                        | 5.6                    |
| 5,000   | 130                    | 22.0                  |                        | 6.0                    |
| 6,000   | 150                    | 23.0                  |                        | 7.4                    |
| 7,000   | 160                    | 24.0                  |                        | 7.8                    |
| 8,000   | 185                    | 25.0                  |                        | 7.9                    |

**BARCOS PASAJEROS:**

Estos barcos los hay hasta de 80000 TRB, los calados, descargado y cargado tienen una pequeña variación dado que la carga esta representado por el peso de los pasajeros y el avituayamiento y rige fundamentalmente el peso de los camarotes y servicios de los pasajeros.

En México arriban cruceros turísticos de hasta 30000 Tons. de desplazamiento con 9.0 m. de calado. Sus arribos son por temporadas, cuando en sus países de origen no operan, arriban a puertos nacionales como ejemplo en invierno no operan en E.U., y los navieros organizan viajes turísticos en México.

**BARCOS PARA PERECEDEROS:**

Cuentan con bodegas con temperatura controlada y la carga-descarga de los productos se realiza a través de portones o puertas localizadas en los costados, ó con escotillas en la cubierta principal.

Los barcos de este tipo que arriban a los puertos nacionales son del orden de 6/8000 tons. de desplazamiento.

## B A R C O S D E P A S A J E

| <u>TONELAJE<br/>BRUTO DE<br/>REGISTRO<br/>(TBR)</u> | <u>DESPLAZA<br/>MIENTO<br/>(TONS)</u> | <u>ESLORA<br/>(m.)</u> | <u>MANGA<br/>(m.)</u> | <u>PUNTAL<br/>(m.)</u> | <u>CALADO<br/>(m.)</u> |
|---|---------------------------------------|------------------------|-----------------------|------------------------|------------------------|
| 500   | 500                                   | 50.0                   | 8.2                   | 4.5                    | 4.0                    |
| 1,000   | 1,000                                 | 65.0                   | 10.0                  | 5.3                    | 4.5                    |
| 2,000   | 2,000                                 | 82.0                   | 12.0                  | 6.4                    | 5.2                    |
| 3,000   | 3,000                                 | 95.0                   | 13.5                  | 7.3                    | 5.7                    |
| 4,000   | 4,000                                 | 105.0                  | 14.8                  | 8.0                    | 6.3                    |
| 5,000   | 5,000                                 | 113.0                  | 15.8                  | 8.8                    | 6.8                    |
| 6,000   | 6,000                                 | 121.0                  | 16.7                  | 9.5                    | 7.2                    |
| 7,000   | 7,000                                 | 127.0                  | 17.7                  | 10.2                   | 7.6                    |
| 8,000   | 8,000                                 | 135.0                  | 18.2                  | 10.8                   | 8.0                    |
| 10,000  | 10,000                                | 145.0                  | 19.2                  | 12.0                   | 8.5                    |
| 15,000  | 15,000                                | 165.0                  | 21.5                  | 13.0                   | 8.8                    |
| 20,000  | 20,000                                | 180.0                  | 23.0                  | 13.8                   | 9.0                    |
| 30,000  | 30,000                                | 210.00                 | 26.5                  | 15.5                   | 9.5                    |
| 50,000  | 50,000                                | 245.0                  | 30.5                  | 18.0                   | 10.5                   |
| 80,000  | 80,000                                | 290.0                  | 36.0                  | 21.0                   | 11.7                   |

### BARCOS GRANELEROS: (BULK CARRIER)

Estos barcos se clasifican principalmente en mineraleros y para graneles agrícolas.

Los mineraleros han evolucionado hasta llegar actualmente las 300,000 TPM y requieren instalaciones especializadas -- para las operaciones de carga y/o descarga en puerto.

En varios países se han establecido siderurgicas en zonas portuarias para aprovechar la economía de escala que representa la utilización de barcos de gran porte. En el caso de México se tiene previsto recibir barcos de 100,000 TPM, en Lázaro Cárdenas, aunque actualmente arriban de 70,000. En el puerto proyectado del Ostión, se pretende construir muelles para barcos de 100/150,000 TPM.

Los barcos para graneles agrícolas requieren también instalaciones especializadas para sus operaciones en puerto. -- Cuando se utilizan las terminales de carga general para la carga/descarga, se emplean barcos de hasta 30000 TPM. Cuando se cuenta con instalaciones especializadas con muelles y silos, se puede emplear embarcaciones de 40/50000 Ton.. En México operan terminales graneleras en el puerto de Veracruz, con 12 m. de profundidad, en Guyamas con 10 m. y ---- aproximadamente en Lázaro Cárdenas con 14 m. de profundidad.

Para profundidades del orden de los 6 m. en puertos fluviales, operan barcazas de 10/25000 TPM auto-descargables o sin equipo abordo, que permiten el manejo de granos con una alta eficiencia y que se utilizan en distintas medidas como entre el Misisipi y Tampico, Tuxpan y Alvarado.

Otro tipo de barco para cargas a granel, son los barcos termo para el transporte; por ejemplo: de azufre líquido, cuyas operaciones son a altas temperaturas. México exporta en esta forma parte del azufre vía puerto de Coatzacoalcos.

Cuando los países importadores no cuentan con instalaciones adecuadas para la recepción de este tipo de barcos, el azufre se transporta en graneleros convencionales de granel seco.



## B A R C O S   G R A N E L E R O S

| <u>PESO<br/>MUERTO<br/>(TON)</u> | <u>DESPLAZA<br/>MIENTO<br/>(TONS)</u> | <u>ESLORA<br/>(m.)</u> | <u>MANGA<br/>(m.)</u> | <u>PUNTAL<br/>(m.)</u> | <u>CALADO<br/>(m.)</u> |
|----------------------------------|---------------------------------------|------------------------|-----------------------|------------------------|------------------------|
| 1,000                            | 1,333                                 | 61                     | 8.9                   | 4.8                    | 4.3                    |
| 2,000                            | 2,667                                 | 77                     | 11.1                  | 6.0                    | 5.1                    |
| 3,000                            | 4,000                                 | 88                     | 12.7                  | 6.8                    | 5.7                    |
| 4,000                            | 5,333                                 | 96                     | 13.9                  | 7.5                    | 6.1                    |
| 5,000                            | 6,667                                 | 104                    | 14.9                  | 8.1                    | 6.5                    |
| 6,000                            | 8,000                                 | 118                    | 16.8                  | 8.3                    | 6.9                    |
| 8,000                            | 10,667                                | 130                    | 17.6                  | 9.5                    | 7.4                    |
| 10,000                           | 13,333                                | 140                    | 18.5                  | 10.5                   | 7.9                    |
| 12,000                           | 16,000                                | 150                    | 19.4                  | 11.2                   | 8.5                    |
| 15,000                           | 20,000                                | 149                    | 21.3                  | 11.5                   | 8.6                    |
| 20,000                           | 26,667                                | 164                    | 23.4                  | 12.7                   | 9.2                    |
| 25,000                           | 33,333                                | 176                    | 25.1                  | 13.6                   | 9.8                    |
| 30,000                           | 40,000                                | 187                    | 26.6                  | 14.4                   | 10.3                   |
| 40,000                           | 53,333                                | 206                    | 29.2                  | 15.9                   | 11.0                   |
| 50,000                           | 66,667                                | 222                    | 31.4                  | 17.1                   | 11.7                   |
| 60,000                           | 80,000                                | 235                    | 33.3                  | 18.1                   | 12.3                   |
| 70,000                           | 93,333                                | 248                    | 35.0                  | 19.0                   | 12.8                   |
| 80,000                           | 106,667                               | 259                    | 36.6                  | 19.9                   | 13.2                   |
| 100,000                          | 133,333                               | 278                    | 39.3                  | 21.4                   | 14.0                   |
| 150,000                          | 200,000                               | 300                    | 45.0                  | 25.0                   | 16.0                   |
| 200,000                          | 266,667                               | 315                    | 50.0                  | 28.0                   | 18.0                   |
| 250,000                          | 333,333                               | 330                    | 53.5                  | 30.0                   | 20.5                   |

## BARCOS TANQUE.

La tendencia de tamaño de éstos barcos quedo en la ingeniería del detalle de barcos de 1 000 000 TPM., con la apertura del canal de Suez en 1970 propicio la estabilización en el tamaño a 500,000 TPM.. El barco tipo mundial mas comun en esta época es del orden de 250,000 TPM.

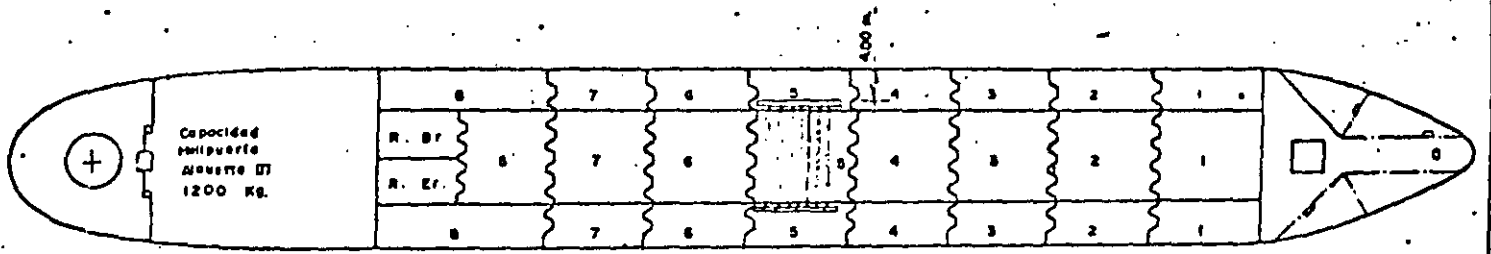
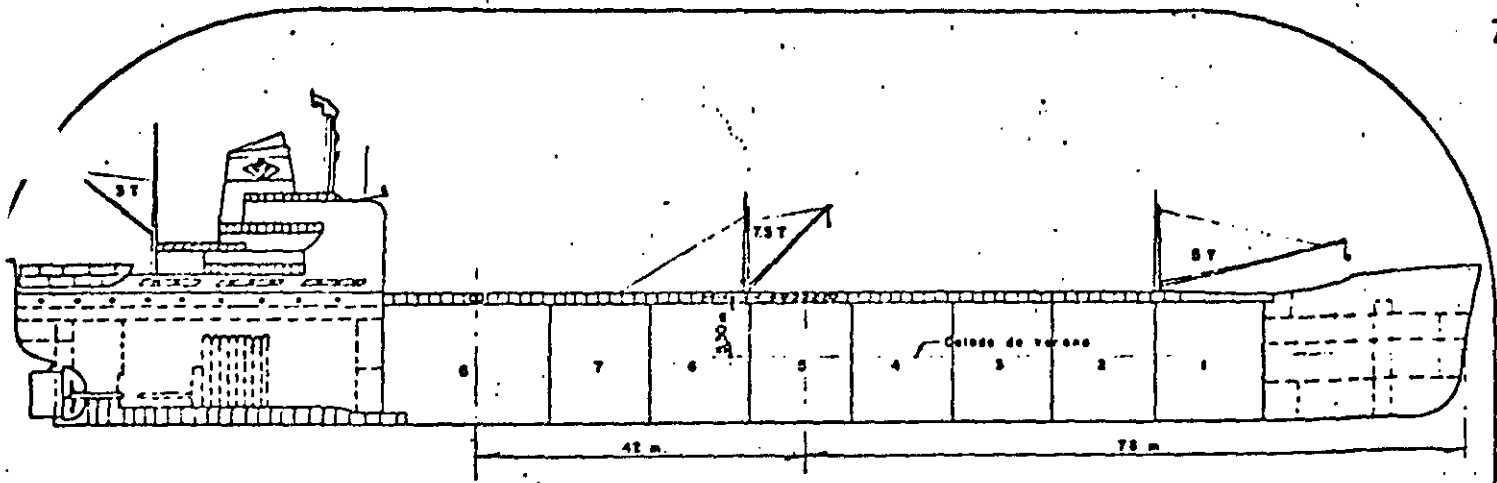
Debido a que la evolución en el tamaño de los tanques a ido por delante de los puertos se ha diseñado un sistema a base de manoboyas para la carga y descarga de este tipo de barcos en mar abierto. La evolución de los tanques de 100,000 a -- 500,000 TOPM., se desarrolló en una decada; una monoboya con siderada una instalación provisional, requiere de 8 a 12 me ses para su inicio de operaciones mientras que un puerto pa ra barcos de 250,000 TPM., requiere en terminos generales de 8 a 10 años para su planeación y construcción. En México -- existen monoboyas para 250,000 TPM., en Coatzacoalcos, Dos Bocas y Salina Cruz, en un futuro se contará con puertos ade cuados en Dos Bocas y Salina Cruz.

Para el gran cabotaje, vía canal de Panama para efectuar trá fico entre las costas del Golfo de México y y el Pacífico, - se emplean barcos tanque denominados "Panamax" con 70/80000- TPM. como máximo.

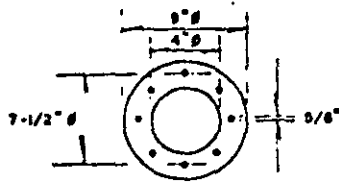
Los buques tanque requieren para navegar con seguridad de 1/3 de su capacidad de carga ó peso muerto y sus bombas para carga/descarga tienen una capacidad de 1/2 de su capacidad por - hora.

Existen barcos con lastre limpio ó segregado y sucio, en los primeros el lastre (agua de mar) esta alojado en tanques específicos para este fin. Los segundos utilizan los tanques - donde se transporta el producto, lo que da la denominación de lastre sucio y se requerirá contar con instalaciones para el deslastre en puerto o en monoboya en los puertos de países exportadores de productos petroleros. Estas instalaciones con sisten en tuberías de conducción y fojas de deslastre en las cuales se recupera el aceite contenido en el agua de lastre.

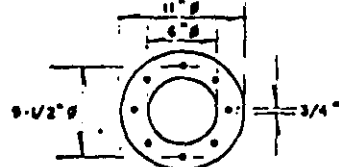
Existen barcos mixtos denominados O.B.O. (ore, Bulk, Oil) - que transportan ya sea petróleo ó minerales para aprovechar los viajes de ida y regreso cuando es necesario, por ejemplo: exportar petróleo e importar carbon, con lo cual se obtiene una gran economía en fletes marítimos.



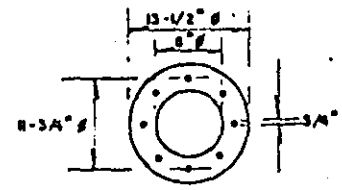
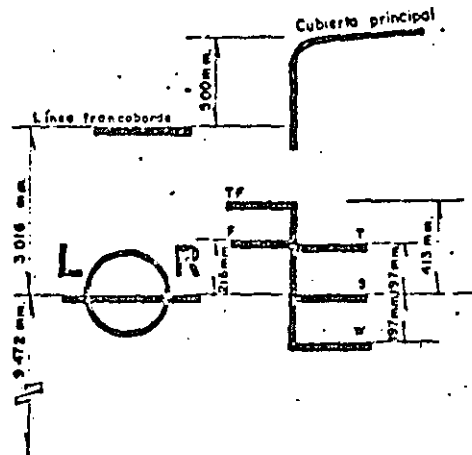
Segregación 3 productos.  
 Serpentina de calefacción en todos sus tanques de carga.  
 Temperatura máxima permisible : 70° C.



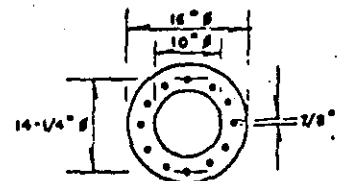
- 1 Brido por banda al centro toma diésel.
- 1 Brido por banda sobre tanques
- 1 Brido por banda agua limpieza tanqs.
- 1 Brido por banda toma diésel, a proa cuarte bombas



- 1 Brido por banda al centro toma comb. pasado
- 1 Brido de descarga a popa
- 1 Brido por banda a proa cuarte bombas, toma comb. pasado.



1 Brido de descarga a popa



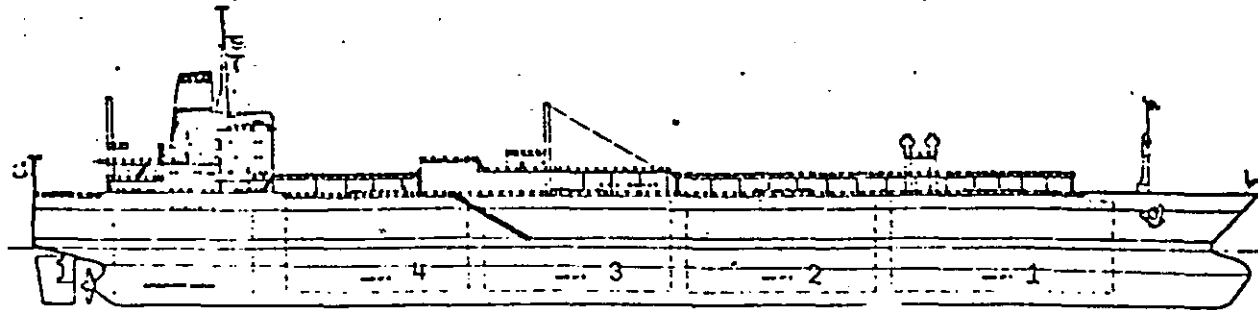
3 Bridos por banda al centro línea de carga

## INDEPENDENCIA

### DIMENSIONES :

|                   |           |    |             |
|-------------------|-----------|----|-------------|
| ESLORA TOTAL:     | 170.61 m. | == | 559'4 7/16" |
| ESLORA + Pp.      | 164.00 m. | == | 537'8 7/16" |
| MANGA:            | 22.05 m.  | == | 72'3 1/2"   |
| PUNTAL:           | 12.95 m.  | == | 42'4 7/16"  |
| CALADO DE VERANO: | 9.47 m.   | == | 31'1"       |

Características de un barco para transporte de gas de 53,400 m<sup>3</sup>.



**DIRECCION GENERAL:** El barco esta diseñado para el transporte de gas licuado, y amoniaco. Cuenta con cuatro tanques de carga, diseñados para soportar temperaturas de - hasta - 48°C

**CARACTERISTICAS PRINCIPALES:** Eslora: 216.50 m.; Manga: 32.25 m.; Puntal: 18.40 m.; Calado en -- Carga con gas propano: 9.82 m.; Con amoniaco: 10.74 m.; Velocidad con carga de propano: 18 nudos.

**CAPACIDAD DE CARGA:** Volumen Total: 52,800 m<sup>3</sup>. ; Tanque N° 1: 12,730 m<sup>3</sup>. ; Tanque N° 2: 13,590 m<sup>3</sup>. Tanque N° 4: 12,890 m<sup>3</sup>.

**MAQUINAS:** Propulsión: 20,300 HP. a 122 r.p.m.; Auxiliares: Planta de luz 3800 KW, caldera para vapor.

**OPERACION DE CARGA Y/O DESCARGA:** Diseñado para transportar gas licuado tal como: butadieno, pro pileno, amoniaco; en cuatro tanques a la presión atmosférica. Cuenta con dos sistemas de tubería para la carga de dos productos diferentes en tanques Nos. 1 y 3 en los 2 y 4. Así mismo cuenta con dos bombas sumergibles en cada tanque, las cuales permiten efectuar la descarga en 18 hrs.

La carga y descarga se realiza a control remoto y con monitores localizados en la caseta de control del muelle.

**ESPACIAMIENTOS HABITABLES:** Cuenta con 36 camarotes, incluyendo 11 oficiales.

(74)

71

## BUQUE TANQUES

| <u>PESO<br/>MUERTO<br/>(TON)</u> | <u>DESPLAZA<br/>MIENTO<br/>(TONS)</u> | <u>ESLORA<br/>(m.)</u> | <u>MANGA<br/>(m.)</u> | <u>PUNTAL<br/>(m.)</u> | <u>CALADO<br/>(m.)</u> |
|----------------------------------|---------------------------------------|------------------------|-----------------------|------------------------|------------------------|
| 5,000                            | 6,667                                 | 103                    | 15.1                  | 7.8                    | 6.5                    |
| 6,000                            | 8,000                                 | 110                    | 16.0                  | 8.2                    | 6.9                    |
| 7,000                            | 9,331                                 | 116                    | 16.8                  | 8.7                    | 7.2                    |
| 8,000                            | 10,667                                | 126                    | 15.7                  | 9.0                    | 7.4                    |
| 10,000                           | 13,333                                | 140                    | 17.2                  | 9.8                    | 7.9                    |
| 12,000                           | 16,000                                | 150                    | 18.4                  | 10.4                   | 8.3                    |
| 15,000                           | 20,000                                | 163                    | 20.0                  | 11.2                   | 8.8                    |
| 17,000                           | 22,667                                | 170                    | 21.0                  | 11.7                   | 9.1                    |
| 20,000                           | 26,667                                | 164                    | 23.7                  | 12.3                   | 9.5                    |
| 25,000                           | 33,333                                | 176                    | 25.5                  | 13.3                   | 10.1                   |
| 30,000                           | 40,000                                | 187                    | 27.1                  | 14.1                   | 10.6                   |
| 35,000                           | 46,667                                | 197                    | 28.5                  | 14.8                   | 11.1                   |
| 40,000                           | 53,333                                | 206                    | 29.7                  | 15.5                   | 11.5                   |
| 45,000                           | 60,000                                | 223                    | 30.5                  | 15.2                   | 11.2                   |
| 50,000                           | 66,667                                | 222                    | 32.0                  | 16.7                   | 12.2                   |
| 60,000                           | 80,000                                | 236                    | 34.0                  | 17.8                   | 12.8                   |
| 65,000                           | 86,667                                | 250                    | 34.0                  | 18.0                   | 13.3                   |
| 70,000                           | 93,333                                | 248                    | 35.7                  | 18.7                   | 13.4                   |
| 80,000                           | 106,640                               | 260                    | 37.3                  | 19.6                   | 13.9                   |
| 85,000                           | 113,333                               | 260                    | 38.1                  | 18.7                   | 14.0                   |
| 100,000                          | 133,333                               | 280                    | 40.1                  | 21.1                   | 14.8                   |
| 120,000                          | 160,000                               | 297                    | 42.6                  | 22.4                   | 15.5                   |
| 150,000                          | 200,000                               | 320                    | 45.8                  | 24.1                   | 16.5                   |
| 200,000                          | 272,000                               | 326                    | 49.8                  | 23.2                   | 17.7                   |
| 250,000                          | 333,333                               | 338                    | 51.8                  | 26.7                   | 20.6                   |

$$\frac{D}{TRB} = 2.1$$

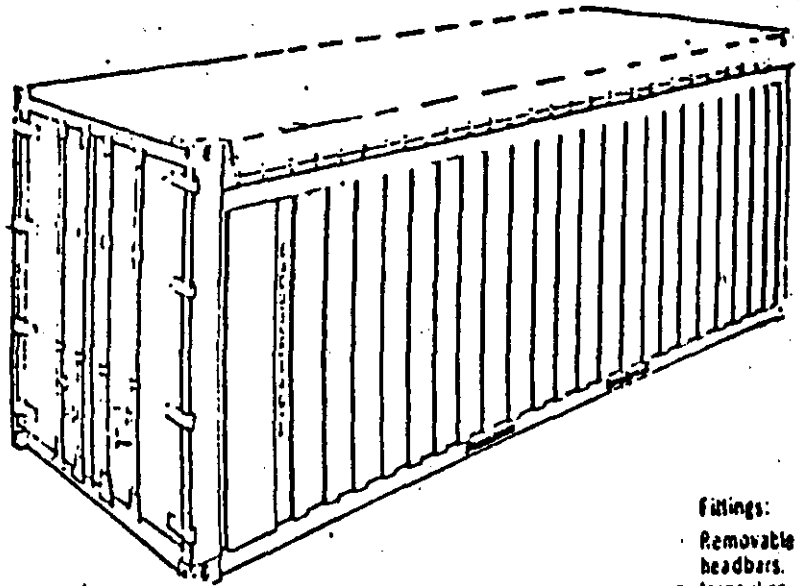
$$\frac{D}{PM} = 1.3$$

$$\frac{PM}{TRB} = 1.6 \quad (\text{FLOTA PEMEX})$$



# 20'x8'x8' Open Top

SIN TECHO

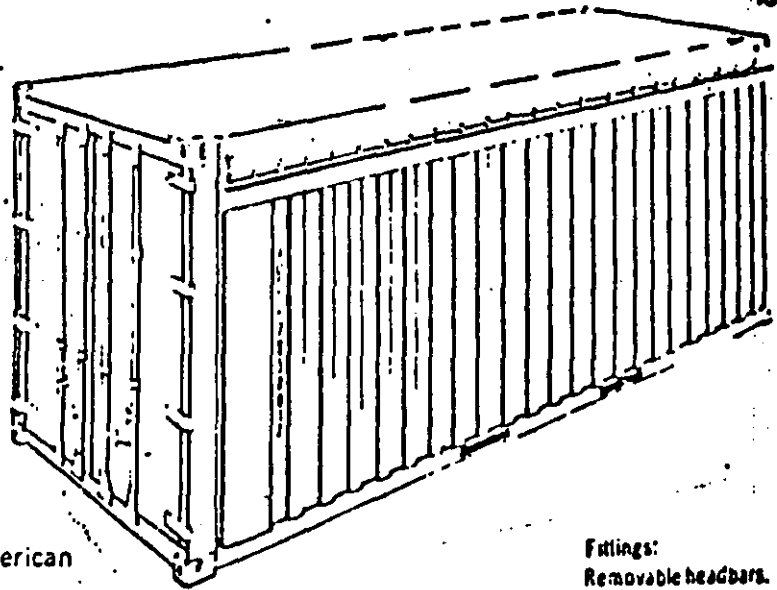


Manufactured according to ISO and ASA recommendations and standards.  
Approved by Lloyds Register of Shipping.  
Certified for inland transport under TIR approval.

Fittings:  
• Removable headbars.  
• tarpaulins

# 20'x8'x8'6" Open Top

SIN TECHO



Manufactured according to ISO and ASA recommendations and standards.  
Approved by Germanische Lloyd and/or American Bureau of Shipping.  
Certified for inland transport under TIR approval.

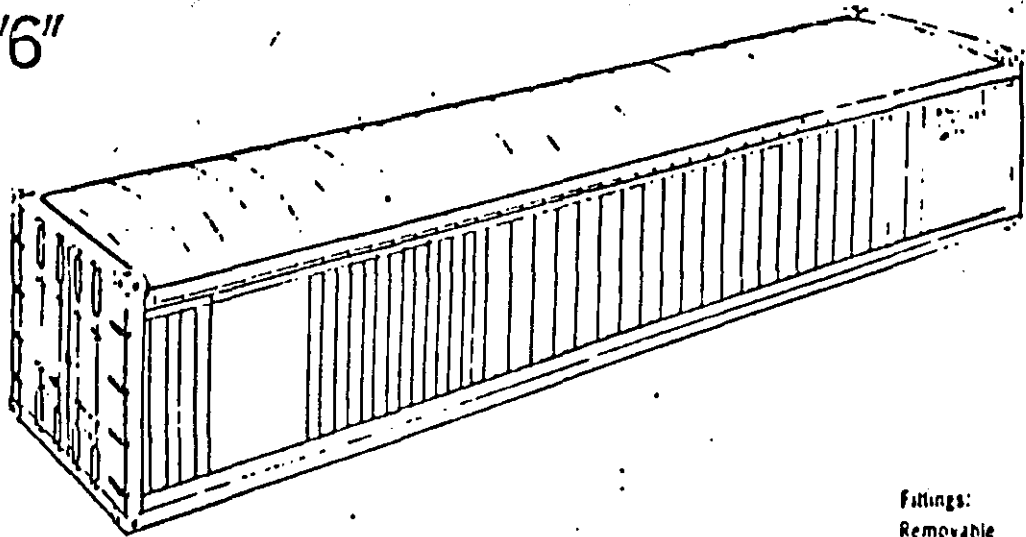
Fittings:  
• Removable headbars.  
• tarpaulins



# 40'x8'x8'6"

## Open Top

SIN TECHO



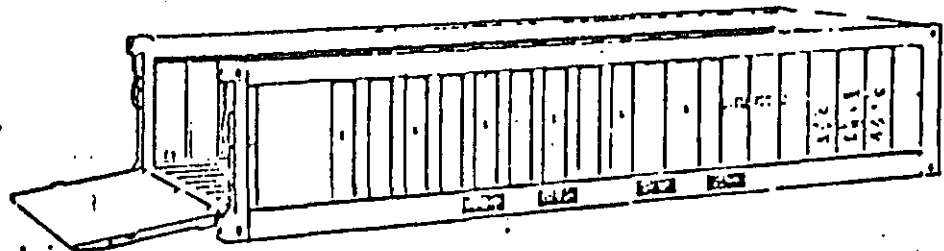
Fittings:  
Removable  
headbars lar-  
paulins and  
lift out bows

Manufactured according to ISO and ASA recommendations and standards.  
Approved by Lloyds Register of Shipping.  
Certified for inland transport under TIR approval

# 20'x8'x4'

## Bin

MEDIO CONTENEDOR

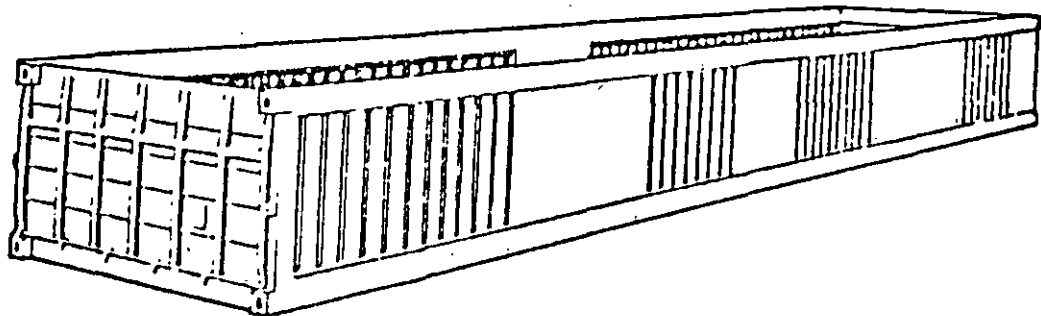


Manufactured according to ISO and ASA recommendations and standards.  
JLCU containers approved by Germanische Lloyd and/or American Bureau of Shipping.  
BSLU and EACU containers approved by Lloyds Register of Shipping.  
Not certified for inland transport under TIR approval.

# 40'x8'x4'

## Bin

MEDIO  
CONTENEDOR



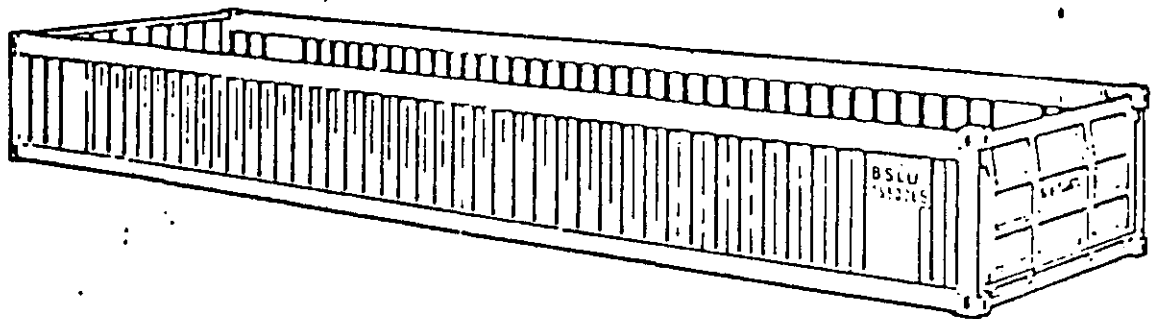
Manufactured according to ISO and ASA recommendations and standards.  
Approved by Germanische Lloyd and/or American Bureau of Shipping.  
Not certified for inland transport under TIR approval.

40'x8'x4'3"

Bin

MEDIO

CONTENEDOR

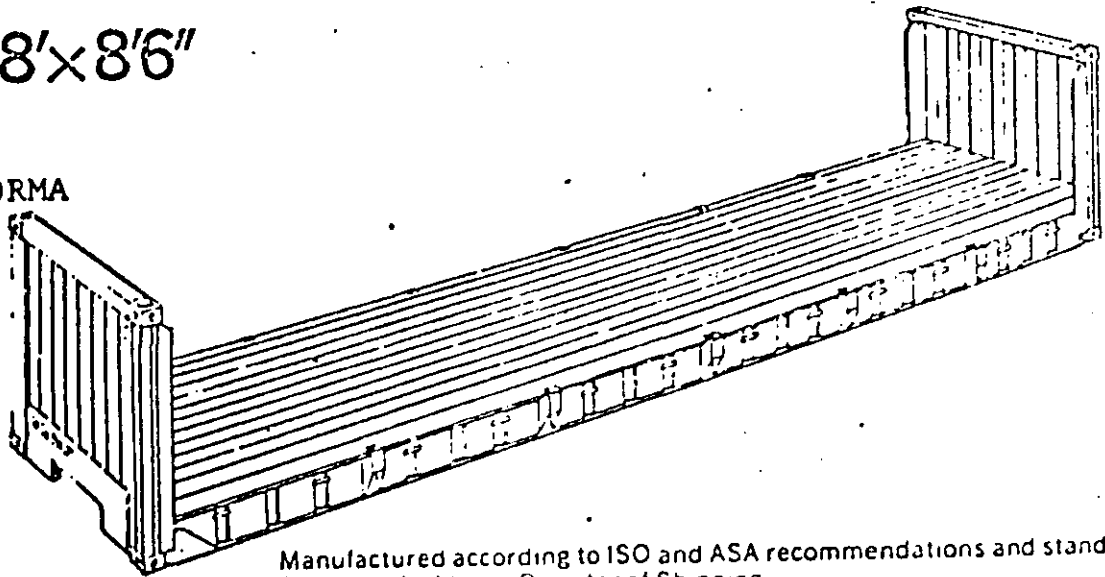


Manufactured according to ISO and ASA recommendations and standards.  
Approved by Lloyds Register of Shipping.  
Not certified for inland transport under TIR approval.

40'x8'x8'6"

Flats

PLATAFORMA

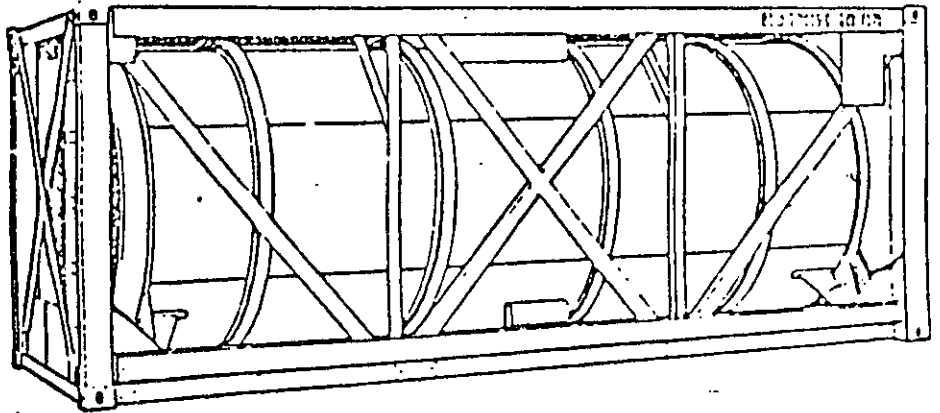


Manufactured according to ISO and ASA recommendations and standards.  
Approved by Lloyds Register of Shipping.  
Not certified for inland transport under TIR approval.

2.- CONTENEDORES CISTERNA .- PARA EL TRANSPORTE DE LI-  
QUIDOS A GRANEL Y DE GAS COMPRIMIDO.

3.- CONTENEDORES TANQUE .- PARA CARGA SECA A GRANEL, DE  
DESCARGA A GRAVEDAD O, POR PRESION.

20'x8'x8'  
Tank  
TANQUE

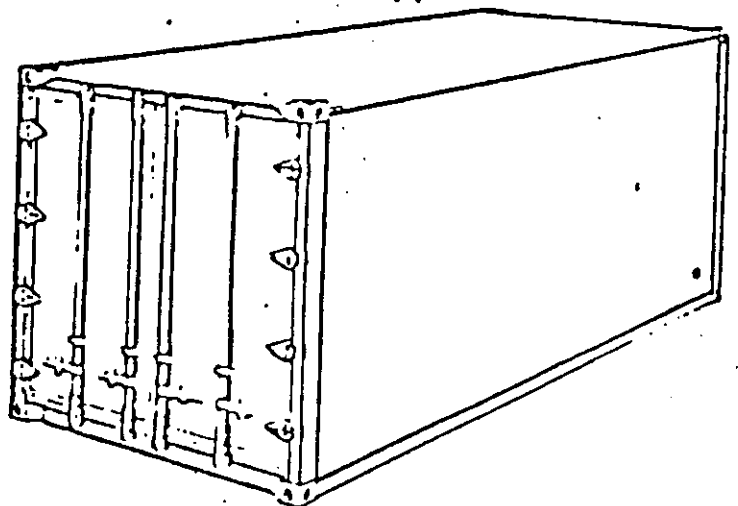


Manufactured according to ISO and ASA recommendations and standards.  
JLCU containers approved by Germanische Lloyd and American Bureau of Shipping.  
BSLU/EACU containers approved by Lloyds Register of Shipping.  
Certified for inland transport under TIR approval.  
DOT certificates: JLCU Nos. 6253, 6858. BSLU EACU No. 6500.

4.- CONTENEDORES ISOTERMO.

20'x8'x8'  
Insulated

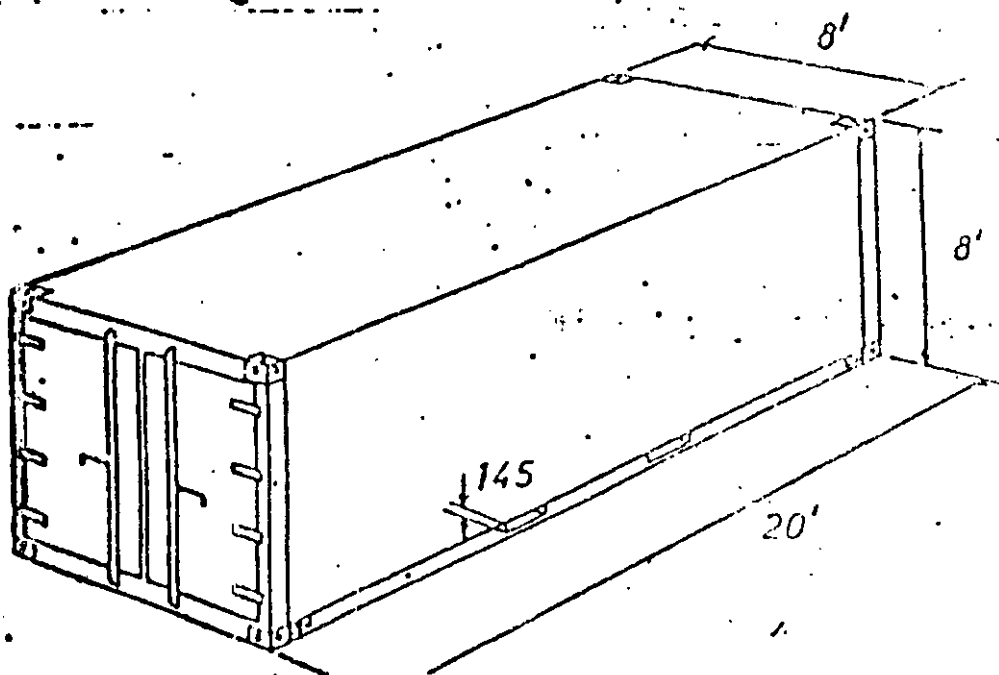
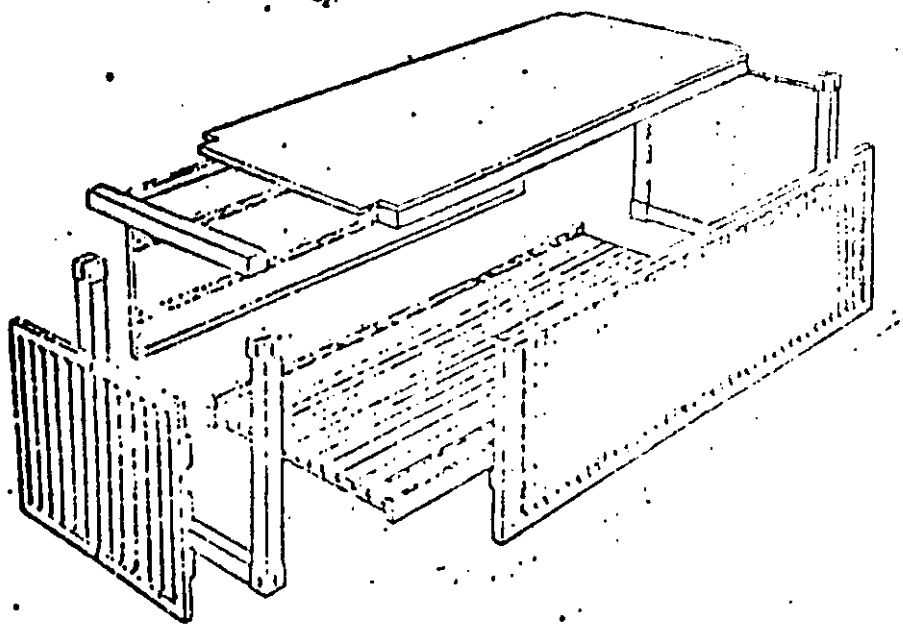
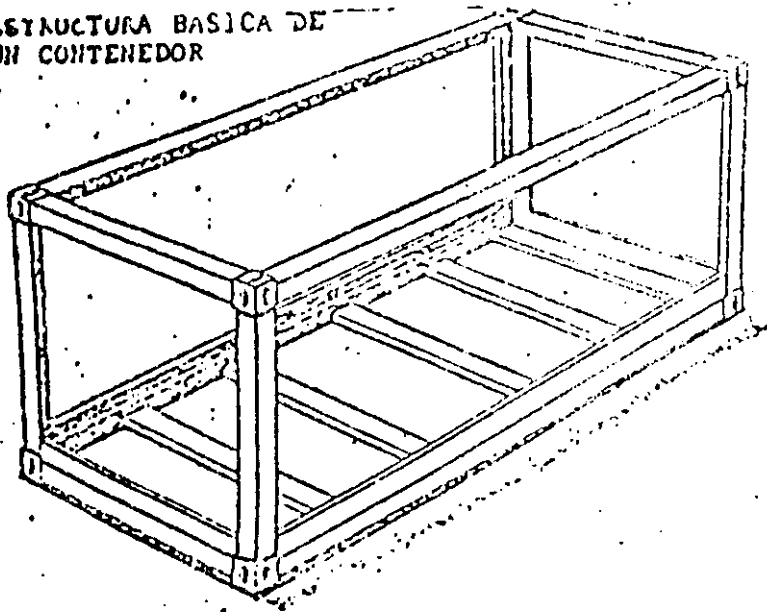
150 TEMPLOS



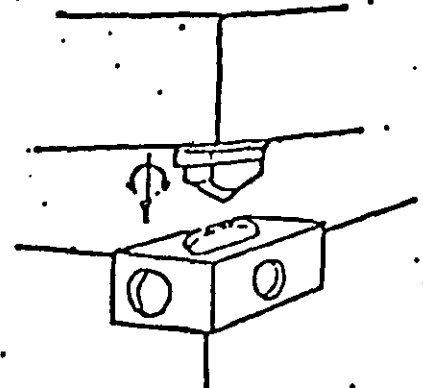
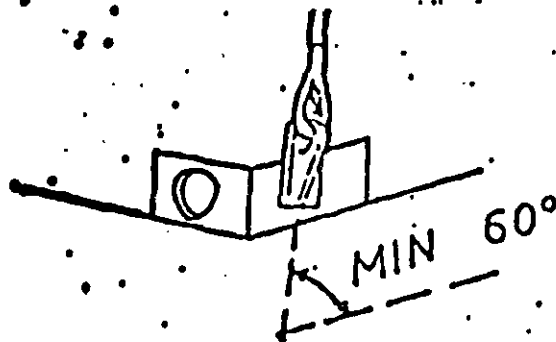
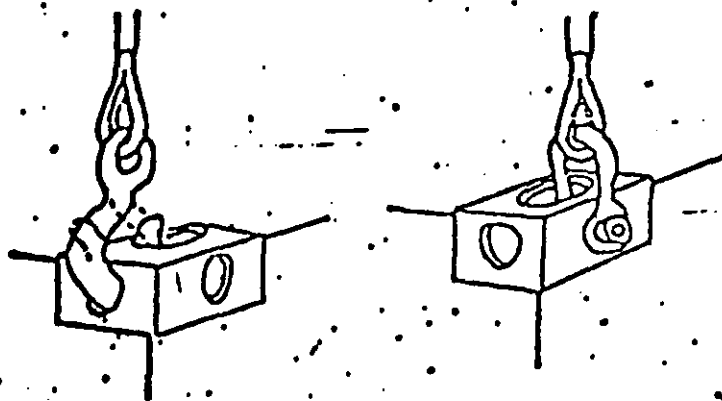
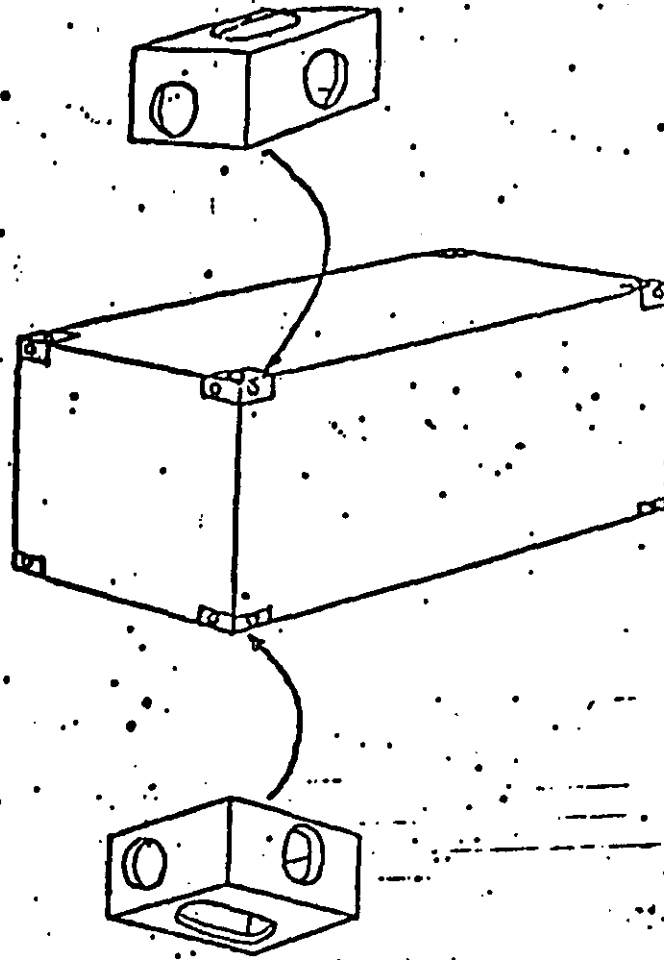
Manufactured according to ISO and ASA recommendations and standards.  
JLCU containers approved by American Bureau of Shipping.  
BSLU/EACU containers approved by Lloyds Register of Shipping.  
Certified for inland transport under customs seal.

6.- **CONTENEDORES ESPECIALES.- PLEGABLES, PARA GANADO Y  
CON PERFORACIONES PARA PIERNAS DE SOPORTE.**

ESTRUCTURA BASICA DE  
UN CONTENEDOR



# SISTEMA PARA IZAJE Y FIJACION DE CONTENEDORES EN CUBIERTA DEL BARCO.



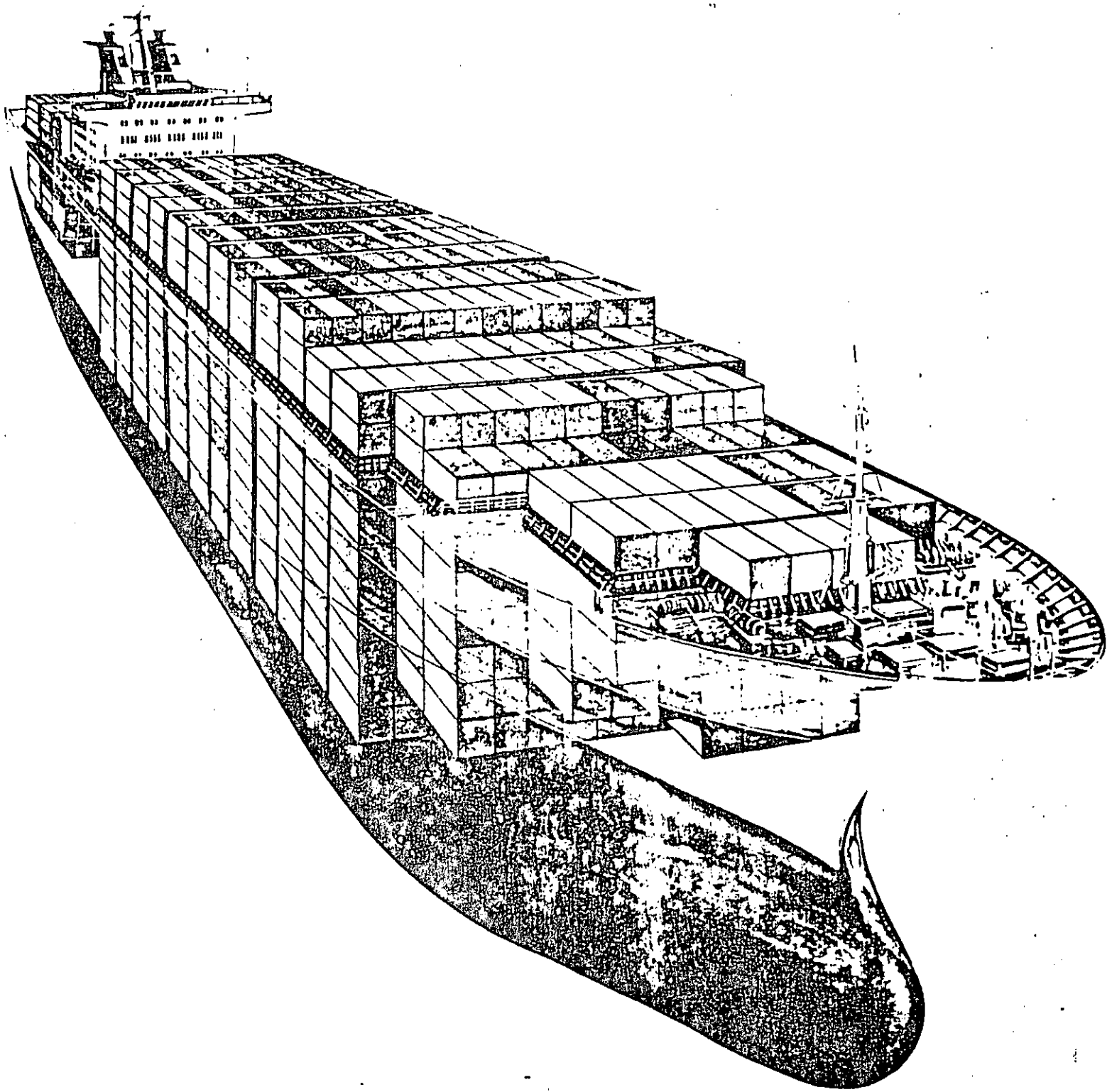


Fig 4 Large third-generation container ship for up to 3,000 20-ft containers.



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

CURSO: OBRAS MARITIMAS  
DEL 11 DE MARZO  
AL 3 DE JUNIO.  
MEXICO, D.F.

TRANSITO DE MAREA.

22 M. EN C. ALVARO MUÑOZ MENDOZA.



## 6.5 RÉGIMEN DE VASOS A MAREA LIBRE.

El comportamiento de un vaso a marea libre, se ve afectado directamente por la cantidad de canales que tenga en comunicación con el mar, por lo que primero se analiza lo que es un canal a marea libre.

Un canal a marea libre, es la comunicación que existe entre el mar y una bahía, laguna, estuario o cuerpo de agua localizado en el interior de la costa, a través de la cual se presentan corrientes producidas por mareas y algunos otros fenómenos. La conjugación de áreas entre mar, cuerpo de agua y la conexión, es que el área de conexión es muy pequeña comparada con el cuerpo de agua separado del mar.

El origen de éstos, puede ser: Geológico, hidrológico y transporte litoral. En esta parte, corresponde el análisis a los de transporte litoral, siendo un ejemplo la Laguna Madre, la cual es una albufera conectada al mar a través de un conjunto de bocas cerradas, en la actualidad, la mayoría de ellas.

El movimiento de volúmenes a través de éstos canales, dan lugar a la formación de Deltas lagunarios y marinos. El tipo más simple de Delta, es el simétrico, pero es un caso poco usual, ya que normalmente se tienen Deltas asimétricos, con canales diagonales y zonas lagunarias desiguales.

El problema fundamental, es el de mantener el equilibrio entre el volumen de agua movido en cada ciclo de marea y el equilibrio en el acarreo litoral que llega a su desembocadura. Este equilibrio se le llama estabilidad, y ésta se puede analizar de dos formas; Horizontal y vertical o transversal; el primero es si se considera la posición de la entrada respecto a su localización en planta, y la segunda, es si se toma en cuenta las características de la sección transversal.

### ESTABILIDAD HORIZONTAL.

Un canal puede ser migratorio o estar estable, siendo la migración función de su edad. En el caso de albuferas, puede 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, puede adoptar una situación estable. En este proceso, tiene una gran influencia el acarreo litoral  $M$ , el área de entrada  $a$  - la longitud  $L$  del canal. Considérese una entrada cuyas características están cerca del ideal (figura 6.10). En este caso, la barra tiene una disposición tal, que su centro de curvatura está muy próximo a la sección principal de salida. El oleaje, por efectos de refracción, generará un sistema de transporte tanto normal como paralelo a la costa, y orientado hacia la boca.

Dicho material, es susceptible de ser arrastrado hacia el interior de la laguna, principalmente en el caso de las costas del Golfo de México, donde existe un predominio de las corrientes de flujo sobre las de reflujo. Si llamamos  $M_1$  al acarreo litoral total, y  $p$  al porcentaje del mismo que es llevado por el flujo hacia el canal,  $(1-p)M_1$ , será el que pase por barra.

Por otro lado, llamamos  $M_2$  a la capacidad de transporte que tiene el canal debido al flujo y reflujo. Se puede examinar la estabilidad horizontal respecto a las relaciones de longitud de canal, material que entra al canal y capacidad del mismo. Mientras que éstas relaciones se mantengan dentro de un valor tal que  $M_2$  sea igual o mayor que  $pM_1$ , y el canal no sea demasiado largo, la estabilidad está asegurada en un cierto grado.

Hay que considerar también el efecto que pueden tener sobre la boca la presencia de escolleras. En términos generales, según O'Brien, las escolleras no solo estabilizan la posición de una entrada, sino que la protegen contra el cierre de ella por acción oleaje, aun más, la dimensión del área puede ser muy reducida, siempre y cuando esté debidamente protegida.

También es necesario considerar el efecto que tendrán las escolleras en el régimen costero. Si se constituyen en una barrera completa, las playas adyacentes sufrirán reorientación típica que se presenta por la presencia de un obstáculo normal a la playa. En términos generales se estima que las escolleras pueden reducir en un 33%, el material que entra a las bocas. Cuando un cierto porcentaje del material pasa de un lado a otro de las escolleras, se presentará una situación similar a la anterior dando también lugar a la formación de bajos.

En todos los casos hay que prever que el cordón litoral sea lo suficientemente robusto para no debilitarse por las erosiones y dar lugar a la apertura de nuevas bocas que resarían eficiencia a la original.

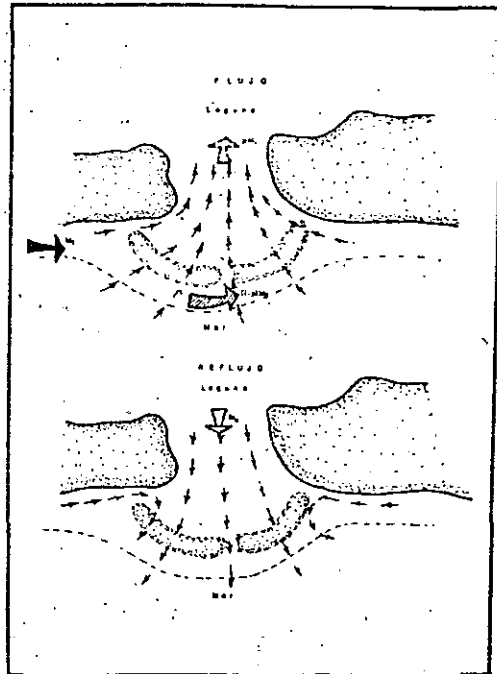


FIGURA 6.10  
CORRIENTES EN UNA ENTRADA COSTERA.

## ESTABILIDAD VERTICAL.

La estabilidad de la sección transversal está ligada con la estabilidad horizontal, en el aspecto relativo a la forma de paso del acerreo litoral de un lado a otro de la entrada, independientemente de la estabilidad de la sección transversal propiamente dicha. Examinemos con cierta amplitud cada uno de los factores que es necesario considerar para el análisis con respecto de estabilidad.

Los agruparemos en dos tipos fundamentales:

- Los que general estabilidad
- Los que la contrarrestan.

El primero lo representa el intercambio de agua debido a la marea, en tanto que el segundo el acerreo litoral.

### FACTORES DE LA ESTABILIDAD.

Entre ellos, es básico para los análisis el prisma de marea ( $\Omega$ ), que es el volumen en la laguna comprendido entre el nivel de mareas bajas y de mareas altas (marea viva). Sin embargo esta definición pierde generalidad a la medida que aumenta el área de la laguna debido a: defasamientos, pérdidas y modificaciones por la configuración del fondo. Es decir, en general se tiene que la pleamar y la bajamar tienen, en el interior de la laguna un retardo con respecto a la entrada. Además, el tiempo de flujo es menor a medida que el punto considerado se aleja de la entrada, variando este tiempo de acuerdo con el tipo de marea y también la amplitud de la misma no es necesariamente menor en el interior de la laguna que en la entrada.

Es conveniente agregar las observaciones de O'Brien, quien señala que cuando la diferencia en área entre los niveles de marea baja y marea alta no es mayor del 25 % es posible valorar el prisma con una aproximación 20 %, pero cuando esta diferencia aumenta o se tienen características de mareas muy variables dentro de la laguna, el cálculo del prisma tendrá que hacerse por áreas parciales, tomando en cuenta variaciones de amplitud y fase, o más simplemente efectuando mediciones directas de velocidad en la entrada.

Existen formas teóricas más o menos aceptables de calcular el prisma de marea idealizando éste fenómeno y utilizando valores de velocidades medias. Entre los métodos que permiten efectuar este cálculo, citaremos el de Keulegan, el cual, no obstante lo simplificado de sus consideraciones iniciales como son: paredes verticales del vaso, ningún aporte de agua dulce, marea senoidal, canal rectangular de profundidad mayor que las variaciones de marea y  $\lambda > L$  siguiendo la fórmula de Manning, proporciona resultados que han sido verificados satisfactoriamente en la naturaleza.

De acuerdo con Keulegan se parte de la ecuación de almacenamiento:

$$\frac{dh_1}{dt} = k(h_2 - h_1)^{3/2} \quad ; \quad h_2 > h_1$$

$$\frac{dh_1}{dt} = -k(h_1 - h_2)^{3/2} \quad ; \quad h_1 > h_2$$

donde:

- $h_1$  = Relación entre el nivel en la laguna, para una fase con la semiamplitud  $h$  de la marea.
- $h_2$  = ídem pero para el mar.
- $\theta$  = ángulo de fase.
- $F$  = coeficiente del llenado.

$$k = \frac{T}{2H} \cdot \frac{a}{A} \left( \frac{2aRH}{\lambda L^2 m^2} \right)^{3/2}$$

- $2H$  = rango de la marea.
- $T$  = período de un ciclo de la marea.
- $a$  = área de la sección transversal del canal.
- $A$  = área del vaso.
- $\lambda$  = coeficiente de fricción.
- $m$  = coeficiente de distribución de velocidades en la sección.
- $L$  = longitud del canal.
- $r$  = radio hidráulico.

Sea la ley de variación de la marea en el mar:

$$h_2 = \text{sen}(\theta - F)$$

se observa que:

$$F = \theta, \quad h_2 = 0$$

Aceptando que en general  $h_1 < h_2$ , existirá una curva tal que sus ordenadas varían:

$$z = h_2 - h_1$$

$$z = h_1 - h_2 \quad (\text{figura 6.11})$$

De acuerdo con la figura, se observa que los valores máximos o mínimos de la marea en el vaso, corresponden a valores de  $z = 0$ . Esto sucede cuando  $\theta = 0$ , y  $F = \pi$ .

$$z = \text{sen } F$$

pero como:

$$h_1 = z + h_2$$

$$h_{1m} = \text{sen } F \quad \text{----- (1)}$$

Que representa la relación de amplitudes entre la marea en el mar y en el vaso.

El valor de  $F$  es una función directa del coeficiente de llenado  $K$ . La pleamar en el mar se presenta para  $\theta = F = \pi/2$ , y el defasamiento entre los valores máximos de la marea y el final del canal de unión es:

$$\alpha = \frac{\pi}{2} - F$$

A partir de la definición de prismas de marea y de acuerdo con lo establecido, se tendrá:

$$\Omega = 2HAh_{1m}$$

Por otra parte, el gasto máximo durante una fase de marea y el prisma de marea, están ligados por la expresión:

$$\frac{TQ_m}{\Omega} = C_1$$

$C_1$  = coeficiente adimensional, función de  $x$ .

Consecuentemente la velocidad media máxima está dada por:

$$V_m = 2TC_1 \frac{A}{\Omega} \text{sen } F$$

La relación entre la velocidad media y la máxima para un perfil estable teórico según Bretting, varía entre 0.73 y 0.86, dado que para una sección parabólica vale 0.85, es aceptable para una trapezoidal un valor de 0.80.

En análisis similar, Larras propone como relación entre amplitudes la expresión:

$$h_{1m} = \cos \frac{2\pi x}{T}$$

que equivale al mismo valor dado en (1).

La velocidad máxima es:

$$V_{\text{máx}} = (gh)^{1/2} [1 - (h_{1m})^{3/2}]$$

Una vez establecido cierto valor del prisma de marea ( $\Omega$ ), el área mínima de equilibrio de la entrada del canal, con o sin escolleras, está controlada por dicho prisma de marea y por tanto una reducción en él, traerá como consecuencia una reducción en esa área. Asimismo, cuando existen dos o más bocas en la misma laguna, el cierre de una de ellas traerá como consecuencia, según O'Brien, un aumento en las dimensiones de las otras.

Este argumento es un tanto cuanto discutible, sobre todo si se piensa en un vaso de gran extensión y con una geometría irregular. Por otra parte es necesario de acuerdo con las recomendaciones de Krus Abecasis, mantener la entrada lo más cerca posible del centro de masas activas del agua dentro de la laguna. Conservando en mente lo anterior, es conveniente analizar los efectos del gasto máximo  $Q_m$ , la velocidad máxima y el esfuerzo cortante  $\tau$ .

Inicialmente los valores de la velocidad y el gasto pueden obtenerse del prisma o si se quiere, en primera aproximación pueden emplearse las expresiones:

$$V_{\text{máx.}} = R^{1/2} \cdot 0.2 \quad ; \quad \text{si } R \geq 5m$$

$$V_{\text{máx.}} = R^{1/2} \cdot 0.1 \quad ; \quad \text{si } R < 5m$$

( $V$  en m/seg., si  $R$  en m.)

3

Su relación con  $\tau$  puede hacerse a través de la fórmula de Chazy:

$$\tau = \rho g R_s$$

$$V = C (R_s)^{1/2}$$

$$Q = \frac{V}{a}$$

El factor  $\tau$  merece atención particular, no obstante la discrepancia en opiniones sobre la importancia de él en el análisis de estabilidad, ya que mientras Bruun y Gerritsen lo consideran fundamental, O'Brien opina que su valor parece no suministrar un criterio significativo para las condiciones de equilibrio de la entrada.

De cualquier manera se piensa que los elementos de juicio de Bruun y Gerritsen son más sólidos y por tanto se utilizarán el criterio de éstos autores.

El esfuerzo cortante  $\tau$  debe analizarse considerando ciertos valores específicos, ellos son:

$\tau_c$  = esfuerzo cortante crítico, o sea el valor para el cual el material de canal, se presentado generalmente por el  $D_{50}$ , empieza a moverse.

$\tau_s$  = esfuerzo cortante de estabilidad; pueden interpretarse sea como el valor para el cual no hay problemas de movimiento o como aquel para el cual el material que entra por la sección considerada es igual al que sale de ella.

El valor del esfuerzo cortante se ve directamente afectado por el contenido de material en suspensión en el agua, así como también por el porcentaje "p" de acarreo litoral. En el caso que estamos tratando el material en suspensión se deberá exclusivamente a los arrastres propios del canal y en primer grado, a la acción del oleaje que se significa también en el valor del acarreo litoral M.

Cerca de la entrada el movimiento de arena en el fondo y en suspensión es complicado debido al doble efecto de las corrientes de marea y efecto oscilatorio producido por el oleaje; además que por la refracción producida por la barra el transporte litoral está siempre orientado hacia la boca y en general de acuerdo con lo indicado en la figura 6.10 el acarreo litoral tenderá a cerrar la boca, aumentando esta tendencia con una acción severa y prolongada del oleaje, salvo en caso de algunas tormentas en que la barra puede ser fuertemente erosionada y la boca, ampliada. Es decir, para cada tamaño de entrada, habrá un cierto tipo de oleaje, de altura y duración determinados, que puedan cerrar la boca no obstante el efecto de las corrientes de marea. Nechas las observaciones anteriores, Bruun propone los siguientes valores del esfuerzo cortante de estabilidad:

TABLA 6.2

| Condición   | $\tau_s$ (kg/m <sup>2</sup> ) |
|---|-------------------------------|
| - Transporte litoral del fondo y en suspensión considerables. | 0.50                          |
| - Transporte litoral de fondo y en suspensión medios.         | 0.45                          |
| - Transporte litoral de fondo y en suspensión bajos.          | 0.35                          |

A partir de lo anterior, la expresión correspondiente para el área de estabilidad,

es:

$$a_s = \frac{Q_m}{C \left( \frac{\tau}{\rho g} \right)^{1/2}}$$

C = coeficiente de Chazy = 30 + 5 log a (a en m<sup>2</sup>, C en m<sup>1/2</sup>/seg).  
 $Q_m$  = gastos máximos en mareas vivas.

En cuanto al canal proplanante dicho, tendrá una cierta capacidad de transporte  $M_s$ , que será función del esfuerzo cortante y consecuente de la velocidad media máxima, esta capacidad puede valuararse usando la expresión de Kalinske:

$$D \left( \frac{Q_s}{\rho g} \right)^{1/2} = 10 \left[ \frac{\tau}{\rho g (S_s - 1)} \right]^2$$

en que:

- D =  $D_{50}$  en mm.
- $\tau$  = esfuerzo cortante en kg/m<sup>2</sup>.
- $Q_s$  = gasto sólido instantáneo por unidad de ancho (m<sup>3</sup>/seg/m).

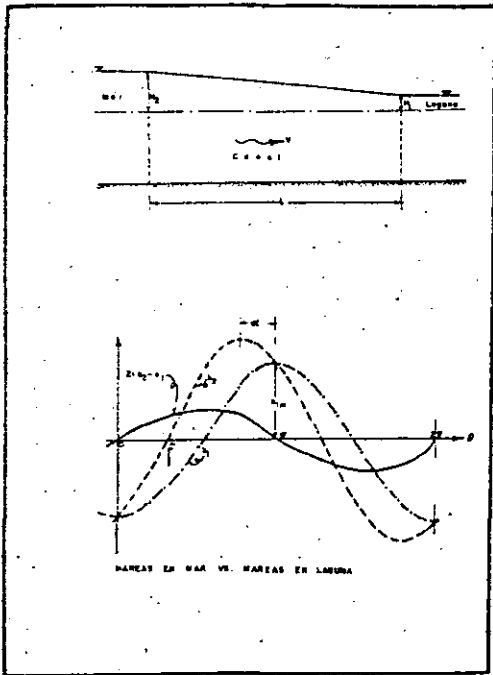


FIGURA 6.11

## RELACIONES PARA EL ANALISIS DE ESTABILIDAD.

Estas relaciones tienen por objeto, conocer la situación existente o que puede presentarse en una boca. Las preguntas básicas son:

1. ¿Cómo pasará el material de un lado a otro de la boca?
  2. ¿Qué grado de estabilidad puede esperarse?
  3. ¿Las corrientes de marea son capaces de mantener libre de azolves al canal?
- Mediante un resumen, los elementos que permitirán establecer las relaciones para responder a cada una de las preguntas anteriores, son:
1. Prisma de marea para mareas vivas ( $m^3/ciclo$ ).
  2. Gasto máximo para mareas vivas ( $m^3/seg.$ ).
  3. Velocidad máxima media ( $m/seg.$ ).
  4. Acarreo litoral total ( $m^3/año$ ).
  5. Acarreo litoral neto ( $m^3/año$ ).
  6. Capacidad de transporte de la sección ( $m^3/año$ ).
  7. Porcentaje del acarreo litoral que entra al canal.
  8. Esfuerzo cortante en el canal ( $kg/m^2$ ).
  9. Esfuerzo cortante de estabilidad ( $kg/m^2$ ).
  10. Área de la sección ( $m^2$ ).
  11. Área de la sección estable ( $m^2$ ).

## FORMA DE PASO DEL MATERIAL.

En la naturaleza se observan dos formas típicas de paso de material de un lado a otro de la boca, o sea, frente al canal, 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 utilizar las corrientes de marea como medio de "transporte": el material es arrastrado hacia el canal por las corrientes de flujo y regresando al mar del otro lado de la boca, con las de reflujos. 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 del material, está determinada, según Bruun, por la relación del gasto máximo y el acarreo litoral neto.

$$r = \frac{M_{max}}{Q_{neto}}$$

$r > 200-300$  pasa por barra.

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

Normalmente pueden presentarse formas de paso combinadas, ya que el intervalo entre 20 y 200 es demasiado grande. En general, mientras más regular sea el transporte por jorres condiciones para el paso del material. También hay que considerar el efecto de esos colleres en la desmenuadura (figura 6.11). Normalmente el escollero da lugar a un polo alto de la playa o por corrientes litorales.

## GRADO DE ESTABILIDAD.

La relación que da el mejor índice, es la establecida entre el prisma de marea y el acarreo litoral neto:

Si  $Q/M < 100$ , existirá una gran tendencia a la formación de bajos, y la capacidad de autodegrado de las corrientes de marea será muy baja, de hecho esta situación creará una tendencia a la divergencia o inclusive bifurcación del canal, disminuyendo en consecuencia la eficiencia hidráulica de la sección.

Cuando la relación  $Q/M > 150$  a 200, el grado de estabilidad es aceptable, siendo óptimo cuando el valor es superior a 300. El cociente  $Q/M$  proporciona un criterio para la selección del esfuerzo cortante de estabilidad  $\tau_s$ ; el criterio es el siguiente:

TABLA 6.3

|                   | $Q/M \geq 600$ | $150 < Q/M < 600$ | $Q/M \leq 150$ |
|-------------------|----------------|-------------------|----------------|
| $\tau_s (kg/m^2)$ | 0.46           | 0.50              | 0.31           |

Este criterio hace ver que para valores muy cercanos o inferiores a una estabilidad aceptable, debe tratarse de subsanar esta deficiencia con un incremento en la velocidad y por tanto en el esfuerzo cortante de estabilidad, buscando en esta forma la eficiencia hidráulica de la sección, hecho que podrá llevar un incremento en el valor del prisma de marea y en consecuencia en el grado de estabilidad de la sección.

## CAPACIDAD DE AUTOCONSERVACION DEL CANAL.

El análisis de esta capacidad puede hacerse tomando en cuenta diversas relaciones. Un primer criterio es comparado el valor de la velocidad de las corrientes de marea con la velocidad crítica del material del canal. A este respecto, la experiencia demuestra que es conveniente que, en general, las velocidades en el canal se conserven superiores a la crítica durante el 60 % a 80 % del tiempo. Es decir, se ha encontrado que la relación  $V_m/V_c$  arroja a los siguientes valores en cuanto al porcentaje de tiempo de marea en que la corriente es capaz de mantener un autodegrado, adecuado:

TABLA 6.4

| $V_m/V_c$ | %  |
|-----------|----|
| 1.05      | 20 |
| 1.3       | 40 |
| 2.0       | 60 |
| 5.75      | 80 |

O sea, deberá tratarse de que  $V_m = 2$  a  $5 V_c$ .

Por lo que toca a la comparación de gastos máximo  $Q_m$  y el acarreo neto  $M_{neto}$ , se tiene que si  $Q_m/M > 0.01$ , las condiciones de estabilidad son mejores que si es menor de ese valor.

El análisis más completo es quizás el que se hace tomando en cuenta las relaciones entre la capacidad de transporte  $M_s$  con el porcentaje de acarreo litoral  $P$  que entra al canal; el esfuerzo cortante en la sección  $\tau_s$  y el de estabilidad  $\tau_e$ ; el esfuerzo cortante con las características del material, peso volumétrico  $\gamma_s$  y finalmente entre el porcentaje  $P$  el área de la sección ( $A$ ) y el área de estabilidad ( $A_s$ ).

Inicialmente tendríamos los siguientes valores como los más ventajosos:

$$0.5 < \frac{M_s}{P M} < 1.5$$

$$0.8 < \frac{A_s}{A} < 1.2$$

$$1.0 \leq \frac{\tau_s}{(\gamma_s - \gamma) D_{90}} < 1.5$$

Los valores límites, sobre todo los inferiores están fuertemente afectados por el valor  $M_s$ . En función de él la entrada podrá tender hacia un canal no estable, con valores del esfuerzo cortante inferiores al criterio para el caso de que el acarreo total sea pequeño; si  $M_s$  es grande y el prisma de marea es reducido, el acceso tenderá a cerrarse.

Ahora bien si el prisma de marea es grande será más probable el desarrollo de una condición de estabilidad.

Los demás elementos pueden relacionarse en la siguiente forma como los valores más adecuados a la estabilidad:

$$0.6 \frac{a}{a_1} < 1.2$$

$$\frac{a}{a_1} > 1.5$$

La condición ideal es que tanto "b" como la relación a/a<sub>1</sub> se mantengan muy cerca de la unidad. Si a/a<sub>1</sub> aumenta considerablemente, el canal tenderá hacia un estado de no e-ración que puede representar una situación estable. En cambio, si tiende hacia el límite inferior existirá una tendencia a la formación de barra, tanto mejor desarrollada cuanto menor sea la relación, llegando a cerrar la entrada, si a/a<sub>1</sub> = 0.4. Finalmente es conveniente señalar que para ambos casos mientras más cercano a la unidad este valor de "b" se tendrán mejores condiciones de estabilidad. El valor de "b" pueda calcularse con la expresión:

$$b = \frac{M_2}{M_1}$$

#### CONSIDERACIONES ADICIONALES PARA VALUAR EL PRISMA DE MAREA

Se han señalado ya la importancia que tiene en los análisis de estabilidad el valor del prisma de marea. Sin embargo hay casos, como el de la laguna madre, en que se requiere no sólo mantener un cierto grado de estabilidad en la boca sino también asegurar un aporte de agua con salinidad normal al interior de una laguna hipersalina, a fin de disminuir gradualmente el contenido de sal hasta un nivel aceptable, máxime si se consideran los aportes de agua dulce son mínimos y que prácticamente no es posible contar con ellos para ese fin.

Además, como los volúmenes de agua diferentes a los de origen marino, que llegan a la laguna, no son capaces de compensar las pérdidas por evaporación, un porcentaje del prisma deberá utilizarse también para esta compensación. Resumiendo, hay que incluir dentro del cálculo del prisma de marea necesario dos volúmenes adicionales:

- Volúmen para control de salinidad.
- Volúmen para compensar pérdidas.

#### CONTROL DE SALINIDAD

El control de salinidad tiene primordial importancia desde el punto de vista ecológico. Simmons señala, que una salinidad de 45 ppm es el valor máximo aceptable para el adecuado desarrollo de las especies, valor confirmado por la observación de Hildebrand en la laguna madre de tamulipas donde para concentraciones salinas entre 41 ppm y 47 ppm la pesca era muy intensa y productiva. Por otra parte Hedpath encontró que a partir de 72 ppm los peces empiezan a morir por tanto es conveniente considerarse como concentración máxima aceptable en las áreas pesqueras, 45 ppm y excepcionalmente 50 ppm.

Sverdrup, Johnson y Fleming proponen la siguiente expresión para el cálculo del volúmen requerido, a fin de mantener la salinidad en un cierto límite:

$$V_e = E_n \frac{S_r}{S_n - S_f}$$

V<sub>e</sub> = volúmen requerido en un cierto tiempo.

E<sub>n</sub> = evaporación neta.

S<sub>n</sub> = salinidad promedio del agua al entrar (flujo).

S<sub>f</sub> = salinidad promedio de la salida (reflujo).

Esta fórmula tiene el inconveniente de no tomar en cuenta los efectos de mezclado por la influencia de las corrientes de marea. De observaciones efectuadas en la laguna madre de Texas, Carother sugiere la inclusión de un factor representativo de la eficiencia de mezclado; este factor tiene un valor inicial de 0.2 para una concentración de 40 ppm e incrementa a razón de 0.005 por cada parte por mil sobre 40. La fórmula entonces puede expresarse como:

$$V_e = \frac{1}{q} \left( E_n \frac{S_r}{S_n - S_f} \right)$$

A partir de esta expresión es posible establecer curvas de igual salinidad de acuerdo con las áreas afectadas por el prisma requerido para fines de estabilidad y serán un dilema instancia consideraciones económicas relativas a las dimensiones de la entrada, las que permitan decidir si se usa el prisma de marea requerido por estabilidad o si es posible para fines pesqueros, siempre y cuando ésta última arroje relaciones de estabilidad aceptable.

#### VOLUMEN PARA PERDIDAS

Se ha establecido ya en incisos anteriores que el prisma de marea debe considerarse no en función del área total de laguna afectada por las variaciones de nivel dentro de ella, sino de acuerdo con el volúmen real que se mueve por el canal de acceso en cada ciclo. Como los análisis de estabilidad están en función de él, es necesario considerar que hay casos, como el que nos ocupa, en que por efecto de pérdidas por evaporación el volúmen que entra no es necesariamente el que sale.

Dicho de otra forma, no toda el área afectada por mareas es tributaria de la boca, en cambio las pérdidas de agua sí se tienen sobre toda su extensión, por tanto el prisma de marea usado para fines de estabilidad, tomando en cuenta las pérdidas deberá calcularse como:

$$\Omega_r = \Omega_e - E_n AT$$

Ω<sub>r</sub> = prisma de flujo.

E<sub>n</sub> = evaporación neta en m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/t. (t en seg.)

A = área total afectada por marea (m<sup>2</sup>).

T = ciclo de la marea (seg).

Ω<sub>r</sub> = prisma real para análisis de estabilidad.



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

CURSO: OBRAS MARITIMAS  
DEL 11 DE MARZO  
AL 3 DE JUNIO.  
MEXICO, D.F.

TRANSITO DE MAREA.

22 M. EN C. ALVARO MUÑOZ MENDOZA.

TABLE 2.12  
 PUERTO INDUSTRIAL DE YALAPA, OAX.

DISTRIBUCION DE FRECUENCIAS ANUALES  
 DE ALTURAS DEL OLICAJE  
 EN LA BAHIA DEL MARQUEZ

Frecuencia en %

| DIRECCION | A L T U R A D E O L I C A J E ( M ) |       |       |       |       | Total  |
|-----------|-------------------------------------|-------|-------|-------|-------|--------|
|           | < 1                                 | 1-1.5 | 2-2.5 | 3-3.5 | 4-5.5 |        |
| E         | 5.84                                | 9.33  | 0.28  | 0.14  | 0.10  | 15.69  |
| SE        | 7.06                                | 8.78  | 1.23  | 0.16  | -     | 17.23  |
| S         | 8.63                                | 15.57 | 2.90  | 0.44  | 0.12  | 27.66  |
| SW        | 16.56                               | 2.42  | 0.33  | 0.26  | -     | 19.85  |
| W         | 19.80                               | 0.05  | -     | -     | -     | 39.42  |
| Total     | 57.89                               | 36.15 | 4.74  | 1.00  | 0.22  | 100.00 |

TABLA 2.3.1

PUERTO INDUSTRIAL DE SALINA CRUZ, OAX.

CARACTERISTICAS DE LAS CORRIENTES

(Frecuencia en porcientos y velocidades en centímetros por segundo)

| DIRECCION | PROFUNDIADA = 10 m |       |       |       | PROFUNDIDAD = 5 m |       |       |       | PROFUNDIDAD = 1 m |       |       |       |
|-----------|--------------------|-------|-------|-------|-------------------|-------|-------|-------|-------------------|-------|-------|-------|
|           | MAXIMA             |       | MEDIA |       | MAXIMA            |       | MEDIA |       | MAXIMA            |       | MEDIA |       |
|           | Vel.               | Frec. | Vel.  | Frec. | Vel.              | Frec. | Vel.  | Frec. | Vel.              | Frec. | Vel.  | Frec. |
| Norte     | 100                | 0.016 | 23    | 9.05  | 100               | 0.002 | 25    | 12.88 | 80                | 0.229 | 27    | 11.19 |
| Noreste   | 100                | 0.012 | 23    | 9.70  | 100               | 0.002 | 22    | 10.54 | 100               | 0.001 | 24    | 11.89 |
| Este      | 100                | 0.002 | 23    | 9.74  | 80                | 0.011 | 21    | 11.10 | 80                | 0.020 | 22    | 7.72  |
| Sureste   | 100                | 0.001 | 22    | 9.38  | 80                | 0.009 | 22    | 9.24  | 80                | 0.025 | 21    | 4.29  |
| Sur       | 100                | 0.004 | 22    | 13.37 | 100               | 0.001 | 24    | 13.01 | 80                | 0.071 | 25    | 7.36  |
| Suroeste  | 100                | 0.001 | 23    | 15.14 | 100               | 0.003 | 24    | 12.89 | 80                | 0.022 | 25    | 6.85  |
| Oeste     | 100                | 0.001 | 23    | 20.65 | 100               | 0.001 | 24    | 17.93 | 110               | 0.002 | 29    | 38.85 |
| Noroeste  | 100                | 0.001 | 23    | 12.96 | 100               | 0.002 | 23    | 12.39 | 80                | 0.196 | 26    | 11.86 |

7



TABLA 2.4:1

PUERTO INDUSTRIAL EN SALINA CRUZ, OAX.

ESTACION SALINA DEL MARQUEZ  
DISTRIBUCION DE FRECUENCIAS DE VIENTOS  
(Unidades en %)

| MAGNITUD<br>m/seg. | D I R E C C I O N |      |      |      |       |      |       |      | FRECUENCIA<br>% | ACUMULADO<br>% |
|--------------------|-------------------|------|------|------|-------|------|-------|------|-----------------|----------------|
|                    | NORTE             | NE   | ESTE | SE   | SUR   | SW   | OESTE | NW   |                 |                |
| 0 - 2              | 1.05              | 0.21 | 0.30 | 0.41 | 0.84  | 0.43 | 1.25  | 1.50 | 5.99            | 5.99           |
| 2 - 4              | 1.27              | 1.61 | 0.75 | 0.80 | 1.70  | 0.97 | 0.43  | 1.21 | 8.74            | 14.73          |
| 4 - 6              | 5.06              | 1.44 | 0.64 | 1.70 | 3.01  | 2.02 | 0.07  | 0.15 | 14.09           | 28.82          |
| 6 - 8              | 7.70              | 1.74 | 0.58 | 0.97 | 4.06  | 2.50 |       | 0.06 | 17.61           | 46.43          |
| 8 - 10             | 11.06             | 1.18 |      |      | 3.12  | 1.78 |       |      | 17.14           | 63.57          |
| 10 - 12            | 14.96             | 0.97 |      |      | 0.15  | 0.02 |       |      | 16.10           | 79.67          |
| 12 - 14            | 12.87             | 0.34 |      |      | 0.04  |      |       |      | 13.25           | 92.92          |
| 14 - 16            | 5.53              | 0.24 |      |      |       |      |       |      | 5.77            | 98.69          |
| 16 - 18            | 1.14              | 0.11 |      |      |       |      |       |      | 1.25            | 99.94          |
| 18 - 20            | 0.06              |      |      |      |       |      |       |      | 0.06            | 100.00         |
| FRECUENCIA %       | 60.70             | 7.84 | 2.27 | 3.88 | 12.92 | 7.72 | 1.75  | 2.92 | 100.00          |                |
| V. MEDIA           | 10.1              | 7.1  | 4.3  | 4.6  | 6.1   | 6.1  | 6.1   | 1.6  |                 |                |
| V. MAXIMA          | 19.5              | 18   | 8    | 8    | 13    | 12   | 6     | 8    |                 |                |

TABLA 2.5.1

PUERTO INDUSTRIAL DE SALINA CRUZ, OAX.

RESULTADOS DE ANALISIS CICLONICO

| CICLON         | VELOCIDAD DEL VIENTO (nudos) | ALTURA DE OLA SIGNIFICANTE (m) | PERIODO (seg) | DIRECCION |
|----------------|------------------------------|--------------------------------|---------------|-----------|
| Ava            | 51                           | 3.17                           | 12            | SE        |
| Emily          | 103                          | 5.25                           | 18            | S         |
| Dolores        | 58                           | 1.16                           | 12            | SW        |
| Ilsa           | 74                           | 3.92                           | 16            | S         |
| Madeline       | 71                           | 3.65                           | 16            | SW        |
| S/N Mayo 1978  | 59                           | 3.36                           | 13            | S         |
| Norman         | 51                           | 3.43                           | 13            | SSE       |
| Olivia         | 51                           | 3.74                           | 13            | SE        |
| S/N Junio 1979 | 69                           | 3.82                           | 15            | SE        |
| Andrés         | 59                           | 3.39                           | 12            | S         |

ANALISIS PROBABILISTICO

| PERIODO DE RETORNO (años) | ALTURA DE OLA SIGNIFICANTE (m) | ALTURA DE OLA MAXIMA (m) |               |
|---------------------------|--------------------------------|--------------------------|---------------|
|                           |                                | N = 100 OLAS             | N = 1500 OLAS |
| 1                         | 3.12                           | 4.74                     | 5.96          |
| 10                        | 4.27                           | 6.49                     | 8.16          |
| 20                        | 4.61                           | 7.00                     | 8.80          |
| 30                        | 4.82                           | 7.33                     | 9.20          |
| 50                        | 5.08                           | 7.72                     | 9.70          |
| 100                       | 5.42                           | 8.24                     | 10.35         |
| 500                       | 6.23                           | 9.48                     | 11.90         |
| 1000                      | 6.57                           | 9.99                     | 12.55         |



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

CURSO: OBRAS MARITIMAS  
DEL 11 DE MARZO  
AL 3 DE JUNIO  
MEXICO, D.F.

---

OBRAS PORTUARIAS, GENERALIDADES.

M. EN C. ALVARO MUÑOZ MENDOZA.

## TEMA 6.- OBRAS PORTUARIAS

### 6.1 Generalidades y tipos( obras de atraque, muelles, diques, obras de protección, señalamiento, dragado.)

#### Introducción:

A continuación, se presenta una breve clasificación de las obras portuarias, así como algunos comentarios sobre dimensiones generales, altura de olas máximas permitidas dentro del recinto portuario ( dársenas, canales de navegación, etc.) de acuerdo al tipo y tamaño del barco que se maneje, y por último, algunas consideraciones sobre ancho y profundidad de los mismos de acuerdo al tránsito que se tenga.

Como su nombre lo indica, las obras de atraque se realizan para sujetar a los barcos a una estructura rígida y permitir así los movimientos de carga, pasaje ó simplemente sujetar a las embarcaciones cuando no estén navegando y no dejarlas a la deriva.

Las obras interiores del puerto y las instalaciones portuarias en sí, deben ser protegidas contra fenómenos meteorológicos no comunes como es el caso de ciclones que generan alturas de olas no usuales. Para ello, se construyen las obras de protección del puerto, como pueden ser rompeolas, tómbolos, ó islas artificiales, diques, compuertas, etc.

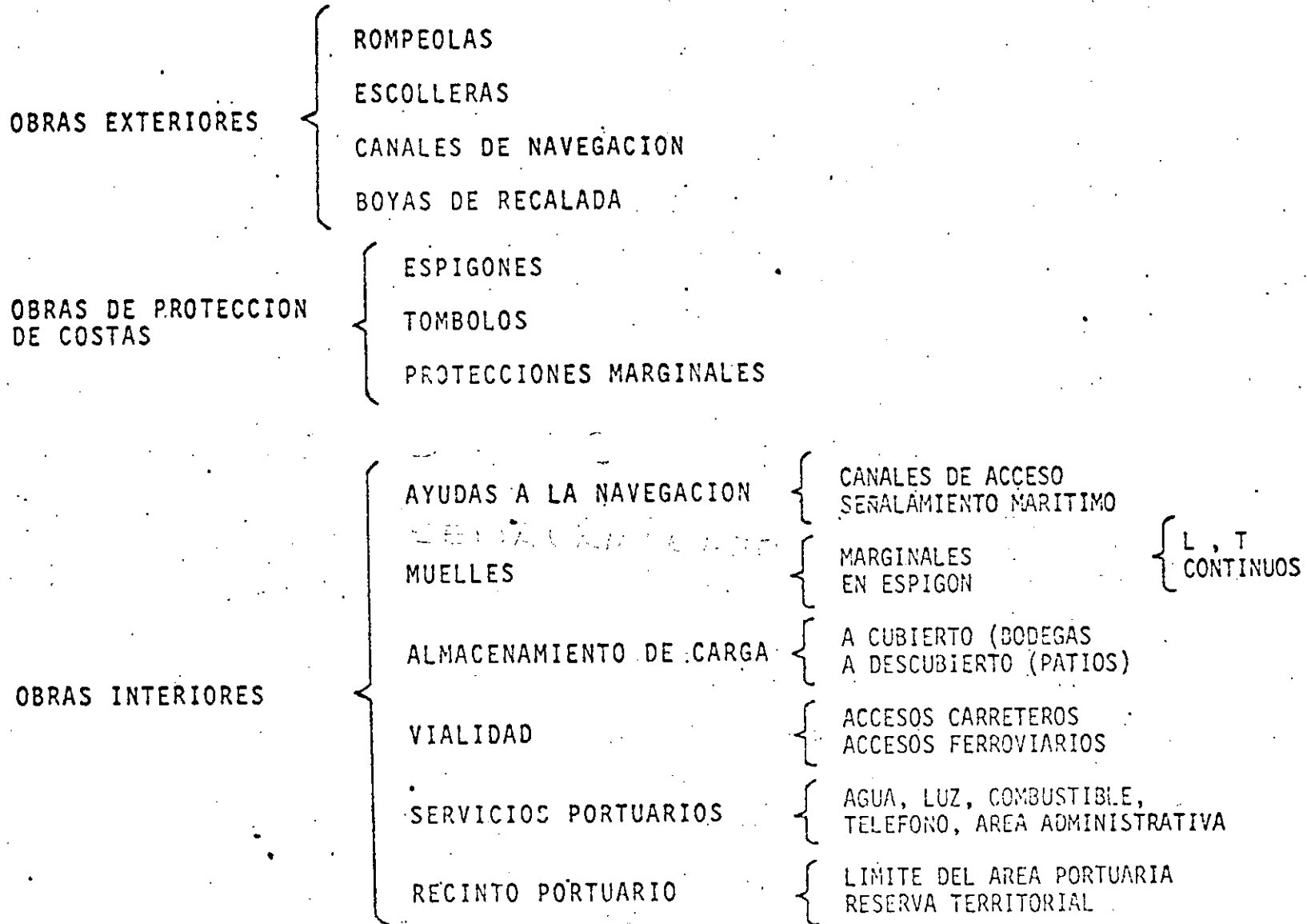
Para organizar y orientar el tráfico naval dentro y fuera de la zona portuaria, se utiliza lo que se denomina "señalamiento marítimo".

El dragado es la remoción de material depositado por fenómenos litorales como la acción del oleaje en zonas de circulación naviera, en donde el mantener una cierta profundidad es esencial para permitir el paso de las embarcaciones para cuyo calado esos canales de navegación fueron diseñados.

De los tipos de dragas, métodos, material a dragar y zonas de tiro ó desecho, se hablará más adelante.

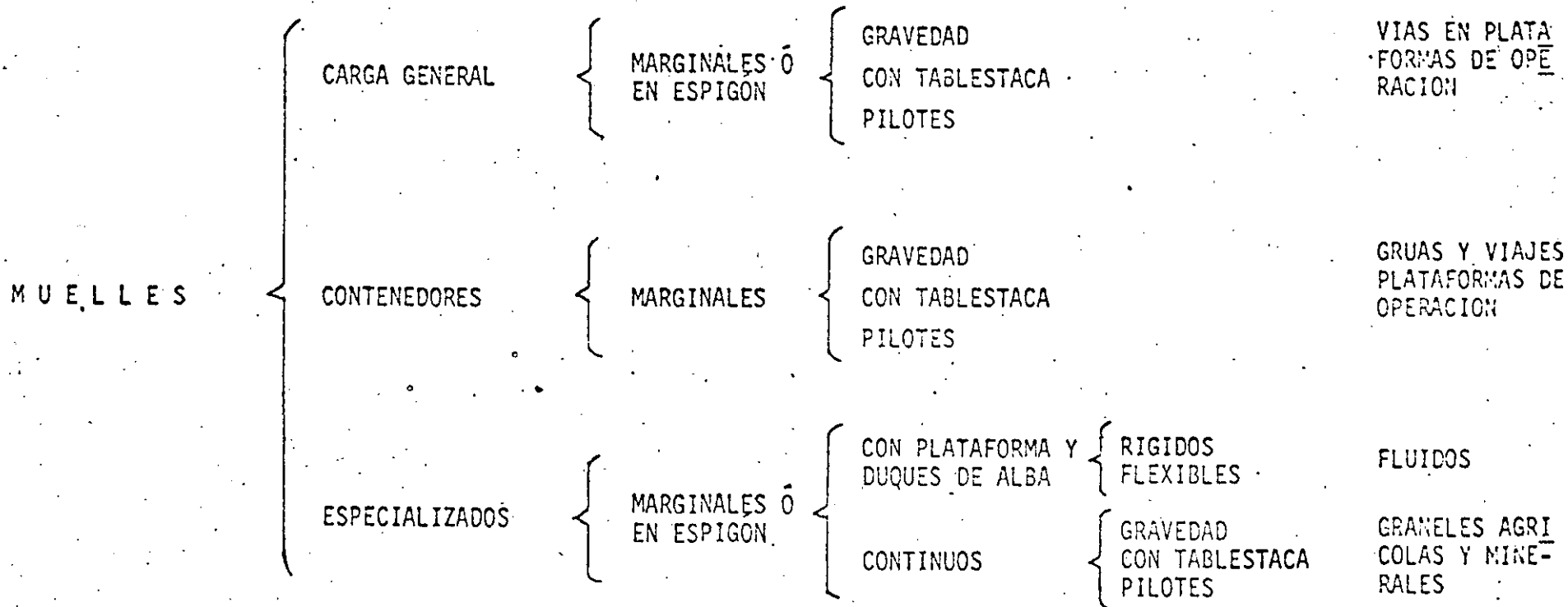
Todos estos temas, serán vistos más extensamente en las subsecuentes páginas.

CLASIFICACION DE OBRAS PORTUARIAS



{ L, T CONTINUOS

# CLASIFICACION DE MUELLES



DIMENSIONAMIENTO PORTUARIO.

El dimensionamiento en este campo está ligado a: áreas de agua adecuadas para las operaciones de carga/descarga de barcos, áreas en tierra como apoyo al tráfico de barcos y mercancías, profundidades en canales de navegación y darsenas de ciaboga y operación y áreas de reserva, tanto de agua como de terreno para las ampliaciones que requiera el desarrollo del puerto.

Las teorías de dimensionamiento las podemos aplicar en la ampliación de puertos existentes o en el proyecto de nuevos puertos. Cabe destacar que sierta información, como información meteorológica y agitación del mar de los puertos existentes localizados en la vecindad de los nuevos proyectos, deben tomarse en cuenta como parte de la recopilación de información básica.

De lo anterior podemos inferir que el dimensionamiento básicamente se tendrá que realizar plasmando en planta la información de los estudios económicos y de macro-planeación que nos proporciona información sobre tráfico esperado, por tipos de barco y carga en el caso de puertos de nueva cración y proyecciones de tráfico y carga en los existentes. En elevación se hace intervenir las profundidades en canales y darsenas de acuerdo a los tipor de barcos, la elevación de las plataformas de operación de los muelles, los drenajes -



6  
pluviales y la vialidad principalmente la ferroviaria.

El dimensionamiento de conjunto hace intervenir el tráfico y tipo de embarcaciones y la localización del puerto. Para la determinación de las áreas de agua intervienen tres elementos: el abrigo, la maniobra de embarcaciones y las profundidades.

El abrigo y la bocana son elementos contrapuestos, mientras más estrecha es la bocana y la localicemos inclinada respecto al oleaje conseguiremos mayor abrigo, pero será más difícil la ruta de entrada de las embarcaciones.

Estas dos variables tendrán condiciones mínimas para satisfacer tanto el abrigo como la seguridad en la ruta de entrada de embarcaciones desde el punto de vista económico.

Las profundidades necesarias para los diversos barcos, requieren de áreas artificiales para la formación de darseas que tendrán que enlazarse con las profundidades naturales, mediante canales artificiales, compatibles con la ruta de entrada.

Las alturas máximas de ola, en el vaso portuario para la operación continua de las diversas embarcaciones estará en función de su tamaño.

|  |         |
|--|---------|
| Para pesqueros del tipo escameros, camaroneros y atuneros... | 0.30 m. |
| Yates y embarcaciones de placer...                           | 0.30 m. |
| Barfos de carga general, ó greneleros y/o tanques...         |         |
| hasta de 2000 T.P.M.   | 0.50 m. |
| de 2000 a 8000 T.P.M.  | 0.70 m. |
| de 8000 ó mayores  | 1.00 m. |

En la darsena de ciabogo se pueden admitir oleajes de hasta 1.50 m.

Para el estudio de agitación, se hace intervenir el regimen de oleaje, que ligá cada altura de ola con su probabilidad de ocurrencia. Este régimen de oleaje en una dirección determinada definirá en aguas profundas, el porcentaje de tiempo al año en el que el oleaje será superior a un sierto valor de altura de ola, por medio de los planos de olas (refracción y difracción), obtendremos las alturas del oleaje en las diversas áreas de aguas interiores, que pretendemos abrigar.

Este estudio deberá comprobarse por medio de un modelo hidráulico, sobre todo en zonas con batimetría irregular, canales de navegación profundos, parámetros de gran pendiente que propicien reflexiones, etc.. Asimismo es necesario estudiar el modelo la maniobrabilidad, sobre todo de barcos mayores de 50,000 T.P.M.

Otra de las variables que intervienen en el proyecto, son -- las condiciones físicas del fondo marino y de las áreas en tierra para desplantar las obras e instalaciones portuarias. En algunos casos es más económico la relocalización del -- puerto ó modificar la disposición de las áreas en tierra - para obtener las mejores condiciones del suelo, tanto para la cimentación de instalaciones como el aprovechamiento del producto de dragado en rellenar áreas portuarias.

#### Ancho de la Bocana:

Cuando hablamos de ancho no referimos al canal de acceso del puerto. A esta distancia tenemos que agregar bermas de seguridad a ambos lados del canal y por último los morros de los rompeolas.

Las técnicas europeas recomiendan 5 mangas del barco tipo -- para una circulación de barcos en el acceso; 8 mangas del -- barco tipo para doble circulación (7 mangas equivalen aproximadamente a una eslora).

Los técnicos Japoneses recomiendan:

|               |            |
|---------------|------------|
| 10,000 T.R.B. | 200-300 m. |
| Tamaño medio  | 150 m.     |
| 100 T.R.B.    | 50- 80 m.  |

Para puertos marítimos artificiales, en donde los recorridos son relativamente cortos, pensamos que deba adoptarse una -- eslora del barco tipo afectada por un coeficiente de 0.8 que dependerá del número y tamaño de barcos de mayor eslora y de las condiciones del mar en la bocana. De cualquier manera, - para fijar el ancho del canal deberá tomarse en cuenta la co rriente a lo largo de la costa, la cual será menor a 2 nudos para la maniobra de entrada.

Profundidades en la Bocana del Puerto.

La profundidad estará referida al nivel de bajamar media en el Golfo de México y al nivel de bajamar media inferior en el Oceano Pacífico, lo cual nos permite contar con una mayor -- profundidad, la entrada se realiza en marea alta.

La profundidad será la suma de los siguientes factores:

- 1.- Calado máximo a plena carga del barco tipo.
- 2.- Un medio de la altura de ola en altamar próximo a la -- bocana (la entrada y salida de embarcaciones se lleva a cabo con oleajes máximos de 3 m.)
- 3.- Asentamiento de la popa del barco por efecto de la velo cidad (la velocidad del barco a la entrada es del orden de 5 a 6 nudos, lo cual provoca un hundimiento de la po pa de hasta 1/1000 de la eslora)
- 4.- Naturaleza del fondo marino.- para fondo rocoso se toman 0.90 m. como resguardo de seguridad para fondo arenoso ó limoso 0.3 m.

17  
10

Para la navegación en canales interiores debemos tomar en --  
cuenta la densidad del agua dulce la cual aumenta el calado  
en aproximadamente 3%.

Los canales de acceso de navegación, de preferencia deberán  
ser rectos. Los de acceso tenderan a ser normales a la costa  
ó paralelos a la dirección predominante de los temporales.

Los canales de navegación interiores cuando sea necesario un  
cambio de dirección.

La curva entre dos tangentes no será mayor de  $30^\circ$  lo que --  
equivale a un radio  $5E$ , lo recomendable, por seguridad para  
barcos mayores de 30,000 TPM es  $R = 10E$ . El ancho de planti-  
lla en las curvas del canal se aumentara 30% respecto a la  
parte recta.

Distancia de frenado: Dado que la embarcación a la entrada  
cruza la bocana a 5 ó 6 nudos de velocidad, la distancia de  
frenado es del orden de las  $5E$  contadas a partir de que la  
popa del barco está en zona protegida por los rompeolas.

Darsena de ciaboga: La operación de cambio de dirección de  
una embarcación ( $180^\circ$ ) se denomina ciaboga. El área requeri-  
da para esta operación dependerá del modo en que se realice,  
es decir con sus propios medios con sus maquinas y anclas, ó  
con ayuda de remolcadores y las maquinas del barco.

Para el primer caso ó sea con sus medios se requieren 3E. --  
empleando las maquinas de barco, con la ayuda de remolcadores 2E.

Para áreas restringidas, se puede dimensionar los diámetros de la darsena de ciaboga seria: con maquinas del barco 2E. - en caso de viento y corriente se utiliza ancla con remolcador, 1.5.- en caso de viento y corriente se utiliza ancla.

Darsena de operación: Entre la darsena de ciaboga y/o canales de navegación en donde hay tráfico de embarcaciones, y los muelles se localiza la darsena de operación. Esta darsena tendrá un ancho de  $1/2 E$  y un largo de  $E+M$ .

ESPACIO PARA ZONA ADMINISTRATIVA

22

ALMACENAMIENTO ESTACIONARIO { CUBIERTO  
DESCUBIERTO

BODEGA DE  
TRANSITO

BODEGA DE  
TRANSITO

BODEGA DE  
TRANSITO

BODEGA DE  
TRANSITO

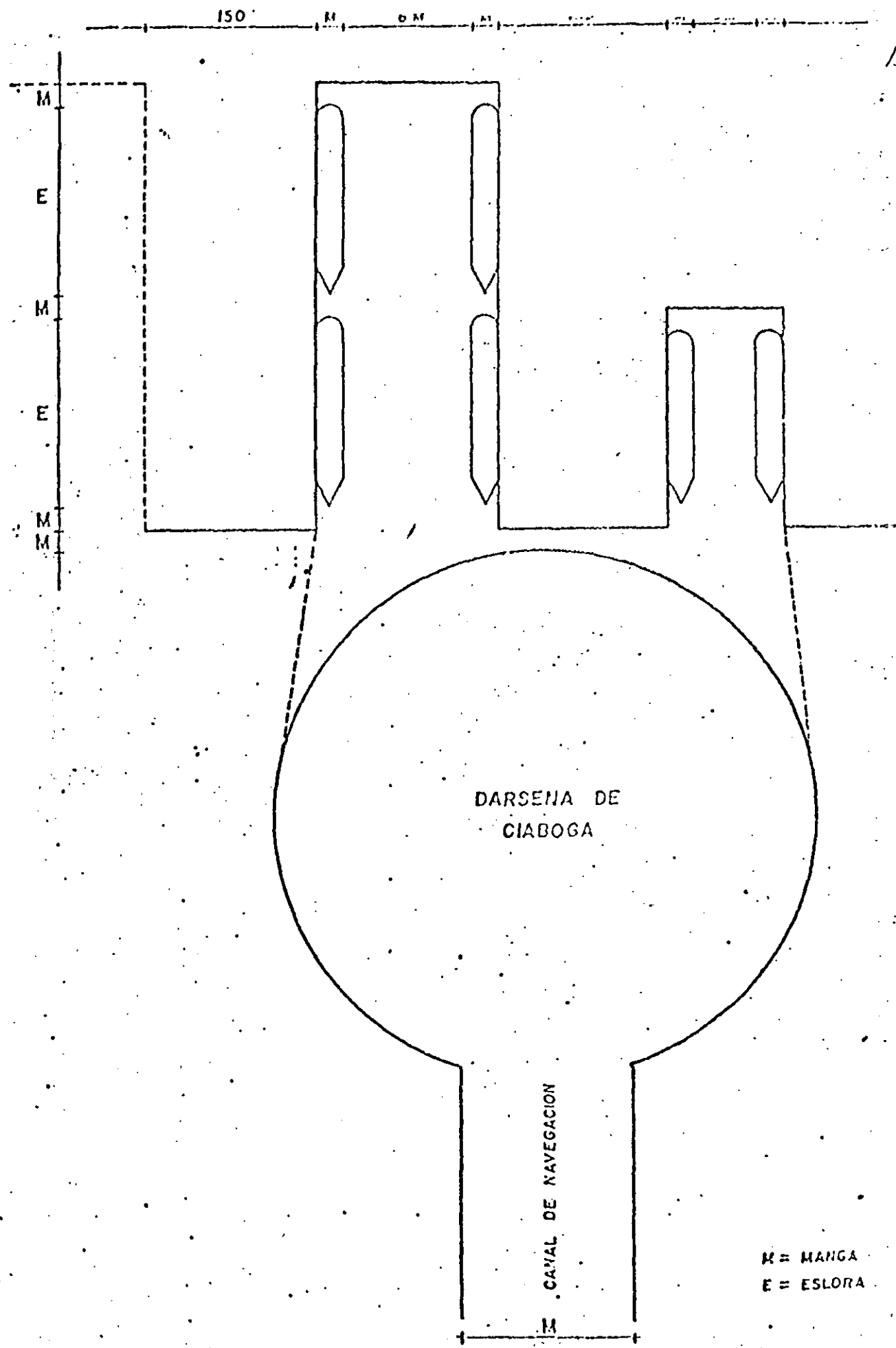
CANAL DE  
NAVEGACION

A LA BOCA

DARSENA DE  
CIABOGA

DISPOSICION DE INSTALACIONES EN  
MUELLES MARGINALES.

12



DISPOSICION DE LAS DARSENAS DE OPERACION Y CIABOGA





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

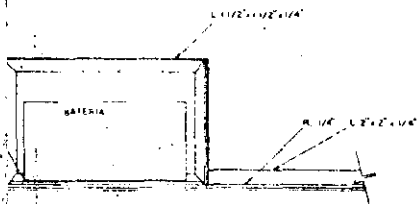
CURSO: OBRAS MARITIMAS.  
DEL 11 DE MARZO  
AL 3 DE JUNIO.  
MEXICO, D.F.

SEÑALAMIENTO MARITIMO

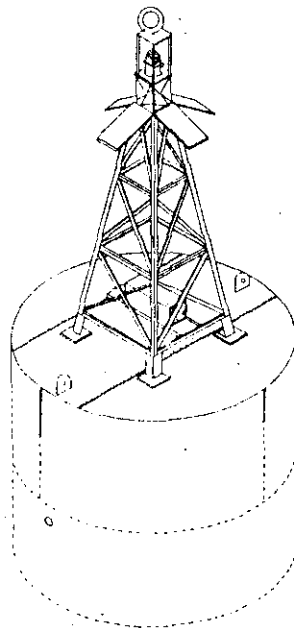
M. EN C. ALVARO MUÑOZ MENDOZA.

## TEMA 6.5.- Señalamiento Marítimo:

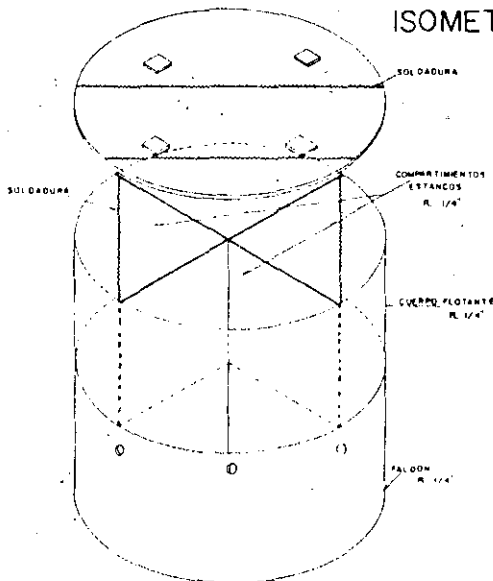
A continuación se presentan algunas consideraciones sobre señalamiento marítimo, así como características de boyas, faros, luces de navegación, etc.



TALLE DE CAJA  
RTABATERIAS ESC: 1:10



ISOMETRICO

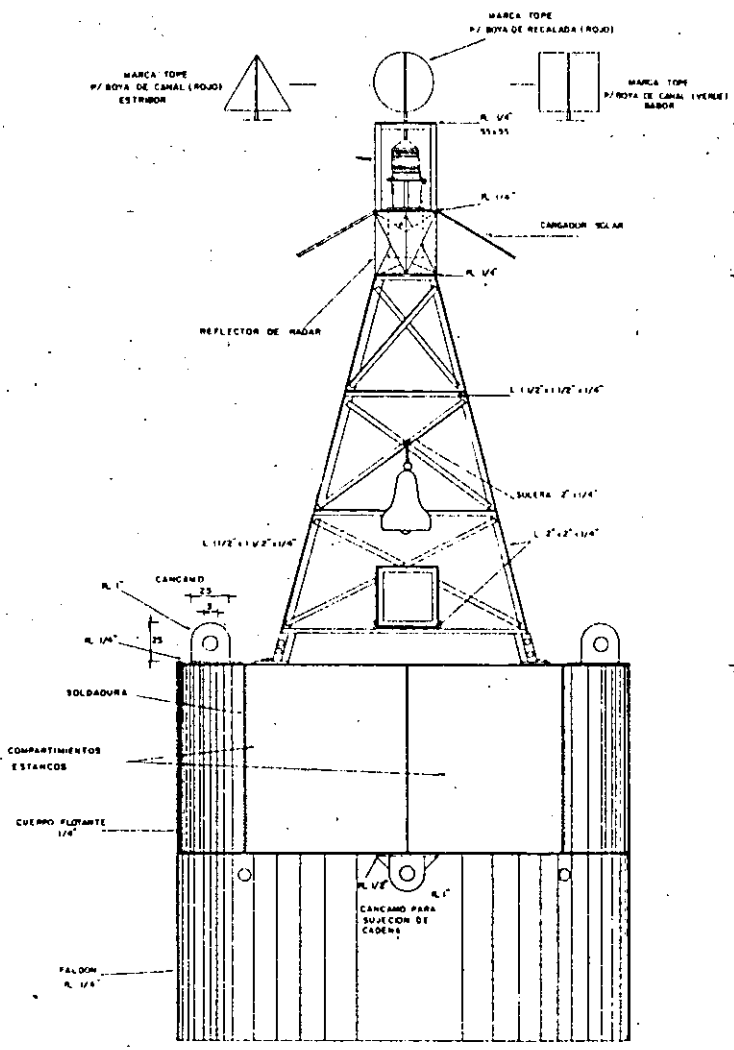


NOTA: Este plano es copia del plano N-B-31 de la  
SUBSECRETARIA DE PUERTOS Y MARINA MERCANTE  
Direccion General de Señalamiento Maritimo con fecha sept. 1928.

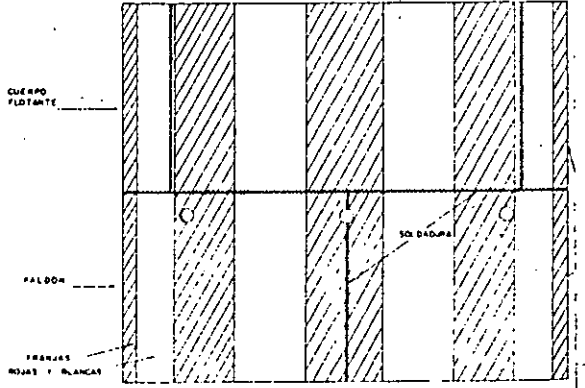
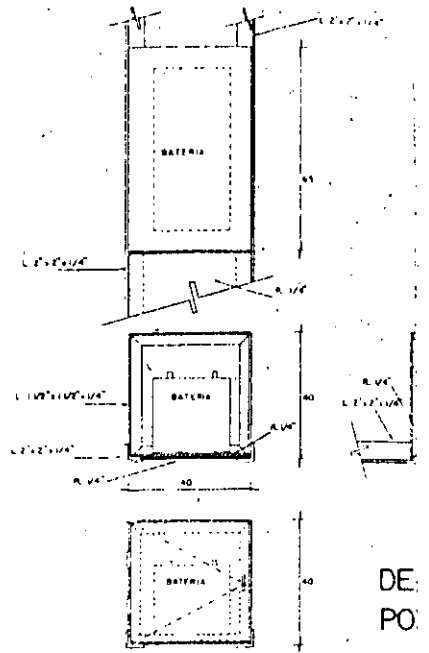
VISTA INFERIOR

|   |                                |        |         |                          |  |  |
|---|--------------------------------|--------|---------|--------------------------|--|--|
| <b>PUERTOS Y MARINA MERCANTE</b><br>DE OBRAS MARITIMAS<br>ESTUDIOS Y PROYECTOS<br>DIRECTOR GENERAL DE PUERTOS Y MARINA MERCANTE<br>COMISARIO GENERAL DE PUERTOS Y MARINA MERCANTE | <b>DEPARTAMENTO DE DISEÑO</b>  |        |         |                          | AREA INDUSTRIAL PORTUARIA LAZARO CARDEN.         |  |
|   | TITULO DE LA OBRA              | PLANOS | FECHA   | AUTORES                  | <b>SEÑALAMIENTO MARITIMO</b><br>BOYA DE RECALADA |  |
| NOMBRE DEL SUBDIRECTOR  | NOMBRE DEL INGENIERO ENCARGADO | FECHA  | AUTORES | PLANO 5 de 8      Nº 012 |  |  |
| NOMBRE DEL SUBDIRECTOR DE ESTUDIOS Y PROYECTOS  | NOMBRE DEL INGENIERO ENCARGADO | FECHA  | AUTORES | REVISADO POR:            |  |  |
| NOMBRE DEL INGENIERO ENCARGADO  | NOMBRE DEL INGENIERO ENCARGADO | FECHA  | AUTORES | APROBADO POR:            |  |  |

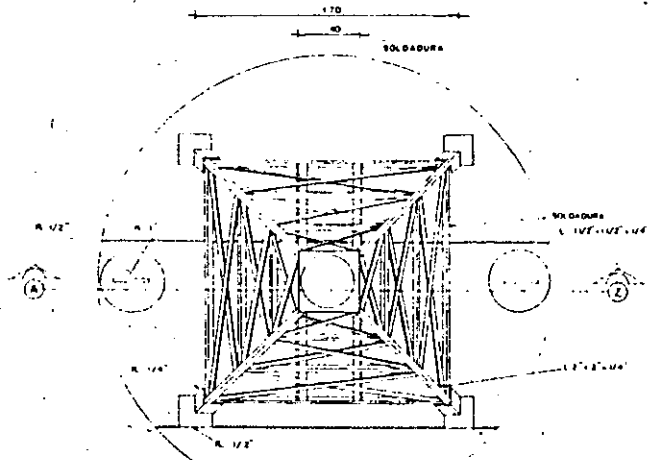
3



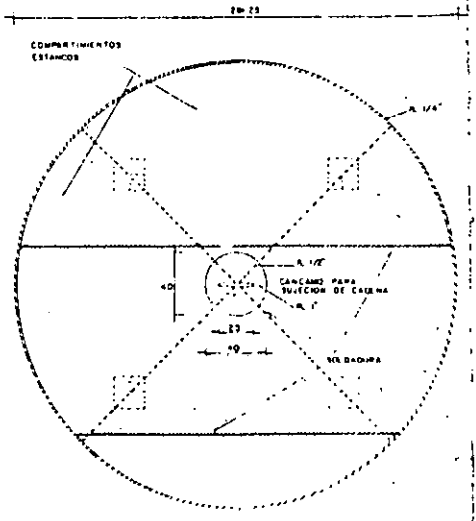
CORTE POR A-Z



ENVOLVENTE



VISTA SUPERIOR



MC Ingenieros de Diseño de México

APROBADO REVIZADO ELABORADO

FECHA: APROBADO 2009, REVIZADO 2009, ELABORADO 2009

SECT

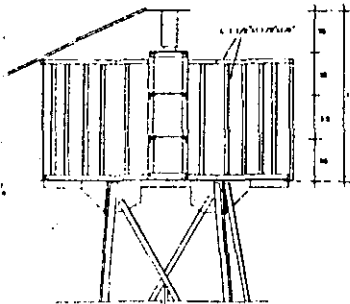
**SUBSECRETARIA DE PUE**

DIRECCION GENERAL

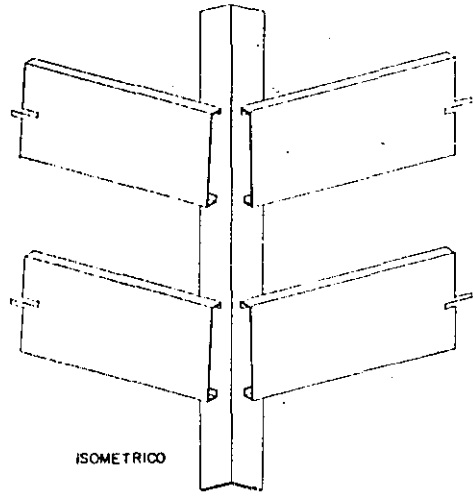
SUBDIRECCION DE EST

APROBO EL SUBSECRETARIO COMPONE EL DIRECTOR

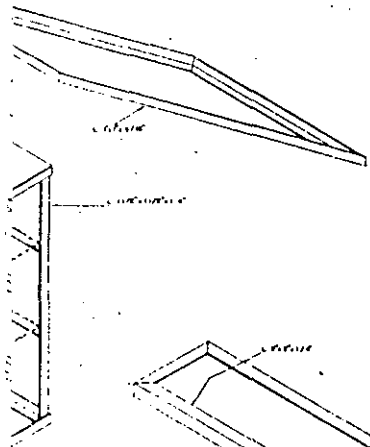
JOSE JUAN VEL AZOUE HONNIN MARIO E VILLAN



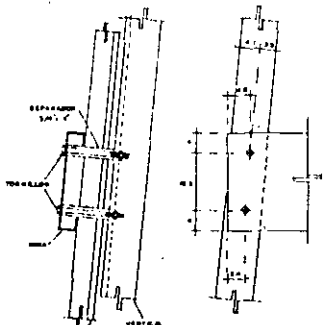
CORTE POR A-B ESC. 1:20



ISOMETRICO

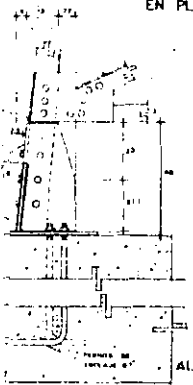


REFUERZO EN PLATAFORMA



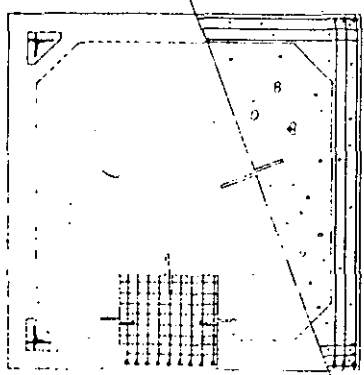
DETALLE DE MIRAS DIURNAS ESCALA 1:5

TRAMO DE LONGITUD  
A-B  
B-C  
C-D



ALZADO

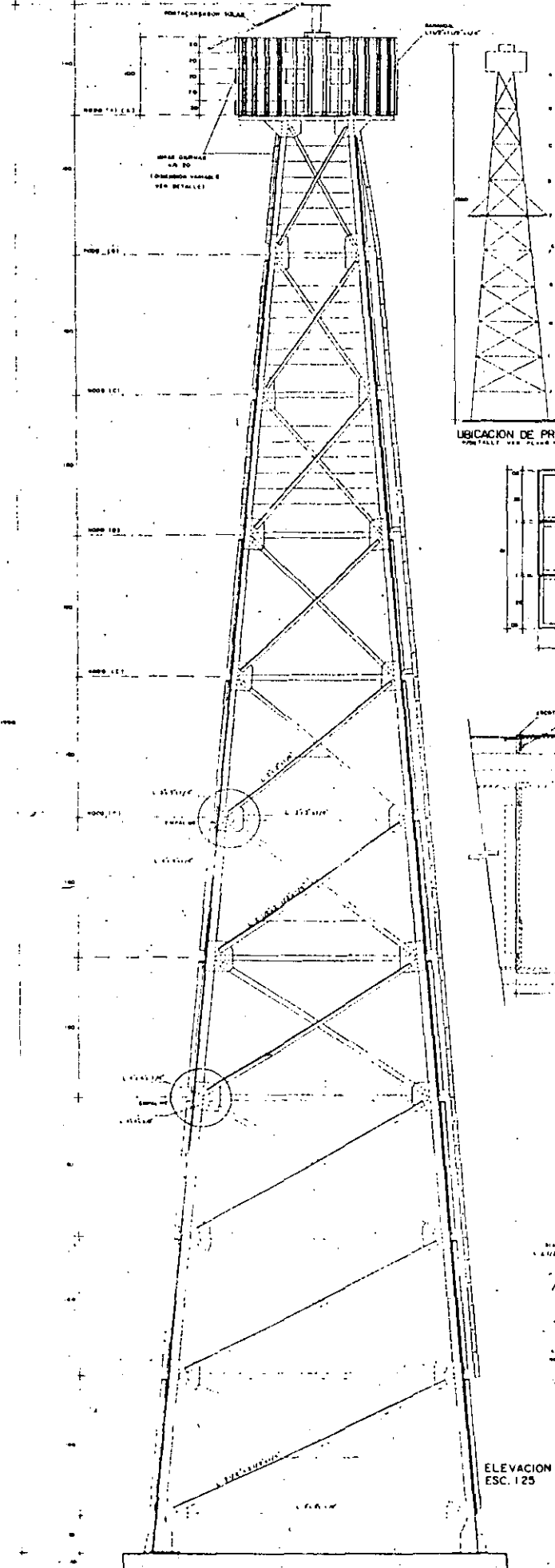
DETALLE DE BASE PARA ANCLAJE DE TORRE. ESC. 1:10



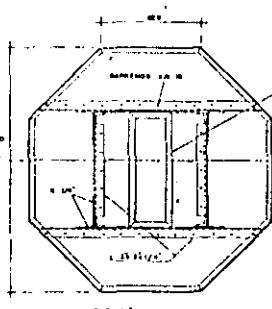
NOTAS:

LA ESTRUCTURA DE LA TORRE EN SU TOTALIDAD DEBERA SER PROTEGIDA  
UNA VEZ TERMINADO SU MONTAJE, APLICANDO UNA MANO DE PINTADO  
ANTI-RUGOSIDAD Y DOS MANOS DE PINTADO DE SINALAJE PARA SU PROTECCION.  
ESTE PLANO ES COPIA DEL DISEÑO DEL MES DE SEPTIEMBRE DE 1980  
DE LA MAQUETARIA DE PUERTOS Y MARINA MERCANTE DE LA  
DIRECCION GENERAL DE SEÑALAMIENTO MARITIMO.

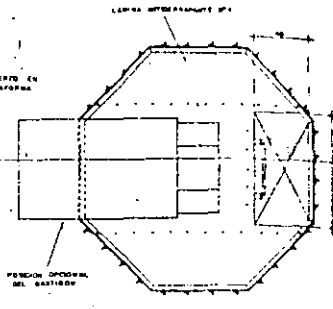
| FECHA | DESCRIPCION | ELABORADO | REVISADO | APROBADO |
|-------|-------------|-----------|----------|----------|
|       |             |           |          |          |
|       |             |           |          |          |
|       |             |           |          |          |



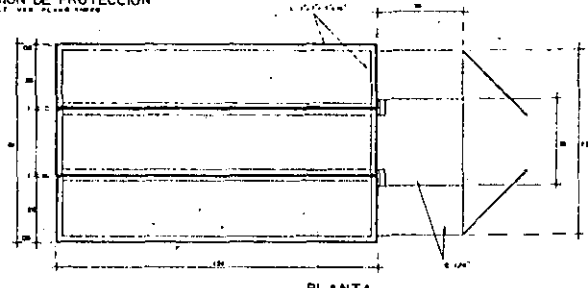
UBICACION DE PROTECCION  
VER DETALLE EN PLANTA SUPERIOR



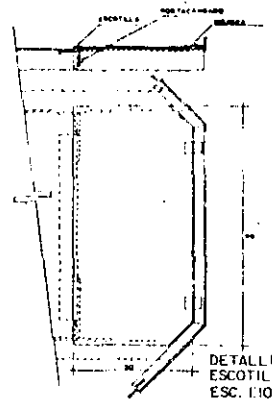
PLANTA SOPORTE PLATAFORMA  
ESCALA 1:20



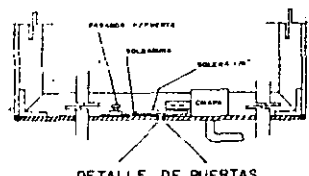
PLANTA PLATAFORMA  
ESCALA 1:20



PLANTA

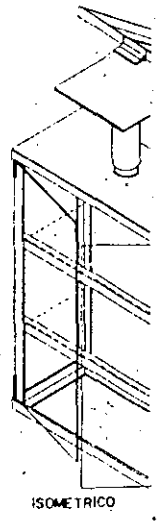


DETALLE DE ESCOTILLA  
ESC. 1:10



DETALLE DE PUERTAS

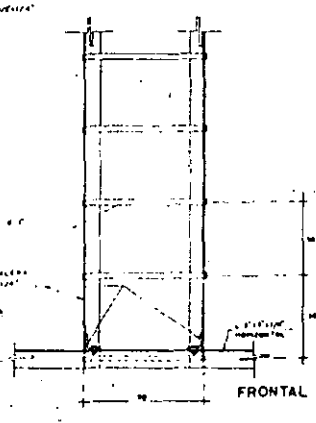
BASTIDOR PARA CARGADORES  
SOLARES, BASE DE LINTERNA  
Y PORTABATERIAS  
ESCALA 1:10



ISOMETRICO



PERFIL



DETALLE DE ESCALERA  
ESCALA 1:10

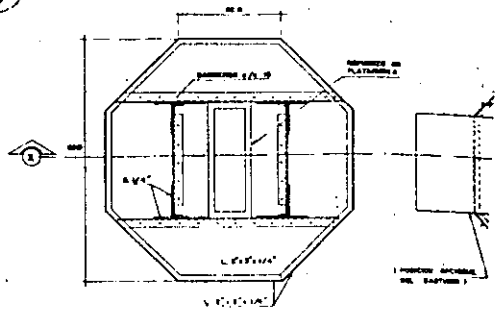
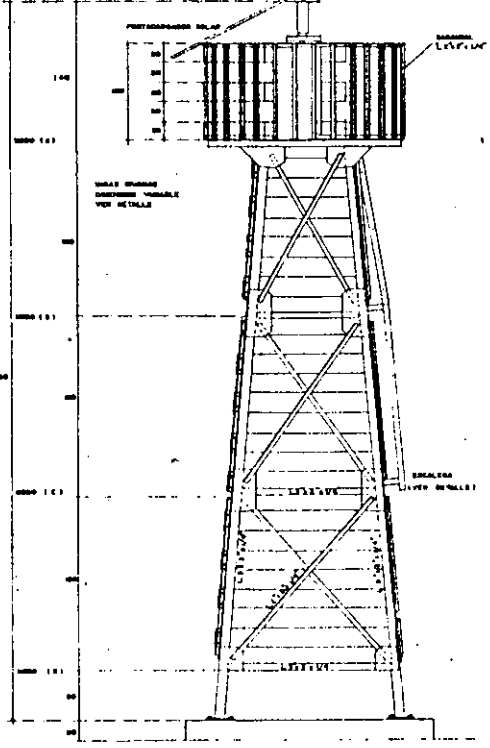
FRONTAL

ELEVACION  
ESC. 1:25

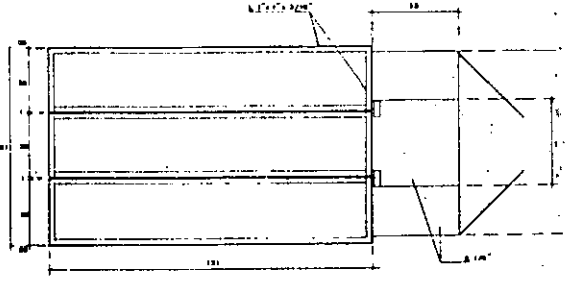


SUI  
DIA  
1977

6

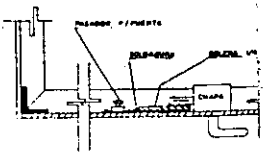
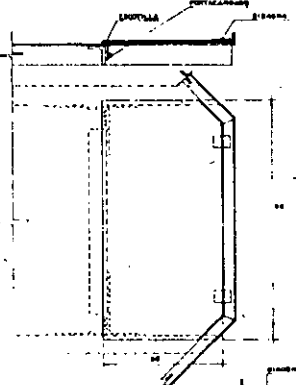


PLANTA SOPORTE PLATAFORMA esc. 1:20

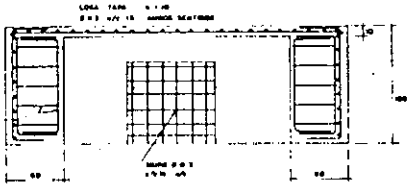


PLANTA

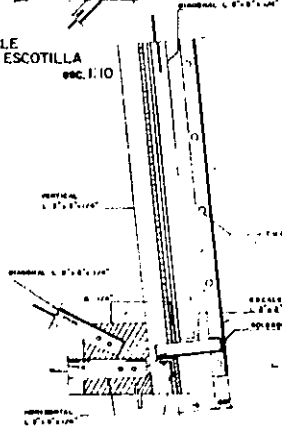
BASTIDOR PARA CAJA SOLAR, BASE PARA CAJA Y CAJA PORTABATERIA esc. 1:10



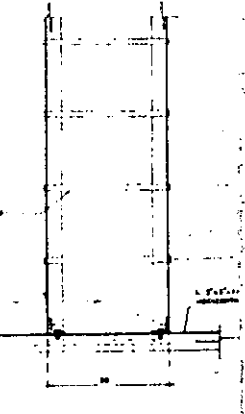
DETALLE DE PUERTAS



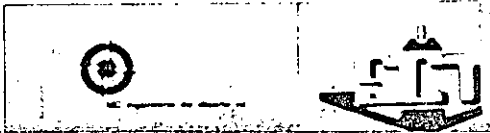
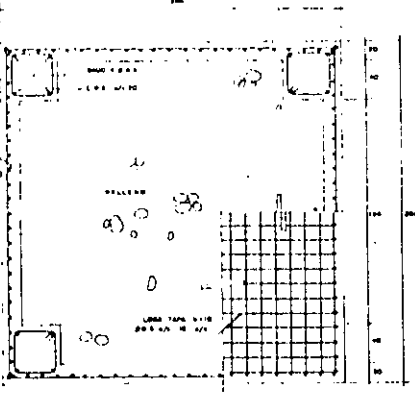
DETALLE ESCOTILLA esc. 1:10

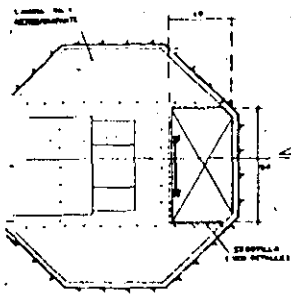


PERFIL

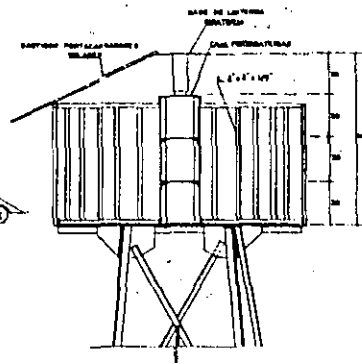


DETALLE DE ESCALERA esc. 1:10

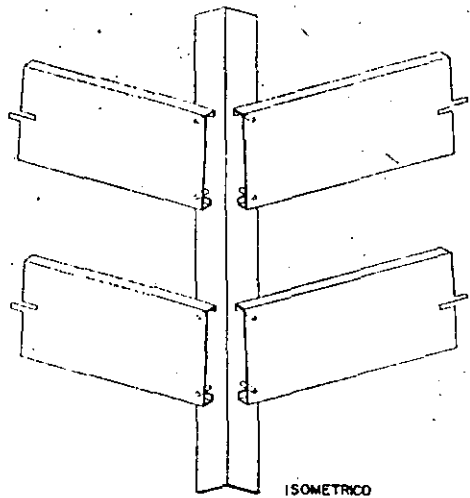




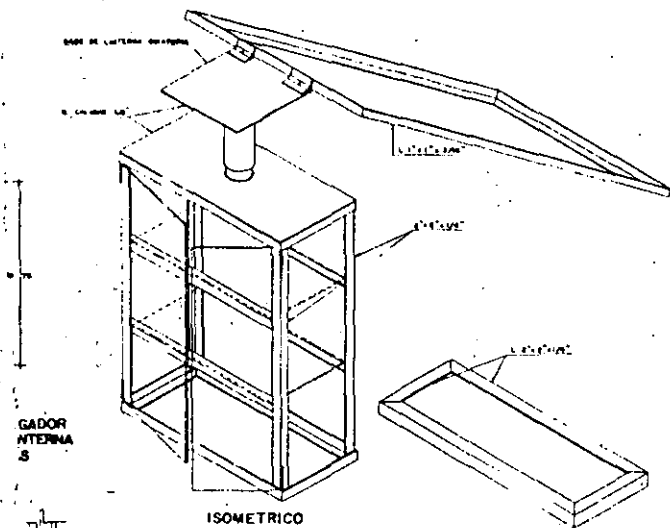
PLANTA PLATAFORMA esc. 1:20



CORTE X-X esc. 1:20

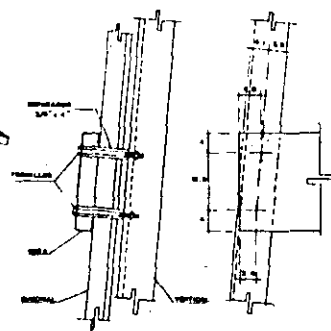


ISOMETRICO



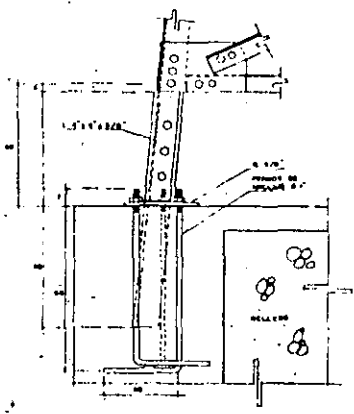
ISOMETRICO

REFUERZO EN PLATAFORMA

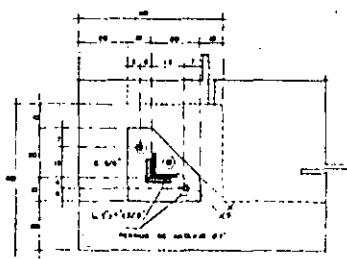


DETALLE MIRAS DIURNAS esc. 1:5

| TRAMO        | Nº   | LONG.        |
|--------------|------|--------------|
| Señalización | TIPO | o PEAR O ORO |
| A-B          | 1    | 072          |
|              | 2    | 104          |
|              | 3    | 110          |
| B-C          | 4    | 110          |
|              | 5    | 110          |
|              | 6    | 110          |
| C-D          | 7    | 110          |
|              | 8    | 110          |
|              | 9    | 110          |



ELEVACION



DETALLE DE BASE PARA ANCLAJE DE TORRE esc. 1:10

NOTA: Toda señalización de la torre se ha realizado de acuerdo con el manual de señalización de puertos y marinas, publicado por el Ministerio de Fomento y Obras Públicas de España.

Este plano se ejecutó en el año de 1934 en el plano de BA-22 de la Subsecretaría de Puertos y Marina Mercante, Dirección General de Saneamiento Marino, por haberse aprobado el 1930.

**SUBSECRETARIA DE PUERTOS Y MARINA MERCANTE**

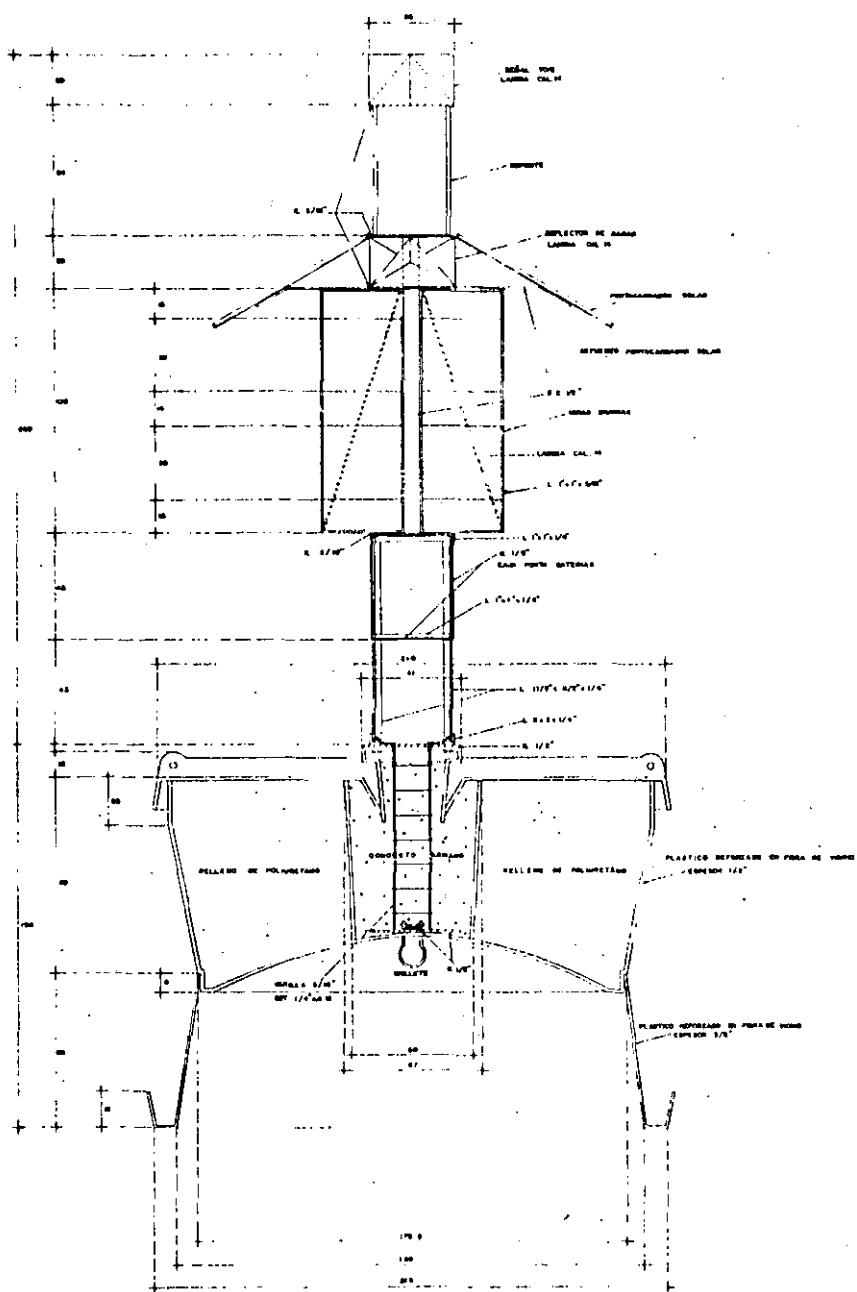
DIRECCION GENERAL DE OBRAS MARITIMAS  
 DIRECCION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS  
 DIRECCION DE CONSTRUCCIONES Y MANTENIMIENTO DE OBRAS MARITIMAS

| REVISIONES |             | FECHAS |         |
|------------|-------------|--------|---------|
| Nº         | DESCRIPCION | FECHA  | REVISOR |
|            |             |        |         |
|            |             |        |         |

AREA INDUSTRIAL PORTUARIA LAZARO CARDENAS, MICH.  
**SEÑALAMIENTO MARITIMO**  
 TORRE ALUMINO ESTRUCTURAL N° 730  
 PARA BALIZAS DE ENPLACIO Y SITUACION  
 (DETALLES)  
 3 de 5 012

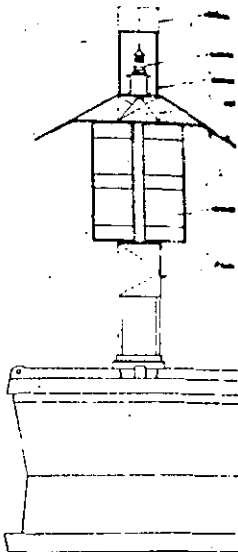


8

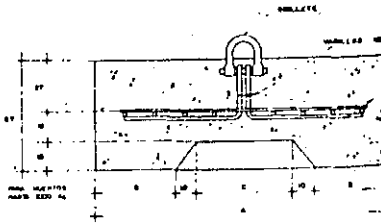


CORTE POR A-Z esc. 1:10

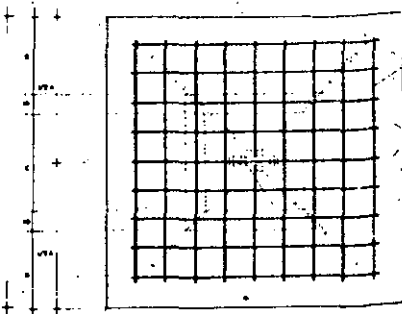
| OPORTUNIDAD | A   | B  | C  | Medida en mm       | Medida en pulgadas     | Material   | Observaciones | PARA USO Y CALIFICACION EN          |
|-------------|-----|----|----|--------------------|------------------------|------------|---------------|-------------------------------------|
| 1000        | 200 | 55 | 20 | 20 x 170 x 2 1/2"  | 2 1/2 x 6 1/2 x 1 1/4" | Al 7075 T6 | 1-1-1         | PARA DETALLADO DE UN PROTOTIPO      |
| 1000        | 100 | 50 | 20 | 100 x 100 x 2 1/2" | 4 x 4 x 1"             | Al 7075 T6 | 1-1-1         | CANALIZACION CON PUERTOS ORIENTADOS |
| 1000        | 100 | 25 | 20 | 100 x 100 x 2 1/2" | 4 x 4 x 1"             | Al 7075 T6 | 1-1-1         | BIELAS PARA UNO                     |



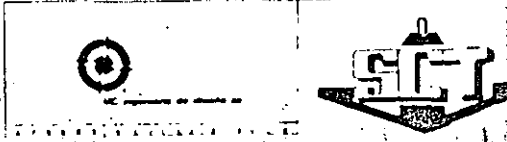
ALZADO esc. 1:20

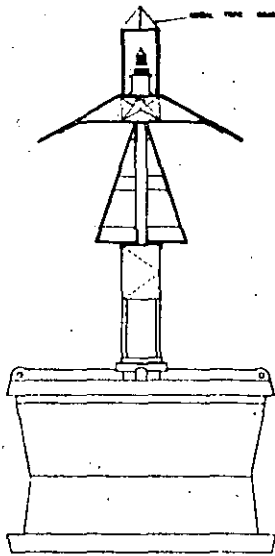


ALZADO esc. 1:12.5

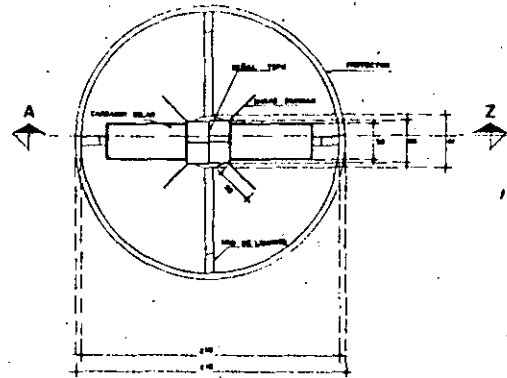


PLANTA esc. 1:12.5

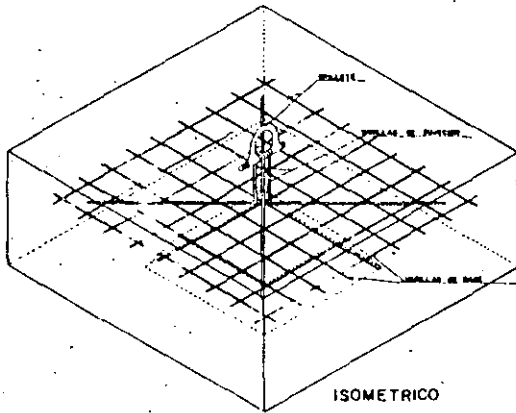




ALZADO esc. 1:20



PLANTA esc. 1:20



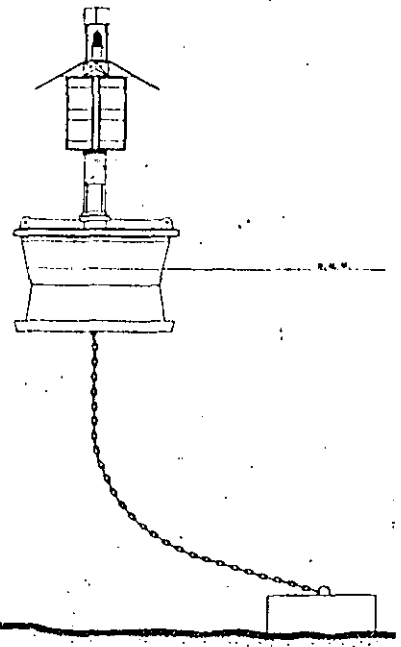
ISOMETRICO

INDICACIONES SOBRE FONDO DE BOYAS DE CANAL DE PLASTICO REFORZADO EN FIBRA DE VIDRIO

1. EN CANALES DONDE EXISTAN FUENTES CORRIENTES - Se utilizará un material de 2000 Kg. Caudal con un radio de 2.50 mts (17') de espesor con una longitud igual a 7 mts desde sobre el nivel de marea alta.

2. EN CANALES EN MAR ABIERTO - Se utilizará un material de 2000 Kg. m. al m. de fondo al ancho y de 10000 Kg. al m. de fondo en longitud. Caudal que cubra de 8.00 mts (27') con una longitud igual a 2 mts desde sobre el nivel de marea alta.

3. BOYA DE APALACA EN MAR ABIERTO - Se utilizará un material de 2000 Kg. m. al m. de fondo con un radio de 1.50 m. y un espesor de 200 mm con una longitud igual a 5 mts desde sobre el nivel de marea alta.



PERFIL DE BOYA DE CANAL FONDEADA

NOTA: Este plano es parte de los planos de B-100 y D-100-10 de la SUBSECRETARIA DE PUERTOS Y MARINA MERCANTE, Directorio General de Subsecretaría Marítima con fecha 1981/1982.

SUBSECRETARIA DE PUERTOS Y MARINA MERCANTE  
DIRECCION GENERAL DE OBRAS MARITIMAS

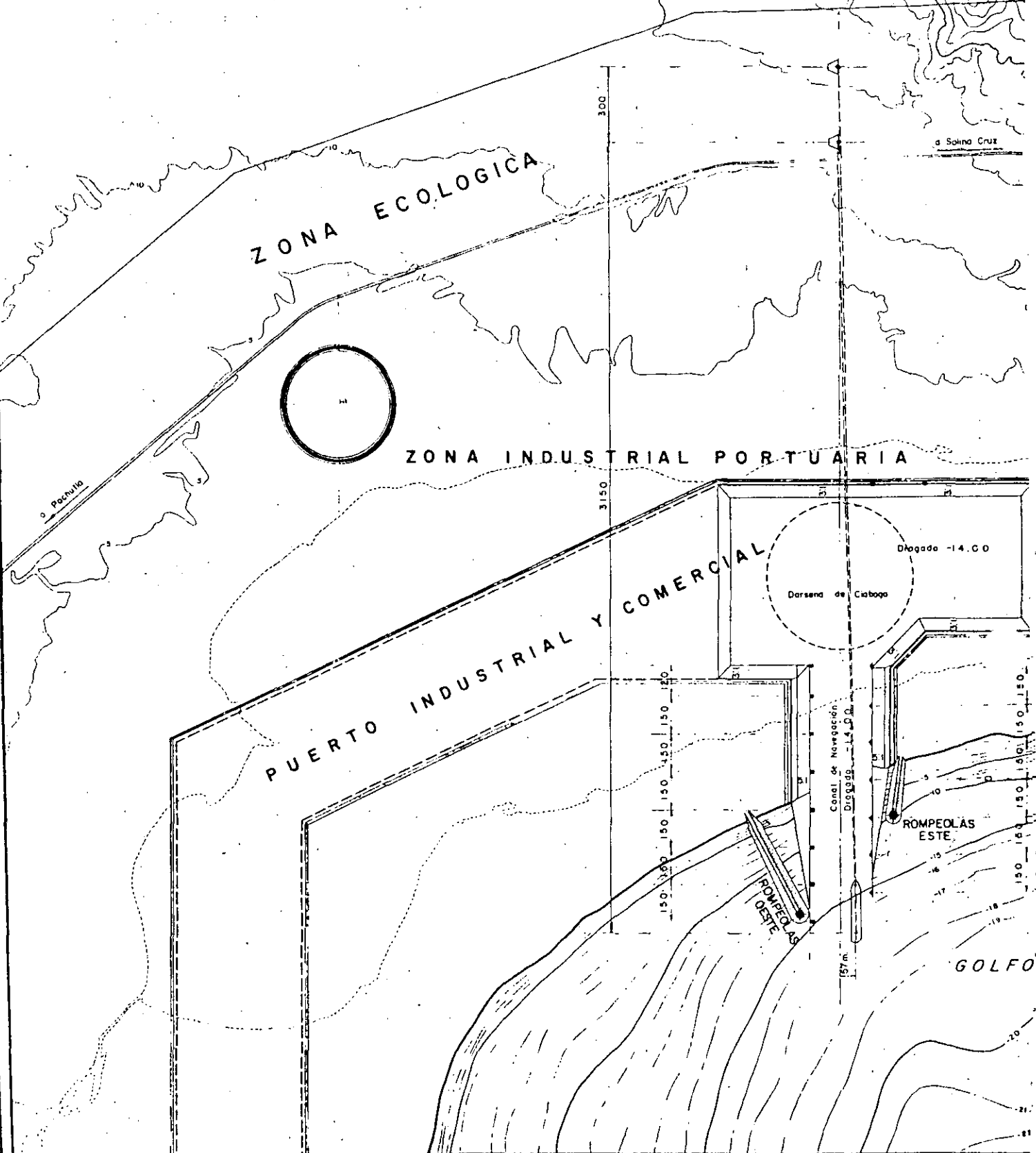
PROYECTO DE BOYAS PARA CANAL Y MUERTO PARA BOYAS (DETALLES)

Table with technical specifications and drawing details.

AREA INDUSTRIAL PORTUARIA LAZARO CARDENAS, MICH.  
SEÑALAMIENTO MARITIMO  
BOYA PARA CANAL Y MUERTO PARA BOYAS  
(DETALLES)

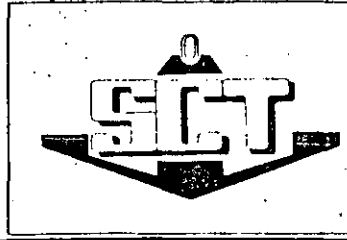
ASE: JUAN VELAZCO BURNIER, DISEÑO: ...

PLANO 012



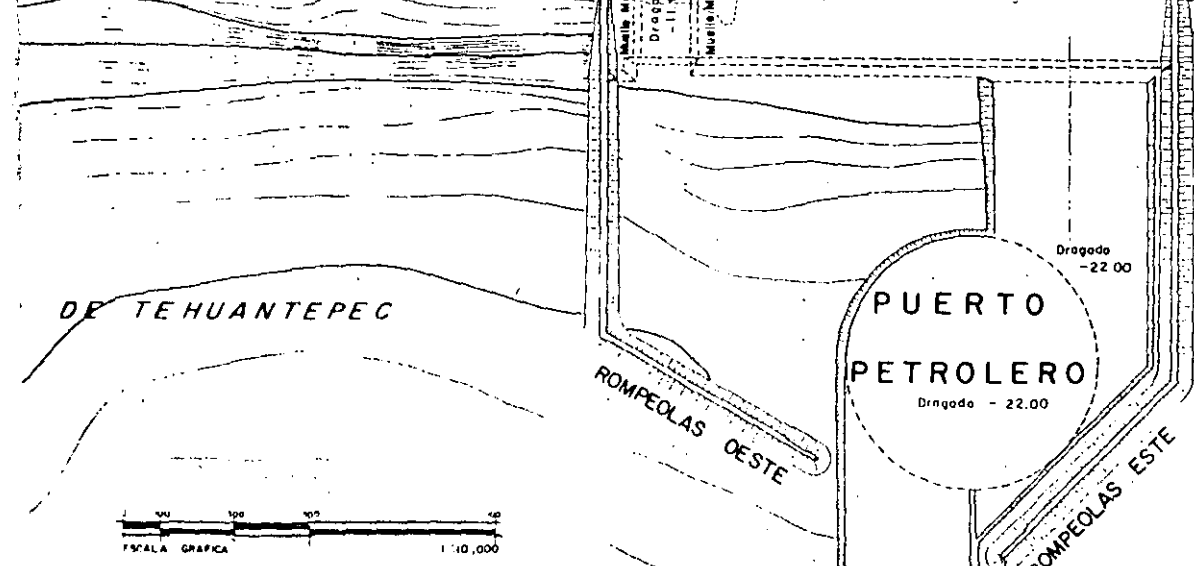
**C I F S A**  
CONSULTORES

|  |   |
|--|---|
|  | Director General<br>M. COBARRIL<br>ING. D. CERVANTES C. |
|--|---|



**SUBSECRETARIA DE PUERTOS**  
DIRECCION GENERAL DE PUERTOS  
SUBDIRECCION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS

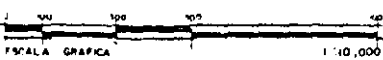
INGENIERO EN JEFE: **JOSE JUAN VELARDE BONNIN**  
INGENIERO EN JEFE: **MARIO E. VILLANUEVA REYES**



| SIMBOLOGIA |                                   |                          |
|------------|-----------------------------------|--------------------------|
| SIMBOLO    | SEÑAL                             | COLOR                    |
| ☐          | LUCES DE ENFILACION               | BLANCO                   |
| ■          | MARCA LATERAL ESTERIOR            | ROJO                     |
| ▲          | MARCA LATERAL INTERIOR            | VERDE                    |
| ●          | LUCES DE SEÑALAMIENTO             |                          |
| ◆          | LUCES DE SEÑALAMIENTO DE BARRERAS | ESTE-VERDE<br>OESTE-ROJO |

**NOTAS:**

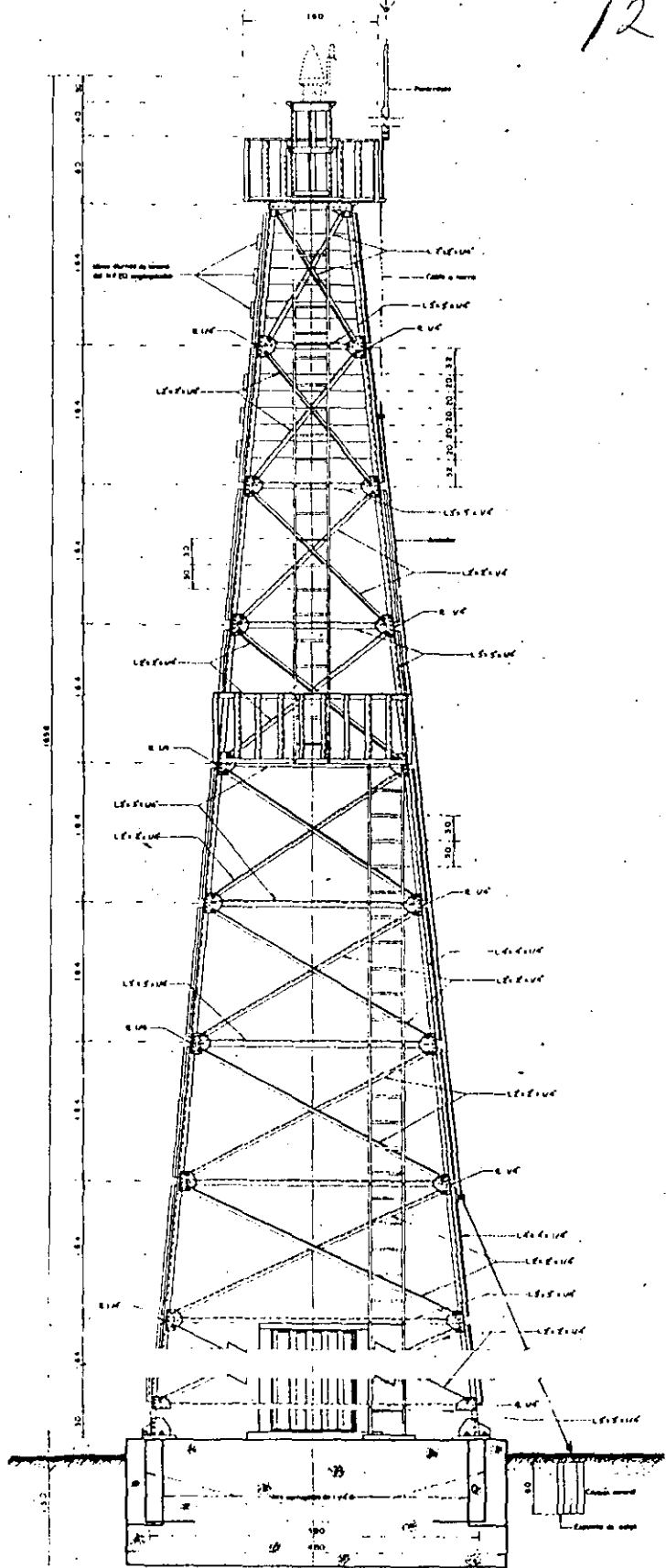
El norte considerado es el astronómico.  
 Aclaraciones y elevaciones en metros referidos al Nivel de Referencia Medio Inferior. (N.B.M.I.) con elev. 0.00.



**MARINA MERCANTE**  
 O P S MARITIMAS  
 PROYECTOS

| DEPARTAMENTO DE |                              |                 |
|-----------------|------------------------------|-----------------|
| PLANOS BASTIDOS | PLANOS COMPLEMENTARIOS       | PLANOS ANULADOS |
|                 | SCI-VI-B Luces de Enfilacion |                 |
|                 | SCI-VI-C Lugar de Situacion  |                 |

SCI-VI-7  
 SALINA CRUZ OAX.  
 PUERTOS INDUSTRIALES  
**LOCALIZACION LUCES DE ENFILAMIENTO Y BOYAS**

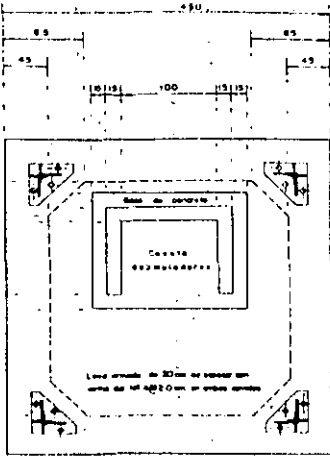


ELEVACION

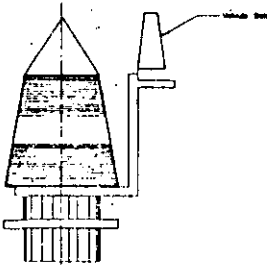
ESC. 1:200

**C I F B A**  
 CONSULTORES

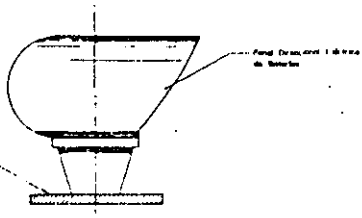
Logo of CIFBA CONSULTORES, featuring a stylized 'C' inside a square.



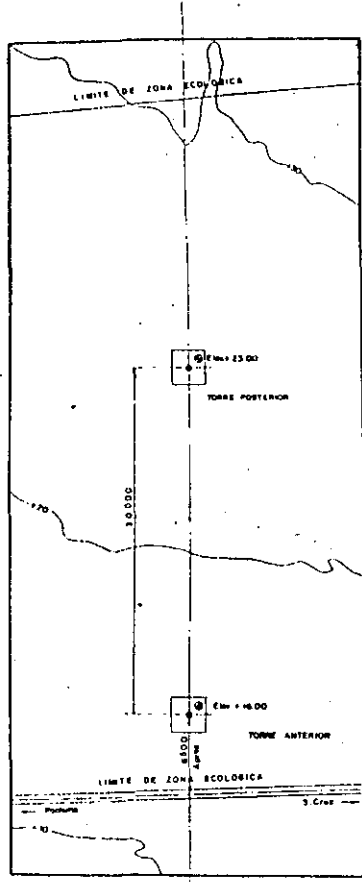
**P L A N T A**  
ESC 1:20



**BOMBILLA DE TORRE ANTERIOR**  
ESC 1:20



**BOMBILLA DE TORRE POSTERIOR**  
ESC 1:20



**LOCALIZACION**  
LUGAR DE ENFILACION ESC 1:20

**NOTAS:**

- \* Adiciones al proyecto, según los folios de este estudio.
- \* Dimensiones en metros, referidas al nivel de 100 metros sobre el mar con 2.00 D.O.
- \* El norte verdadero es el de observación.

**SUBSECRETARIA DE PUERTOS Y MARINA MERCANTE**

DIRECCION GENERAL DE OBRAS MARITIMAS

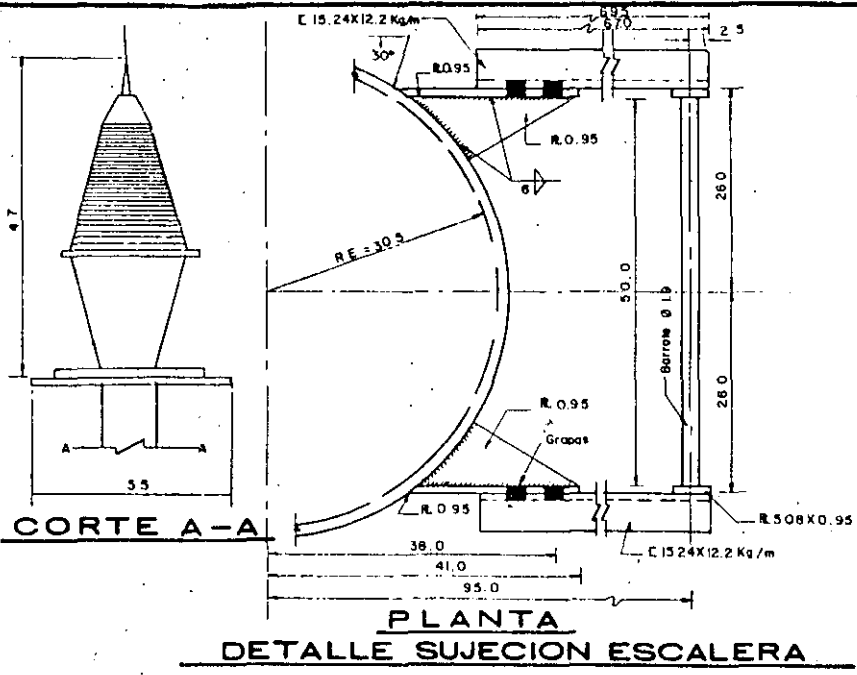
SECRETARIA DE ECONOMIA

PROYECTO DE OBRAS DE ENFILACION DE LA SALINA CRUZ OAK

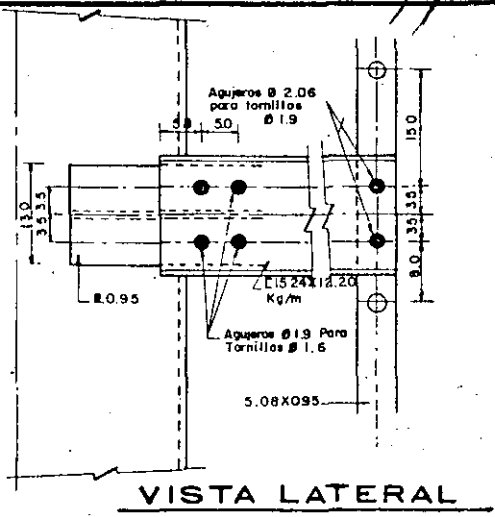
SALINA CRUZ OAK  
PUERTOS INDUSTRIALES  
LUCES DE ENFILACION

JOSE JUAN VELAZQUEZ BERNARDI (DISEÑO Y CALIFICACION DEL PROYECTO) INGENIERO EN OBRAS MARITIMAS

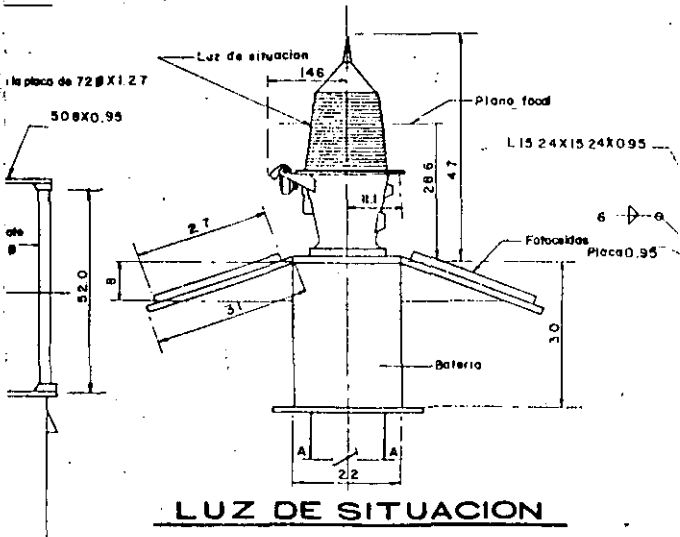
JOSE ANTONIO VELAZQUEZ BERNARDI (DISEÑO Y CALIFICACION DEL PROYECTO) INGENIERO EN OBRAS MARITIMAS



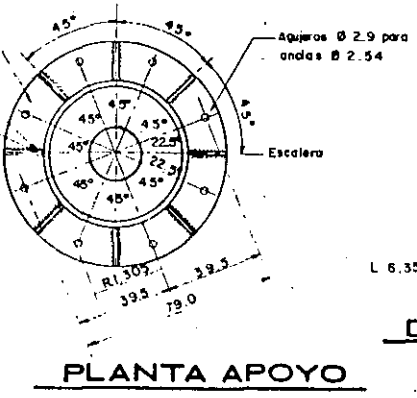
PLANTA  
DETALLE SUJECION ESCALERA



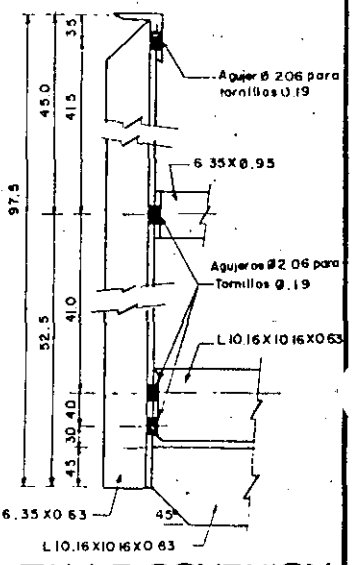
VISTA LATERAL



LUZ DE SITUACION

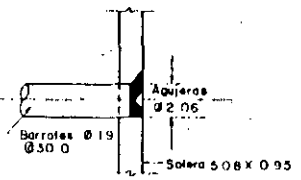


PLANTA APOYO



DETALLE CONEXION  
BARANDAL

**ESPECIFICACION DE LUZ DE SITUACION**  
 Linterna de 300 mm con destellador codigo estandar  
 cambialampara interruptor solar, alimentador solar,  
 alimentación a 12 VOLTS CC face de 3ampersonn  
 cargador solar de 10.4 WATTS a 12 VOLTS (6 por  
 señal) y 3 baterias por señal de 12 VOLTS . 2.00  
 amp/hr de calor profunda.  
 ROMPEOLAS ESTE : COLOR VERDE  
 ROMPEOLAS OESTE : COLOR ROJO



DETALLE CONEXION  
BARROTES

| LISTA DE MATERIALES (POR TORRE) |        |                      |                               |
|---------------------------------|--------|----------------------|-------------------------------|
| CANTIDAD                        | UNIDAD | DESCRIPCION          | AUTORIZACION<br>N.O. DE ORDEN |
| 11.25                           | M.     | REJILLA AREA META    |                               |
| 5.65                            | TON.   | ACERO ESTRUCTURAL    |                               |
| 3.48                            | TON.   | TUBO Ø 810 CED 10    |                               |
| 16                              | LTS.   | PINTURA DETALLER     |                               |
| 8                               | PZA.   | PERNO 2.54x175 LARGO |                               |
| 1                               | LOTE   | TORNILLERIA Ø19 Ø19  |                               |
| 1                               | PZA.   | TUBO Ø 8 CED.        |                               |
| 4                               | PZAS.  | APOYO Ø 3/4 X 45     |                               |

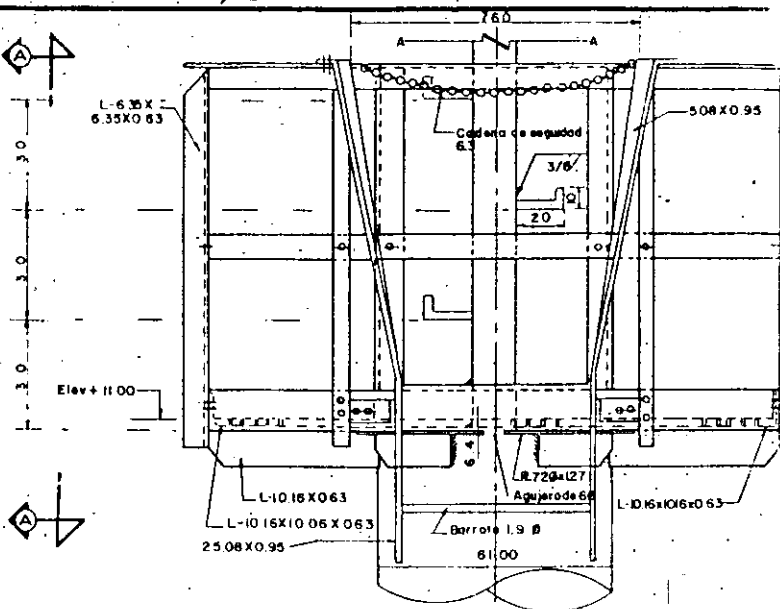
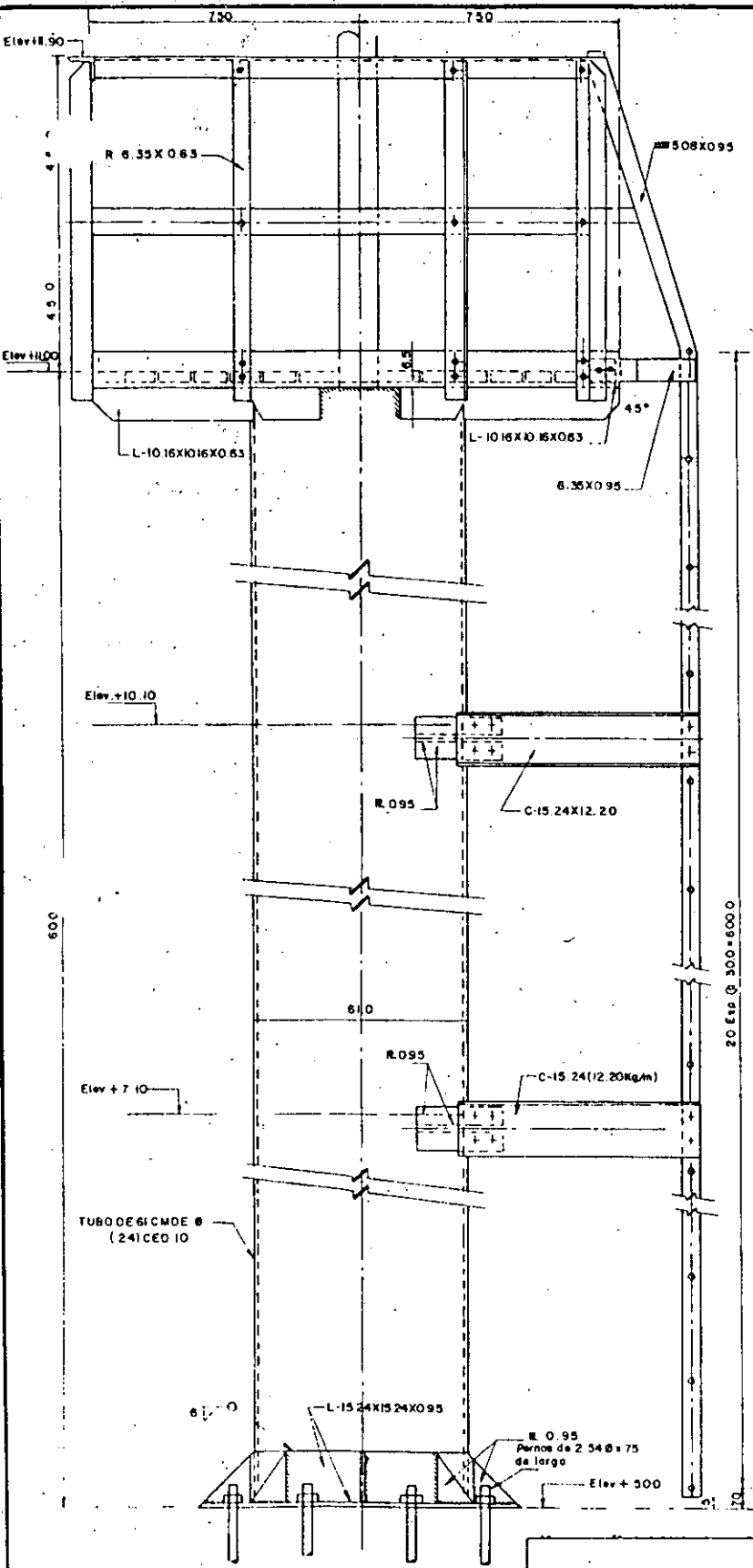
**NOTAS:**  
 - Dimensiones en centímetros, excepto las indicadas en otra unidad.  
 - Elevaciones en metros, referidas al Nivel de Bajamar Medio inferior (NBMi) con elev 0.00  
 - Materiales: La rejilla Irving será de tipo 19-05 254x46 ó similar  
 - El acero estructural será A-36 con fy = 2530 kg/cm<sup>2</sup>, excepto el necesario para barandales que será A-7 con fy = 2320 kg/cm<sup>2</sup>  
 - Deberán respetarse las secciones indicadas, sus conexiones serán de los tipos marcados en este dibujo.  
 - La estructura deberá llevar dos manos de pintura Pemex RP-4-74 tipo A primario de Zinc 100% inorgánico, autocurable base acuosa y acabado con RA-21-74 epóxico catalizado.

SCI-VI-9

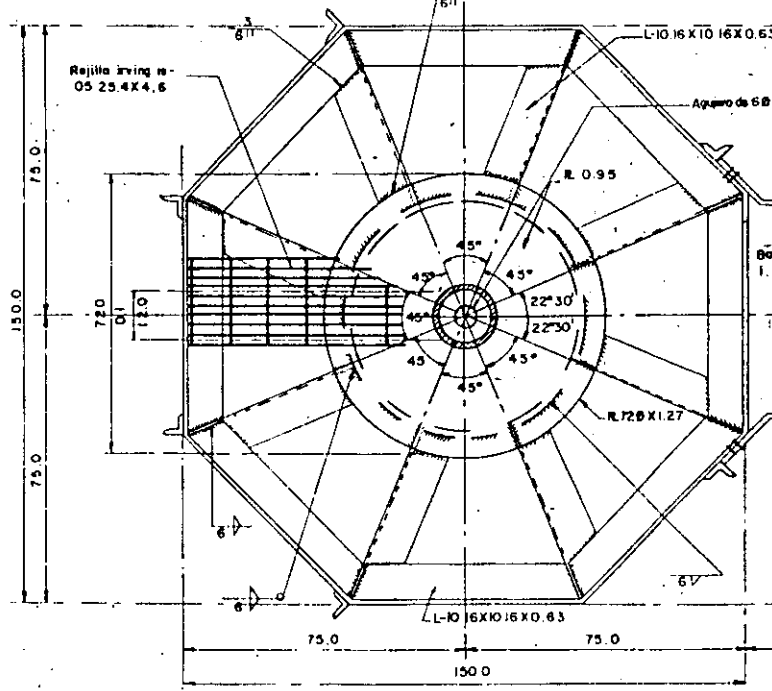
**NA MERCANTE**  
 MARITIMAS  
 PROYECTOS  
 RECTORIA  
 COMISARÍA DE ESTUDIOS Y PROYECTOS

| DEPARTAMENTO DE | PLANO | FECHA | PROYECTO | CONSTRUCCION | PLANO | FECHA |
|-----------------|-------|-------|----------|--------------|-------|-------|
|                 |       |       |          |              |       |       |
|                 |       |       |          |              |       |       |
|                 |       |       |          |              |       |       |
|                 |       |       |          |              |       |       |

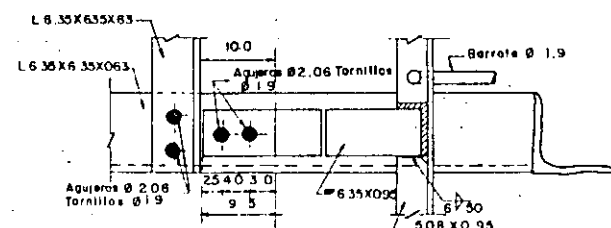
**SALINA CRUZ OAX.**  
**PUERTOS INDUSTRIALES**  
**LUCES DE SITUACION**



DETALLE VISTA A-A



PLATAFORMA ELEVACION + 11.00



DETALLE CONEXION ESCALER NIVEL DE PLATAFORMA

**C I F S A**  
CONSULTORES

Director General  
ING. D. CERVANTES

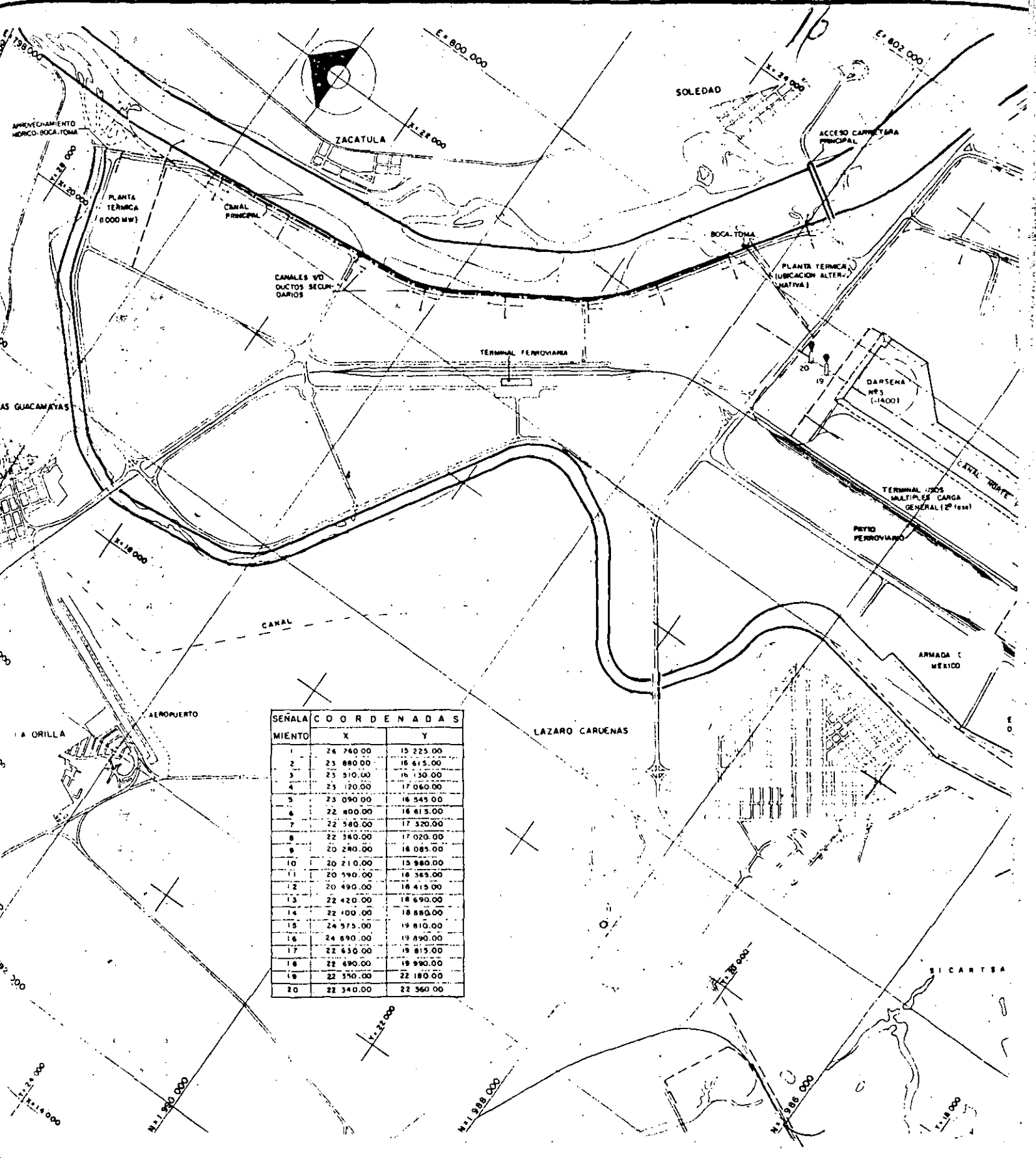


**SUBSECRETARIA DE PUERTOS Y MAR**  
DIRECCION GENERAL DE OBRAS  
SUBDIRECCION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS

PROBADO POR SUBSECRETARIA CONFORME EL ORDEN GENERAL DE PROYECTOS

JOSE JUAN VELARDE BONNIN MARIO E VILLARUEVA Y VECESAR S. RA  
INGENIERO



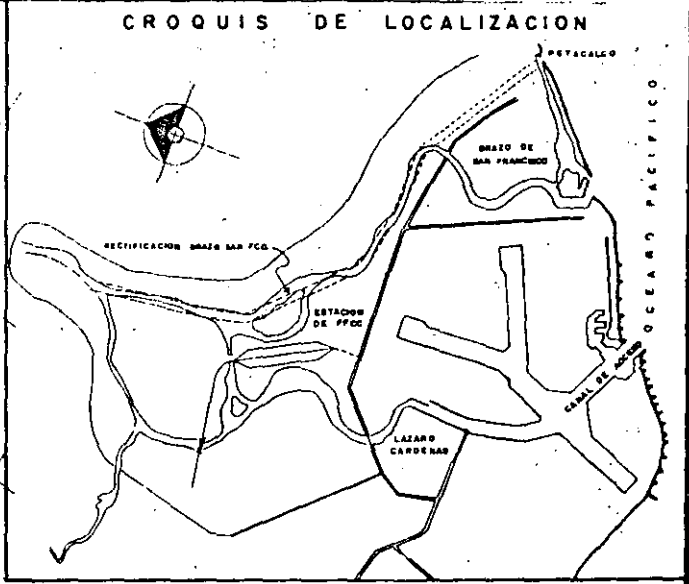
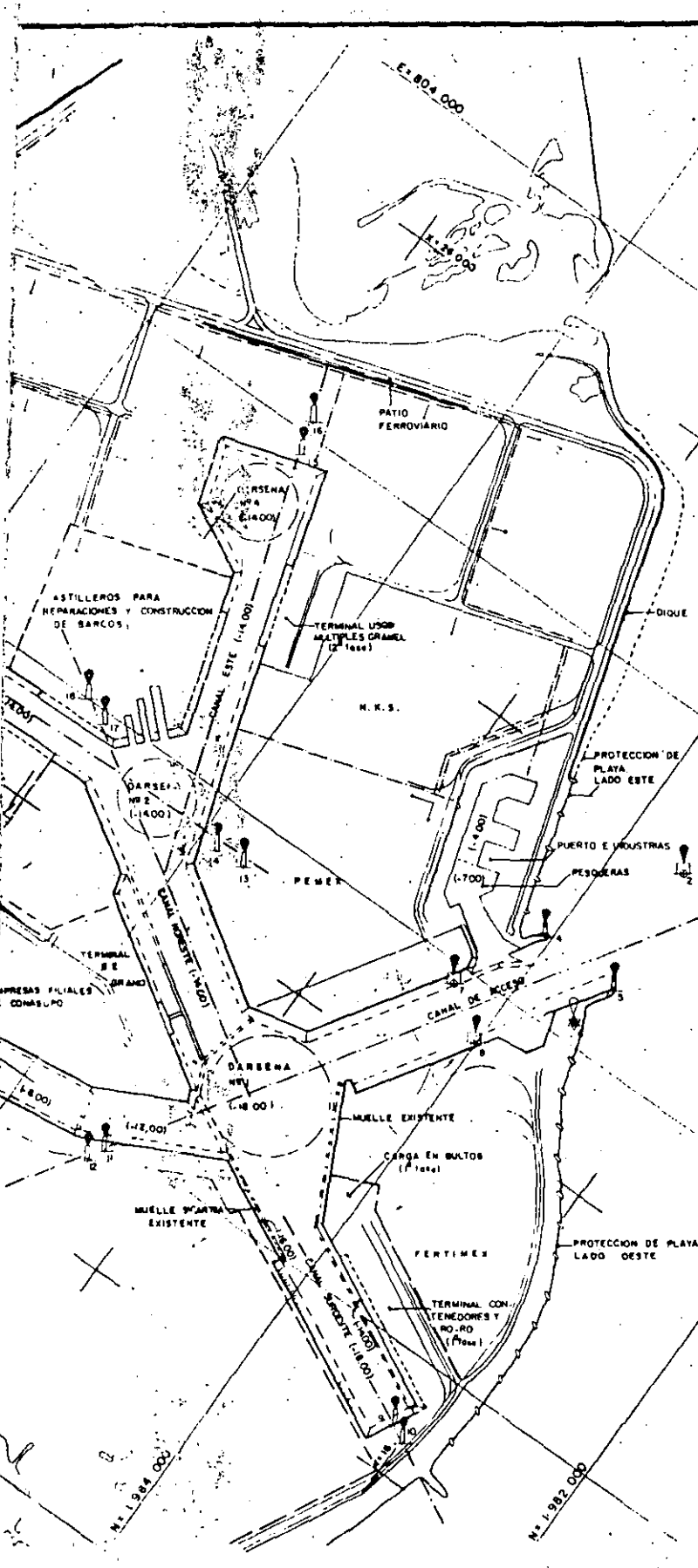


| SEÑALA<br>MIENTO | COORDENADAS |           |
|------------------|-------------|-----------|
|                  | X           | Y         |
| 1                | 24 740.00   | 15 225.00 |
| 2                | 23 880.00   | 16 615.00 |
| 3                | 23 510.00   | 16 130.00 |
| 4                | 23 120.00   | 17 060.00 |
| 5                | 23 090.00   | 16 545.00 |
| 6                | 22 800.00   | 16 615.00 |
| 7                | 22 580.00   | 17 320.00 |
| 8                | 22 380.00   | 17 020.00 |
| 9                | 20 280.00   | 16 085.00 |
| 10               | 20 210.00   | 15 980.00 |
| 11               | 20 190.00   | 16 365.00 |
| 12               | 20 490.00   | 16 415.00 |
| 13               | 22 420.00   | 16 690.00 |
| 14               | 22 100.00   | 16 880.00 |
| 15               | 24 575.00   | 19 810.00 |
| 16               | 24 690.00   | 19 890.00 |
| 17               | 22 630.00   | 19 815.00 |
| 18               | 22 690.00   | 19 990.00 |
| 19               | 22 350.00   | 22 180.00 |
| 20               | 22 340.00   | 22 360.00 |



**SUBSECRETARIA DE PUERTOS Y MAR**  
 DIRECCION GENERAL DE OBRAS  
 SUBDIRECCION DE ESTUDIOS  
 APRROBADO POR EL COMITE TECNICO DE OBRAS DE LA SECRETARIA DE PUERTOS Y MAR

JOSÉ JUAN VELARDE BERNIN MARIO E. CALZADILLA MENDOZA



CONFORME: EL DIRECTOR GENERAL DE SEÑALAMIENTO MARITIMO

---

FRANCISCO CANABAL PAULLADA  
INGENIERO

SIMBOLOGIA

-  BOYA DE RECALADA CON CAMPANA
-  BOYAS DE CANAL
-  BALIZAS DE SITUACION
-  BALIZAS DE ENFILACION
-  FARO DE RECALADA
- R ROJO (Red)
- V VERDE (Green)

NOTA: LAS COORDENADAS DE LOS SEÑALAMIENTOS ESTAN REFERIDAS AL SISTEMA S.C.T.



AGENTE MARITIMAS PROYECTOS

| DEPARTAMENTO DE DISEÑO |           | AREA INDUSTRIAL PORTUARIA LAZARO CARDENAS MCH |
|------------------------|-----------|---|
| FECHA                  | CONTENIDO | ALABADO                                       |
|                        |           |   |
|                        |           |   |
|                        |           |   |

SEÑALAMIENTO MARITIMO LOCALIZACION EN PLANTA

## CHAPITRE V

# SIGNALISATION MARITIME BALISAGE — AIDES RADIOÉLECTRIQUES À LA NAVIGATION

### 1. Buts et moyens de la signalisation maritime

La signalisation maritime a le triple but de :

- prévenir les navigateurs des dangers topographiques (bancs, écueils, récifs, obstacles artificiels, etc.) et par conséquent éviter des pertes de personnel et matériel;
- aider les navigateurs à gagner les ports aussi rapidement que possible et réaliser ainsi d'appréciables gains de temps.

Les moyens de la signalisation maritime sont essentiellement basés sur la transmission d'informations par des ondes :

- ondes lumineuses (phares et bouées);
- ondes sonores (vibreurs et sirènes);
- ondes électromagnétiques (radiophares, systèmes de navigation hyperbolique, radar, etc.).

La signalisation maritime doit d'abord garantir la sécurité des informations et leur fidélité; elle doit tendre vers la plus grande précision possible.

### 2. Phares et feux

#### 2.1. Généralités.

Le moyen le plus ancien de la signalisation maritime est certainement

## SIGNALISATION MARITIME

le feu: celui qui était allumé au sommet de l'île Pharos a donné son nom aux phares (1):

Le relèvement d'un feu est précis et « gratuit » pour le navire; il est assez facile actuellement d'en garantir une excellente sécurité de fonctionnement, mais l'efficacité d'un feu dépend fortement des conditions atmosphériques en raison de l'absorption de la lumière par la brume.

L'ancienne règle consistait à distribuer les feux sur les côtes de façon à permettre au navigateur d'avoir toujours un feu en vue en longeant la côte; en raison des progrès faits par la navigation aux instruments et de l'importance croissante des aides radioélectriques, la distribution des feux est actuellement beaucoup moins dense.

Il existait en 1952, pour 100 milles de côte: 47 feux sur les côtes de France, 45 feux sur celles d'Angleterre, 46 feux sur les côtes des U.S.A., 56 feux sur les côtes de Norvège et 9 feux sur celles d'Espagne.

L'implantation des feux doit être faite avec le souci d'établir entre eux une hiérarchie en fonction de leur mission: un phare d'atterrissage doit être beaucoup plus puissant qu'un feu d'entrée de port ou une bouée de chenal.

#### 2.2. Caractère des feux.

Les feux sont classés d'après le rythme d'apparition de la lumière (fixes ou rythmés), la coloration de la lumière (blancs ou colorés) et leur répartition (isolés ou groupés).

##### 1) RYTHME DES FEUX:

Les feux à éclats sont équipés d'optiques tournantes qui concentrent la lumière suivant un faisceau de faible ouverture, donnant pour l'observateur un éclat de brève durée (0,3 s), suivant un rythme variable avec la conception de l'optique et sa vitesse de rotation. Les feux à éclats ne peuvent comporter de secteurs colorés en raison de l'imprécision de la limite des secteurs due à la diffraction du faisceau lumineux.

Exemple de phare à éclats: phare de l'Ailly sur la côte de la Manche; 3 éclats  $L = 0,2 \text{ s}$   $T = 20 \text{ s}$ .

Dans les feux d'horizon, la lumière est répartie sur tout ou partie de l'horizon. Ils peuvent être fixes, à occultations, clignotants, scintillants,

(1) Les phares ont de tous temps constitué un sujet de choix pour l'architecte et l'ingénieur; celui d'Alexandrie était une des sept Merveilles du Monde.

Morse (aviation), comporter ou non des secteurs colorés (ne pas employer la limite de secteurs pour définir un alignement car le procédé est peu précis).

Exemples: Bouée B5 du chenal du Havre: feu rouge à occultation:

$$L = 3 \text{ s} \quad O = 1 \text{ s} \text{ (période 4 s)}$$

Bouée Epave « Duncan Clinchy » de la baie de Serac: feu vert scintillant: 50 L par minute.

Bouée Epave « Purfina » au Havre: feu vert clignotant (3 clignotements):

$$L = 1 \text{ s} \quad O = 1,5 \text{ s} \quad L = 1 \text{ s} \quad O = 1,5 \text{ s} \\ L = 1 \text{ s} \quad O = 1,5 \text{ s} \quad \text{(période 12 s)}$$

## 2) COLORATION DES FEUX:

Les feux blancs sont toujours rythmés.

Les feux colorés, qui balisent la route des navires ou signalent les obstacles sont rouge ou vert, fixes ou rythmés; les feux violets sont utilisés pour informer les navigateurs de certains ouvrages ou installations particulières (bacs, sea-lines...).

## 3) RÉPARTITION DES FEUX:

Les feux d'horizon répartissent la lumière sur tout ou partie de l'horizon; les feux de direction concentrent la lumière dans une direction fixe. Ces deux types de feux sont employés isolément.

Les feux d'alignement sont au contraire, groupés par deux et sont synchronisés s'ils sont rythmés; parfois un seul des deux feux est rythmé. L'implantation des feux doit donner à la limite de leur portée un angle d'écartement d'au moins 4° et si possible 10°; la différence de hauteur des deux feux doit être supérieure ou égale à  $\frac{D}{3.600}$ , D étant la portée.

## 2.3 Portée des feux.

1) PORTÉE GÉOGRAPHIQUE: on la détermine en tenant compte de la courbure de la terre et de la réfraction qui incurve le rayon lumineux vers la mer et augmente la portée rectiligne.

$$D = D' + d = \sqrt{(C + H) \cdot r \cdot \frac{2m}{m-1}} + \sqrt{\frac{2m}{hr} \cdot \frac{2m}{m-1}}$$

r = rayon de courbure de la surface de la mer = rayon de la terre.  
H = hauteur de support du feu. C = cote du pied du support (par rapport à la mer).

R = rayon de courbure rayon lumineux  
m =  $\frac{\text{rayon de courbure de la mer}}{\text{rayon de courbure de la terre}}$ , m varie de 2 à 20 suivant l'indice de réfraction de l'atmosphère et donne un accroissement de portée de 4 à 40% par rapport au trajet rectiligne.  
A = hauteur de l'observateur au-dessus de la mer.

Il faut faire les calculs à la pleine mer lorsque la cote C est la plus faible.

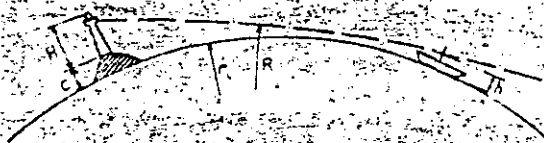


Fig. V-1. — Portée géographique d'un feu.

Les feux à éclats de grande intensité donnent toutefois une lueur qui, en raison de la diffraction de la lumière, est vue au-delà de la portée géographique.

2) PORTÉE LUMINEUSE (1); elle fait intervenir l'absorption de la lumière par l'atmosphère, l'intensité du feu et le seuil d'éclairement de l'œil humain

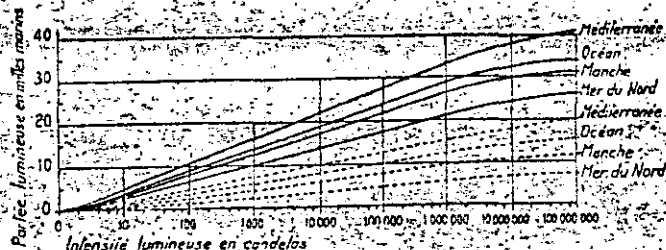


Fig. V-2. — Intensités et portées lumineuses des feux français.

ainsi que des facteurs physiologiques, et en particulier l'influence des rythmes et la rémanence des images rétinienne.

(1) La portée lumineuse d'un feu a fait l'objet de nombreuses études (Blondel, Allard, etc.).

Il est difficile de donner une signification absolue à la portée lumineuse en raison de l'absorption de la lumière par la brume qui peut rendre le feu invisible, même à courte distance.

On définit pour chaque feu la portée dépassée pendant 50% du temps et celle dépassée pendant 90% du temps. La figure V-2 montre qu'il faut disposer de très fortes puissances pour obtenir une valeur appréciable de la portée dépassée pendant 90% du temps; on est donc conduit à utiliser les feux de grande portée de deux sources lumineuses, la source de très forte puissance n'étant mise en service qu'en temps de brume pour une évidente raison d'économie.

## 2.4 - Construction des feux.

### 1) SOURCES LUMINEUSES D'ALIMENTATION.

Les sources lumineuses sont constituées le plus souvent par des lampes électriques ou des manchons à gaz (à incandescence).

On a utilisé autrefois la flamme nue d'un feu à pétrole ou à huile de colza. La lampe Aladin à meche avec manchon a une luminance de 5 cd/cm<sup>2</sup>.

Le feu à gaz a été inventé par Kilson en 1901; le brûleur est en rayonne imprégnée de nitrate de thorium et donne une luminance de 30 cd/cm<sup>2</sup>; en France, on utilise le manchon à gaz Auer qui a une luminance de 17 cd/cm<sup>2</sup>.

Les feux à gaz sont alimentés par butane, propane ou acétylène.

Les lampes électriques sont à incandescence, et suivant leur type, ont une luminance de 0,1 à 1 000 cd/cm<sup>2</sup>. Dans les feux à éclats on adopte un filament à tambour, alors que celui des feux d'horizon est du type filament plan. Les lampes utilisées en signalisation maritime sont conçues pour donner une divergence verticale moindre que les lampes courantes du commerce; la prélocalisation permet de garantir un bon centrage de la lampe dans l'optique et par conséquent l'utilisation maximale de la puissance.

Les lampes à vapeur de sodium ne sont pas utilisées en signalisation maritime car leur luminance est trop faible (10 cd/cm<sup>2</sup>). Par contre, les grands établissements sont munis de lampes à arc qui ont une luminance de 10 000 à 30 000 cd/cm<sup>2</sup>; l'une des plus puissantes est celle du phare du Créach, d'Ouessant.

Toutefois, les lampes à arc ont une très grande consommation et en général les établissements équipés d'une lampe à arc comportent également une lampe à incandescence; la lampe à arc n'étant utilisée qu'en temps

de brume pour maintenir la portée du phare maître; l'absorption de la lumière dans la brume.

Les lignes d'amène du courant électrique sont le plus souvent aériennes, éventuellement prolongées par des câbles à quelques dizaines de mètres au large. L'emploi de câbles enterrés est cependant indispensable à proximité d'inducteurs, radars, etc. pour éviter de perturber le champ électromagnétique à leur voisinage.

Les câbles sous-marins doivent être attentivement surveillés; leur mise en place doit d'ailleurs faire l'objet de précautions spéciales dans les zones soumises à de forts courants; sur des fonds rocheux pour éviter leur détérioration due au mouvement que peuvent leur donner des courants marins à caractère alternatif.

### 2) SOURCES LUMINEUSES ET ALIMENTATION DE SECOURS.

La sécurité de fonctionnement des feux, notamment des feux non gardés, exige une alimentation et une source lumineuse de secours, dont la mise en service est automatiquement faite en cas de panne de l'alimentation ou de la source principale.

On utilise des sources constituées par des lampes électriques, analogues à celles du feu principal, alimentées par des batteries montées en tampon sur le réseau, ou régulièrement rechargées dans la journée par un chargeur automatique branché sur le réseau; on utilise également des feux à gaz dont la mise en service est faite par l'action d'une électro-valve; dès que l'alimentation du feu est interrompue, ou en cas de grillage des lampes.

Dans les établissements importants, l'alimentation de secours des lampes électriques est effectuée par des groupes électrogènes, actionnés par des moteurs Diesel, dont le lancement est automatiquement fait par un lourd volant; l'inertie de ce volant, qui est en rotation tant que fonctionne la source principale est suffisante pour que son énergie cinétique lance le moteur Diesel en cas d'interruption du feu normal.

D'une façon générale, il convient de souligner la nécessité de faire fonctionner très régulièrement la source et l'alimentation de secours, de façon à garantir leur intervention en cas de panne du système principal.

### 3) OPTIQUES.

Les optiques ont pour objet de concentrer les rayons lumineux dans un secteur déterminé, afin d'améliorer la visibilité du feu pour l'observateur qui se trouve dans ce secteur.

Demi coupe, Demi élévation

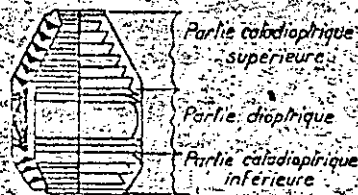


Fig. V.3. — Optique d'horizon avec anneaux catadioptriques

lentilles biconvexes (fig. V.3), mais on trouve également des lentilles bispériques et des systèmes équiangulaires; dans le système Stevenson, la surface intérieure est un hyperboloïde de révolution, la surface extérieure est sphérique.

Les dimensions de l'optique doivent être suffisantes pour qu'elle ne chauffe pas, mais pas trop grandes pour éviter les divergences verticales et horizontales; il convient de limiter la divergence verticale à 0,02 — 0,05 radians, ce qui détermine la hauteur d'une source dans une optique donnée.

La formule  $d = \frac{f \cdot N}{9,6}$  détermine le diamètre  $d$  (cm) de la source en fonction de la distance focale  $f$  (cm), de la durée de l'éclat  $t$  (s) et du nombre de tours/minute  $N$  (dans le cas d'un feu à éclats).

L'intensité de la source pour une puissance donnée est d'autant plus grande qu'elle est mieux centrée dans l'optique. Si la concentration de la lumière risque de causer un éblouissement par le travers du feu (par exemple dans un chenal étroit), on peut réduire son intensité en le diaphragmant dans les azimuts correspondants, ou dans le cas des feux colorés, en employant des verrines supplémentaires.

La coloration des feux est obtenue par des glaces colorées dans les grandes optiques, et des verrines dans les petits feux. Le choix des matériaux, utilisés pour la fabrication des glaces et verrines conditionne la définition de la couleur; on est ainsi amené à faire entrer des produits comme l'or dans la composition de ces verres, ce qui entraîne parfois un coût relativement élevé.

#### 4) ACCESSOIRES DES FEUX

Les optiques sont montées sur des armatures en bronze ou en acier qui, dans les optiques de grandes dimensions, doivent être très rigides pour

Jusqu'au XVIII<sup>e</sup> siècle, le renforcement de l'intensité du feu était réalisé par des réflecteurs métalliques; par la suite, les travaux de Buffon, puis de Fresnel permirent la mise au point d'optiques constituées par des lentilles à échelons utilisant le principe de la réfraction et de la réflexion totale de la lumière; l'optique de Fresnel emploie des len-

empêcher les déformations susceptibles de provoquer la rupture des lentilles.

Le contact tournant des feux à éclats est assuré par une cuve à mercure (système Bourdelles). Une régulation du mouvement de rotation est indispensable pour maintenir le caractère du feu; au contraire le rythme des feux à gaz est donné par des vannes spéciales.

Les feux non gardés comportent des « économiseurs » qui utilisent des horloges pour la mise en service du feu suivant un horaire prédéterminé; cette mise en service s'effectue par envoi de gaz dans le manchon principal, l'allumage étant provoqué par la flamme d'une veilleuse; l'allumage des feux électriques s'effectue par la fermeture d'un simple contact.

#### 5) SUPPORTS ET BATIMENTS

Les petits feux (feux de rives des rivières et feux de port) ont en général des supports métalliques très simples; on tend de plus en plus à utiliser des charpentes en tubes ou en tôle pliée, d'entretien plus facile que les treillis.

Les tourelles en mer sont construites en béton armé ou précontraint ou en acier.

Les phares sont constitués par de grandes tours situées à terre ou isolées en mer, qui non seulement supportent les feux, mais également renferment d'autres aides à la navigation (signaux sonores, aides radioélectriques), comportent les installations de l'alimentation de secours (groupes électrogènes), des moyens de réparation (atelier et magasin) et souvent des logements pour les gardiens.

Les phares sont construits en maçonnerie, en béton armé ou précontraint, ou en acier; leur calcul doit tenir compte des efforts causés par le vent et la houle; et leur conception doit y permettre la vie et le travail des gardiens (isolation thermique, étanchéité...).

Le projet d'un phare doit permettre d'offrir aux gardiens un séjour confortable compensant l'isolement; de même le projet doit tenir le plus grand compte des conditions de relève pour les établissements isolés; cette relève s'effectue le plus souvent par des vedettes-baliseurs, mais dans certains cas, par hélicoptère; il convient donc de prévoir des plateformes d'autant mieux dégagées que le site est plus exposé à des vents violents.

Le projet d'un phare doit en outre être établi à la fois avec un souci d'esthétique et un souci d'efficacité; le phare doit être facilement visible de jour et pouvoir être utilisé comme amer; il convient donc de réserver des surfaces de dimensions suffisantes pour peindre des caractères de jour assez visibles.

Les chantiers de construction des phares en mer sont toujours difficiles: le nombre de jours où le travail est possible, est souvent réduit par le mauvais temps. Il faut donc organiser le chantier en prévoyant des moyens puissants pour aller vite lorsque le travail est possible, et éviter la rigine d'une partie d'ouvrage insuffisamment résistante ou mal défendue avant achèvement de l'ensemble. L'emploi de grandes charpentes métalliques ou de tours en béton armé (ou précontraint) préfabriquées permet de réduire le délai de mise en place des ouvrages, et par conséquent de réduire les risques de travail en site exposé (\*) (Cf. chapitre XI - Ouvrages d'accostage).

### 3. Signaux sonores

#### 3.1 But et emplacement.

Les signaux sonores sont placés:

- aux entrées du port pour attirer le navire,
- sur certains points dangereux pour repousser le navire.

Dans tous les cas, il est indispensable de placer le signal sur le premier obstacle car le navigateur recherche le signal sonore pour se repérer; il faut en outre donner au signal sonore le même rythme que le signal optique situé au même emplacement.

#### 3.2 Efficacité.

L'efficacité des signaux sonores est réduite par les variations de la propagation des ondes sonores dues au vent, aux bruits parasites et aux mauvaises conditions d'audition (5); le calcul des caractéristiques optima des appareils générateurs est d'ailleurs très délicat.

#### 3.3 Types d'engins.

Les cloches de brume sont utilisées pour les faibles portées, car elles poinçonnent l'air et ne donnent pas un son prolongé.

Les canons et les pétards présentent la même limitation que les cloches.

(\*) Un intéressant procédé a été mis au point par les ingénieurs suédois; il consiste à construire un ensemble de tourelles en béton armé, télescopiques; elles sont amenées par flottaison au lieu d'emploi; la partie inférieure est échouée sur le fond, tandis que les éléments supérieurs sont levés par un moyen hydraulique; les divers éléments sont enfin solidarisés entre eux, en position définitive.

(5) En outre, la proximité de lieux habités peut interdire l'utilisation de signaux sonores trop puissants, dont le bruit serait difficilement supportable dans leur voisinage.

Les sifflets et trompettes à ancre donnent des bruits d'intensité relativement faible.

Les sirènes sont plus efficaces mais consomment beaucoup d'énergie.

Les vibreurs groupés par deux (à une distance égale à la demi-longueur d'onde (effet Rayleigh)) ont des portées plus grandes.

### 4. Balisage traditionnel

#### 4.1 Définition.

Le balisage traditionnel utilise les ondes lumineuses et éventuellement les ondes sonores.

Les caractères des balises, bouées et phares sont définis par les éléments suivants:

- de jour: couleurs, forme, voyant (\*).
- de nuit: couleur et rythme du feu.

#### 4.2 Le balisage fixe (situé à terre) est constitué par:

- la peinture des musoirs des jetées et des quais des ports,
- des amers non lumineux (simples balises ou tourelles),
- des feux de rives et de port (en général non gardés),
- des feux sur tourelles (également non gardés),
- des phares qui sont de grands établissements, le plus souvent gardés.

#### 4.3 Le balisage flottant est réalisé au moyen de bateaux-feux et bouées:

##### 1) BATEAUX-FEUX.

Les bateaux-feux sont des embarcations d'assez grande taille (longueur voisine de 40 mètres); ils constituent un signal avancé (sonore, lumineux et radioélectrique) en même temps qu'une base de sauvetage, de météorologie et d'océanographie.

La construction de ces bateaux doit être très robuste pour leur permettre de résister aux plus fortes houles; les lignes de mouillage doivent être très résistantes et la coque tracée pour réduire le roulis (il convient d'augmenter l'importance de la quille centrale et des quilles de roulis par rapport à celles d'un navire ordinaire).

(\*) Le voyant est un volume caractéristique, cylindre, cône, sphère, croix... placé à la partie supérieure de l'établissement de signalisation maritime.



13

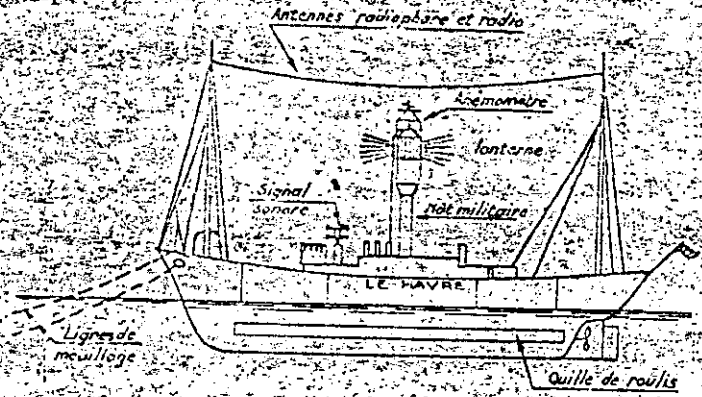


Fig. V-4. — Bateau-feu

2) Bouées.

Les bouées peuvent être lumineuses ou non; elles sont construites en acier ou depuis quelques années en matière plastique.

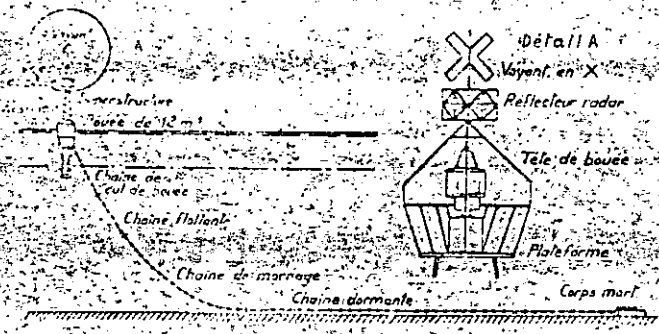


Fig. V-5. — Ligne de mouillage

Une bouée (lumineuse) comporte:

- un corps de bouée peint aux couleurs du caractère de jour et constitué par un réservoir à gaz ou un contenant à batteries, et une superstructure.

— une tête de bouée où est installé le feu; la tête de bouée est surmontée d'un voyant et parfois d'un réflecteur radar.

La bouée peut comporter un sifflet ou une cloche de brume actionnés par son mouvement dans la houle; elle peut également comporter un système radiophare alimenté par des batteries.

La ligne de mouillage est constituée par des chaînes et un corps mort en acier ou en béton (fig. V-5).

3) ENTRETIEN DU BALISAGE FLOTTANT.

L'entretien du balisage flottant est assuré par des vedettes et navires-baliseurs qui assurent la mise en place et le relevage des bouées, le ravitaillement en gaz ou le remplacement des batteries des bouées et balises et leur visite périodique. Les baliseurs sont équipés d'un mât de charge ou d'une grue pour la manutention des bouées, ainsi que d'un davier permettant le mouillage des chaînes (fig. V-6).

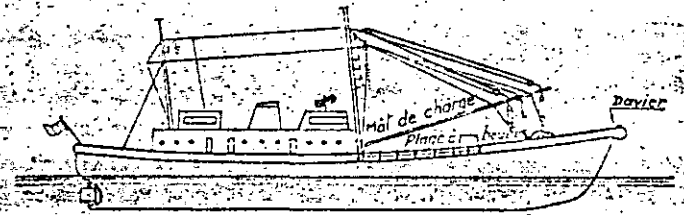


Fig. V-6. — Baliseur.

Les bouées doivent être rentrées au parc de balisage tous les ans ou tous les deux ans pour leur entretien et leur réparation: (peinture, épreuve des réservoirs...).

4.4) Règles de balisage.

Les règles de balisage en France ont été édictées par un arrêté du Ministre des Travaux Publics, du 30 avril 1945. Ce texte fait la distinction entre le système latéral, utilisé dans les passes et chenaux, et le système cardinal employé dans les rades ou en haute mer.

Le balisage d'un chenal peut se faire par:

- des alignements définis par deux feux;
- des parcs de feux ou de bouées;
- jalonnement unilatéral.



24

Les portées et alignements doivent être réservés aux parties rectilignes ou à faible courbure, le balisage étant plus indiqué pour les courbes accentuées dans les zones où les fonds sont stables (fig. V-7).

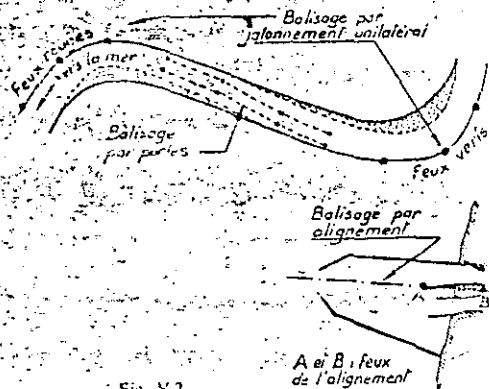


Fig. V-7

Les caractères adoptés en France pour le système latéral sont basés sur la règle suivante : un navire entrant depuis la mer dans un chenal doit trouver des feux ou des marques, de la couleur de son feu de route situé du même bord (red to red). Elles peuvent se résumer de la façon suivante :

- **Bâbord entrant** : balise rouge, ou rouge et blanche, voyant cylindrique rouge - feu rouge, rythme pair.
- **Tribord entrant** : balise noire ou verte (ou noire et blanche, ou verte et blanche) - voyant conique noir ou vert - feu vert, rythme impair.

## 5. Aides radioélectriques à la navigation

### 5.1. Principes

Les aides radioélectriques utilisent les propriétés des rayonnements électro-magnétiques. Ces propriétés sont les suivantes :

## AIDES RADIOÉLECTRIQUES A LA NAVIGATION

- les vecteurs champ électrique  $E$  et champ magnétique  $H$  sont polarisés perpendiculairement. Au voisinage du sol, avec une antenne verticale,  $E$  est vertical,  $H$  horizontal ;
- les ondes électro-magnétiques donnent des phénomènes d'interférence ;
- la vitesse de propagation des ondes électromagnétiques est constante.

### 5.2. Systèmes basés sur la polarisation transversale des ondes électromagnétiques : radiophare omnidirectionnel (fig. V-8).

L'émetteur qui comporte une antenne verticale avec prise de terre (contre-poids) a un rayonnement circulaire ; l'intensité du signal reçu ne dépend donc que de la distance à l'émetteur et est indépendante de la direction du récepteur.

Le récepteur comporte un radiogoniomètre - A cadre ; si le plan du cadre est normal à la direction du radiophare, le signal reçu est nul.

On obtient le gisement du radiophare (G) en recherchant l'extinction du signal.

Les radiophares fonctionnent sur une fréquence comprise dans la bande réservée 285-311 kc/s et ont chacun une fréquence et un signal caractéristiques.

L'horaire d'émission des radiophares tient compte de celui des radiophares voisins qui sont groupés par 3, chacun émettant pendant 2 minutes toutes les 6 minutes.

La portée nominale est limitée à 200 milles pour éviter les brouillages mutuels.

On peut tracer pour chaque radiophare des courbes d'erreur ( $4^\circ$  à 150 milles,  $3^\circ$  à 30 milles) et déterminer les déviations correspondantes.

Pratiquement, les navigateurs utilisent le radiophare en se faisant tirer par le nez ; cette pratique est acceptable pour un radiophare installé sur une jetée, mais elle peut être dangereuse si le radiophare est placé sur un bateau-feu.

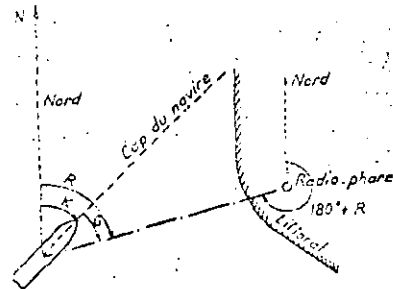


Fig. V-8

La synchronisation d'un radiophare avec un signal sonore situé au même endroit que l'émetteur permet de calculer une valeur approchée de la distance du récepteur à cet émetteur, compte tenu du caractère quasi instantané de la propagation de l'onde radioélectrique par rapport à l'onde sonore.

### 5.3 Dispositifs basés sur les interférences des ondes électromagnétiques.

#### 1) RADIOALIGNEMENT (fig. V-9).

L'émetteur d'un radioalignement comporte une antenne et un cadre, verticaux, qui donnent un lobe d'émission fortement dissymétrique par rapport au plan vertical médian du cadre.

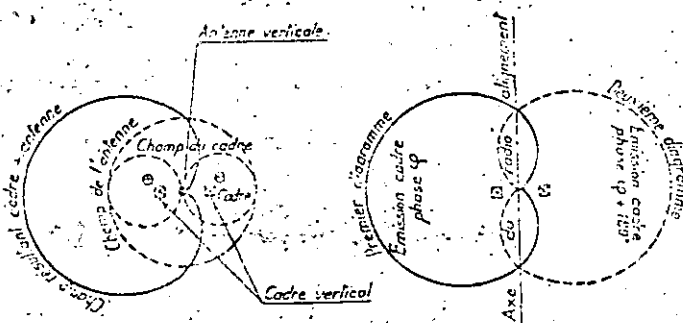


Fig. V-9

En modifiant de  $180^\circ$  la phase du signal émis par le cadre sans modifier celle du signal de l'antenne verticale, le lobe subit une symétrie par rapport au plan médian du cadre. Pour un récepteur situé dans ce plan, les signaux émis avec l'une ou l'autre phase ont la même intensité.

Pratiquement, pendant la première phase, on émet une lettre Morse, pendant l'autre phase on émet la lettre complémentaire (par exemple E (point) et T (trait)) : un récepteur (\*) placé dans le plan médian du cadre perçoit donc un signal continu.

(\*) L'utilisation d'un radioalignement est possible avec un récepteur radiotéléphonique ordinaire, sans nécessiter un cadre, comme dans le cas des goniomètres.

Les radioalignements fonctionnent sur des fréquences voisines de 300 kc/s et donnent une précision de 25 m à une distance de 10 milles. La constance d'alignement et sa forme peuvent être affectées par l'influence du sol et des constructions métalliques.

#### 2) RADIOPHARE CONSOL.

En modifiant de façon continue la phase d'un radioalignement on peut provoquer sa rotation et réaliser un radioalignement à plusieurs axes horizontaux tournant autour d'un axe vertical. Les radiophares Consol comportent 22 axes tournant de  $180^\circ$  en 30 secondes.

Les lettres Morse employées sont E et T.

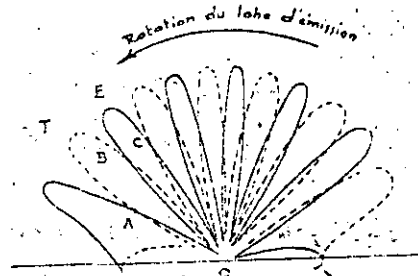


Fig. V-10

Un récepteur de radiotéléphonie ordinaire (sans radiogoniomètre) permet de détecter le passage des divers alignements. Le relevement du radiophare s'effectue en comptant le nombre de signaux et en lisant une carte spéciale Consol; la lecture comporte une indétermination qui peut être levée par les procédés de navigation classique.

La fréquence de fonctionnement est voisine de 300 kc/s. La portée maxima est de 1 500 milles.

La précision du relevement varie de  $0,6^\circ$  sur la perpendiculaire aux antennes à  $1^\circ$  sur une direction faisant  $50^\circ$  avec le plan médian de l'antenne (le système est peu utilisable au-delà de  $60^\circ$  et nécessite l'utilisation d'un autre radiophare).

5.4 Dispositifs basés sur la constance de la vitesse de propagation.

1) DISPOSITIFS HYPERBOLIQUES.

a) Système Decca (Grande-Bretagne).

Le système consiste à comparer les signaux reçus de plusieurs émetteurs situés à terre; le récepteur installé sur le navire est d'un type spécial et la position du navire est reportée sur des cartes spéciales comportant un système de coordonnées hyperboliques.

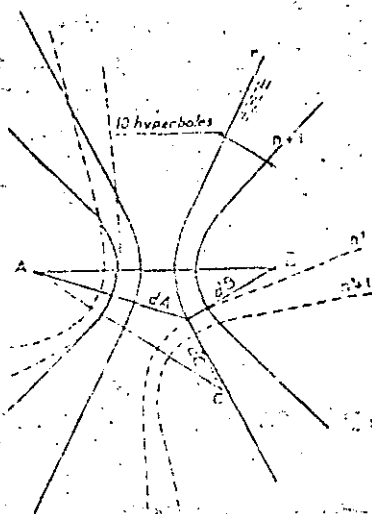


Fig. V-11

Un émetteur (A) (Master Station) fonctionnant sur la fréquence  $F_A$  émet un signal:

$$e_A = K \sin 2 \pi F_A \left( t - \frac{d_A}{V} \right)$$

$V$  étant la vitesse de propagation des ondes électromagnétiques et  $d_A$  la distance de l'émetteur A au récepteur R.

Un émetteur (B) (Slave) fonctionnant sur la fréquence  $F_B$  émet un signal:

$$e_B = K \sin 2 \pi F_B \left( t - \frac{d_B}{V} \right)$$

Le récepteur multiplie  $F_A$  par  $\frac{F_B}{F_A}$  et  $F_B$  par  $\frac{F}{F_B}$  et transforme les signaux reçus en tensions de même fréquence  $F$  soit:

$$VA = CA \sin 2 \pi F \left( t - \frac{d_A}{V} \right) \quad \text{et} \quad VB = CB \sin 2 \pi F \left( t - \frac{d_B}{V} \right)$$

Un phasemètre mesure la phase entre ces deux signaux:

$$\varphi = 2 \pi F \left( \frac{d_A - d_B}{V} \right)$$

or le lieu des points R tels que  $d_A - d_B = Cte$  est une hyperbole de foyers A et B.

La position du point R est définie par l'intersection de trois branches d'hyperbole, correspondant à une station principale et deux ou trois stations asservies. Le repérage de la position s'effectue par lectures successives de trois cadrans sur le récepteur qui comporte une indication d'accrochage et une indication de précision; le signal d'accrochage, émis toutes les minutes pour chaque réseau d'hyperboles, permet de définir une famille de 10 hyperboles contenant le point R; le signal de précision permet de choisir — et même d'interpoler — entre les 10 hyperboles, leur espacement dans leur zone courante d'utilisation, étant d'environ 1 mille.

La chaîne Decca a trois réseaux: violet, rouge, vert, correspondant à une station principale et trois stations asservies.

La fréquence est de 100 kc/s; la portée est de 150 milles sur mer. Bien que sensible aux brouillages atmosphériques, le système est très précis.

b) Système Loran (Long Range Navigation — USA).

Il consiste à mesurer les différences des temps de propagation entre deux ondes de même fréquence émises par deux émetteurs fonctionnant sur la même fréquence.

La fréquence est voisine de 2 000 kc/s; l'émission comporte de très brèves impulsions de  $50 \cdot 10^{-3}$  s avec une fréquence de récurrence de 30 p/s.

On peut combiner 42 chaînes sans brouillage mutuel, utilisant l'onde de sol et l'onde réfléchie par l'ionosphère.

La portée dépasse 600 milles le jour et 1 200 milles la nuit et donne une précision de 1 mille le jour et 2 milles la nuit.

Les émissions Loran occupent une assez large bande (120 kc/s) dans une zone de fréquence déjà encombrée.

c) Systèmes hyperboliques pour la navigation côtière.

L'inconvénient des systèmes Decca ou Loran est la déformation des hyperboles au voisinage des côtes du fait de la présence d'obstacles à la propagation des ondes radioélectriques. Des systèmes (Decca, Hifix, Toran...) basés sur le même principe que les précédents, mais utilisant des bases plus courtes, permettent d'éviter cette déformation, et présentent un grand intérêt pour le repérage des navires à proximité des côtes.

Le procédé Toran a été décrit pour la première fois en 1934 dans un brevet français; comme le système Decca, il est basé sur la mesure d'une

différence de phases entre les émissions de deux stations « foyers », qui situe le récepteur sur une hyperbole; la position du récepteur est déterminée par l'intersection de deux (ou trois) hyperboles correspondant à des stations différentes.

L'introduction dans le système d'une station « récepteur-émetteur de référence » fournit au récepteur mobile une référence de phase qui permet de faire fonctionner les émetteurs « foyers » avec des phases quelconques; la localisation du récepteur est indépendante de la position de cette station de référence.

Le système fonctionne sur des fréquences comprises entre 1,4 et 2 mégahertz, avec une modulation de 80 hertz; la bande de fréquences occupée par chaque couple est donc très faible.

L'emploi d'une station de référence et l'absence d'asservissement entre les foyers permet de choisir la longueur de la base (distance entre deux foyers) avec une très grande latitude, entre une dizaine de mètres et plusieurs kilomètres.

Les fréquences adoptées par le Toran définissent des chenaux hyperboliques dont la largeur, sur les bases, varie entre 75 et 100 m; la précision étant au moins égale à 1/100 de la largeur des chenaux entre deux hyperboles, il est possible de définir la position du récepteur à environ un mètre près. L'emploi de longues bases qui donnent des réseaux d'hyperboles faiblement dilatés permet d'obtenir une précision du même ordre sur une très vaste zone, même à grande distance de la base.

La puissance des antennes émettrices est d'environ 80 watts, donnant au système une portée en mer d'au moins 200 km. Le système a même été utilisé sur les côtes de l'Atlantique jusqu'à 300 milles des émetteurs les plus éloignés.

L'exploitation du système nécessite un jeu de cartes sur lesquelles les réseaux d'hyperboles sont tracés, une fois la position des émetteurs déterminée.

## 2) RADAR (Radio Detection and Ranging).

Le principe du radar consiste à mesurer le temps de trajet aller-retour d'une onde de très haute fréquence entre l'émetteur, l'obstacle qui la réfléchit et le récepteur qui la détecte et l'amplifie.

Les ondes très courtes utilisées par les radars ont une directivité aiguë, analogue à celle des ondes lumineuses, le faisceau émis pouvant être fortement concentré par une antenne, à réflecteur parabolique.

L'antenne comporte un commutateur alternant l'émission et la réception. Le balayage de l'horizon s'effectue en général à la vitesse de 15 t/mn; le lobe d'émission d'un radar de navigation maritime a une ouverture horizontale de l'ordre de 2° et une ouverture verticale de 15°.

La longueur d'onde de fonctionnement est comprise entre 8 mm et 10 cm; la valeur la plus courante est de 3 cm, mais on voit se développer l'emploi d'appareils fonctionnant sur une longueur d'onde de 8 mm; ces derniers représentent l'intérêt d'une grande précision, mais sont plus sensibles aux brouillages par effet de mer, par suite des réflexions sur les vagues ou sur la pluie. La durée d'impulsion est très courte (0,3 microseconde) et la fréquence de récurrence de 1 000 c/s.

La portée maxima est proportionnelle à la racine carrée de la hauteur de l'antenne au-dessus de la mer et dépend de la puissance minima nécessaire pour fournir un signal visible sur le récepteur. La portée pratique est de 3 milles pour détecter une bouée équipée d'un réflecteur-radar et de 30 milles pour détecter un navire de 100 m de longueur.

La précision en valeur absolue est de 1° en direction et  $\pm 3\%$  en distance, le pouvoir séparateur est de 2° en direction et 50 m en distance.

Le récepteur comporte des écrans (scopes) avec diverses échelles et possibilité d'excentrement de l'image.

La valeur moyenne de la puissance absorbée est de 2 à 3 kW; la puissance de pointe atteint 30 kW.

L'efficacité des radars de bord peut être augmentée par les balises-répondeuses qui permettent de renforcer et d'identifier l'écho renvoyé par la balise. Le système MTI basé sur l'effet Doppler-Fizeau permet d'effacer les échos fixes et ne laisse subsister que les échos mobiles — facilitant l'observation et la surveillance de l'écran.

Le radar peut être installé sur un navire (radar de bord) ou à terre (radar portuaire); dans ce dernier cas l'observation se fait en mouvement vrai et permet de tracer la route réelle du navire suivi. Certains navires sont cependant équipés en « True Motion Radar » qui permet par l'introduction de la vitesse absolue supposée du navire, de connaître le mouvement vrai des autres navires et non leur mouvement relatif par rapport à celui sur lequel est installé le radar.

Dans tous les cas l'efficacité du radar dépend de l'existence de liaisons radioélectriques de la station avec les autres navires aussi bien pour en assurer le guidage dans le cas d'un radar portuaire, que pour éviter toute méprise sur les routes et changements de routes dans le cas d'un radar de bord.

218

## 5.5 Liaisons radioélectriques.

La radiotélégraphie utilise des ondes modulées en amplitude avec des longueurs d'onde le plus souvent hectométriques. A puissance d'émission égale la portée est plus grande qu'en radiotéléphonie, mais la lecture nécessite évidemment, un opérateur spécialisé dans l'émission et le déchiffrement de l'alphabet Morse.

La radiotéléphonie utilise:

— soit la modulation d'amplitude, le plus souvent en ondes hectométriques, les ondes étant alors assez sensibles aux brouillages et parasites industriels,

— soit la modulation de fréquence et les ondes VHF (Very high frequency: ondes métriques), qui ont un effet directionnel et sont peu sensibles aux parasites industriels; leur portée est, à puissance d'émission égale, moindre que celle des ondes en modulation d'amplitude.

En France, comme dans la plupart des nations, les liaisons radioélectriques constituent un monopole de l'Administration des Postes et Télécommunications, qui a seule compétence pour attribuer les fréquences aux diverses stations, assurer le contrôle des communications et percevoir les redevances légales pour l'utilisation des appareils radioélectriques.

## 6. Transmissions des informations nautiques aux navires

6.1 Les documents nautiques dont disposent les navigateurs sont:

- les cartes marines,
- les instructions nautiques qui contiennent pour la plupart des côtes du monde, les renseignements sur l'hydrographie, sur le pilotage, l'équipement portuaire...
- les livres de feux et signaux de brumes et de radio-signaux.

6.2 Toute modification apportée au balisage et aides radioélectriques doit être signalée aux navigateurs dans les moindres délais, pour éviter une confusion susceptible d'entraîner un accident.

Les moyens de diffusion sont les suivants, classés par ordre de rapidité décroissante:

- "AVURNAY" (avis urgents aux navigateurs maritimes) émis chaque jour à heure fixe, par les stations radioélectriques côtières des P et T;

— l'affichage et l'avis de presse locale, de même que l'avis écrit remis directement aux capitaines des navires qui se trouvent dans les ports;

— le groupe d'avis aux navigateurs, publié chaque semaine par le Service Hydrographique de la Marine.

Si les modifications intéressent la navigation aérienne, un avis est transmis au Service des Instructions Aéronautiques.

Toute création d'un nouvel établissement de signalisation et toutes les modifications doivent en principe, sauf urgence, faire l'objet d'un préavis aux navigateurs, diffusé un mois avant la réalisation; l'avis de réalisation confirme le préavis et indique le délai prévu pour les nouvelles caractéristiques de l'établissement (provisoire ou définitif).

6.3 En France, la création d'établissements de signalisation et la modification de leurs caractères, sont soumis à l'avis d'une Commission Nautique composée de représentants de l'administration chargée de la marine marchande, de pilotes et de navigateurs pratiques. Suivant l'importance du problème étudié, cette commission est constituée de représentants locaux ou de représentants désignés par le ministère chargé de la marine marchande.

L'Administration des Travaux Publics (Direction des Phares et Balises), prend ensuite la décision, après avis de la Commission des Phares.

Ces consultations ont pour but d'associer les navigateurs aux décisions de l'administration chargée de l'infrastructure de la signalisation maritime et de déterminer les moyens les plus appréciés des usagers directs de la signalisation.



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

CURSO: OBRAS MARITIMAS  
DEL 11 DE MARZO  
AL 3 DE JUNIO.  
MEXICO, D.F.

CANALES DE NAVEGACION

M. EN C. ALVARO MUÑOZ MENDOZA.

#### TEMA 6.4.- Canales de Navegación

Para analizar la estabilidad de un canal de navegación hay que tener presentes varios factores, entre los que se encuentran la marea, la capacidad hidráulica del canal, el material que lo compone y el área horizontal que une dicho canal con mar abierto. Para ello, uno de los antecedentes necesarios, es la teoría de la "fuerza tractiva", utilizada en el diseño de canales no revestidos con régimen uniforme, la que se presenta a continuación.

Una vez hecha ésta consideración, se hace el tránsito de mareas de acuerdo al método que se expone en las siguientes páginas.

2.10.3 Canales no revestidos

La fórmula de flujo uniforme utilizada en el diseño de canales revestidos es ineficiente en el caso de los no revestidos debido a que el diseño es esencialmente un problema de estabilidad de la sección. Si el canal transporta sedimentos o está excavado en material erosionable, es necesario que no ocurra depósito ni erosión, esto es, el canal debe estar en equilibrio con respecto al transporte de sedimentos, de manera que la cantidad total de los mismos que transporta sea a lo largo del canal, o bien, impedir dicho transporte.

Existen fundamentalmente dos tipos de problemas en el diseño de canales erosionables de acuerdo con las condiciones que deben cumplir y para su estabilidad.

- a) Canales transportando agua limpia o material fino en suspensión
- b) Canales transportando material sólido de arrastre sobre el fondo.

Aquí sólo se tratará del diseño de canales erosionables que presentan las características del primer tipo. Los del segundo tipo son objeto de estudio detallado en la Hidráulica fluvial.

En el caso de canales transportando agua limpia o con material fino en suspensión las condiciones del canal exigen que no se deposite dicho material y que la capacidad erosiva del flujo sea tal que no erosione el lecho y paredes del canal.

Pueden mencionarse dos métodos que sirven de guía para el diseño de canales en estas condiciones:

- a) Método de la velocidad máxima permisible
- b) Método de la "fuerza tractiva"
- a) Método de la velocidad máxima permisible. Consiste en limitar la velocidad a un valor que no cause erosión en las paredes. El límite máximo de esta velocidad es incierto y variable; depende principalmente del tamaño, clase de material de

las paredes y del tirante de flujo. Sin embargo, el método ha caído en desuso debido a que no toma en cuenta la distribución de velocidades, la cual depende principalmente de la forma de la sección. Por esta razón, diferentes autores recomiendan el uso del método del esfuerzo tangencial crítico que proporciona resultados más pegados a la realidad. De cualquier manera, se presentan aquí los resultados de Lichvon-Levediev (ref 16), de los cuales las velocidades máximas permisibles para suelos no cohesivos y para un rango amplio en el tamaño medio de material y de tirantes pueden obtenerse de la tabla 2.8 y para materiales cohesivos de la fig 2.18. El diámetro  $d_{50}$  del material corresponde a aquel para el cual el 50 por ciento del material (en peso) tiene un diámetro menor que éste.

Definida la velocidad máxima permisible, el área de la sección será

$$A = \frac{Q}{V_{max}}$$

y el radio hidráulico queda determinado de la fórmula de Manning y así mismo el resto de la geometría de la sección. Si es el caso, la sección puede modificarse con el fin de adaptarla a las necesidades del problema.

Problema 2.15 Determinar el tipo de material que resista la velocidad  $V = 1.2$  m/seg del canal en el problema 2.11, si se quisiera eliminar el revestimiento.

Solución. Para  $y = 1.12$  m y material cohesivo, de la tabla se admitirá, por ejemplo, un suelo arcilloso de 1.66 a 2.04  $ton/m^3$  de peso volumétrico seco. Para material no cohesivo, de la fig 2.18 este debería ser grava gruesa con  $d_{50} = 15$  mm.

b) Método de la "fuerza tractiva". Sirve principalmente para secciones trapeciales y permite conocer el grado de estabilidad de los taludes. Al aumentar la velocidad, un grano en posición estable sobre el talud puede perder ese equilibrio cuando todavía son estables los granos sobre la plantilla. El método consiste en encontrar el esfuerzo tangencial producido por el flujo, que no sobrepase el valor crítico para el material



TABLA 2.8 VELOCIDADES MEDIAS PERMISIBLES (NO EROSIVAS) PARA SUELOS COHESIVOS, en m/seg

| Denominación de los suelos            | Porcentaje del contenido de partículas | Suelos poco compactos, peso volumétrico del material seco hasta 1.66 ton/m <sup>3</sup> |  |     |      | Suelos medianamente compactados, peso volumétrico del material seco, 1.20 a 1.36 ton/m <sup>3</sup> |      |      |      | Suelos compactos, peso volumétrico del material seco de 1.66-2.04 ton/m <sup>3</sup> |      |     |     | Suelos muy compactos, el peso volumétrico del material seco de 2.04-2.14 ton/m <sup>3</sup> |     |     |     |     |
|---------------------------------------|--|---|--|-----|------|---|------|------|------|--|------|-----|-----|---|-----|-----|-----|-----|
|                                       |  | Tirantes medios, en m   |  |     |      |   |      |      |      |  |      |     |     |   |     |     |     |     |
|                                       |  | 0.4   | 1.0  | 2.0 | 3.0  | 0.4   | 1.0  | 2.0  | 3.0  | 0.4  | 1.0  | 2.0 | 3.0 | 0.4   | 1.0 | 2.0 | 3.0 |     |
| Arcillas y tierras muy arcillosas     | 30-50                                  | 70-50   | 0.35   | 0.4 | 0.45 | 0.5   | 0.7  | 0.85 | 0.95 | 1.1  | 1.0  | 1.2 | 1.4 | 1.5   | 1.4 | 1.7 | 1.9 | 2.1 |
|                                       | 20-30                                  | 80-70   |  |     |      |   |      |      |      |  |      |     |     |   |     |     |     |     |
|                                       |  |   |  |     |      |   |      |      |      |  |      |     |     |   |     |     |     |     |
| Tierras ligeramente arcillosas        | 10-20                                  | 90-80   | 0.35   | 0.4 | 0.45 | 0.5   | 0.65 | 0.8  | 0.9  | 1.0  | 0.95 | 1.2 | 1.4 | 1.5   | 1.4 | 1.7 | 1.9 | 2.1 |
| Suelos de aluvión y arcillas margosas |  |   |  |     |      |   | 0.6  | 0.7  | 0.8  | 0.85   | 0.8  | 1.0 | 1.2 | 1.3   | 1.1 | 1.3 | 1.5 | 1.7 |
| Tierras arenosas                      | 5-10                                   | 20-40   | Según la fig. 2.18 de acuerdo con el tamaño de las fracciones arenosas |     |      |   |      |      |      |  |      |     |     |   |     |     |     |     |

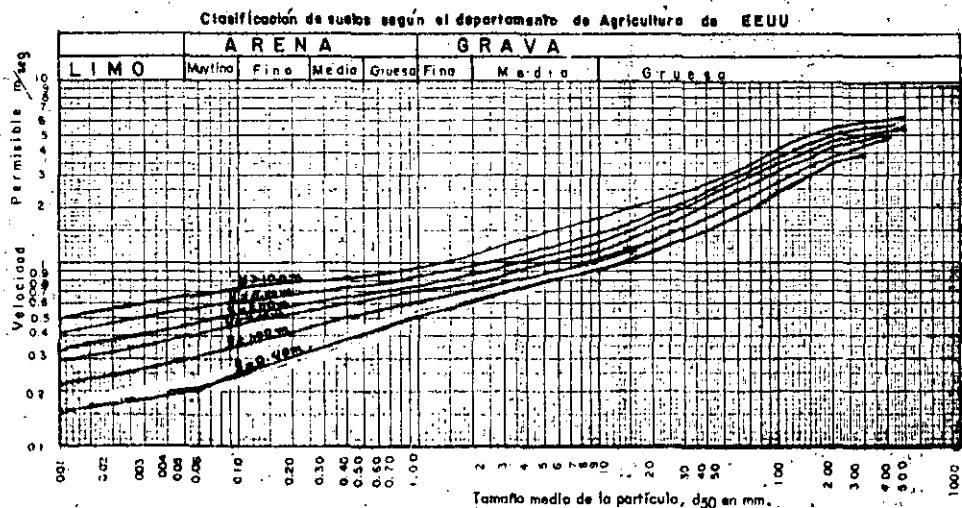


Fig 2.18. Velocidad permisible en materiales no cohesivos.

del fondo.

El valor medio del esfuerzo tangencial producido por el flujo está dado -- por la ec (2.1.a), lo cual para un canal ancho en que el radio hidráulico puede confundirse con el tirante, es

$$\bar{\tau}_0 = \frac{1}{3} \gamma S \quad (2.51)$$

Con excepción de los canales muy anchos, se ha comprobado que dicha es fuerza no se distribuye uniformemente sobre las paredes, sino como se indica en la fig 2.19 para una sección trapezoidal,  $b = 4y$  (según U.S. Bureau of Reclamation).

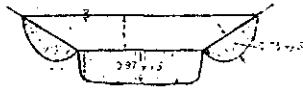


Fig 2.19 Distribución del esfuerzo cortante sobre las paredes de un canal trapezoidal.

Como resultado de estos estudios, en las figs 2.20 y 2.21 se muestran los valores máximos del esfuerzo tangencial de arrastre, tanto en los taludes como en la planilla de canales trapeziales en función del valor medio:  $\bar{\tau}_0 = \frac{1}{3} \gamma S$ .

Por otra parte, sobre las partículas que descansan en los taludes de un canal trapezoidal actúan dos fuerzas: la fuerza tangencial de arrastre  $\tau_s$  y la componente -- del peso en la dirección de la pendiente máxima del talud  $W_s \sin \theta$ , las cuales hacen que la partícula tienda a moverse. Los símbolos usados son (fig 2.21):

$a$ , área efectiva de la partícula, en  $m^2$

$\tau_s$  esfuerzo tangencial de arrastre en el talud del canal, en  $kg/m^2$

$W_s$  Peso de la partícula sumergida, en  $kg$

$\theta$  ángulo del talud.

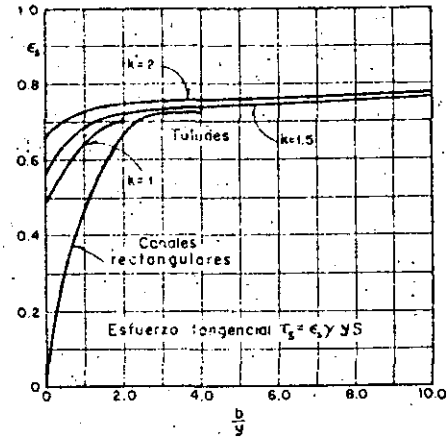


Fig 2.20a Esfuerzo tangencial que la corriente produce sobre los taludes.

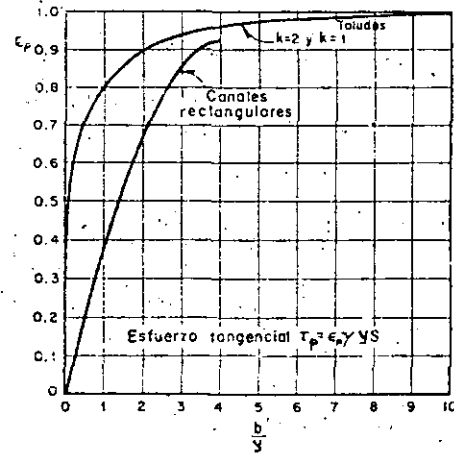


Fig 2.20b Esfuerzo tangencial que la corriente produce en el fondo.

La resultante de estas fuerzas, por ser perpendiculares entre si, es

$$\sqrt{W_s^2 \cdot \text{Sen}^2 \theta + a^2 \cdot \zeta_s^2}$$

La partícula en estas condiciones está equilibrada por la fuerza de fricción ejercida sobre ella, que es igual al producto de la componente normal al talud correspondiente al peso de la partícula ( $W_s \cos \theta$ ) multiplicada por el coeficiente de fricción interna:  $\tan \phi$  ( $\phi$  = ángulo de reposo del material). En el caso límite, cuando la partícula está a punto de rodar, se establece el siguiente equilibrio:

$$W_s \cos \theta \tan \phi = \sqrt{W_s^2 \text{Sen}^2 \theta + a^2 \zeta_s^2}$$

Despejando a  $\zeta_s$  resulta que:

$$\zeta_s = \frac{W_s}{a} \cos \theta \tan \phi \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \theta}{\tan^2 \phi}}$$

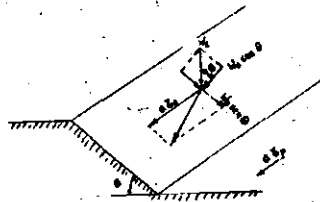


Fig 2.21. Fuerzas actuando sobre una partícula colocada sobre el talud de un canal trapezoidal

En el caso de partículas descanando en la plantilla del canal:  $\theta = 0$ , la

ecuación anterior es:

$$\zeta_p = \frac{W_s}{a} \tan \phi$$

Llamando K a la relación entre el esfuerzo tangencial crítico en las talu

5

des  $\zeta_s$  y el esfuerzo tangencial de arrastre en la plantilla  $\zeta_p$ , se tiene:

$$K = \frac{\zeta_s}{\zeta_p} = \cos \theta \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \theta}{\tan^2 \phi}} \quad (2.52 a)$$

Debido a que:

$$\cos^2 \theta - \frac{\text{Sen}^2 \theta}{\tan^2 \phi} = 1 - \text{Sen}^2 \theta \left(1 + \frac{1}{\tan^2 \phi}\right) = 1 - \frac{\text{Sen}^2 \theta}{\text{Sen}^2 \phi}$$

también se escribe como sigue:

$$K = \cos \theta \sqrt{1 - \frac{\text{Sen}^2 \theta}{\text{Sen}^2 \phi}} \quad (2.52 b)$$

La ec (2.52) depende sólo del ángulo del talud  $\theta$  y el ángulo de reposo del material. Para materiales cohesivos y materiales no cohesivos finos, la fuerza de cohesión es muy grande en comparación con la fuerza de gravedad y ésta puede ser ignorada. Para materiales no cohesivos el U.S.B.R., ha preparado las curvas de diseño mostradas en la fig 2.22 que muestra los diferentes valores del ángulo de reposo para materiales no cohesivos mayores de 5 mm de diámetro y para varios grados de redondez. El diámetro considerado  $d_{75}$  es el de una partícula para la cual el 25 por ciento en peso del material tiene un diámetro mayor de éste.

El U.S.B.R. ha estudiado los esfuerzos permisibles en las plantillas de los canales, basándose en el tamaño de la partícula para materiales no cohesivos y en la composición y relación de vocíos para algunos materiales cohesivos. Los resultados de estos estudios pueden resumirse en las siguientes recomendaciones:

a) Para suelos cohesivos los esfuerzos tangenciales críticos recomendados se presentan en la fig 2.23.

b) Para material grueso no cohesivo el U.S.B.R., recomienda un valor del esfuerzo permisible en  $\text{kg/m}^2$  (igual al diámetro  $d_{75}$  en mm dividido entre 13,

diante. Se puede entonces seguir un procedimiento de tanteos resumidos en los siguientes-

1. De acuerdo con las características del material, de la fig 2.22 se determina el ángulo  $\phi$  de reposo del mismo y ~~que~~ se elige el talud de manera que  $\theta \leq \phi$ .
2. De la ec. (2.52) se calcula el valor de  $K = \bar{\sigma}_s / \bar{\sigma}_p$ .
3. De la fig 2.23 ó 2.24 se determina el esfuerzo tangencial  $\bar{\sigma}_p$  permisible sobre la plantilla, de acuerdo con las características del material.
4. Se calcula el valor del esfuerzo tangencial  $\bar{\sigma}_s$  máximo permisible en los taludes a partir de la ecuación:  $\bar{\sigma}_s = K \bar{\sigma}_p$ .
5. Puesto que se conoce  $\gamma$  y  $S$ , el esfuerzo cortante producida por el flujo, tanto sobre los taludes como en la plantilla quedará determinado por ecuaciones del tipo:  $\bar{\sigma} = \gamma S E$  y, donde  $E$  será función de  $b/y$  y  $k$ .
6. Se supone una relación  $b/y$  y de las figs 2.20a y b se obtiene  $E$  quedando las ecuaciones del paso 5 en función únicamente de  $y$ .
7. Se igualan  $\bar{\sigma}_s$  y  $\bar{\sigma}_p$  del paso 6 con los permisibles de los pasos 3 y 4, - de donde se despejan los valores de  $y$  y se escoge el menor.
8. De la relación  $y/b$  supuesta en el paso 6 se despeja  $y$ .
9. Con la geometría obtenida se revisa la sección con ayuda de la fórmula de Manning, de tal manera que sea factible la conducción del gasto de diseño.
10. Si el gasto calculado no es el deseado, se escoge un nuevo valor  $b/y$ , y - se repite el procedimiento a partir del paso 6 hasta satisfacer esta condición.
11. Se proporciona el bordo libre necesaria y se ajustan las dimensiones a va

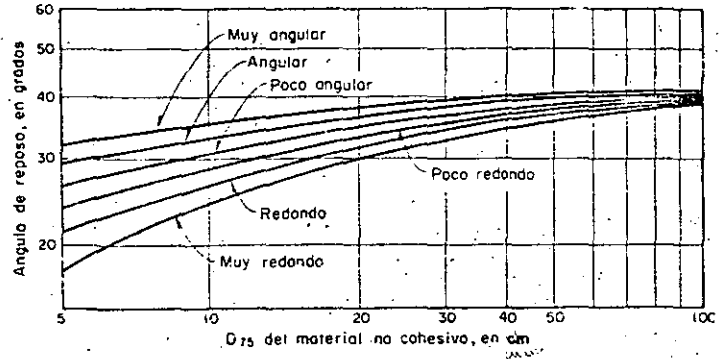


Fig 2.22. Ángulo de reposo de un suelo no cohesivo en función del diámetro de sus partículas

res prácticos.

**Problema 2.16** Diseñar la sección de un canal trapezoidal sin revestimiento que conduzca un gasto  $Q = 60 \text{ m}^3/\text{seg}$  sin que erosione la sección. El canal será excavado en material aluvial gruesa poco angular, de tal manera que el 25 por ciento tiene un diámetro mayor de 40 mm. La pendiente de la plantilla es  $S = 0.001$ .

**Solución.** 1) De la fig 2.22,  $\phi = 37^\circ$ , siendo  $\cot \phi = 1.327$ . Por tanto cualquier valor de  $\theta$  que sea menor que  $\phi$  sería adecuado. Por ejemplo, para un talud  $k = 1.75$  —  $\cot \theta = 1.75$ ,  $\cos \theta = 0.8682$ .

2) De la ec (2.52) resulta que:

$$k = \frac{\bar{\sigma}_s}{\bar{\sigma}_p} = 0.8682 \sqrt{1 - \left(\frac{1.327}{1.75}\right)^2} = 0.566$$

3) El esfuerzo tangencial máximo que resiste un grano de 40 mm sobre la plantilla se obtiene de la ecuación

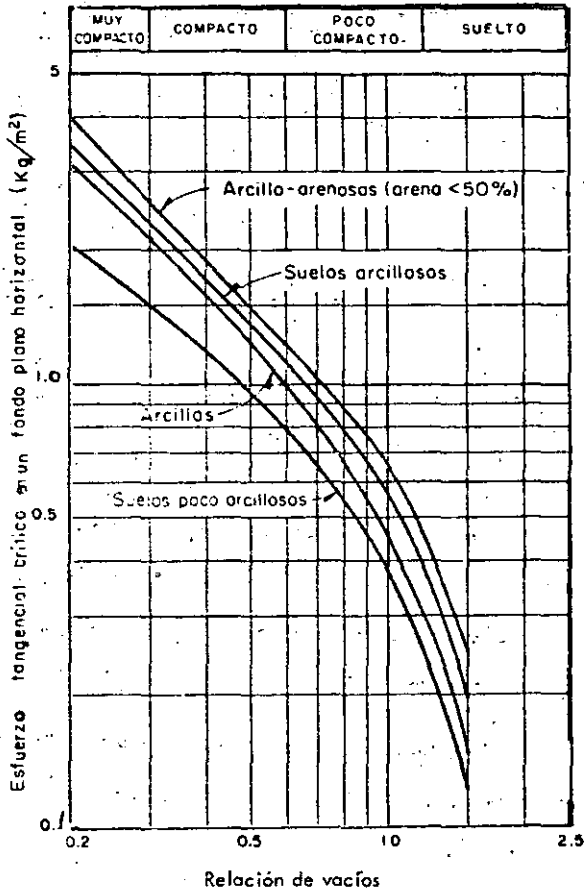


Fig. 2.23 Esfuerzo tangencial crítico necesario para erosionar un suelo cohesivo

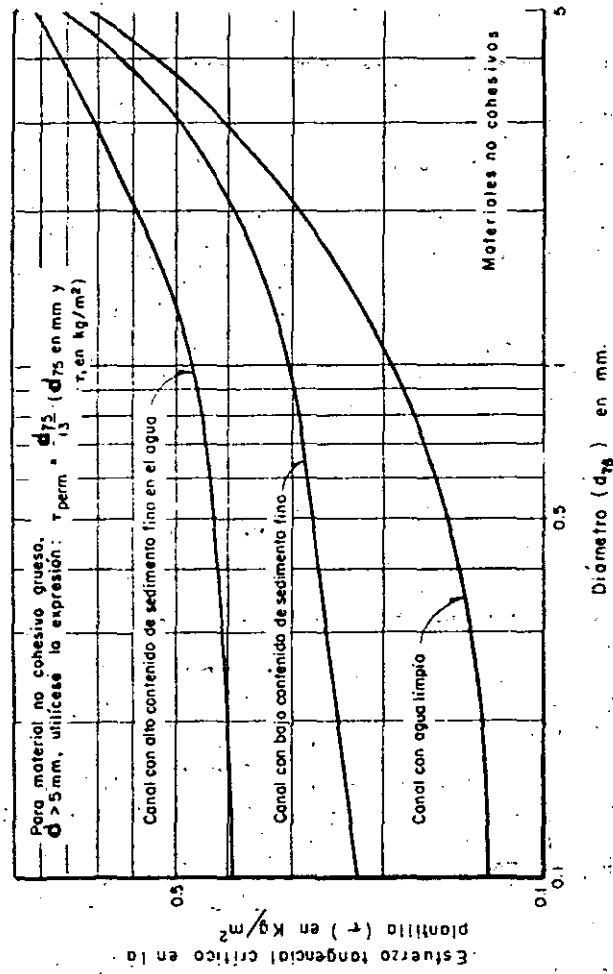


Fig. 2.24 Esfuerzo tangencial crítico necesario para mover las partículas de un suelo no cohesivo, que se encuentran en un fondo plano



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

CURSO: OBRAS MARITIMAS  
DEL 11 DE MARZO  
AL 3 DE JUNIO  
MEXICO, D.F.

FACTOR DE SEGURIDAD

M. EN C. ALVARO MUÑOZ MENDOZA.

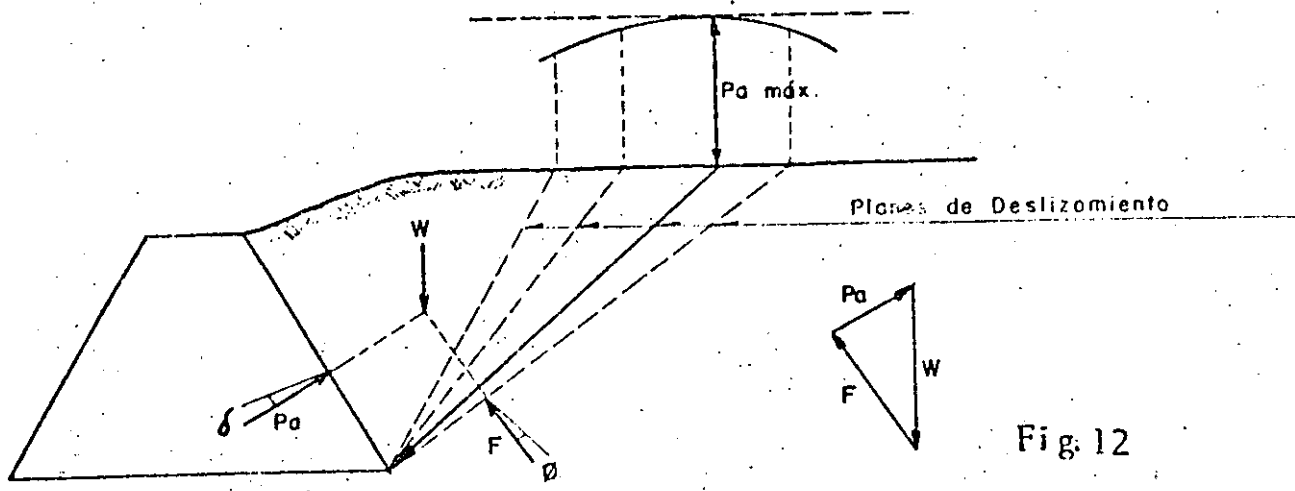
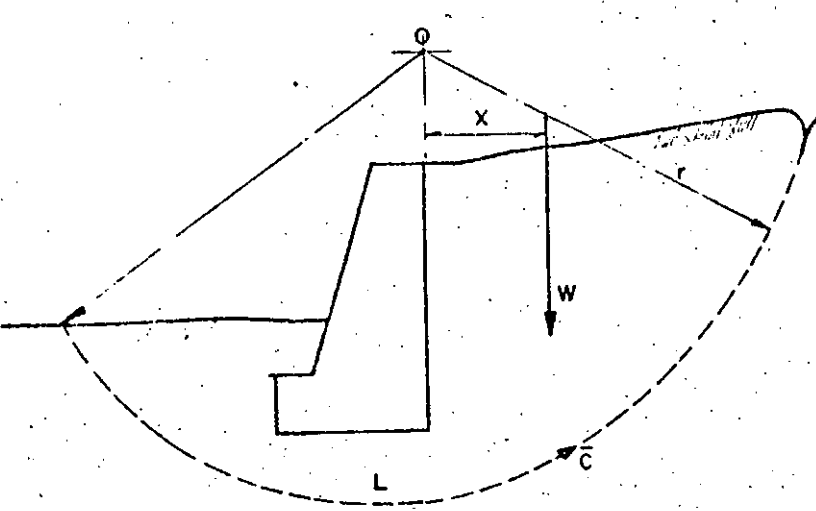


Fig. 12



Factor de seguridad =  $\frac{r \bar{c} L}{W X}$   
 $\phi$  = Angulo de fricción interna = 0  
 $\bar{c}$  = Resistencia al cortante promedio a lo largo del arco.  
 $W$  = Peso de la arcilla y el muro mas la carga superficial.

Fig. 13

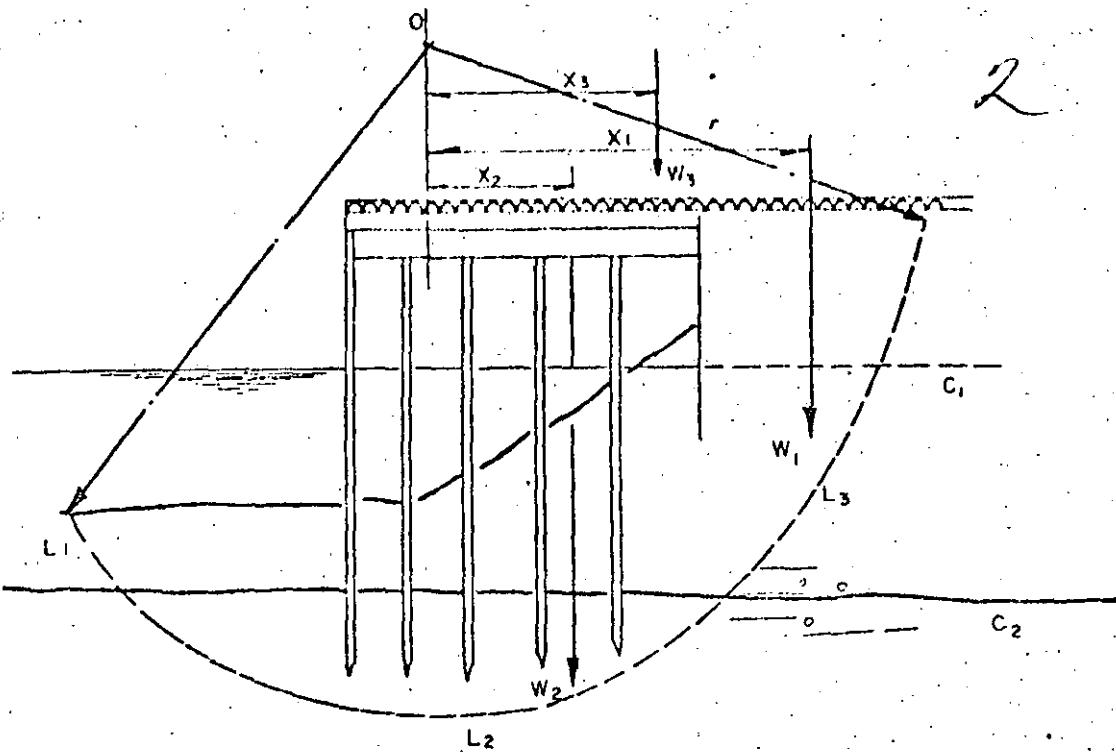


Fig. 14

FACTOR DE SEGURIDAD

$$= \frac{r [c_1 (L_1 + L_3) + c_2 L_2]}{W_1 X_1 + W_2 X_2 + W_3 X_3}$$

$\phi = 0$

$c_1$  y  $c_2$  = RESISTENCIA AL CORTANTE DE DOS ESTRATOS DIFERENTES DE ARCILLA.

$L_1$ ,  $L_2$  y  $L_3$  = LONGITUD DEL ARCO EN CADA ESTRATO.

$W_1$  = PESO DE ARCILLA SATURADA ARRIBA DEL NIVEL DEL AGUA.

$W_2$  = PESO DE ARCILLA SUMERGIDA ABAJO DEL NIVEL DEL AGUA.

$W_3$  = PESO DE LA ESTRUCTURA Y SOBRECARGA.

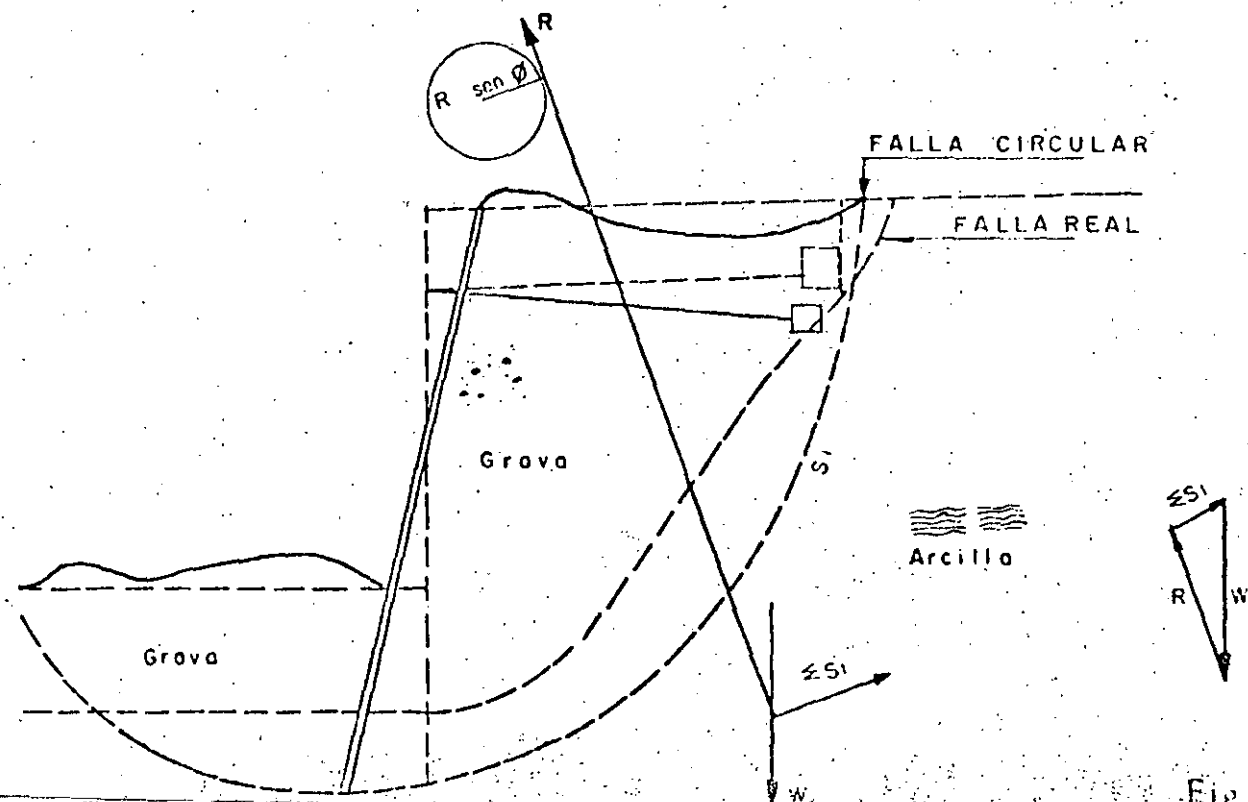


Fig. 15



### Método sueco para revisar la estabilidad de un talud.-

La consideración de Patterson referente a la forma de la falla es equivalente a la consideración de que la cuña A B C D localizada arriba de la línea de falla circular A B C, desliza girando alrededor del centro o de este arco (Fig 16) (Ref.12)

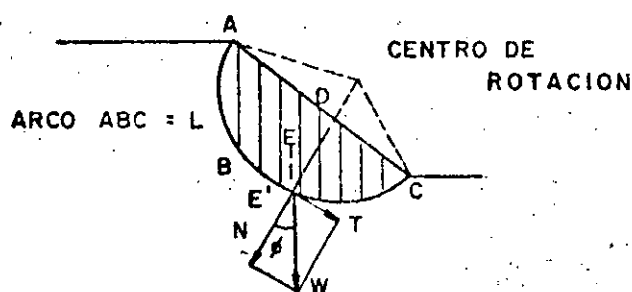


Fig. 16

Los tres pasos seguidos de acuerdo con el método sueco (Swedish Method) son los siguientes:

- Considerar el centro de rotación para la falla.
- La cuña deslizante A B C D se divide con líneas verticales -- en un cierto número de segmentos, quizás 10 ó 12.

c) El peso de cada segmento se determina y se considera actuando en la proyección  $E^t$  del centro de gravedad E del segmento sobre la línea de falla, y se descompone en una fuerza normal N pasando por el centro de la rotación, y una fuerza tangencial T actuando en dirección normal a N. Para calcular el peso de la cuña A B C D se supone un ancho unitario en el sentido normal al plano de la figura.

La fuerza que tiende a producir el deslizamiento o fuerza cortante en el punto E', es T. La fuerza resistente lo es en parte debido a la fricción y en parte a la cohesión. La primera igual a  $N \tan \phi$ , donde  $\phi$  es el ángulo de fricción, y la última igual a la resistencia de cohesión C obtenida en una prueba de cortante multiplicada por el área de contacto del elemento dado con la línea de falla. Sumando todas las fuerzas cortantes o

desplazantes para todos los elementos de la cuña que se desplaza, el total sería  $\Sigma T$ ; y sumando las fuerzas resistentes, el total sería  $\tan \phi \Sigma N + CL$ , donde  $L$  es la longitud total de la línea de falla  $A B C$ , entonces el factor de seguridad verdadero es:

$$\text{Factor de seguridad} = \frac{\tan \phi \Sigma N + CL}{\Sigma T} \quad (11)$$

El mismo resultado se obtiene igualando los momentos de las fuerzas desplazantes y resistentes alrededor del centro de rotación tal como — se muestra en las figuras 13 y 14.

El método sueco considera esfuerzos cortantes promedio a lo largo de una trayectoria predeterminada y éstos se comparan con la resistencia cortante promedio a lo largo de la misma trayectoria. Puesto que el método sueco es sólo un diseño convencional, el factor de seguridad calculado con la fórmula no puede considerarse como absoluto. Se ha reportado por ejemplo que en la construcción de bordos, pendientes con un factor de seguridad de 0.75 a 1.00 fueron en algunas ocasiones estables. Inconsistencias similares pueden explicarse en algunos casos por la poca aproximación en la estimación del factor de seguridad.

Otra objeción al método sueco (llamado también método de dovelas), es la consideración de que la interacción entre dovelas puede despreciarse. Así el punto  $E'$  dentro de la masa del suelo se considera cargado con el peso del terreno encima de él (ordenada  $E' E''$  en la fig 17). Este punto llevaría exactamente el mismo monto de carga si se colocara terreno adicional en la parte superior de la masa dada, como se muestra con línea punteada, y esto es obviamente ilógico.

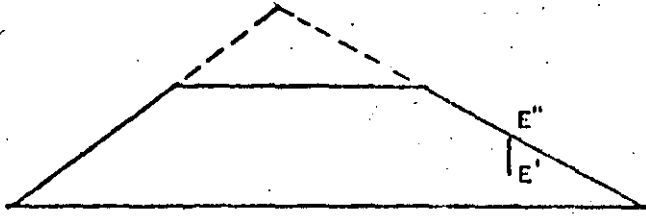


Fig.17

### FACTOR DE SEGURIDAD

El método aceptado generalmente para calcular el factor seguridad contra deslizamiento es el dado por la expresión (11). La poca aproximación de este método ha sido demostrada, en efecto, parte de la fuerza tangencial.  $\Sigma T$  actúa en favor de la estabilidad contra el deslizamiento. Esta parte debería restarse del denominador y aumentarse en el numerador lo que proporciona un aumento del factor de seguridad.

### CENTRO DE ROTACION

Para localizar aproximadamente el centro de rotación, los ángulos  $\alpha$  y  $\beta$  (fig.18), tomados de la siguiente tabla se trazan en la parte superior e inferior del talud respectivamente. La intersección de las líneas correspondientes determina el punto O, o centro de rotación.

| Pendiente | Angulo con la horizontal (A) | $\alpha$ | $\beta$ |
|-----------|------------------------------|----------|---------|
| 1: 0.58   | 60°                          | 40°      | 25°     |
| 1: 1.00   | 45°                          | 37°      | 28°     |
| 1: 1.50   | 33° 47'                      | 35°      | 26°     |
| 1: 2.00   | 26° 34'                      | 35°      | 25°     |
| 1: 3.00   | 18° 26'                      | 35°      | 25°     |
| 1: 5.00   | 11° 19'                      | 37°      | 25°     |

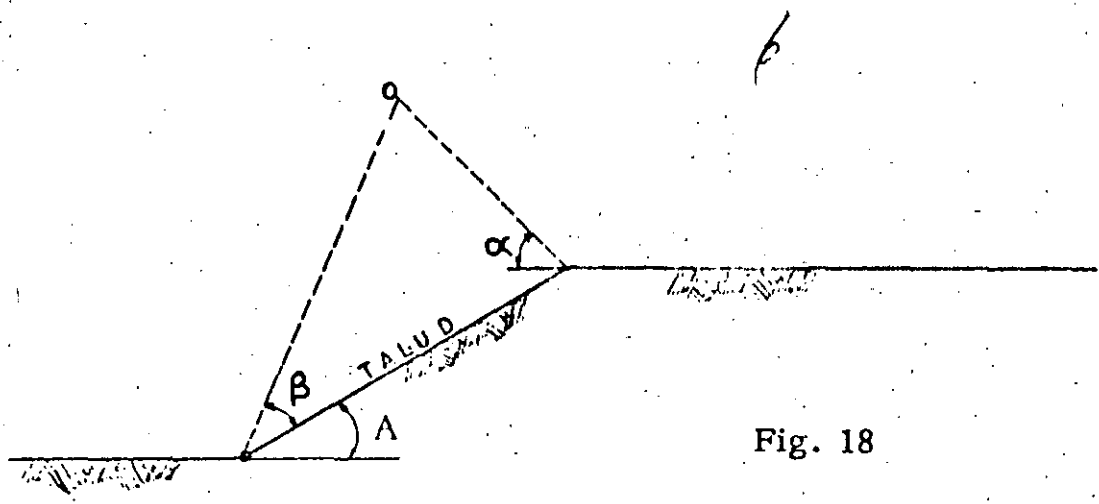
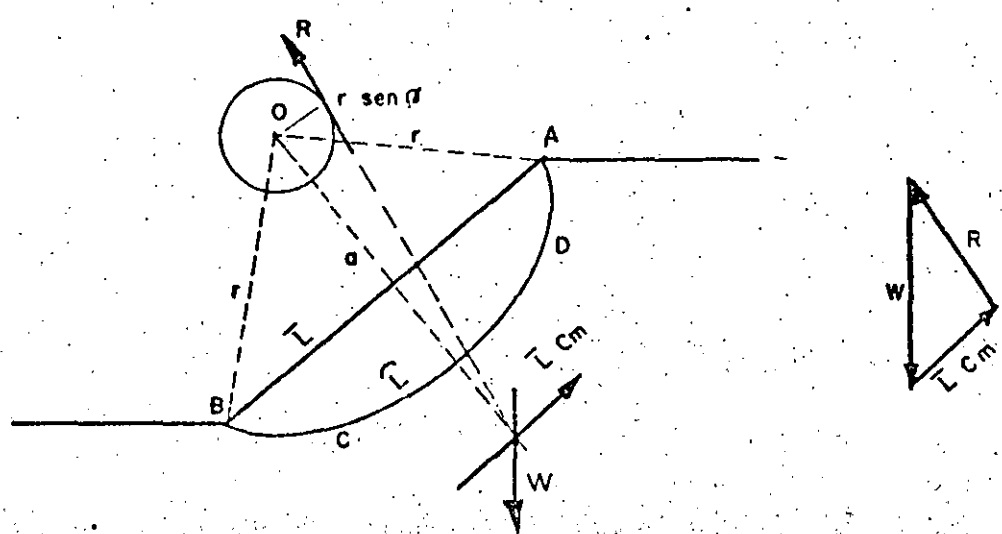


Fig. 18

Este método aproximado ha sido propuesto por Fellenius. El procedimiento aquí descrito debe repetirse para otros centros de rotación, localizados arbitrariamente, hasta que el centro de rotación y radio de curvatura den el valor mínimo del factor de seguridad. El arco correspondiente puede entonces aceptarse como el crítico, a lo largo del cual es más probable que ocurra la falla.

Método del círculo  $\phi$ .

Este método está basado en la consideración de que la reacción resultante de la línea de falla circular toca a un círculo de radio  $r \sin \phi$  teniendo como centro el mismo que la línea de falla o (fig.19). En la Fig.15 se sigue este procedimiento.



7

La reacción en cada dovela, forma un ángulo  $\theta$  con el radio y por lo tanto tiene un brazo de momento  $r \text{sen} \theta$ , y como consecuencia la resultante total deberá tener el mismo brazo.

Se considerará que la cohesión unitaria  $C_m$  requerida para mantener el equilibrio de la cuña deslizante es constante a lo largo de la línea de falla A B. Si el esfuerzo cortante  $C_m$  es constante a lo largo del arco deslizante A B =  $\widehat{L}$ , su resultante será  $\bar{L} C_m$ , donde  $\bar{L}$  es la longitud de la cuerda AB y es paralela a ésta. El brazo "a" de la resultante cortante puede determinarse tomando el momento de todas las fuerzas -- actuando a lo largo de  $\widehat{L}$  alrededor del centro de rotación "O", e igualándolo al momento de la resultante  $\bar{L} C_m$  alrededor del mismo punto.

$$\widehat{L} C_m r = \bar{L} C_m a$$

$$a = r \frac{\widehat{L}}{\bar{L}}$$

(12)

En otras palabras, el valor del brazo de la resultante, no depende del valor de los esfuerzos  $C_m$  considerando a éstos constantes a lo largo de la línea de falla y la localización de la resultante  $\bar{L} C_m$ , puede determinarse fácilmente ya sea que se conozca o no la cohesión unitaria  $C_m$ .

La cuña A B C D está en equilibrio bajo la acción de las siguientes fuerzas:

- a) Su peso
- b) Resistencia cohesional  $\bar{L} C_m$  actuando paralela a la cuerda A B.
- c) Resistencia friccional o reacción de la línea de falla circular.

J

El valor de la resultante cohesional  $\bar{L}C_m$  que actuará en el terreno puede encontrarse por equilibrio, y la correspondiente cohesión unitaria - puede obtenerse simplemente dividiendo el valor total de  $\bar{L}C_m$  entre  $\bar{L}$ . Si el valor de  $C_m$  así obtenido es menor que la cohesión máxima  $C$  que puede soportar el suelo dado según una prueba de cortante, no se presentará deslizamiento, si sucede lo contrario la cuña deslizará. El significado del índice  $m$  es "movilizado".

Para encontrar el valor del peso  $W$ , el área  $A B C D$  se puede medir y multiplicarse por el peso unitario del material. La dimensión normal - al plano del dibujo debe ser la unidad. Encontrado el centroide, una línea vertical trazada a través de él intersectará a la cohesión resultante que se encuentre a una distancia "a" de "o" y es paralela a la cuerda  $A B$ , en un punto  $M$ .

La reacción  $R$  pasa a través del punto  $M$  y es tangente al círculo

Los valores de  $\bar{L}C_m$  y  $R$ : pueden medirse a escala en el polígono de fuerzas.

Los resultados de los dos métodos antes descritos, son prácticamente los mismos.

Para el caso de zonas sísmicas deberán incluirse en el análisis - - fuerzas de inercia horizontales actuando en los centros de gravedad en el sentido más desfavorable, y cuya magnitud es igual al coeficiente sísmico de la zona por los pesos correspondientes.



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

CURSO: OBRAS MARITIMAS  
DEL 11 DE MARZO  
AL 3 DE JUNIO.  
MEXICO, D.F.

ESTRUCTURAS DE ATRAQUE.

M. EN C. ALVARO MUÑOZ MENDOZA.

①

## TEMA 6.2.- Obras de Atraque, muelles, Análisis de estabilidad de pilotes y pilas.

A continuación se presenta el análisis del impacto de las embarcaciones, fuerzas en los amarres así como tipos y métodos de amarre, muelles marginales, continuos, en "T", en "L" y en espigón.

De igual manera, se presenta el análisis de estabilidad de las estructuras marítimas construidas sobre un grupo de pilotes; las fuerzas incidentes del oleaje sobre pilas y su diseño, y por último, se presenta el análisis de muros verticales y tablaestacados.



En general y en cuanto a su localización, se presentan los siguientes tipos de estructuras de atraque:

- a) Marginales o paralelas a la costa
- b) Normales a la costa o en espigón
- c) Cuando en la costa no se tienen condiciones adecuadas para la cimentación o cuando se requieren dragados excesivos para obtener la profundidad necesaria del agua, será necesario localizar el muelle a la distancia necesaria del lado del agua y unir a tierra con una pasarela de acceso. Se acostumbra denominar a este tipo de muelle en L o T.
- d) Estructuras de atraque fuera de las instalaciones portuarias.

Los tipos a) y b), son muy convenientes principalmente en el caso de que se tengan que cargar o descargar los barcos cerca de las bodegas haciendo uso de grúas y transportadores, o para el caso de terminales para pasajeros. A los muelles normales a la costa también se les denomina en algunas ocasiones en espigón, puesto que su localización es semejante a la de un espigón, aunque la función es diferente, puesto que un espigón construido generalmente a base de enrocamiento y costales rellenos de cemento, tiene por objeto detener los arrastres litorales para evitar que estos azolven las zonas de operación. Cuando los movimientos de la carga se hacen en forma mecanizada como en el caso de productos conducidos por tubería utilizando bombas y transportados en grandes barcos, tales como los buque-tanques petroleros, la experiencia ha demostrado que el tipo c) es el más indicado, ya que en esta forma se tiene más libertad para las maniobras, y al tenerse menores cargas verticales las

pasarelas de acceso son más ligeras en comparación a lo que resulta en los casos anteriores. El tipo d) es una solución muy simple, rápida y económica para la carga y descarga de grandes barcos en lugares donde no se tienen las instalaciones portuarias adecuadas y principalmente se carece del calado necesario y espacio para las maniobras de ciaboga. En esta forma se eliminan problemas de navegación y el uso de remolcadores. En el caso de las boyas IMODCO utilizadas principalmente para barcos petroleros, se le permite a la embarcación acomodarse en su posición más favorable respecto al viento en condiciones que con otro tipo de instalaciones sería imposible cargar o descargar, se incrementa el factor de seguridad contra incendios u otros accidentes y se pueden mover para colocarse en otros lugares. La comunicación a tierra en este caso se obtiene mediante una tubería submarina.

En las figuras 12, 13, 14, 15, 33, 34, 35 y 36 se muestran algunos ejemplos de muelles del tipo a), de la Fig. 40 a la Fig. 53 algunas instalaciones con muelles de los tipos b) y c) y en las figuras 54 a 57 tipos de estructuras de atraque alejadas de la costa.

Por lo que respecta al tipo de cimentación se debe elegir la construcción de algunos de los siguientes tipos de estructuras:

Estructuras masivas:-

Convenientes cuando el estrato resistente se encuentra cerca de la superficie del terreno; pueden estar constituidas de un muro de gravedad con material de relleno en el respaldo (Figs. 12, 13, 33, 34, 35 y 36), que deberá elegirse en tal forma que sea ligero y suficientemente resistente.

También se tienen estructuras masivas en las cuales, apoyadas sobre paredes de tablestaca se colocan rellenos de arena, grava, concreto --

pobre, etc. constituyéndose en esta forma muros (Fig. 15) gaviones o recintos celulares (Figs. 48, 49 y 53). Las características del terreno en cuando a su capacidad de carga y resistencia de fricción deberán ser satisfactorias durante y después de la construcción.

Razones definitivas que justifican la selección de estructuras masivas son el hecho de que se haga necesario ganar terreno sobre el que se construirán nuevas bodegas, para construir terminales de pasajeros, en diques o dársenas de maniobras artificiales, etc.

#### Estructuras sobre pilotes:

Son las adecuadas en el caso de tenerse un terreno de poca resistencia y un estrato resistente alejado de la superficie del terreno, o cuando se quiere absorber energía aprovechando la flexibilidad de la estructura (Figs. 14 y 40-54).

#### Diques de Alba.-

Son estructuras especialmente diseñadas para amarrar las embarcaciones o para recibir los impactos y absorber la energía de éstas. En el primer caso se dice que son de amarre y en el segundo de atraque. Los diques de alba de atraque protegen a la estructura principal que únicamente se diseñará por cargas verticales y sismo o empujes del terreno en su caso. Es conveniente construir estructuras bastante flexibles con pilotes verticales o estructuras rígidas (a base de pilotes inclinados o masivas), con un sistema de defensas muy efectivo para evitar la probabilidad de grandes impactos que con mucha frecuencia causan fallas considerables.

## EJEMPLOS DE MUELLES NORMALES A LA COSTA Y EN L O T.

En general los muelles petroleros son del tipo L o T o bien normales a la costa, buscando un calado adecuado para el acceso de grandes barco-tanques sin que se requieran dragados excesivos. A diferencia de los muelles para carga general o las terminales para pasajeros, en los cuales en general es conveniente acortar la distancia entre la banda de atraque y los edificios en la costa, en el caso de instalaciones petroleras, es más conveniente evitar grandes volúmenes de dragado aumentando la longitud de los accesos, que soportan cargas verticales mucho menores, incluyendo en estas el peso de las tuberías y las correspondientes a pequeños vehículos, resultando estructuras livianas. La plataforma de operación o estructura del muelle en sí, resultará robusta en el caso de que el atraque o el amarre de las embarcaciones se realice sobre ella recibiendo en consecuencia cargas horizontales considerables y en ocasiones teniendo que absorber energía. Es muy importante en este tipo de muelles estudiar cuidadosamente la forma en que se absorberá la energía de las embarcaciones que atracarán, y es el punto que principalmente trataremos en las siguientes páginas.

En la Fig. 40 se presenta un tipo de muelle que no obstante haberse construido en varias ocasiones adolece de varios defectos, y al ser poco funcional ha requerido la adaptación de instalaciones adicionales como la construcción de duques de alba resultando con esto antieconómico. En primer lugar un acceso proyectado con el criterio de muelle para carga general resulta demasiado pesado y costoso, puesto que como antes dijimos este tipo de estructura soporta cargas verticales relativamente pequeñas y es suficiente con un acceso constituido por una pasarela angosta

y ligera, descargando directamente las tuberías sobre los marcos principales contraventeados. No existe una junta entre el acceso y la plataforma de operación con lo cual se tiene una transmisión de cargas horizontales de la plataforma al acceso que deberá diseñarse para dicho efecto, o bien deberá proyectarse una plataforma muy rígida y por lo tanto costosa. En cualquier caso el sistema de defensas debe ser muy efectivo, como el tipo de gravedad indicado en la figura. Aún con todas estas precauciones en este tipo de estructuras solo atracarán barcos de desplazamiento reducido, ya que un barco de gran masa produciría concentraciones de carga en la zona de atraque inicial. Pensando en regidizar una estructura para movimientos horizontales a base de pilotes inclinados, debe tomarse en cuenta que si bien, teóricamente estos reciben favorablemente cargas y energía, la experiencia ha demostrado que si el terreno tiene baja capacidad de carga se pueden presentar asentamientos, o si las secciones no son las necesarias, se tienen fallas de inestabilidad.

En la Fig. 41 la plataforma de atraque a base pilotes verticales y por lo tanto flexible puede absorber energía eficazmente, habiéndose dejado una junta en la unión de la pasarela que le da libertad de desplazarse horizontalmente, no obstante, también pueden presentarse concentraciones de cargas, que se traducen en momentos flexionantes tales que los pilotes no pueden resistir y debido a su flexibilidad, el movimiento puede afectar a las instalaciones de operación o al personal trabajando, por lo que en general con este tipo de estructura ha sido conveniente también adaptar duques de alba que proporcionen una longitud de atraque adicional.

En las figuras 42 y 43 tenemos el caso en que el atraque se lleva

a cabo sobre duques de alba separados A y B, los cuales absorben el total de la energía cinética de la embarcación, quedando la plataforma de operación que está unida al acceso, soportando únicamente carga verticales. En esta forma un atraque accidental con velocidad mayor a la de diseño sería tomado únicamente por los duques de alba sin transmitirse el resto de la estructura. No obstante que antiguamente se utilizaron pilotes de madera con gran efectividad en duques de alba, en la actualidad se ha comprobado que el material ideal para absorber energía es el acero, material bastante homogéneo, flexible y resistente. Deberán elegirse secciones en cajón con momento de inercia constante en cualquier dirección y de preferencia tubos circulares que son los más económicos en cuanto a peso de acero necesario, pero si se dificulta su fabricación la sección cuadrada es la indicada. En ocasiones muy frecuentes, el concreto tiene ventaja con respecto al acero por ser un material más barato y disminuir problemas de corrosión.

En las figuras 44 y 45 se muestran dos tipos de estructuraciones que han tenido gran aceptación en los últimos años tanto por su sencillez como por su efectividad. En de la Fig. 45 es esencialmente el antes analizado, y consiste de un acceso y una plataforma de operación separadas por juntas de plataformas de atraque laterales adaptadas además con defensas de gravedad. Otra ventaja que se puede observar es que la cubierta es una losa plana cuyo colado en la obra es muy sencillo, y se puede realizar en corto tiempo, lo cual se traduce en ahorro de dinero. El arreglo mostrado en la Fig. 44 posee un sistema de defensas muy económico y efectivo a base de un tablero de madera apoyado sobre pilotes verticales muy flexibles y en general también de madera cuyo extremo superior está apo-

yado sobre elementos flexibles, en general macizos de hule. Se pensó en reducir el tiempo costoso de trabajo marino colocando sobre los pilotes - hincados en el lugar trabes precoladas formándose así marcos que a su vez soportan transversalmente losas precoladas haciendo un colado final de concreto sobre dichas losas lográndose en esta forma continuidad.

En las figuras 46 y 47 se presenta un proyecto similar al último - mencionado en el párrafo anterior, pudiéndose apreciar en la figura 47 - los marcos que soportan las tuberías que como dijimos son a base de trabes precoladas unidas mediante pernos a los pilotes y columnas, pudién-- dose aumentar la longitud de estas últimas al requerirse apoyar un mayor número de trabes que constituyan niveles adicionales para soportar nue-- vas tuberías, colando tramos a partir de la parte en que se dejaron vari-- llas ancladas.

No obstante todas las ventajas en los diseños de las figuras 46 y - 47, por las razones mencionadas al referirnos a la Fig. 40, este tipo de estructura se ha aplicado para barcos de desplazamiento mas bien reducido.

Hasta ahora no hemos hecho referencia a las instalaciones de amarre que indiscutiblemente debe llevar todo muelle, y que constan de bitas o ganchos de escape anclados en la estructura del muelle, de los duques de alba de atraque o en duques de alba de amarre especiales.

En las figuras 48 y 49 tenemos otro tipo de puelle en el cual el - - atraque lo reciben dos puntos rígidos constituídos por gaviones construi-- dos con una pared de tablestaca metálica y relleno interior de concreto, - que deberán estar cimentados en un terreno bastante resistente a poca - -

profundidad, pues en otra forma serían excesivamente costosos. La rigidez de esta estructura masiva hace que se requiera un sistema de defensas muy especial que absorba por si solo toda la energía de la embarcación, pues la carencia de este ha originado en algunos casos que lleguen al gavión cargas muy grandes que lo hacen fallar. En el caso de la figura se colocaron defensas de gravedad conectadas a pistones hidráulicos. En este tipo de estructuras atracan actualmente grandes barco-tanques.

En las figuras 50, 51 y 52 tenemos varias ilustraciones de una -- instalación muy original e ingeniosa utilizada para recibir barco-tanques de gran desplazamiento en un lugar en que la variación de mareas es muy grande. Cada uno de los muelles consiste de un pontoon de atraque guiado en su posición por columnas, conectado mediante armaduras trianguladas que tienen libertad de moverse verticalmente durante las variaciones de la marea, a defensas del tipo gravedad soportadas por duques de alba muy flexibles. La energía cinética del barco se absorbe por fricción entre el agua y el pontoon, fricción e incremento de energía potencial de las defensas de gravedad y energía potencial elástica al deformarse los duques de alba. Los duques de alba de amarre consisten de flotadores que deslizan durante las variaciones del nivel del agua alrededor de grandes tubos verticales hincados en el terreno la profundidad necesaria.

En la figura 53 aparece una instalación a donde llegan algunos de los barcos petroleros más grandes del mundo y con bastante frecuencia, por lo que fué necesario pensar en instalaciones adecuadas aprovechadas al máximo, construyendo muelles normales a la costa con bandas de atraque en ambos lados, pudiéndose en esta forma atracar dos barcos a la vez en cada muelle. Los duques de alba de atraque son gaviones de fa---



blestaca metálica unidos por pares mediante un cabezal de concreto obteniendo en esta forma un conjunto muy estable no obstante que se tenga en este lugar un gran calado necesario para grandes barco-tanques.

Se mencionarán a continuación algunas de las instalaciones para muelles, modernas o que han demostrado a través de los años tener buena efectividad:

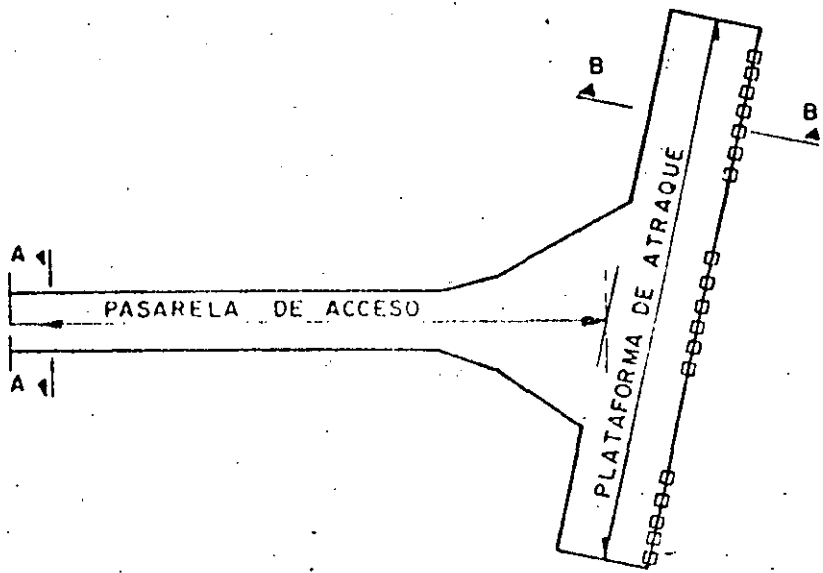
Ha sido muy común mover las garzas para carga o descarga de productos petroleros mediante grúas instaladas en la plataforma de operación. En la actualidad se cuenta con un sistema de garzas operadas hidráulicamente, con lo cual se reduce el tiempo de operación y el personal necesario, ya que prácticamente solo se requiere de una persona operando los controles y otra que coloca la boca de la garza en su posición correcta. Estos tipos de garzas se utilizan para mover una gran variedad de productos e inclusive hechas con una aleación especial de aluminio para fluidos corrosivos.

Es evidente la gran ventaja que se obtiene al proteger una estructura de atraque utilizando defensas, ya que siendo estas en general más deformables, absorben la mayor parte de la energía disminuyendo la fuerza de impacto. Los sistemas de defensas pueden ser tan efectivos y complicados o costosos como se quiera, no obstante algunos de ellos se han ido prefiriendo por su simplicidad o buen funcionamiento, tales como los indicados en las figuras 20, 21 y 22.

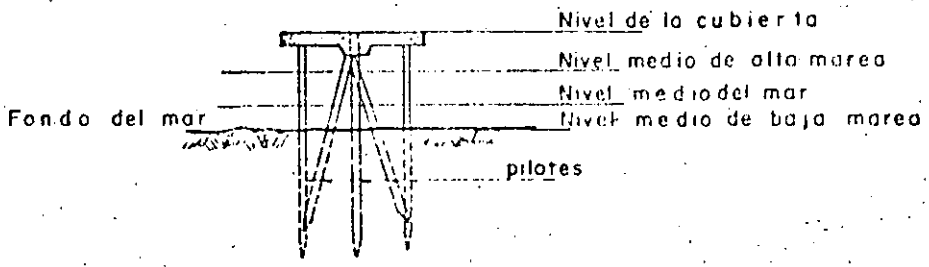
En cuanto a la forma de fijar las amarras en las plataformas de atraque o en los duques de alba de amarre, conviene mencionar la ventaja de bitas adaptadas con ganchos de desprendimiento rápido, evitándose en

esta forma el traslado de los operarios hasta el lugar de fijación que en ocasiones es de difícil acceso, puesto que estos ganchos se pueden operar desde la embarcación.

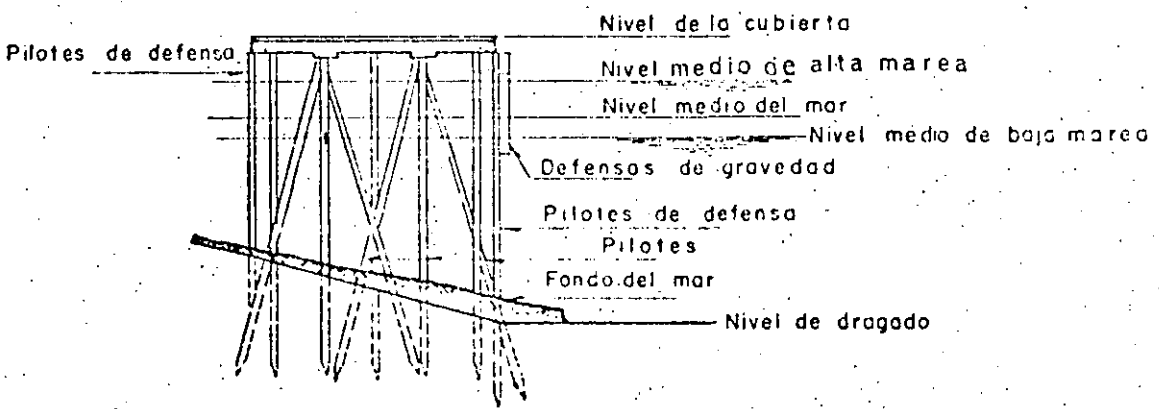
12



P L A N T A



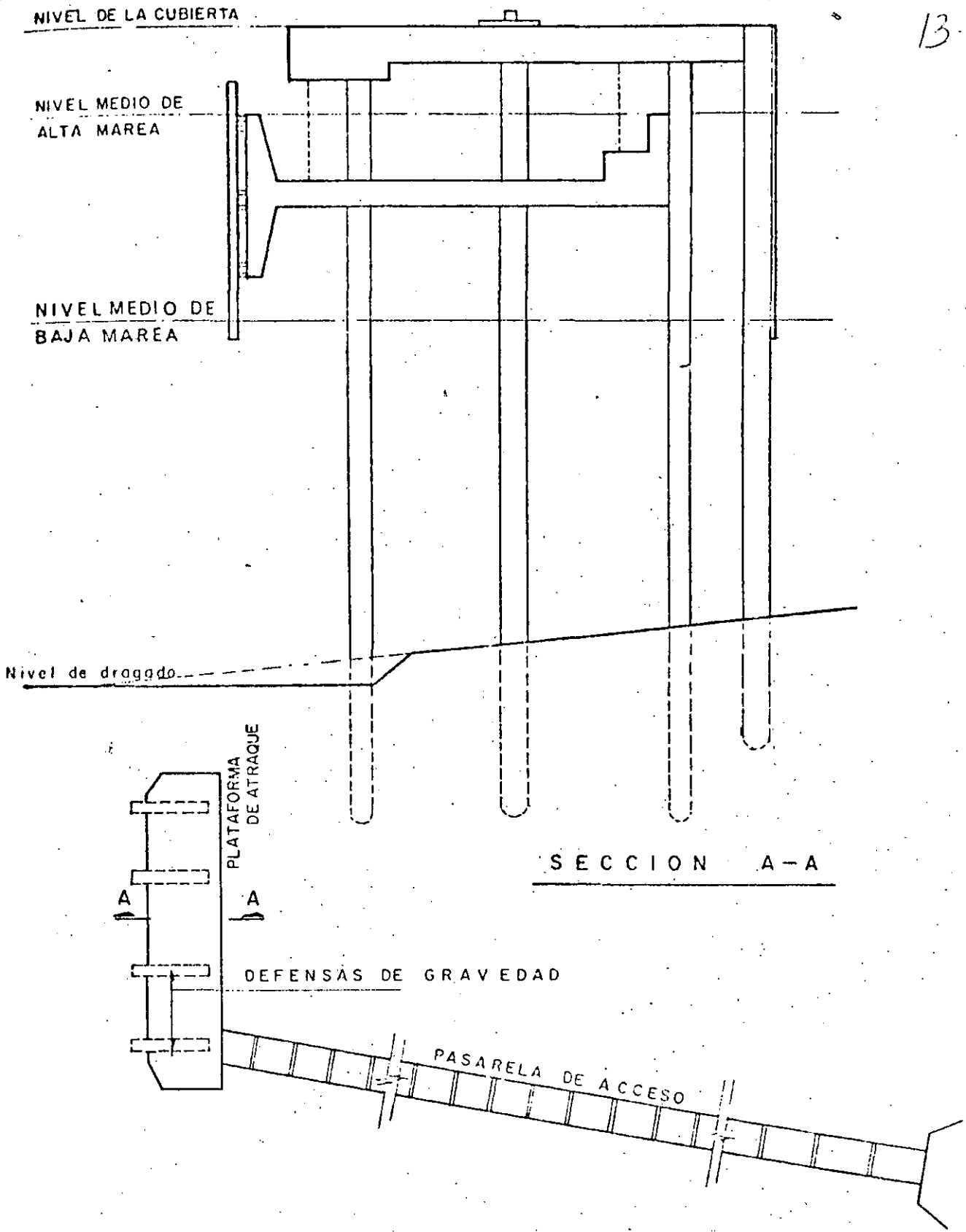
S E C C I O N    A - A



S E C C I O N    B - B

Fig. 40

13



SECCION A-A

Fig. 41

14

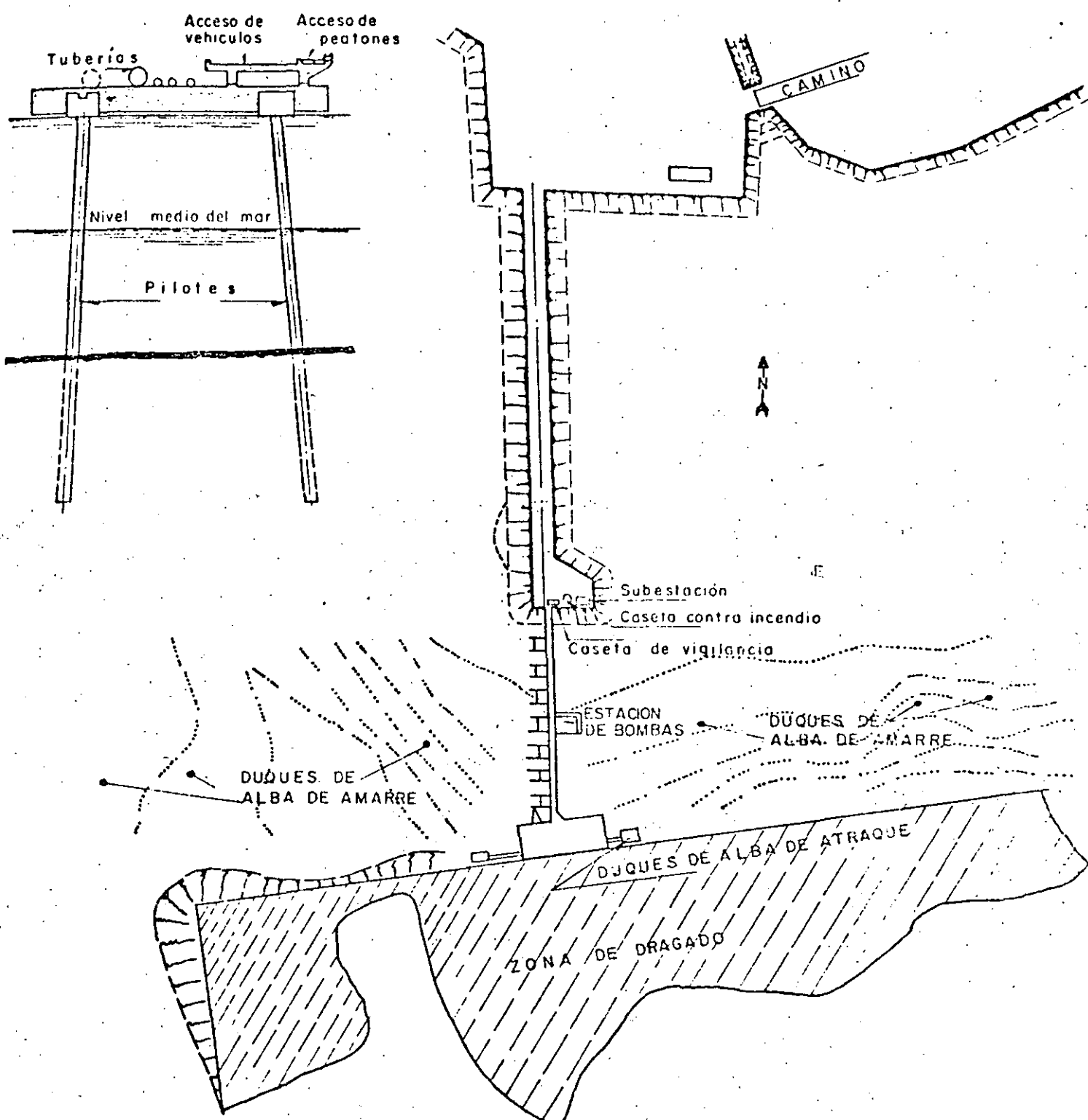


Fig. 42

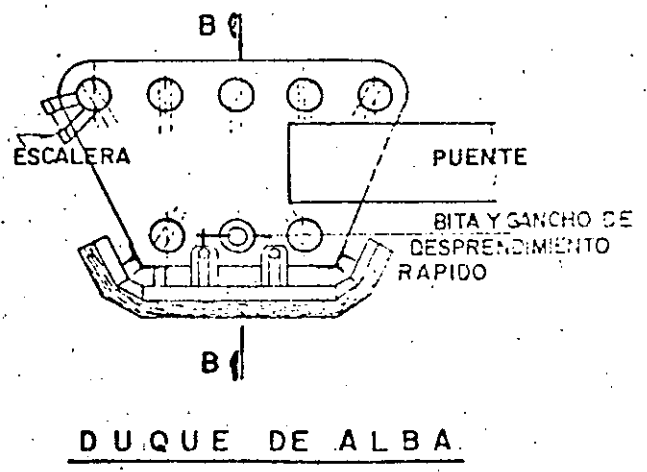
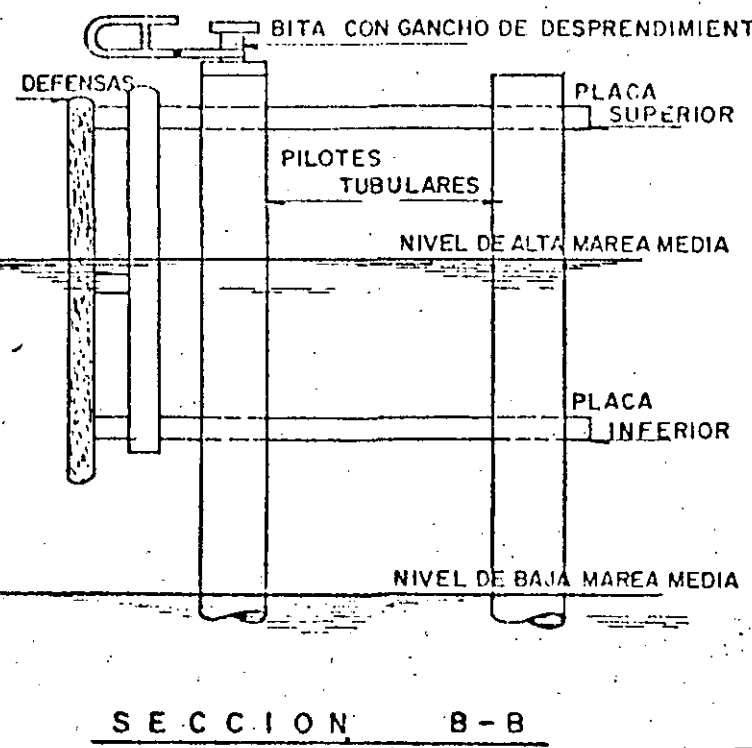
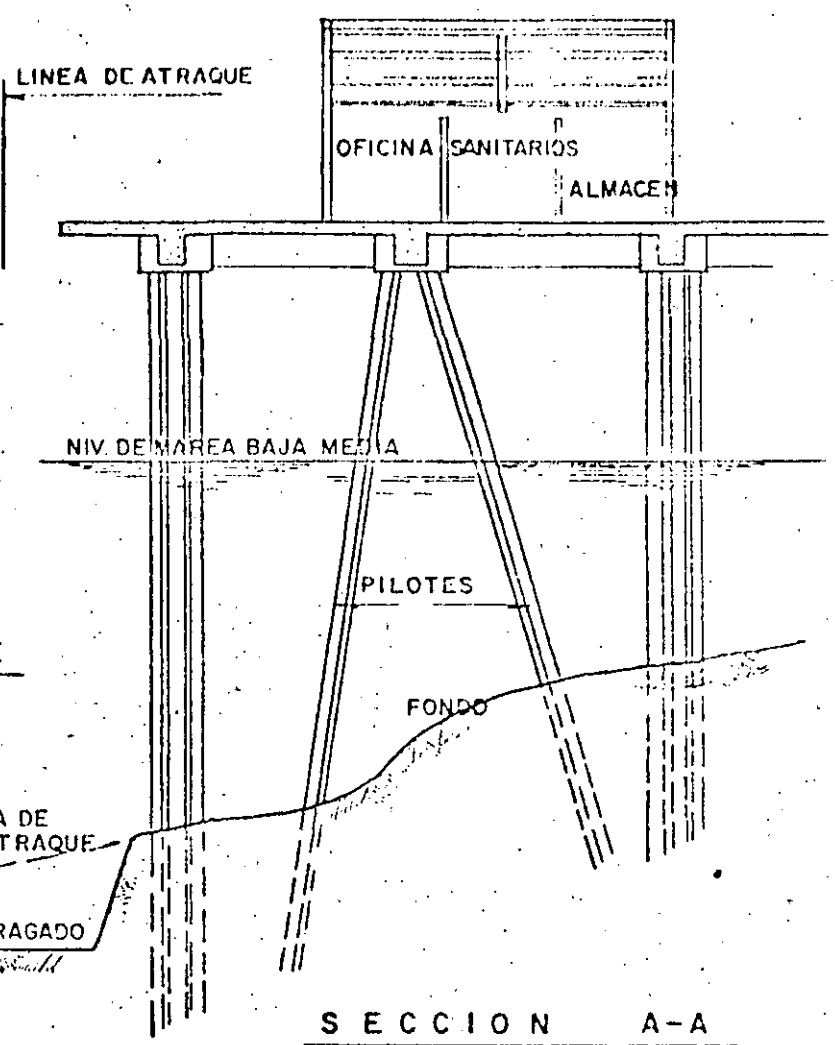
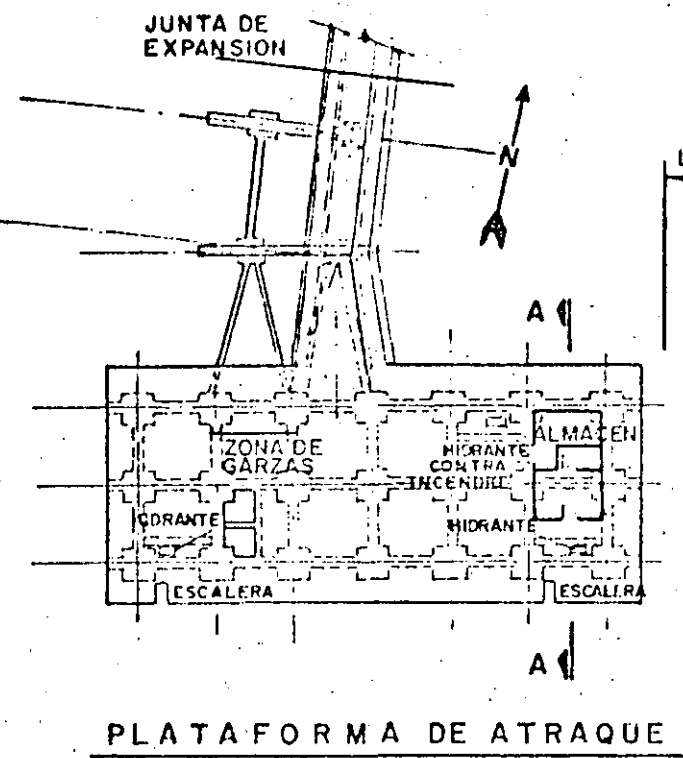


Fig. 43

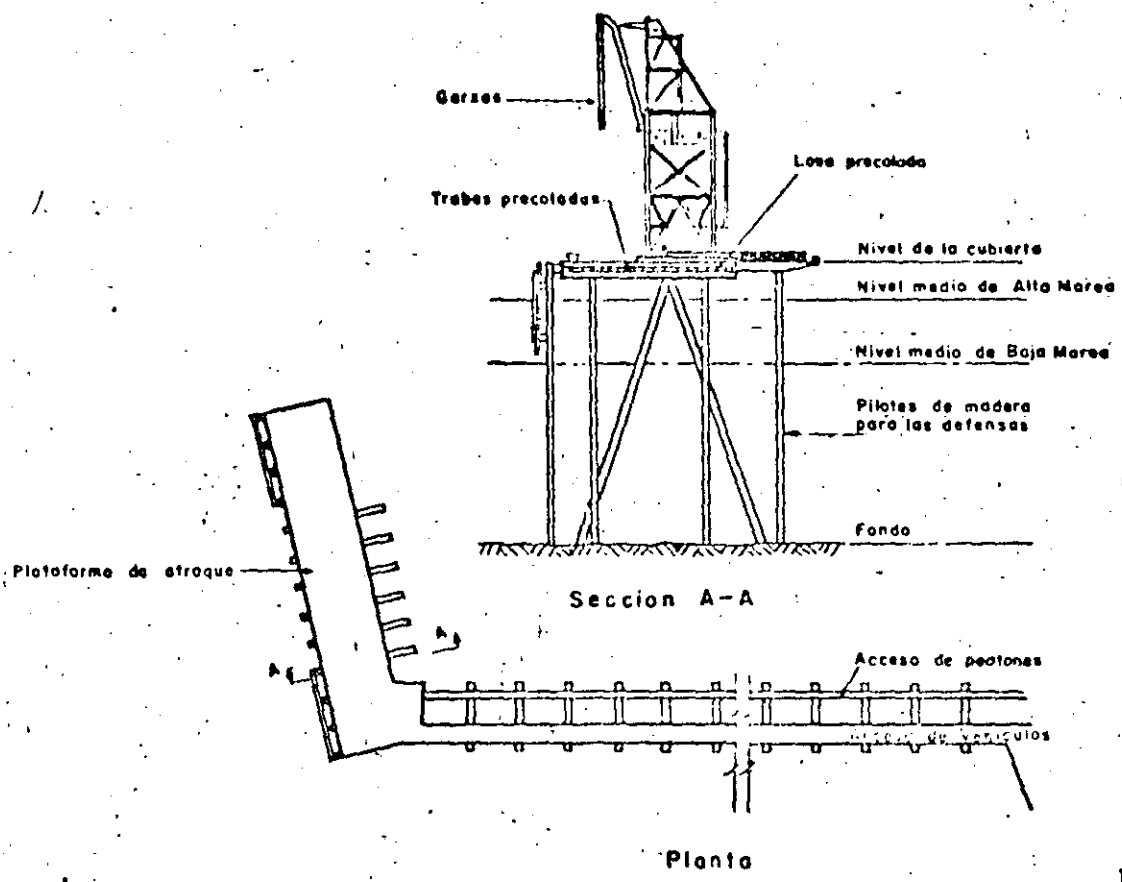


Fig. 44

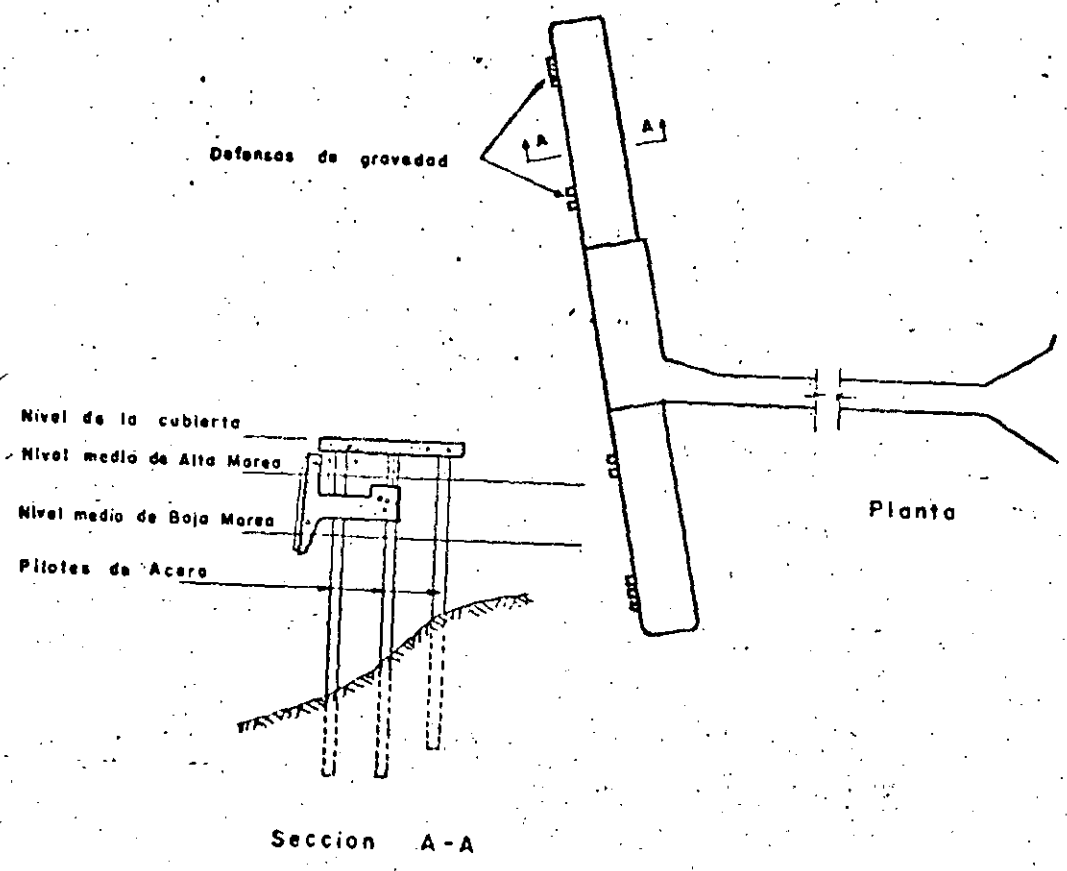


Fig. 45

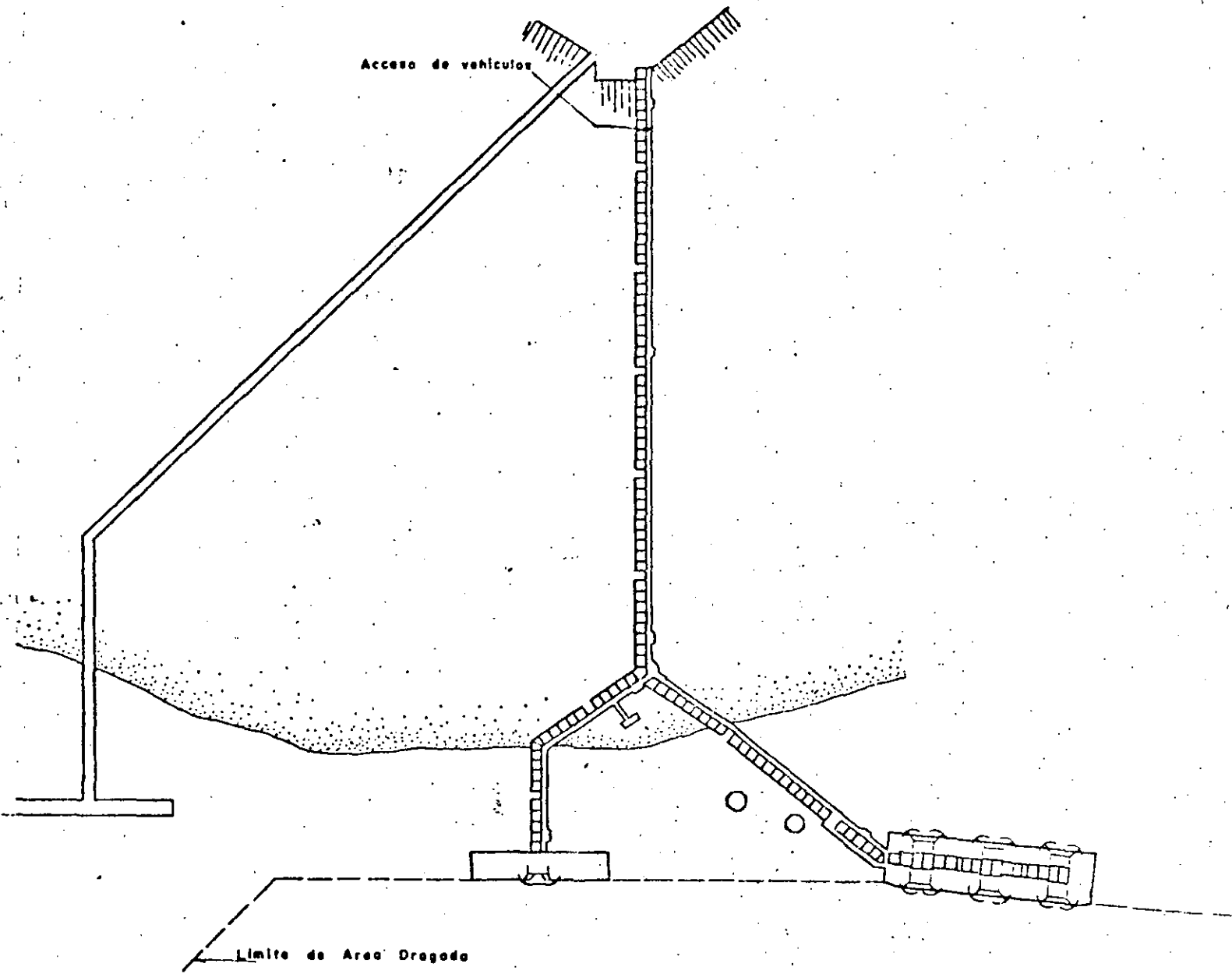


Fig. 46



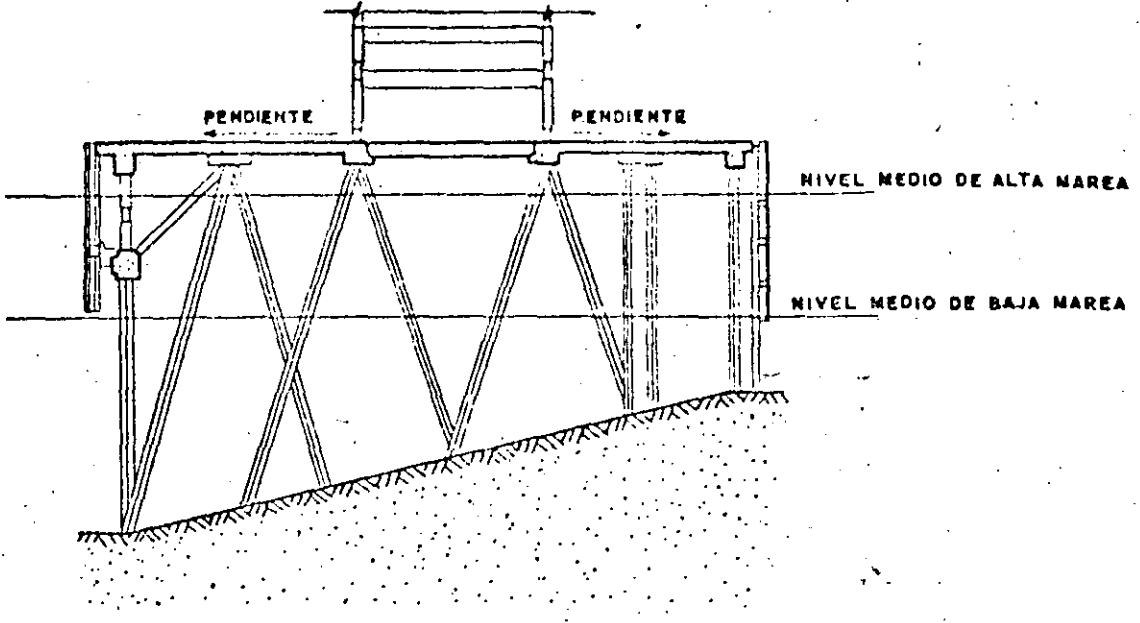
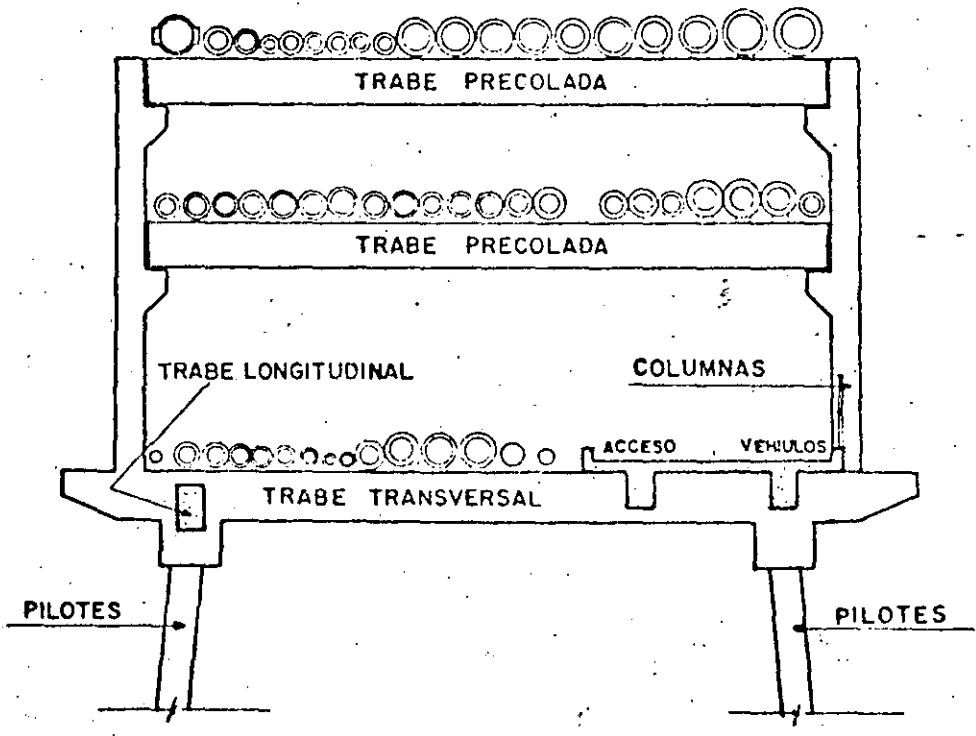


Fig. 47



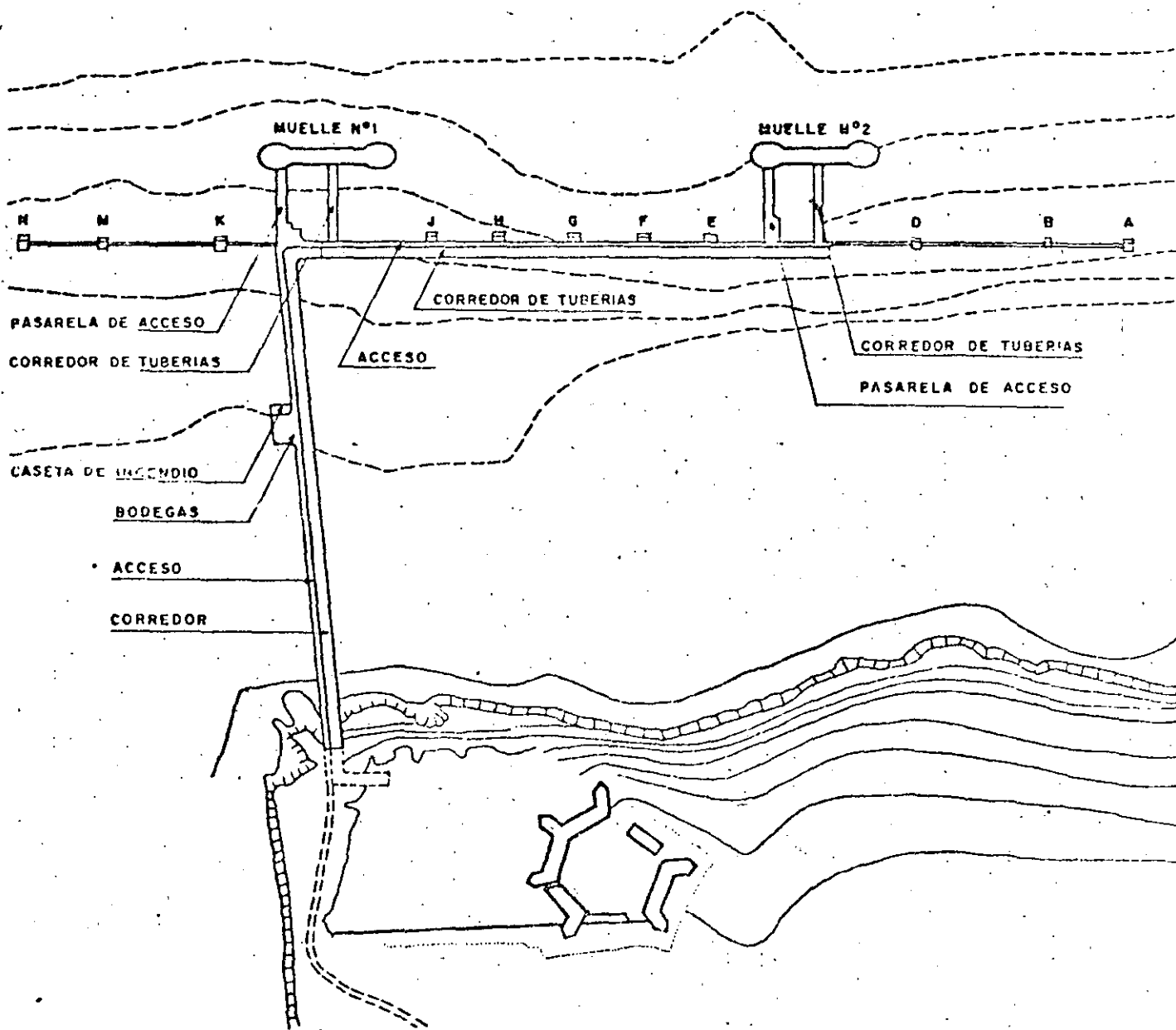
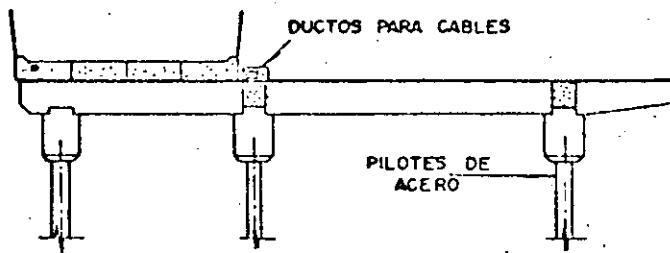
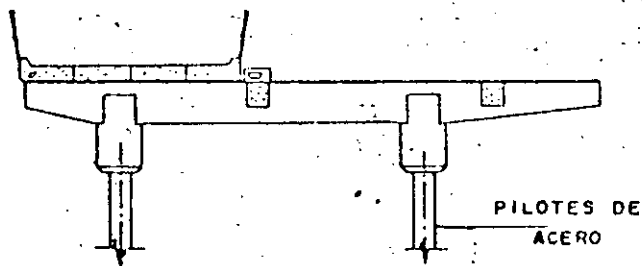
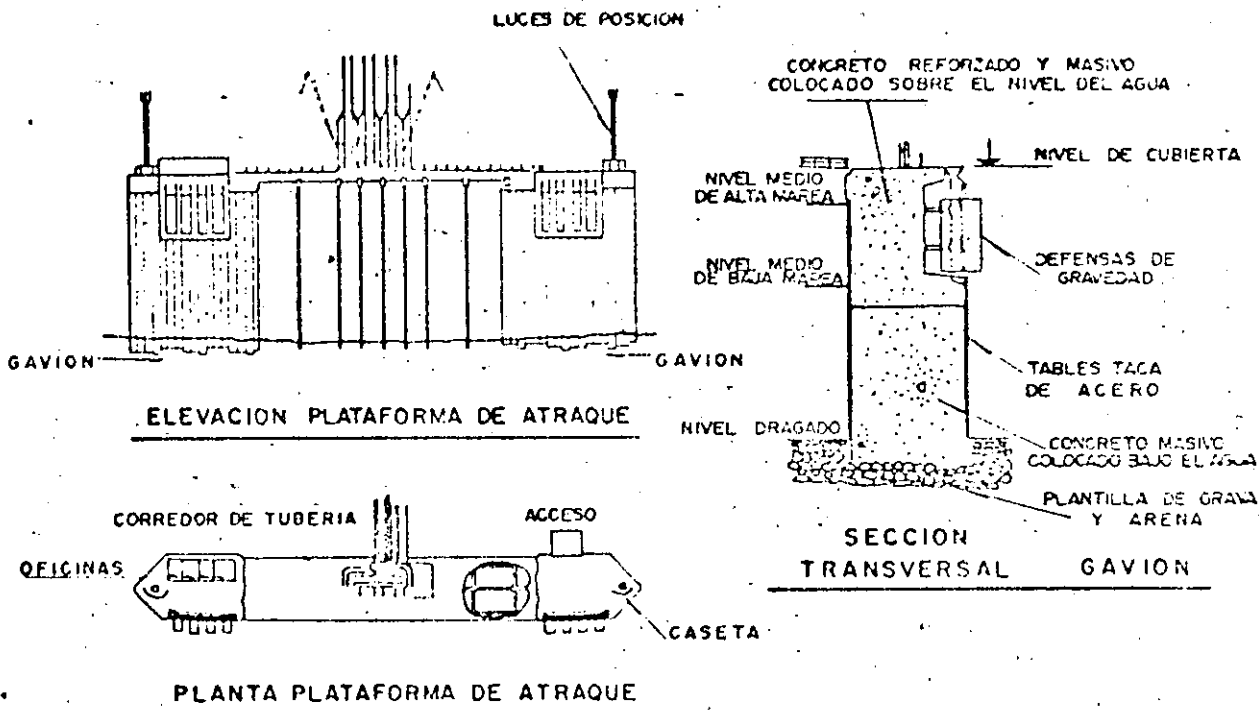


Fig. 48



SECCION TRANSVERSAL DE ACCESOS

Fig.49

21

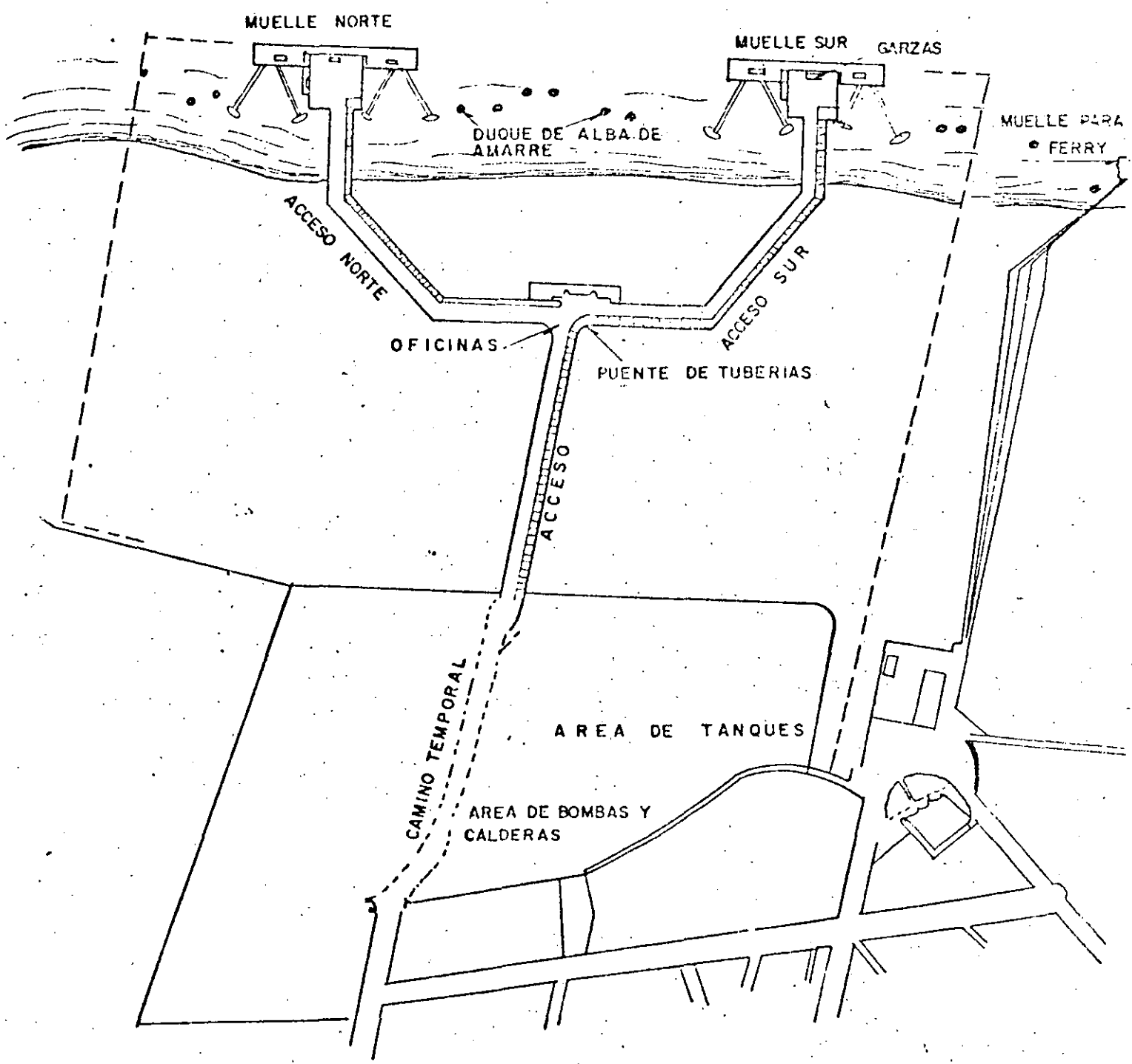


Fig. 50

CILINDROS DE CONCRETO

LUCES DE POSICION

97  
22

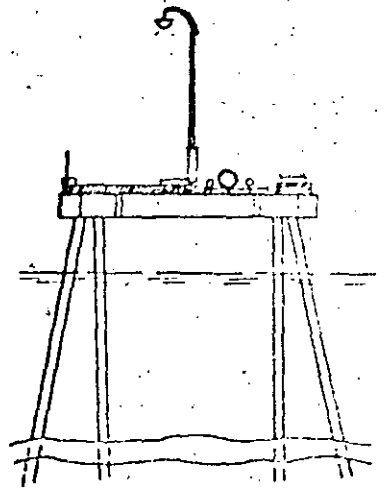
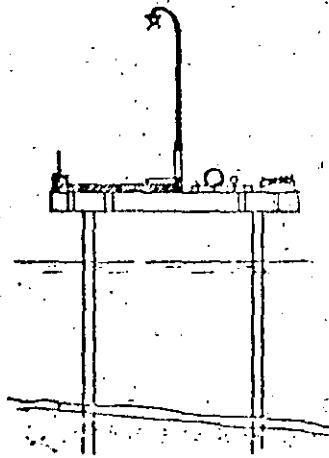
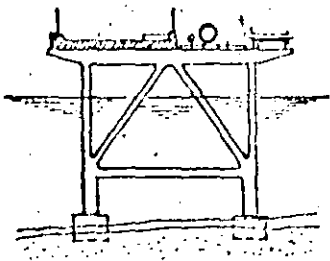
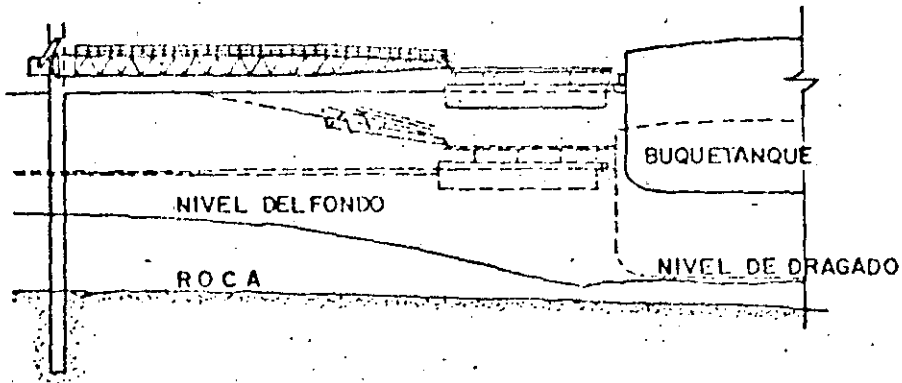
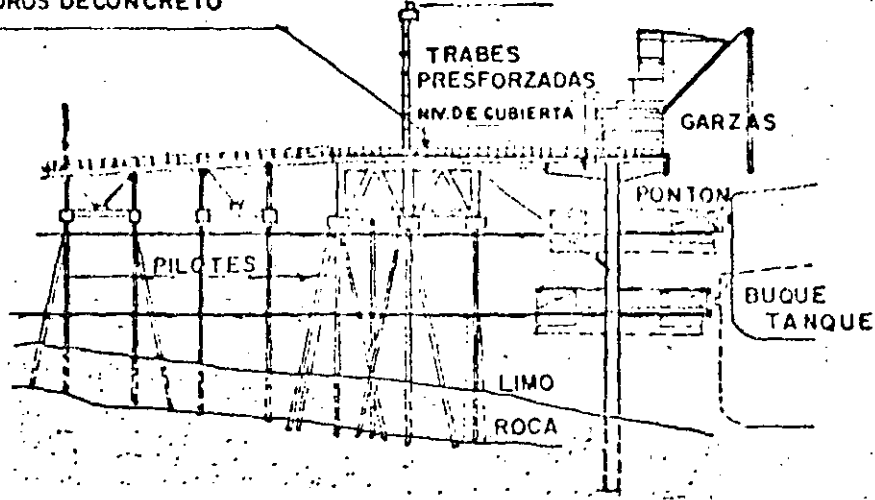
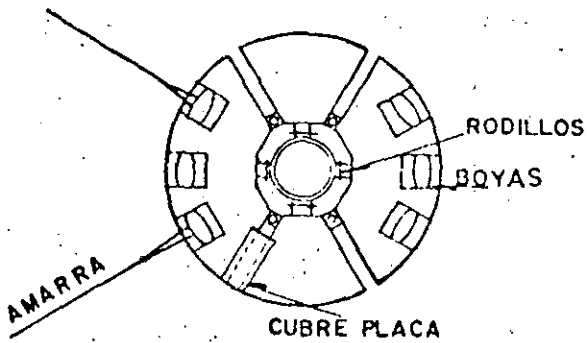
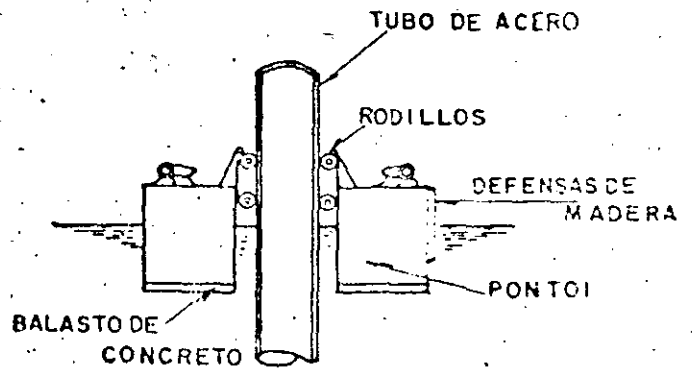


Fig. 51



PLANTA



ELEVACION

Fig. 52

13

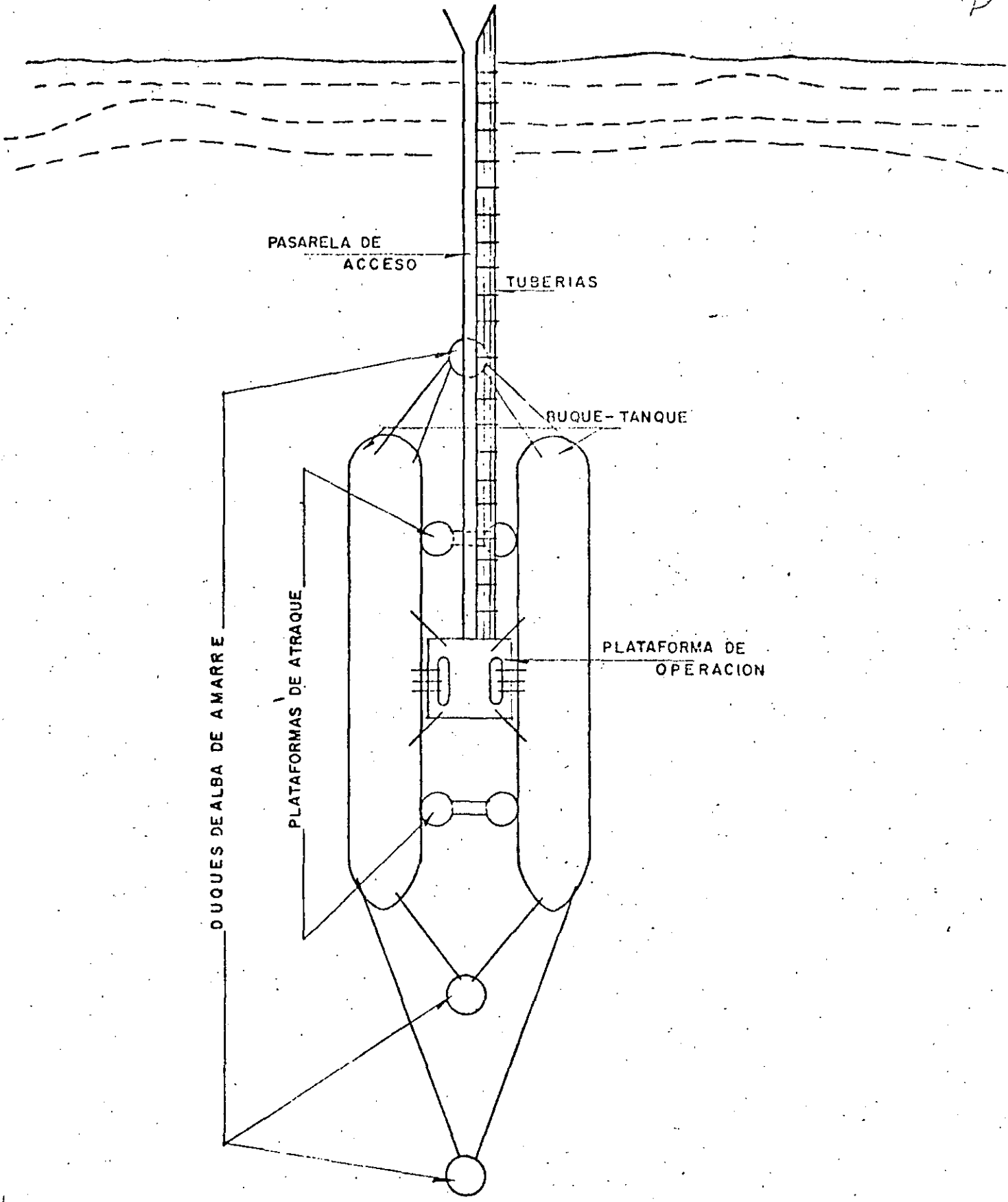


Fig. 53



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

CURSO: OBRAS MARITIMAS  
DEL 11 DE MARZO  
AL 3 DE JUNIO.  
MEXICO, D.F.

A M A R R E S .

M. EN. C. ALVARO MUÑOZ MENDOZA.

10.3 Procédé par lignes de sonde.

Au voisinage des côtes où les cartes hydrographiques donnent une valeur assez précise des profondeurs, et en l'absence de visibilité, il est possible d'avoir une indication sur la position du navire par le procédé des « lignes de sonde » : on note l'heure de passage à la profondeur  $H_1$ , puis l'heure de passage à la profondeur  $H_2$ ; en faisant subir à la ligne de niveau  $H_1$  une translation de direction parallèle au cap du navire et de grandeur égale à la distance « estimée » parcourue par le navire. L'intersection de la ligne de niveau  $H_2$  avec la ligne translatée donne la position du navire à la condition évidemment que les lignes de niveau ne soient pas parallèles entre elles.

De toute façon, les procédés utilisant les lignes de sonde sont très imprécis, et ne peuvent être utilisés dans les zones à faible variation du relief.

10.4 Procédés utilisant les aides radioélectriques.

La navigation au voisinage des côtes est actuellement sérieusement facilitée par les aides radioélectriques; les procédés correspondants seront examinés au chapitre suivant.

III. MANŒUVRES DANS LES CHENAUX ET DANS LES PORTS — AMARRAGE

Un navire arrivant au voisinage d'un port, doit souvent s'arrêter et stationner en attente du pilote qui le conduira à son poste ou de l'autorisation d'entrer dans le port; le navire *mouille*, c'est-à-dire s'immobilise sur son ancre.

Lorsque le pilote est à bord et que l'autorisation d'entrée dans le port est donnée, ou que le niveau de la marée est suffisant, le navire quitte son mouillage et *engaine* le chenal d'accès au port. Il est quelquefois obligé de s'arrêter à nouveau dans l'avant-port, pour être remorqué à son poste d'opération, au besoin après avoir *évité* — c'est-à-dire tourné sur lui-même de  $180^\circ$  —; il est ensuite *amarré* au poste où il effectue ses opérations commerciales ou bien où il attend la libération de ce poste, occupé par un autre navire.

11. Mouillage

11.1 Dispositions de mouillage.

Comme nous l'avons indiqué, le mouillage est l'opération consistant à immobiliser le navire en le fixant sur une ou plusieurs ancres; les navires sont en effet munis d'au moins deux ancres à la partie avant, et parfois d'une ancre de touée à l'arrière; ces ancres sont fixées sur des chaînes.

Le mouillage peut également consister à fixer le navire sur des coffres d'amarrage auxquels il est relié par des amarres classiques, les coffres étant eux-mêmes fixés à des ancres ou de lourdes masses (corps morts) par de fortes chaînes.

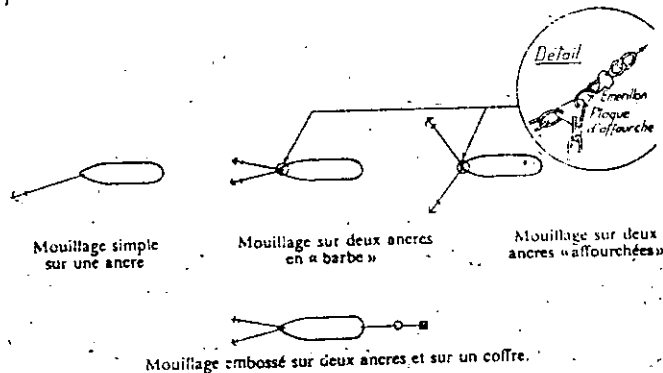


Fig. IV-14.

Les dispositions classiques de mouillage sont décrites par la figure IV-14; on notera que le mouillage n'entraîne pas de façon absolue l'immobilisation du navire qui peut plus ou moins se déplacer autour de ses ancres, ou de part et d'autre de la ligne d'embossage.

11.2 Description d'une ligne de mouillage.

La ligne de mouillage est constituée (fig. IV-15):

— par une manille d'étagure qui fixe la chaîne au navire,



- par une chaîne comportant plusieurs maillons (1), reliés entre eux par des manilles,
- par un émerillon, pièce métallique qui permet la rotation autour d'un axe dirigé suivant la chaîne,
- par des manilles et mailles d'extrémité (démontables ou non),
- enfin par une ancre.

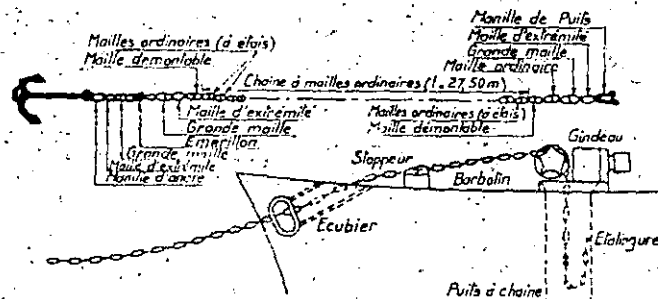


Fig. IV-15

L'ancre est une pièce métallique en acier: le type le plus utilisé est l'ancre Marel, à pattes articulées; mais il existe depuis quelques années des ancres à pattes élargies qui offrent une meilleure tenue sur le fond (ancres Danforth) (fig. IV-16).

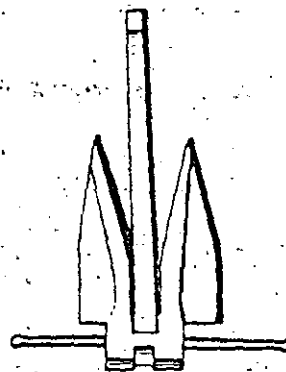


Fig. IV-16

Les chaînes sont en général du type à étais, en acier forgé; elles sont désignées par le diamètre de la barre d'acier qui sert à former la maille, cette dernière étant soudée par étincelage.

Le poids des ancres, le diamètre et la nuance de l'acier des chaînes sont fixés par les règles des Sociétés de classification des navires.

Le poids d'une ancre de cargo de 10 000 t. de port en lourd atteint

(1) Le maillon est une unité de longueur valant 27,50 m.

5 tonnes; le calibre de ses chaînes est de 75 mm, le poids au mètre linéaire de chaîne étant de 120 kg et sa résistance de rupture voisine de 150 t pour un acier de nuance Martin (contrainte de rupture de 40 kg/mm<sup>2</sup>). La longueur de chaîne à bord est de l'ordre de 500 m.

La manœuvre de la ligne de mouillage est faite au moyen d'un guindeau: la chaîne passe sur un « barbotin » entraîné par un treuil électrique ou à vapeur, comportant des empreintes dans lesquelles les mailles viennent se loger; le mouillage s'effectue en desserrant les deux flasques du barbotin, l'ancre tombant alors sous son propre poids et celui de sa chaîne.

### 11.3 Règles de mouillage.

— Pour que l'ancre offre une bonne résistance à la traction, il faut que l'effort qu'elle subit de la part de la chaîne soit parallèle au fond; les pattes de l'ancre peuvent alors s'enfoncer dans le soi. Il faut pour cela que la chaîne comporte une partie *dormante*, posée à plat sur le fond.

Cette condition peut en général être satisfaite si le navire a mouillé une longueur de chaîne au moins égale à trois fois la profondeur — tout au moins tant que les profondeurs sont inférieures à une vingtaine de mètres.

— La résistance horizontale offerte par une ancre Marel, mouillée dans des fonds de sable est de 3 à 4 fois son poids; elle est moins forte dans des fonds de vase que l'ancre peut « draguer », ou dans des fonds rocheux lisses sur lesquels l'ancre glisse sans pouvoir accrocher.

Cette résistance atteint 8 à 10 fois le poids de l'ancre avec les ancres Danforth.

— L'arrachage de l'ancre pour que le navire quitte le mouillage, s'effectue en virant la chaîne au guindeau jusqu'à ce que le navire vienne à l'aplomb de l'ancre; on vire alors l'ancre *à pic*, la seule réaction à vaincre étant le poids de l'ancre et de la chaîne.

### 12. Evitage et manœuvres dans les ports et les chenaux d'accès

— Nous avons exposé que l'action du vent ou d'un courant oblique sur la route suivie par un navire, lui donne une *dérive* (angle de son axe avec la trajectoire du centre de gravité); la valeur de cet angle peut être calculée par l'application des formules de Joesse (§ 1.7.1.)

On peut également calculer la vitesse-limite  $U_1$  atteinte par un navire dont la machine est stoppée et qui est soumis à un vent d'intensité  $w$  donné; on montre que cette vitesse  $U_1$  est théoriquement atteinte au bout d'un

temps infini (en négligeant les frottements et la viscosité de l'eau), mais que l'intensité  $0,8 \cdot U_1$  est atteinte très rapidement.

La valeur de la vitesse-limite dépend évidemment de l'intensité du vent, des dimensions et de l'état de chargement du navire: l'action du vent étant de la forme  $C' \Sigma W^2$  ( $\Sigma$  étant la surface des superstructures normalement au vent, et  $C'$  un coefficient de traînée), et la résistance offerte par l'eau au déplacement du navire étant approximativement  $CSU^2$ ,  $S$  représentant la surface mouillée de la carène et  $C$  un coefficient de résistance, la valeur de  $U_1$  est  $W \sqrt{\frac{C' \Sigma}{C S}}$ . Les valeurs courantes de  $U_1$  varient de 0,35 m/s pour les petites unités (moins de 3 000 t.d.w) à 0,15 m/s pour les très grands navires (plus de 50 000 t.d.w).

— Les considérations précédentes et celles déjà rencontrées par la dynamique du navire permettent de formuler les règles suivantes:

- un navire stoppé tend à venir en travers du vent,
- un navire en marche avant prend une dérive d'autant plus faible qu'il a une vitesse plus grande, et il tend à amener son avant dans le lit du vent: le navire lofe,
- un navire en marche arrière amène l'arrière dans le lit du vent: il abat,
- un navire peut d'autant plus facilement suivre une route donnée qu'il est à plus forte vitesse; mais dans ce cas, sa distance d'arrêt est plus grande (de l'ordre de 3 fois sa longueur).

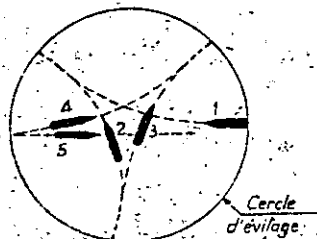


Fig. IV-17

— L'évitage d'un navire — c'est-à-dire l'opération qui consiste à changer son cap de  $180^\circ$  — (fig. IV-17) exige une zone d'autant plus vaste que le navire est soumis à un vent plus violent: l'étendue de cette zone dépend évidemment des capacités évolutives propres du navire et de l'éventuelle assistance des remorqueurs. On admet qu'avec un vent d'intensité inférieure à 15 nœuds et des courants inférieurs à 1 nœud, cette manœuvre est réalisable sans l'assistance de remorqueurs dans un cercle de diamètre égal à 3 fois la longueur du navire; l'emploi de remorqueurs assez puissants permet de réduire cette dimension à une fois et demie à deux fois la longueur du navire.

Les règles précédentes trouveront leur application pour la détermination des caractéristiques et du tracé des accès et des ouvrages des ports (Cf. chapitre VIII).

*Remarque sur le remorquage.*

Les manœuvres dans les ports sont le plus souvent aidées par l'emploi de remorqueurs.

Les dispositions types du remorquage sont indiquées par la figure IV-18.

Le navire remorqué a une puissance en général bien supérieure à celle du remorqueur; il doit donc limiter très strictement l'emploi de sa machine pour aider la manœuvre, en parfaite synchronisation avec celles des remorqueurs; de graves accidents peuvent résulter d'un mauvais emploi de la machine du navire qui remorque alors le remorqueur.

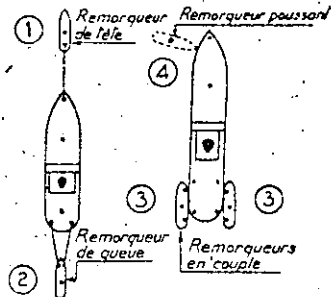


Fig. IV-18

Le nombre des remorqueurs nécessaires pour assister un navire dépend de leur puissance, de la taille du navire et des conditions locales relatives au vent, au courant et à la surface disponible pour les manœuvres; en site moyennement exposé (vent de moins de 10 nœuds) deux à trois remorqueurs de 500 à 700 ch suffisent pour manœuvrer un cargo de 10 000 t.d.w; trois à quatre remorqueurs de 800 ch manœuvrent un grand paquebot. Il est par ailleurs difficile de mettre plus de cinq remorqueurs sur un même navire, sans qu'ils gênent mutuellement leurs manœuvres.

### 13. Amarrage des navires

#### 13.1 Définition des types d'amarres.

L'amarrage des navires est nécessaire pour éviter que, pendant leurs opérations commerciales dans les ports, ils se déplacent sous l'effet du vent et des courants, et aillent heurter des ouvrages ou d'autres navires.

Les amarres sont des chaînes ou des câbles, fixés d'une part au navire, d'autre part à des points fixes des ouvrages d'accostage ou des coffres flottants eux-mêmes reliés par des chaînes à des ancrs ou des corps morts.

Les amarres sont (fig. IV-19):

- les longères ou « amarres de bout »,
- les traversières,
- les garde-montantes.

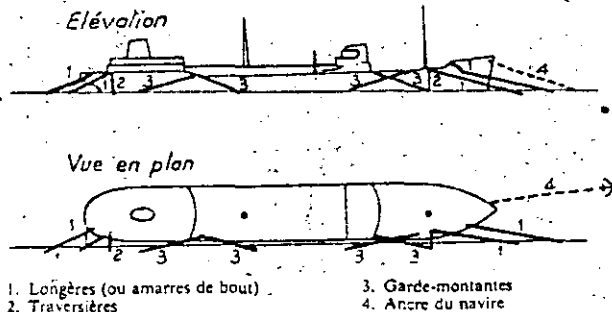


Fig. IV-19

Elles sont manœuvrées par des treuils et guindeaux à vapeur ou électriques; elles sont guidées par des pièces en fonte ou en acier moulé appelées *chaumards* et peuvent être fixées sur le navire sur des bittes d'amarrage placées sur le pont (fig. IV-20).

### 13.2 Différents types d'amarres.

En dehors des chaînes qui ne sont pratiquement utilisées qu'au mouillage, les amarres sont des types suivants:

- câbles d'acier,
- cordages en fibres textiles naturelles,
- cordages en fibres artificielles.

1) **CÂBLES D'ACIER:** ce sont des câbles en fils d'acier galvanisé *commis* en aussières, à 6 torons de 12, 24 ou 30 fils; ces câbles peuvent avoir une âme textile (en chanvre ou en manille); certains câbles comportent des torons mixtes en acier et en fibre textile, qui leur donnent à la fois une grande résistance et une grande souplesse, facilitant leur manutention et leur fixation sur les organes d'amarrage.

Le diamètre des câbles d'acier utilisés pour l'amarrage des navires peut atteindre 40 et même 50 mm.

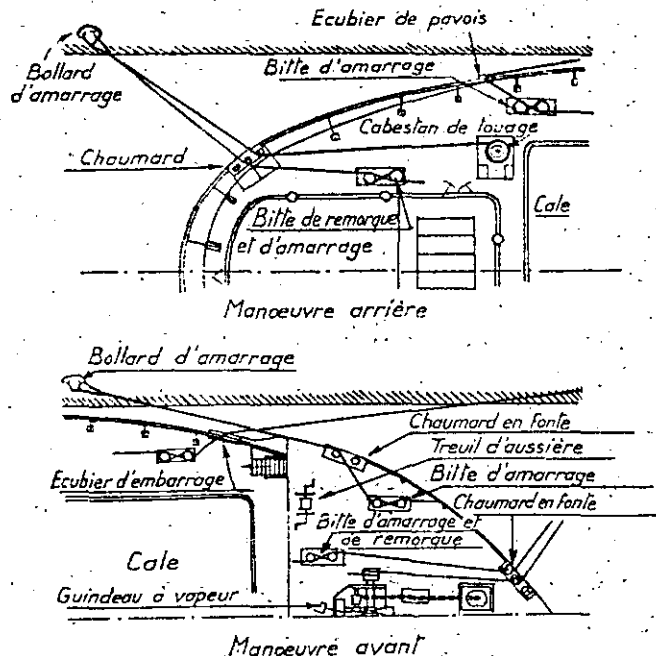


Fig. IV-20. — Organes de déhalage et d'amarrage d'un navire

2) **CORDAGES EN FIBRES TEXTILES NATURELLES:** les fibres utilisées sont celles du chanvre, de la manille ou du sisal. Les fils sont *commis* en torons, eux-mêmes *commis* en aussières qui forment à leur tour des grelins. Les câbles sont écus ou goudronnés; dans ce dernier cas leur longévité est augmentée, mais leur résistance réduite de 20 à 30%.

L'intérêt des câbles en textile est leur grande souplesse, malgré des diamètres importants pouvant atteindre 120 mm.

3) CORDAGES EN FIBRES TEXTILES ARTIFICIELLES: on utilise parfois des cordages constitués par des fibres artificielles (nylon, perlon); ces cordages présentent, outre l'avantage de la souplesse, celui d'une grande élasticité et d'un grand allongement; un cordage en nylon peut supporter un allongement relatif de 40% sans rupture.

Cette élasticité n'est cependant pas totale et les cordages conservent un allongement après le premier chargement; en outre, leur élasticité diminue avec la rapidité de chargement.

Les amarrages en fibres artificielles sont souvent utilisés sous forme de *springs* de 8 à 10 m de longueur, prolongés par un câble d'acier. L'introduction dans l'amarrage, de la partie en fibres artificielles donne à l'ensemble une élasticité qui permet d'absorber les brusques changements d'assiette du navire ou les efforts causés par les mouvements du plan d'eau (houle, seiches, mascaret...) sans toutefois permettre des déplacements trop importants (1).

### 13.3 Considérations pratiques sur l'amarrage.

L'amarrage doit être symétrique, non seulement au point de vue géométrique, mais également au point de vue dynamique.

Il doit être tendu de façon à éviter que les amarres prennent du *mou*. En effet, les amarres doivent réagir dès le moindre déplacement du navire; dans le cas d'amarres molles, le navire prend une grande énergie cinétique, due à l'importance de la masse en mouvement, et la brusque mise en tension des amarres entraîne leur rupture, d'autant plus facilement qu'elles sont mal équilibrées et interviennent successivement isolément.

L'emploi d'amarres élastiques permet d'équilibrer l'amarrage et fait intervenir les autres amarres si l'une d'elles, trop chargée, subit un allongement anormal; il faut évidemment que l'élasticité des amarres leur permette un allongement suffisant pour que les autres amarres soient sollicitées; c'est précisément l'intérêt d'introduire dans l'amarrage des éléments élastiques ayant un grand allongement relatif.

De toute façon il convient d'éviter l'emploi d'amarres trop longues, qui ne peuvent être facilement raidies; de même des amarres trop courtes introduisent des efforts verticaux susceptibles d'arracher les organes d'amarrage des quais et risquent une rupture en cas d'importante variation de niveau du plan d'eau.

(1) Ce système est également utilisé pour constituer des « remorques », lorsque le remorque doit s'effectuer dans un plan d'eau agité.

Certains navires sont équipés de treuils comportant un dispositif de réglage automatique de la tension des amarres, qui les « choque » ou au contraire les « embroque » progressivement, suivant qu'elles sont trop ou pas assez tendues; ces dispositifs sont particulièrement intéressants pour la tenue des navires dans le sas des écluses de grande hauteur ou dans les bassins soumis à un fort marnage.

### 13.4 Rappel de la mécanique des amarres.

La position d'équilibre des amarres est celle d'un ou plusieurs arcs de chaînette, suivant qu'elles sont homogènes ou non.

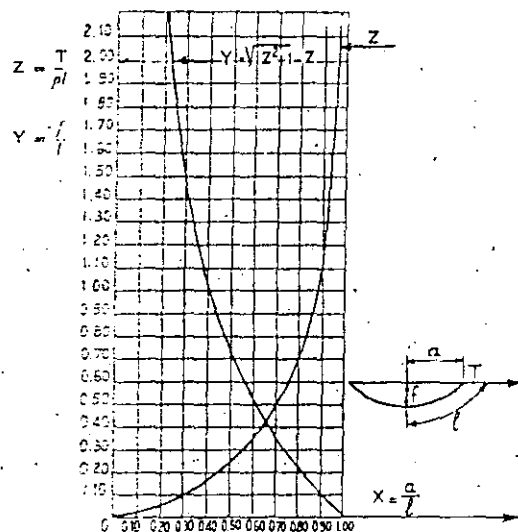


Fig. IV-21

La figure IV-21 permet de calculer rapidement les différentes caractéristiques géométriques de la chaînette en fonction de la composante horizontale de la traction  $T$  (qui est indépendante de l'abscisse) et du poids  $p$  au mètre linéaire de l'amarrage.



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

CURSO: OBRAS MARITIMAS  
DEL 11 DE MARZO  
AL 3 DE JUNIO.  
MEXICO, D.F.

IMPACTOS DE EMBARCACIONES.

M. EN C. ALVARO MUÑOZ MENDOZA.

## IMPACTOS DE EMBARCACIONES

Las cargas laterales más importantes que debe soportar un muelle son las debidas al impacto de las embarcaciones. Estas se presentan en dos formas:

a) Atraque bajo condiciones normales. Las fuerzas varían de acuerdo con las condiciones de la marca, pero en todos los casos puede considerarse el viento.

b) Atraque accidental en condiciones no normales o excepcionales.

Es económicamente injustificable diseñar una estructura capaz de soportar una colisión de punta a proa, u otra condición más excepcional sin daño (Ref. 1).

Un análisis de la determinación de la estabilidad de muelles puede ser por consiguiente dividido en los siguientes problemas:

- 1) Determinación de la magnitud y dirección del impacto.
- 2) Estimación de la proporción de la energía cinética de la embarcación transmitida y absorbida por el muelle u otra estructura y defensas en el impacto.
- 3) Determinación del monto de esta energía que será absorbida por las defensas junto con el diseño de éstas.
- 4) Determinación de los esfuerzos en el muelle u otra estructura debido al impacto lateral que recibe.

Desafortunadamente los datos aprovechables son vagos e incompletos y el impacto puede ocurrir bajo un amplio rango de condiciones. Obviamente un buen tratamiento tiene que tomar en cuenta la velocidad de la embarcación atracando, el ángulo al cual el impacto es transmitido y la masa. Ha habido un cierto monto de investigación, observación y colección de datos de impactos reales en años recientes por observación práctica y medición.

El impacto entre dos cuerpos puede ser elástico o inelástico. Cuando

éste es elástico, las deformaciones continúan mientras estos actúan uno sobre el otro y se moverán hasta que la energía cinética del cuerpo móvil, es decir, el que causa el impacto, se ha gastado en el trabajo de deformación interna. Así, el principio de la absorción de impactos de embarcaciones es que la energía cinética se utiliza en deformar la estructura o una parte de ella, de acuerdo con su movimiento, y si esto sucede elásticamente, ésta regresará a su posición original cuando el total de la energía se ha absorbido, o en otras palabras, la embarcación llega al reposo y ha cesado de apoyarse en la estructura. La masa de la estructura es efectiva en reducir la energía cinética de la embarcación ya que la inercia debe vencerse antes de que la estructura resista el movimiento. Así, en un muelle de muro con relleno en el respaldo, no es necesario considerar el impacto, excepto posiblemente para proteger la embarcación y prever daño local en la estructura. En las estructuras soportadas sobre pilotes, el caso es diferente, ya que su masa es mucho menor.

Es deseable examinar la manera en la cual es posible para una embarcación atracar y hacer contacto con un muelle u otra estructura. Hay normalmente tres posibilidades:

- a) Un impacto de Punta.
- b) Un impacto de lado, es decir, paralelo a la banda de atraque
- c) Por el cuarto de la embarcación a cierto ángulo con la estructura.

Excepto en el caso de accidentes, es muy raro que una embarcación llegue de punta. Con una marea considerable, una embarcación normalmente llega en la forma c) cabeceando contra la marea y sigue

en b) cuando la marea balancea a la embarcación hacia el muelle. La embarcación puede rebotar en el primer impacto moviéndose hacia adelante una cierta distancia y llegar nuevamente a hacer contacto con el cuarto o puede deslizar a lo largo de la banda de atraque, y finalmente hace contacto a todo lo largo. En agua quieta en general el contacto se hace a todo lo largo, pero algunas veces la embarcación toca primero en el cuarto con un ligero ángulo. Deberá notarse que debido a la forma del impacto de una embarcación, usualmente la parte superior de las defensas o cubierta del muelle reciben el primer impacto. En realidad, excepto en el caso a), y posiblemente en ciertos casos de b), la energía cinética total de la embarcación no se transmite a la estructura. Al no usarse amarras de inmediato y rebotar el barco gran parte de la energía se transforma en resistencia del agua.

Para el cálculo del impacto con este criterio (ref. 1 y 4), lo más común es considerar una velocidad de atraque de 6 in/seg=15cm/seg y un ángulo de 20°. El desplazamiento cargado es usado en los cálculos y si no se conoce puede calcularse aproximadamente en la siguiente forma:

$$W = k \frac{LBD}{35} \quad (3)$$

W - Desplazamiento cargado en ton. (1 ton = 2240 lb)

L, B Y D - en ft. (en promedio)

Valores de k: -

0.80 - 0.85 - pequeñas embarcaciones de carga

0.75 - 0.80 - pequeñas embarcaciones de carga más rápidas.

0.70 - 0.75 - grandes embarcaciones de carga.



0.65 - 0.70 - grandes embarcaciones de carga rápidas

0.60 - 0.65 - grandes embarcaciones de pasajeros rápidas

Se pueden considerar dos componentes de la energía, una transversal  $C_1 \frac{W}{2g} (V \sin \alpha)^2$ , y otra longitudinal  $C_2 \frac{W}{2g} (V \cos \alpha)^2$  en donde  $C_1$  y  $C_2$  son menores que la unidad,  $v$  y  $\alpha$  son respectivamente la velocidad y el ángulo de ataque (fig. 9).

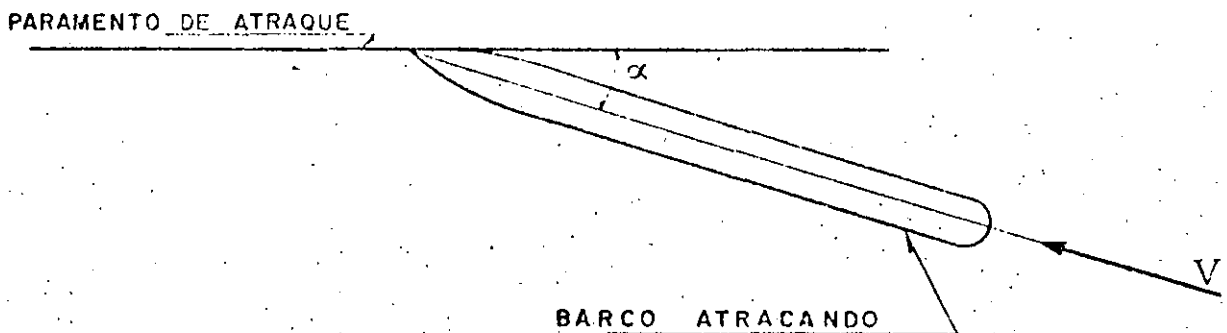


Fig. 9

La energía de la embarcación se absorbe en la siguiente forma para llegar al reposo:

- 1) Trabajo de deformación de la misma embarcación.
- 2) Resistencia de fricción del agua durante los cambios en dirección de la embarcación.

3) Calor debido a fricción entre el barco y la estructura o las defensas mientras se logra el reposo. Por ejemplo, durante el deslizamiento a lo largo del paramento de atraque.

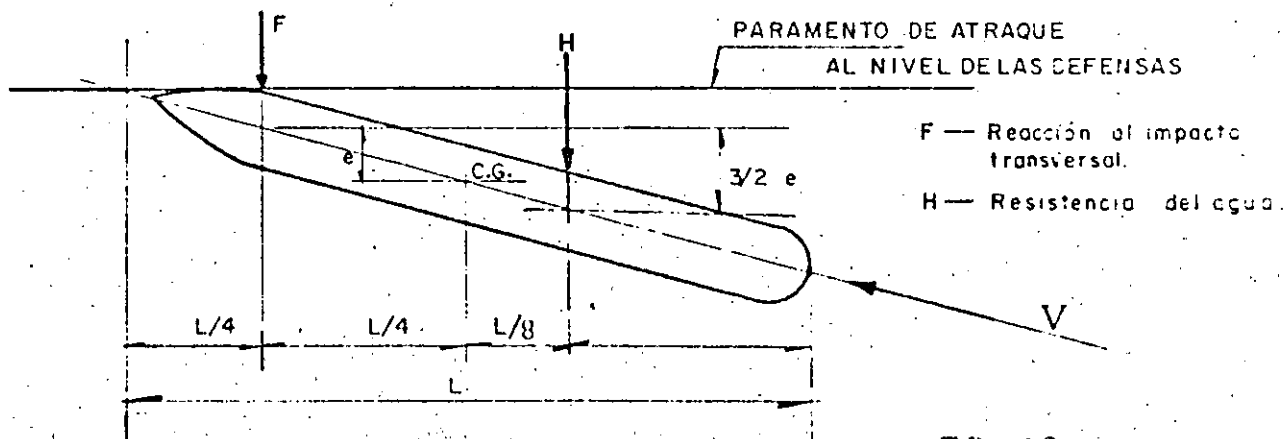
4) Trabajo de deformación de la estructura y las defensas.

5) Restricción de los cables de las amarras.

Si se asegura una amarra de la parte delantera y se jala el barco hacia el muelle, se tiene un deslizamiento longitudinal, durante el cual la componente logitudinal de la energía se transforma en fricción de las defensas, tensión de los cables y resistencia del agua. Si después se despega el barco, la tensión de los cables sobre el muelle es de sentido transversal contrario al del impacto y longitudinalmente del mismo sentido, lo cual solo sucede en raros casos al igual que cuando no se usan amarras en cuyo caso rebota el barco y la energía se transforma en resistencia del agua.

Solo en casos calificados como "criminales" como cuando se pega con la popa o los llamados impactos de proa se tienen ángulos entre  $40^\circ$  y  $90^\circ$ .

Para calcular la fuerza de diseño producida por la embarcación en el momento más desfavorable se tiene lo siguiente:



Puesto que consideramos una velocidad angular constante, no se tiene aceleración angular y por lo tanto:

$$\begin{aligned} \Sigma M_{c.g.} &= 0 \\ FL/4 &= H L/8 \\ \therefore H &= 2F \\ F &= \frac{H}{2} \end{aligned} \quad (4)$$

Para detener el barco se presenta un movimiento uniformemente decelerado y,

$$2 e \bar{a} = v^2 \quad \bar{a} = \text{aceleración del C.G.}$$

$$\text{Energía Total} = E_T = \frac{1}{2} m v^2 \quad m = \text{masa}$$

$$= \frac{1}{2} m (2 e \bar{a})$$

$$E_T = m e \bar{a}$$

(5)

De acuerdo con el principio del movimiento del centro de masa se tiene:

$$F + H = m \bar{a} \quad (6)$$

Sustituyendo (4) en (6)

$$\frac{3}{2} H = m \bar{a}$$

$$H = \frac{2}{3} m \bar{a}$$

Por lo que la energía absorbida por el agua es:

7

$$\begin{aligned} E_H &= \frac{1}{2} H \left( \frac{3}{2} e \right) \\ &= \frac{1}{2} \left( \frac{2}{3} m \bar{a} \right) \left( \frac{3}{2} e \right) \\ \text{y de (5)} \quad E_H &= \frac{1}{2} m e \bar{a} \\ E_H &= \frac{1}{2} E_T \end{aligned}$$

Por lo que el impacto solo toma la energía restante, es decir:

$$E_F = \frac{1}{2} E_T \quad (7)$$

De acuerdo con los experimentos de MiniKin, solo 0.18 a 0.27 de la energía cinética total del barco se transmite al muelle por un impacto de proa, con el peligro de que si la velocidad es baja, y el ángulo grande, el barco puede voltearse. Vemos así que utilizando la expresión (7) estaremos del lado de la seguridad.

A partir de esta energía puede calcularse la fuerza de impacto, por ejemplo considerando que el sistema con rigideces en serie del barco, defensas y estructura absorberá dicha energía. La rigidez del barco en general es muy pequeña y no se toma en cuenta, y la rigidez de las defensas dependerá de su tipo, pero en general es conveniente obtenerla por tateos a partir de las gráficas proporcionadas por el fabricante.

La fuerza transmitida longitudinalmente tiene mucha importancia en el diseño y para obtenerla puede considerarse un coeficiente de fricción de 0.5 entre el barco y las defensas. Principalmente para el caso de los duques de alba, pueden hacerse intervenir las rigides torsionales y longitudinal en el sistema en serie que absorbe la energía de la embarca-

Existe suficiente evidencia dice R. R. MiniKin y H. T. Horsfield, para mostrar que la energía cinética en aguas quietas, transmitida a la estructura es no mayor de 0.5 de la total en un impacto de punta.

Arthur L. Baker haciendo pruebas sobre duques de alba opina que para un atraque de punta se tome la energía cinética total, y para impactos laterales el 40% de ésta.

La velocidad máxima del viento para que un barco pueda atracar es 12.5 o 15 m/seg. y una fórmula confirmada sobre un modelo en Francia es:

$$F = k_s (V-U)^2 \quad (8)$$

Donde:

- F - Fuerza del viento en kg.
- S - Superficie expuesta del barco en m<sup>2</sup>
- V - Velocidad del viento en m/seg.
- U - Velocidad del barco en m/seg.

normalmente U es despreciable.

La fuerza retardante debido a la resistencia del agua puede obtenerse como:

$$R = K' S' U^2$$

$$K' = 60$$

$$S' = \text{área de la superficie sumergida como plana.}$$

A. Eggink en un artículo establece que en sus modelos de Delft U/V = 1/20, no obstante este valor debe depender de la forma del barco y el calado. Una buena aproximación es tomar V = 15 m/seg. y U = 0.30 m/seg.

7

A. Pagés, en su investigación de impactos oblicuos calculó con una aproximación muy clara que la energía cinética es reducida a la mitad cuando el barco pega de flanco, y a  $1/5$  cuando pega en uno de los extremos.

De acuerdo con las pruebas realizadas en la Shell Petroleum Co., se recomienda que para barcos de 10,000 ton. (DWT) o menos, se tome en el diseño de las estructuras 40 in-ton, y para embarcaciones mayores, 40 in-ton para cada 10,000 ton adicionales.

Existe otra recomendación de diseñar en general con una energía de 400 in-ton, ya que embarcaciones pequeñas atracan con mayor velocidad que las de gran desplazamiento, y todas llegan aproximadamente con la misma energía.

Alonzo De F. Quinn en su libro Design and Construction of Ports and Marine Structures, recomienda para  $\alpha$  un valor de 100, y una velocidad normal a la banda de ataque entre 0.15 y 1.00 ft/seg. correspondiendo este último valor aproximadamente a una velocidad de ataque de  $3\frac{1}{2}$  nudos.

Algunas fórmulas dan en forma lógica la velocidad de ataque en función del desplazamiento de la embarcación y las condiciones de abrigo del puerto. También existen gráficas en las cuales pueden obtenerse la energía e impacto durante el ataque en función del desplazamiento (o peso) y la velocidad.

Se tienen métodos teóricos consistentes en asociar masas y rigideces con armónicos cuyo comportamiento amortiguado se estudia llegando a ecuaciones diferenciales de poca aplicación práctica, por lo que se requiere hacer ciertas consideraciones simplificadorias y aplicar

coeficientes obtenidos con criterios semejantes a los antes mencionados. Posiblemente otra objeción a este tipo de métodos es que, en general se supone un comportamiento elástico lineal de los elementos que intervienen, lo cual principalmente en el caso de las defensas no siempre es real. Desde luego la importancia de este tipo de desarrollos es que se tiene con ellos una mejor interpretación del fenómeno.

El fenómeno de transmisión y absorción de energía requiere de más pruebas e investigaciones, pero se puede afirmar que nunca se transmite a la estructura el total de la energía de la embarcación, excepto en casos de impactos de punta en los que se tenga incertidumbre de cómo se absorberá la energía. Tanto esto, como considerar en general una transmisión de la mitad de la energía nos coloca del lado de la seguridad.

## FUERZAS DE LAS AMARRAS

En la Fig. 11, se muestra en general la posición de las amarras en un barco atracado en un muelle.

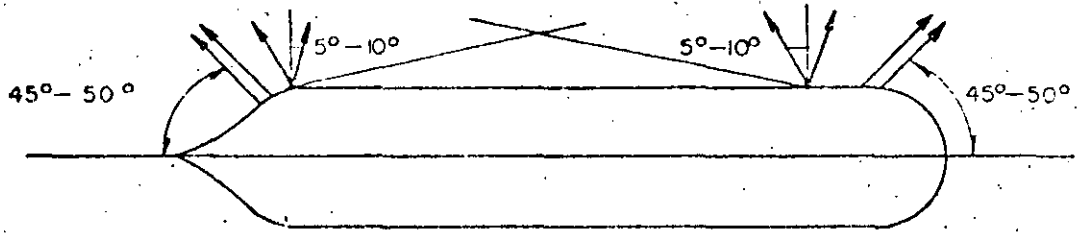
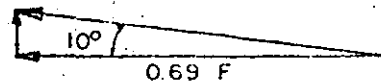
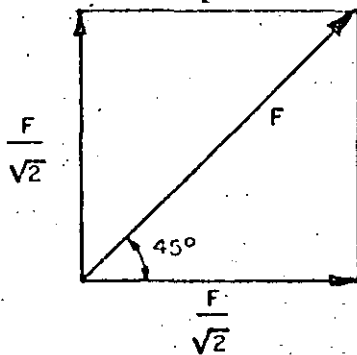


Fig. 11

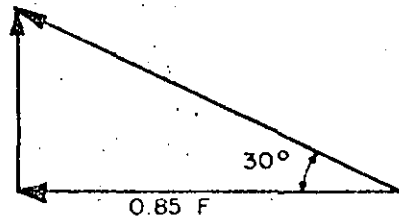
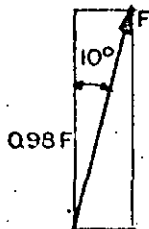
Fuerzas en las amarras de proa y popa.-



Fuerza soportada transversalmente = 0.69 Resistencia del cable

En el diseño se puede utilizar 0.5 Resistencia del cable

Fuerzas en las líneas de los lados.-



Fuerza soportada transversalmente = 0.85 Resistencia del cable

En el diseño se puede utilizar 0.8 Resistencia del cable.



Difieren mucho las opiniones respecto a si es conveniente utilizar cables de alambre o de fibra. (Refs. 7 y 8 ).

- Efecto del viento y la corriente. -

Cuando un fluido de velocidad V choca contra una superficie, se tiene transformación de carga de velocidad en carga de presión.

Si,

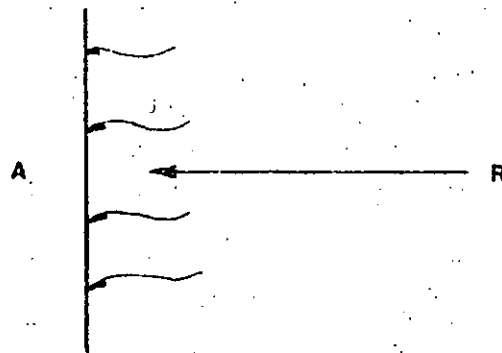
R = Fuerza contra la superficie

C = Coeficiente de arrastre

$\rho$  = Densidad del aire o agua

V = Velocidad del viento o corriente

A = Area del barco expuesta al viento o la corriente



Teóricamente

$$\frac{V^2}{2 \rho} = \frac{R/A}{\rho}$$

Introduciendo el coeficiente de arrastre obtenido de experiencias

$$C \frac{V^2}{2 \rho} = \frac{R/A}{\rho}$$

$$R = \frac{1}{2} C \rho A V^2$$

Viento actuando perpendicularmente al eje de la embarcación. 13

$$R = 1.6 \times 10^{-6} L (D - d + 15) V^2 \quad (10)$$

Donde:

R = Fuerza contra la superficie expuesta en ton.

L = Eslora en la línea de flotación en ft.

D = Profundidad de la cubierta principal en ft.

d = Calado medio en ft.

V = Velocidad del viento en nudos.

Corriente actuando perpendicularmente al eje de la embarcación

$$R = 1.6 \times 10^{-3} A V^2$$

Donde:

R = Fuerza contra la superficie expuesta en ton.

A = Area lateral proyectada bajo el agua en ft<sup>2</sup>.

= Eslora al nivel de la flotación x calado medio

V = Velocidad de la corriente en nudos.

Corriente actuando en la dirección del eje de la embarcación.

$$R = 3 \times 10^{-6} S V^2$$

Donde:

R = Fuerza contra la superficie en ton.

S = Area de la superficie mojada en ft<sup>2</sup>.

V = Velocidad de la corriente en nudos

Se puede utilizar la siguiente fórmula para obtener el área de la superficie mojada.

$$S = 15.6 \sqrt{WL}$$

En donde:

W = Desplazamiento en toneladas para el dragado correspondiente

L = Eslora al nivel de flotación

En las referencias 7 y 8 se presentan gráficas para obtener áreas proyectadas y fuerzas de viento y corriente, así como algunas explicaciones y esquemas de la forma en que deben arreglarse las amarras y las bitas.

## ANÁLISIS DE ESTABILIDAD GENERAL

Antes de abordar el análisis y diseño de la estructura en sí, es necesario realizar un análisis de estabilidad general. En seguida daremos algunos criterios prácticos para este objeto.

Caso de suelos no cohesivos - Teoría de la cuña.-

Suponiendo varios planos de deslizamiento se puede, por equilibrio, obtenerse las fuerzas sobre el muro y graficar los resultados para llegar al valor máximo de ésta (Fig.12).

En la ref. (3) se dan valor de  $\phi$  y  $\delta$

Suelos cohesivos.-

Mostraremos en forma simplificada algunos ejemplos y posteriormente daremos una explicación más general de las bases de Mecánica de Suelos. En todos se procede por tanteos suponiendo círculos de falla --- (Figs.13, 14 y 15) (Ref.3)



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

CURSO: OBRAS MARITIMAS  
DEL 11 DE MARZO  
AL 3 DE JUNIO.  
MEXICO, D.F.

ANEXO, ESTUDIOS BASICOS

M. EN C. ALVARO MUÑOZ MENDOZA.

ANEXO TEMA 2.- Estudios Básicos; Características generadoras del Oleaje, Características mojoneras, placas, etc. sobre señalamiento terrestre, SCT.

ESPECIFICACIONES PARA EL CONTROL DE MOJONERAS  
 PLACA DE IDENTIFICACION  
 POLIGONAL DE APOYO  
 Y/O BANCO DE NIVEL

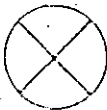
Espeor de la placa  
3.17 (1/8")

10.00 cm.

SCT

D G O M

POLIGONAL DE APOYO

VERTICE  ELEVACION

N°   NBMI

COORDENADAS

X=  Y=

FECHA  B. N. N°

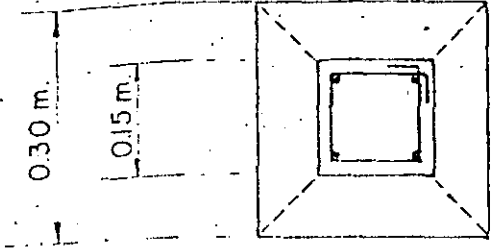
10.00 cm.

NOTA:

Cuando una mojonera con este tipo de placa se utilice como banco de nivel, se deberá anotar el número correspondiente en el espacio indicado como B. N. N° mismo que se dejará en blanco, cuando se utilice únicamente como vértice.

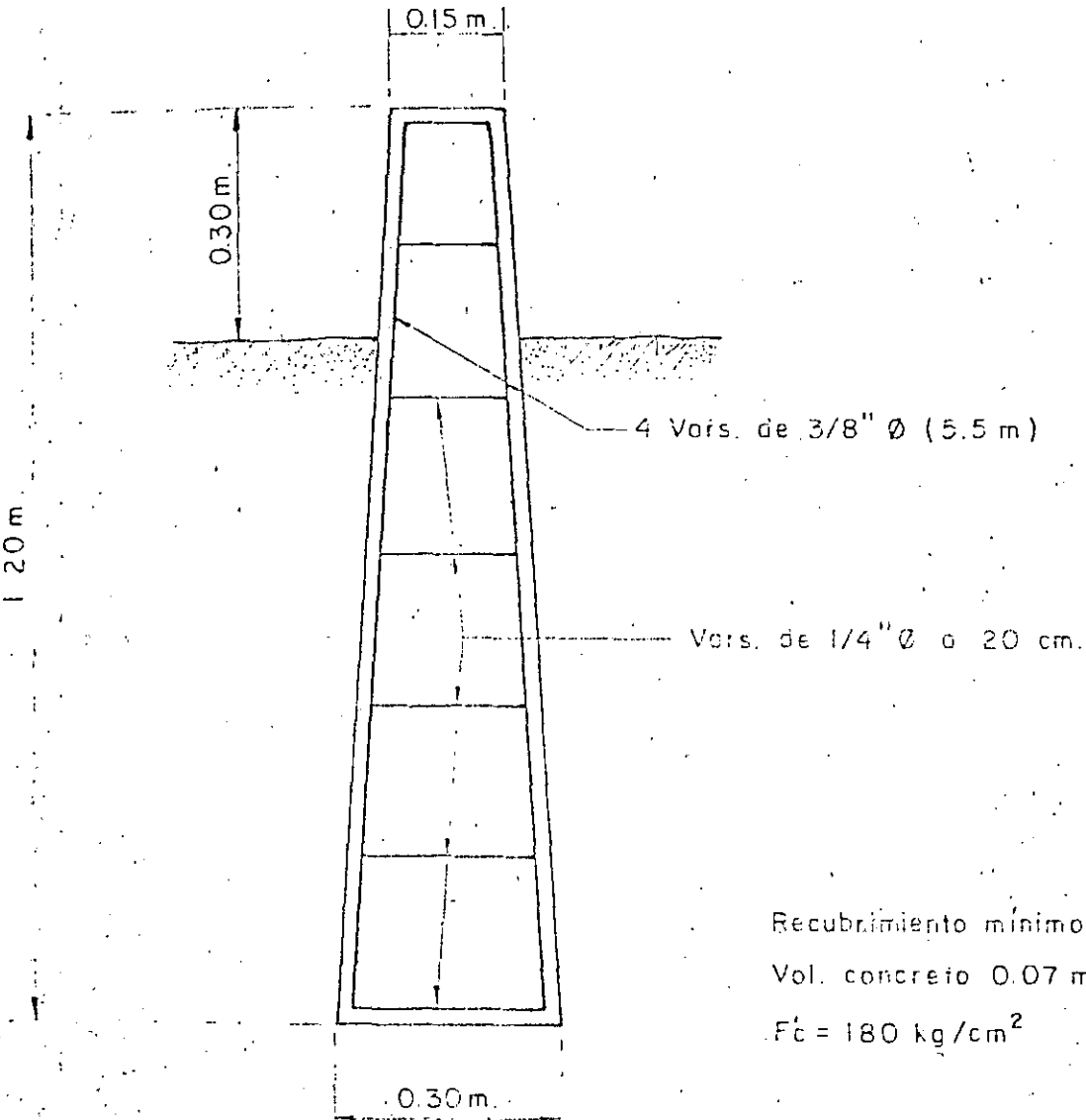
FIG 2.5.1. B  
 MOJONERA TIPO  
 POLIGONAL DE APOYO

3



PLANTA

ESC. 1:10



4 Vars. de 3/8" Ø (5.5 m)

Vars. de 1/4" Ø o 20 cm.

Recubrimiento mínimo 3 cm.

Vol. concreto 0.07 m<sup>3</sup>

F<sub>c</sub> = 180 kg/cm<sup>2</sup>

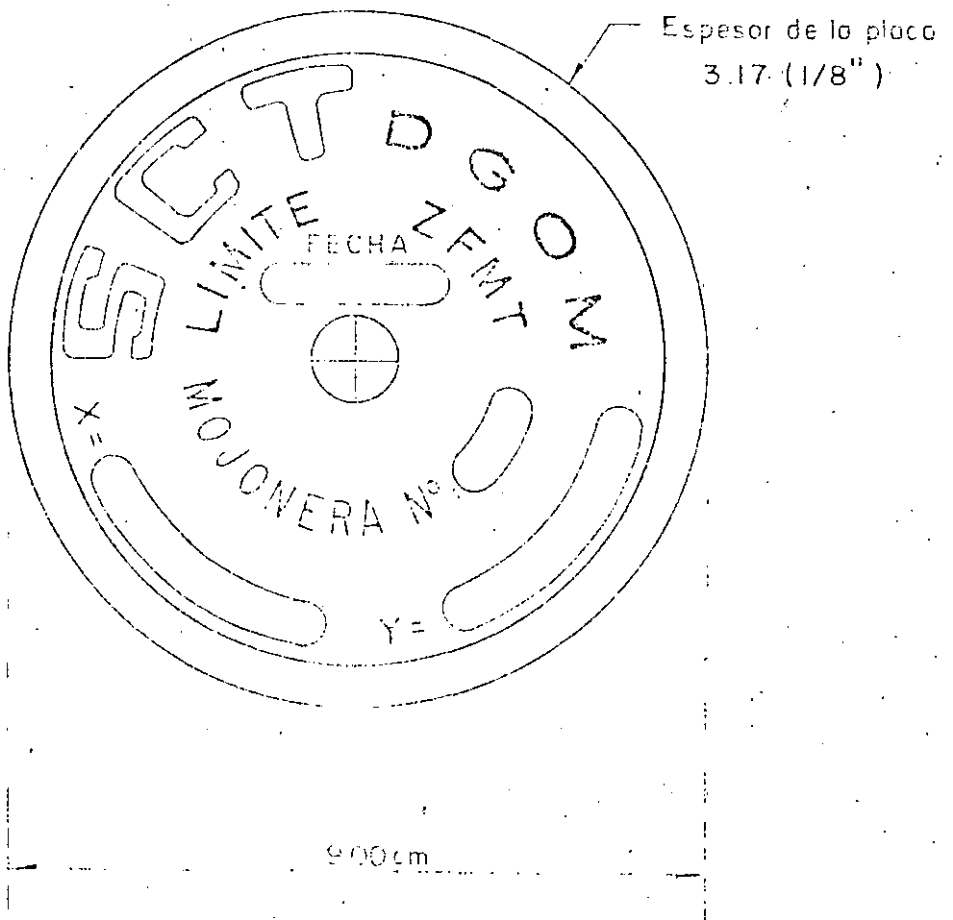
ELEVACION

ESC. 1:10

FIG. 2.5.2. A

4

# PLACA DE IDENTIFICACION DE LIMITE DE ZONA FEDERAL MARITIMO TERRESTRE (ZFMT)

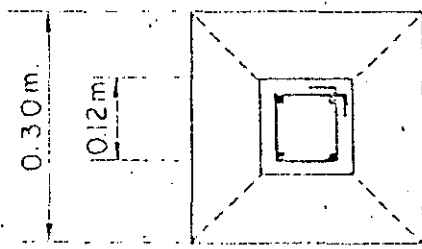
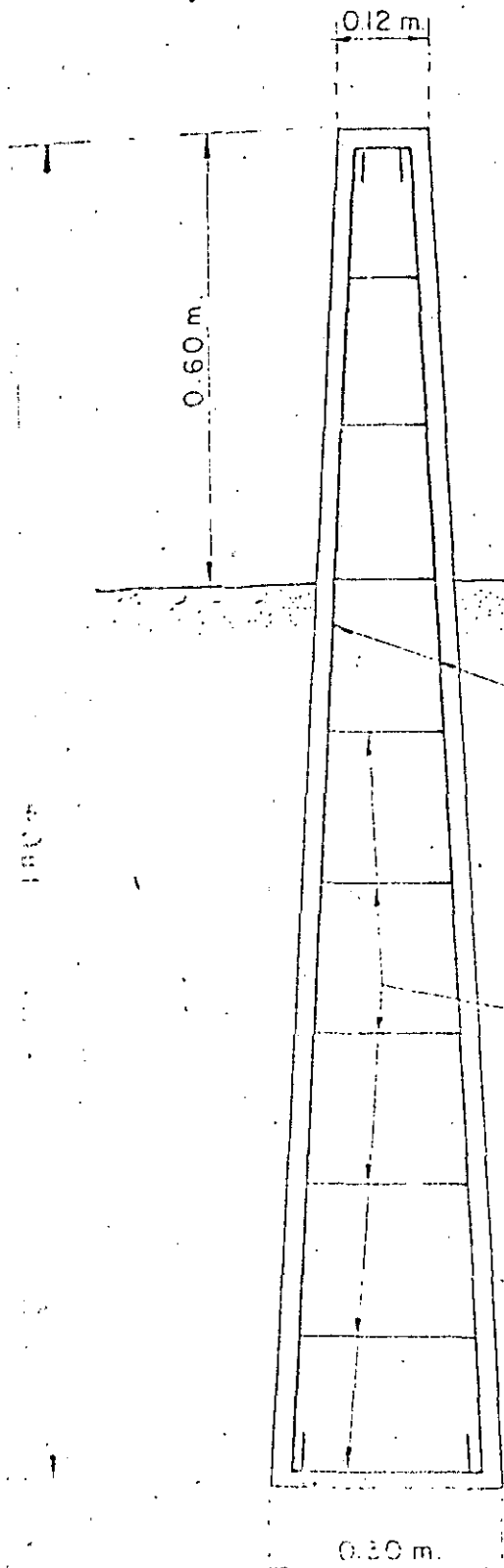




MOJONERA TIPO

DESLINDE DE ZONA FEDERAL MARITIMO TERRESTRE

5



P L A N T A

ESC. 1/10

4 Vers. de 3/8" Ø (9.00mm.)

Vers. de 1/4" Ø @ 20 cm.

Recubrimiento mínimo 3 cm.

Vol de concreto = 0.127 m<sup>3</sup>

Fc = 180 kg/cm<sup>2</sup>

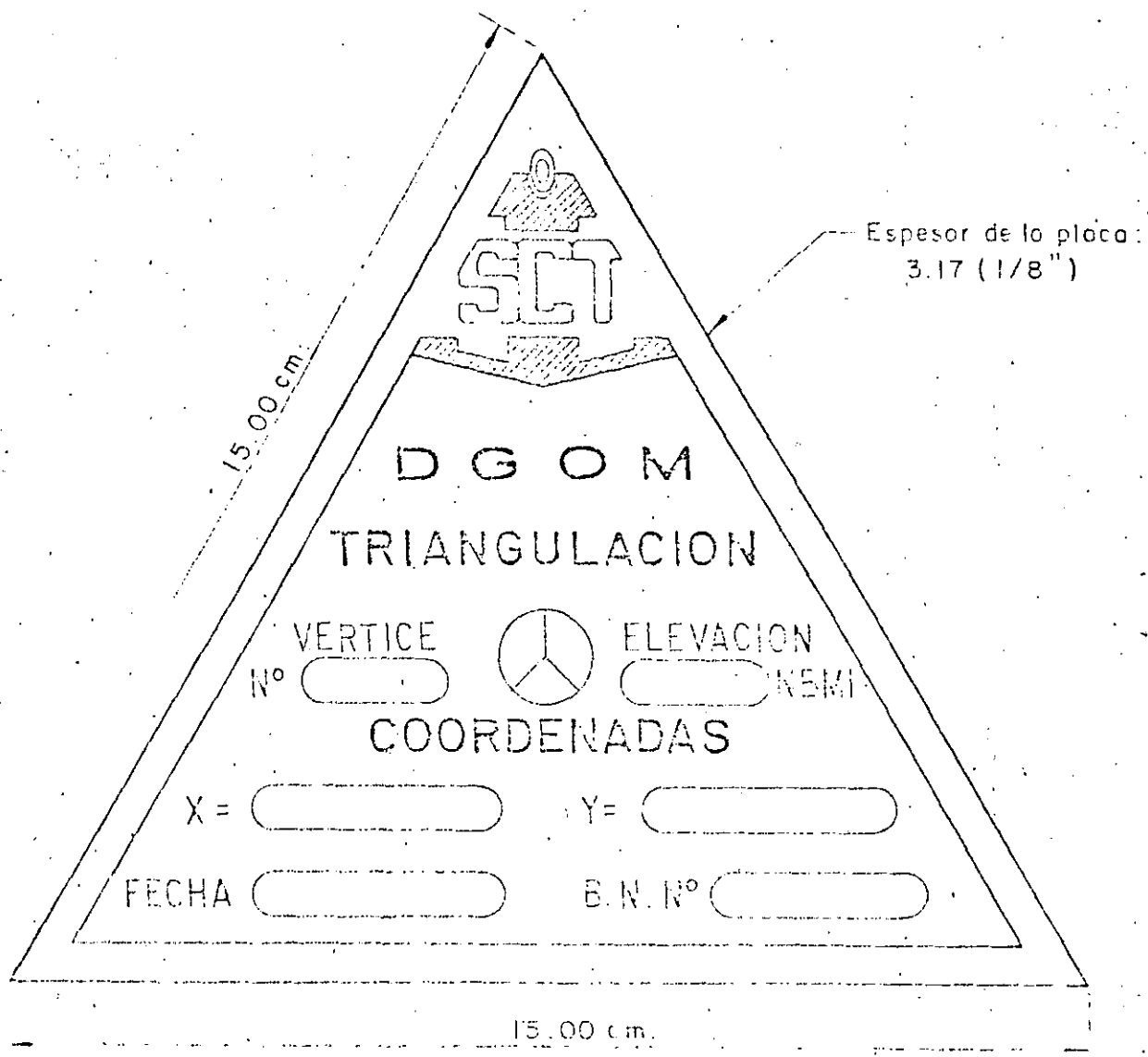
E L E V A C I O N

ESC. 1/10

FIG 2.5.3 A

# PLACA DE IDENTIFICACION TRIANGULACION Y/O BANCO DE NIVEL

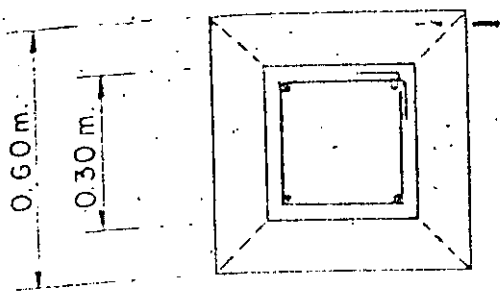
6



## NOTA

Cuando una mojenera con este tipo de placa se utilice como banco de nivel, se deberá anotar el número correspondiente en el espacio indicado como B.N. N°... mismo que se dejará en blanco, cuando se utilice únicamente como vértice.

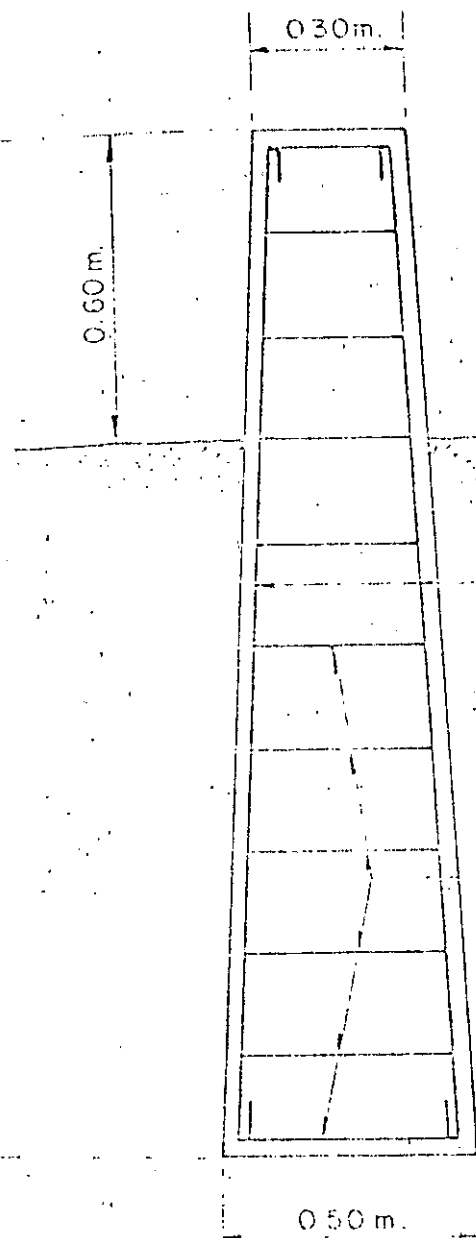
# MOJONERA TIPO TRIANGULACION



7

## PLANTA

ESC. 1:15



4 Vars. de 3/8" Ø  
(9.00 mm.)

Vars. de 1/4" Ø e 20 cm.

## NOTAS :

- Se recomienda color en el sitio para evitar problemas de transporte.
- Recubrimiento máximo 3 cm.
- Vol. concreto = 0.34 m<sup>3</sup>
- Fc = 180 kg/cm<sup>2</sup>

## ELEVACION

ESC. 1:15

- c) Con el último frente del diagrama de difracción se realiza un nuevo diagrama de refracción hasta la línea de rompiente.

En la fig I.41 se muestra el método para determinar los coeficientes de refracción-difracción combinados.

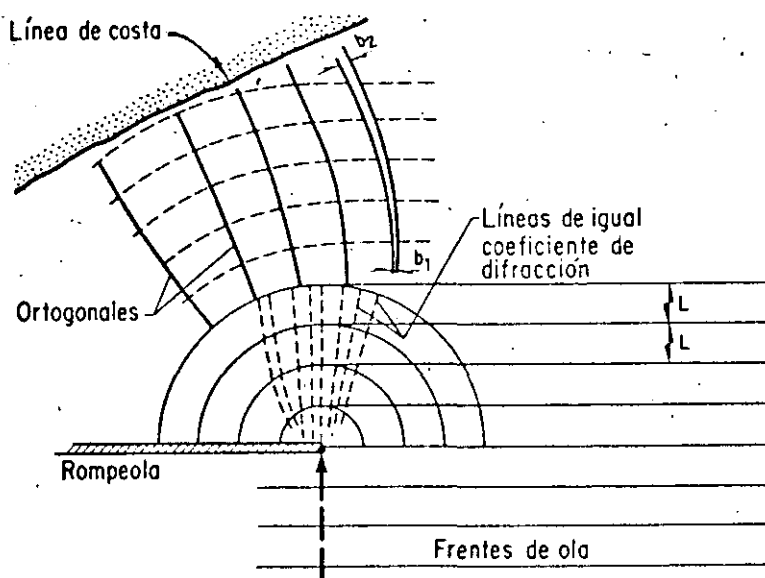


FIG. I.41 Difracción-refracción combinadas en el extremo de un rompeolas

El coeficiente de refracción-difracción,  $K_{r-D}$  combinado se obtiene con la siguiente ecuación

$$K_{r-D} = K_r K_s K_D \quad (I.92)$$

donde  $K_s$  y  $K_D$  ya fueron definidos anteriormente.

#### 13.4 OLEAJE REAL

Al soplar el viento sobre la superficie del mar se genera un oleaje al cual se le llama *real*. Las olas formadas por el viento se conocen como ondas de

viento (*sea*), de tipo forzado o de tormenta. Cuando el oleaje está libre de la acción del viento a las olas se les designa como libres (*swell*).

El viento afecta una determinada zona del mar y se deben tomar en cuenta las dimensiones de esa zona (*fetch*), el tiempo (*duración*) que actúa el viento y su *velocidad* ya que ellas afectan el crecimiento de las olas. La primera zona donde se genera el oleaje se llama *zona de generación* que, generalmente, se presenta para la condición de aguas profundas. Al avanzar las olas estas se alejan de la zona donde fueron generadas y sus características son modificadas ya que la acción del viento no influye sobre ellas. Esta etapa del oleaje se realiza en una segunda zona llamada de *decaimiento*, en la cual las olas decrecen en altura ya que se separan por períodos. Por último, al acercarse a la costa, las olas dejan de estar en aguas profundas y pasan a una tercera zona donde sufren modificaciones por efecto del fondo (refracción ver 13.3.2), en la fig I.42 se muestra en forma esquemática lo indicado.

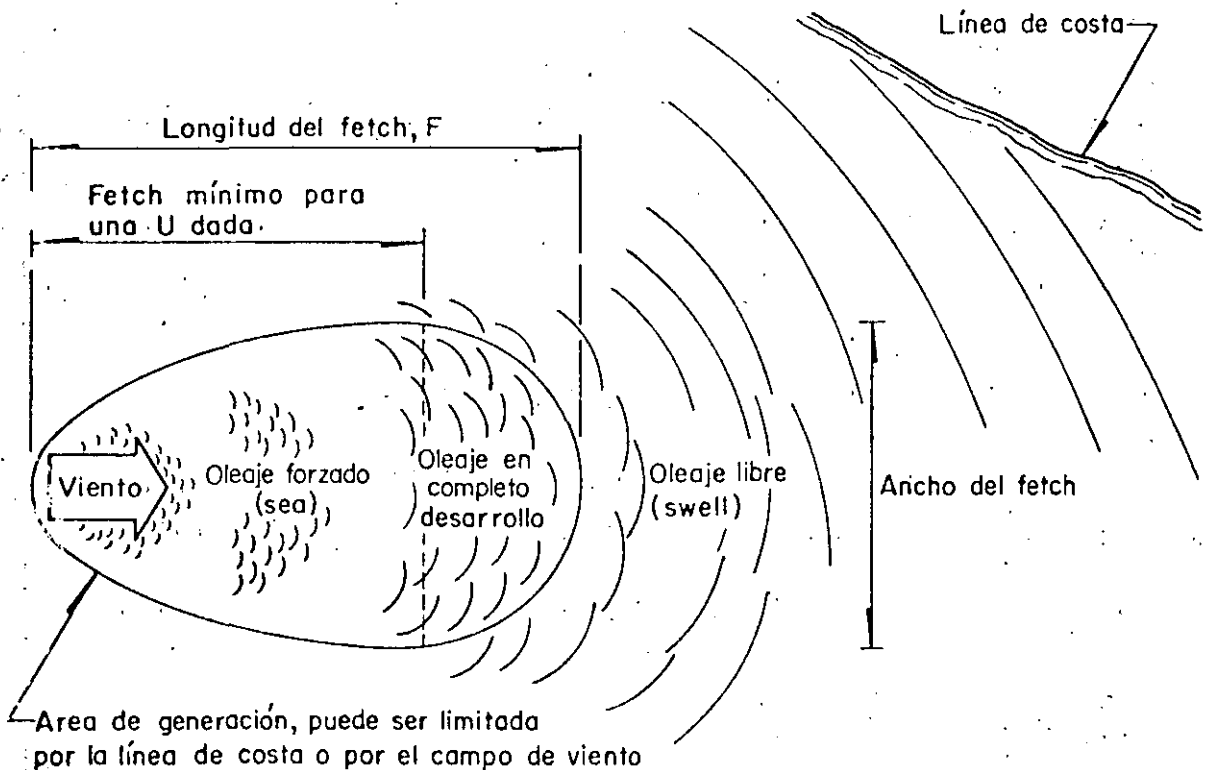


FIG. I.42 Desarrollo de las olas dentro y fuera de la zona de generación

A continuación se describe la forma de obtener el *fetch*, la *velocidad* y *duración* del viento y a partir de ellas las características del oleaje para las zonas de generación y decaimiento en aguas profundas utilizando métodos de predicción del oleaje. Además se describen dos métodos que permiten calcular el valor de la altura de la ola significativa a partir de registros de oleaje, uno de ellos utiliza el análisis de Fourier.

#### 13.4.1 CARACTERISTICAS GENERADORAS DEL OLAJE

Para conocer el posible oleaje que se presenta en una zona se necesita determinar el área de generación y posteriormente, como el viento es el que genera el oleaje, se calculan la velocidad y duración del que está actuando en esa área, este trabajo lo desarrolla generalmente un meteorólogo; para hacerlo utiliza la información suministrada en cartas o mapas de superficie que indican la ubicación de las isobaras, la velocidad del viento en algunos puntos y la dirección en los frentes de aire. Conocidos los datos anteriores se aplican los métodos de predicción del oleaje que se describen en 13.4.2.

##### 13.4.1.1 Fetch

El área de generación se obtiene con ayuda de los mapas de superficie en los cuales se representan las isobaras y las condiciones de la atmósfera, que permiten observar la posición y desarrollo de los fenómenos meteorológicos que ocurren en una determinada zona.

La zona de generación está acotada por una variable llamada *fetch*, el cual se define como la longitud donde sopla el viento, en dirección hacia el punto bajo estudio.

A partir de las isobaras y tomando en cuenta su curvatura se puede delimitar la zona de generación; para ello hay que considerar que el viento real forma un ángulo de 10 a 15° con la dirección del viento estimada en los mapas de superficie. Por otra parte se ha observado que las olas se mueven

en ángulos de 15 a 45° con respecto a la dirección de las isobaras, dependiendo de la curvatura de éstas.

Por lo anterior las ondas pueden desplazarse hacia ambos lados de las isobaras, a 30° si las isobaras son rectas, y 45° si son curvas, esto se toma en cuenta para delimitar la zona de generación.

Para ello se utilizan las isobaras cercanas al punto de interés y se busca una tangente que forme con ellas un ángulo de 30 o 45° y que el punto de estudio esté contenido sobre uno de los lados de dicho ángulo. Los puntos de tangencia de las isobaras se unen con segmentos de recta, determinándose así la zona de generación. Del polígono que resulta se elige el vértice más distante al punto en estudio, y trazando una recta entre ellos se obtiene el *fetch*. Así para el punto A de la fig I.43 se procede de la siguiente manera:

1. Para un punto dado, por ejemplo el punto *i* ubicado en la isobara *j*, se traza una línea tangente de tal manera que uno de los lados del ángulo formado por la línea tangente y la dirección del viento, por ejemplo 45°, pase por el punto A en estudio. Para la frontera superior la prolongación de la línea tangente y para la inferior la dirección del viento considerado
2. La zona de generación (línea rayada en la fig I.43) se forma por una parte, uniendo los puntos de frontera calculados en el paso 1, y por otra la propia línea de costa (línea punteada de la fig I.43)
3. Del polígono que resulta se elige el vértice más distante al punto en estudio y trazando una recta entre ellos se tienen el *fetch*, que es la distancia entre el vértice más alejado del punto en estudio y el límite de la zona de generación, y la longitud de la zona de decaimiento, que es la distancia entre el límite de la zona de generación y el punto en estudio.

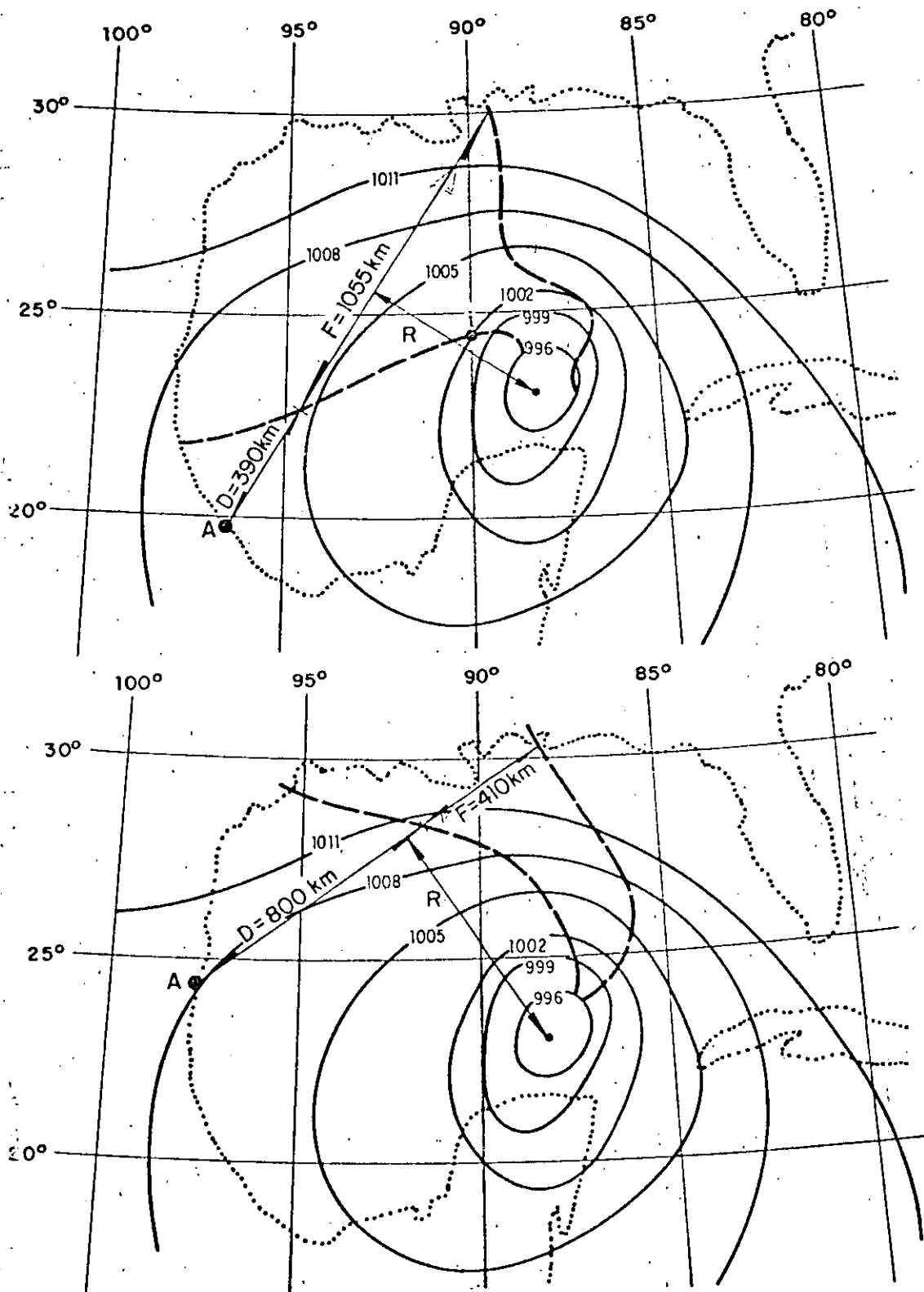


FIG. I.43 Determinación de la longitud del-fetch, zona de generación y longitud de decaimiento



Sin embargo esto no siempre se cumple ya que en algunas ocasiones solo se tiene zona de generación.

#### 13.4.1.2 Velocidad del viento

La velocidad del viento que actúa sobre la superficie del mar se llama velocidad del viento real o formativo y se designa con la letra U; para determinarla se utiliza el equilibrio entre cuatro fuerzas que son las de presión, de Coriolis, la centrípeta y de fricción (en el Tomo II se indican su definición y valor para cada una de ellas) y los mapas de superficie.

Si las isobaras son rectas y la fuerza de fricción no es importante; el viento que cumple con estas condiciones se le llama geostrófico; el equilibrio en las fuerzas se establece únicamente entre las de presión y Coriolis, y el resultado que se obtiene de ello es la velocidad del viento geostrófico, la cual está definida por

$$V_g = \frac{1}{2 \rho_a \omega \cdot \text{sen } \phi} \frac{\Delta p}{\Delta n} \quad (\text{I.93})$$

donde

- $V_g$  velocidad del viento geostrófico, en m/s
- $\Delta p / \Delta n$  gradiente de presiones
- $\rho_a$  densidad del aire, en  $\text{kgf s}^2/\text{m}^4$ . Véase la tabla III.3 del cap A.2.15
- $\omega$  velocidad angular de la tierra, igual a  $0.729 (10^{-4})$  rad/s
- $\phi$  latitud que corresponda al centro de gravedad de la zona de generación, en grados

La solución de la ec I.93, para valores de  $\Delta p$  entre 3 y 5 milibares (es la disminución o aumento entre isobaras que, generalmente, aparece en los mapas de superficie), se muestra en la fig I.44 y para utilizarla se recomienda el siguiente procedimiento:

1. Se determina el centro de gravedad de la zona de generación, tanto en latitud como en longitud

$$V_g = \frac{1}{2 \rho_0 \omega \sin \phi} \frac{\Delta p}{\Delta n}$$

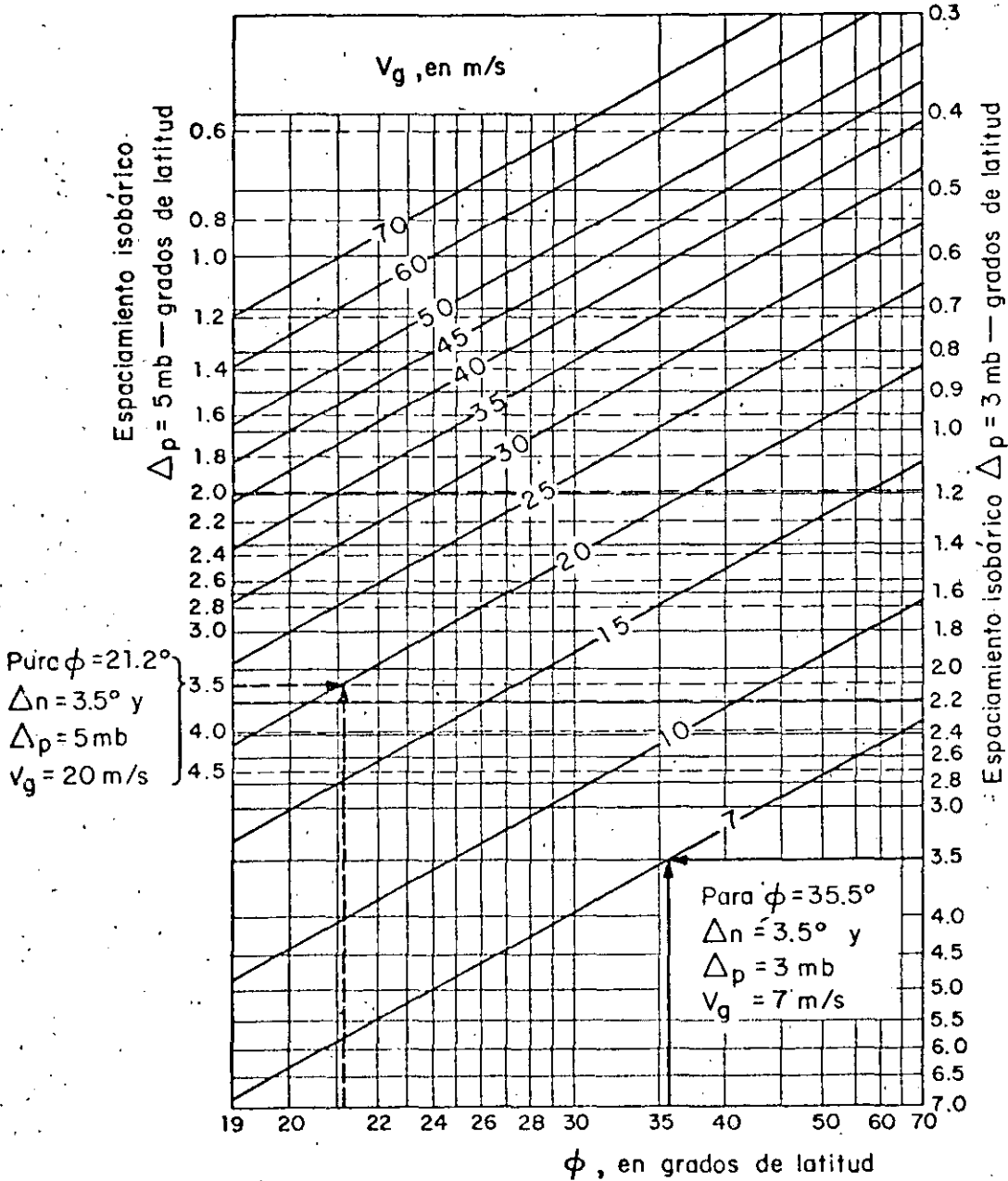


FIG. I.44 Velocidad del viento geostrófico

2. Se calcula el valor de  $\Delta n$  para ello se escogen dos isobaras adyacentes cercanas al centro de gravedad y se mide la distancia que las separa y se expresa en grados de latitud. El valor de  $\Delta p$  entre esas isobaras conviene que sea de 3, 4 o 5 milibares
3. Con el valor calculado en el paso 2 y la latitud del centro de gravedad de la zona de generación se obtiene el valor de  $V_g$  con ayuda de la fig I.44

Conocido el valor de  $V_g$  se afecta por dos factores para obtener el valor de  $U$ .

- a) Factor de ajuste por curvatura en las isobaras. Se tienen las siguientes condiciones:
  1. Para isobaras casi rectas. El factor es igual a 1
  2. Para anticiclones. El factor es igual a 1.1
  3. Para ciclones. El factor es igual a 0.9

Un ciclón se distingue porque, el centro es de baja presión y los vientos fluyen alrededor de éste tratando de ir hacia el centro y para un anticiclón el centro es de alta presión y los vientos que fluyen alrededor de este tratan de alejarse de dicho centro.

- b) Factor de ajuste por diferencia de temperatura entre el mar y el aire. El valor de  $U$ , tomando en cuenta este factor de ajuste, se indica en la tabla I.8.

Si el valor de  $\Delta p$  es diferente de 3 o 5 milibares, por ejemplo 4 milibares,  $V_g$  se calcula interpolando en la fig I.44 teniendo en cuenta que la escala es logarítmica, también se puede utilizar la ec I.93 considerando que  $\Delta p$  es la diferencia de presión entre dos isobaras adyacentes y expresada en  $\text{kgf/m}^2$  (1 milibar es igual a  $10.2 \text{ kgf/m}^2$ ) y  $\Delta n$  es la distancia entre las dos isobaras que definen  $\Delta p$  y expresada en m.

TABLA I.8. Factor de ajuste tomando en cuenta la diferencia de temperatura entre el mar y el aire

| Temperatura del mar menos la del aire,<br>en °C | Factor por temperatura |
|---|------------------------|
| 0° o negativa                                   | 0.60                   |
| 0° a 10°  | 0.65                   |
| 10° a 20°                                       | 0.75                   |
| > 20°   | 0.90                   |

#### 13.4.1.3 Duración del viento

La influencia de la duración del viento es importante ya que de ella también depende la energía cedida por el viento. Para estimarla se utilizan los mapas de superficie, empleando las características isobáricas mostradas en ellos, y que generalmente están calculadas cada 6 horas; a continuación se describe como se obtiene la duración utilizando estos mapas.

1. Se observa la dirección del *fetch* para el lugar en estudio en mapas de superficie sucesivos (es decir, cada 6 horas), con lo cual se estima de manera aproximada la persistencia del viento en la zona de generación de acuerdo con los siguientes criterios: acumulativo y variable.

*Acumulativo.* Si conforme a la rosa de los vientos se observa que la dirección del *fetch* no varía con respecto a cada uno de los rumbos de ella más de  $360^\circ/16$ , la duración se obtiene de la siguiente manera: al primer mapa se le asignan tres horas, nueve al segundo, quince al tercero, veintiuno al cuarto y así sucesivamente. Siguiendo este procedimiento, la duración del viento en algunos casos puede ser mayor al tiempo entre mapas de superficie.

*Variable.* Si la dirección del *fetch* varía más de  $360^\circ/16$  con respecto

a los rumbos de la rosa de los vientos se consideran los casos que se indican en la tabla I.9

TABLA I.9 Duración asignada a los mapas de superficie en función del cambio de dirección del fetch

| Caso | Cambio de la dirección del fetch con respecto a la rosa de los vientos | Duración asignada a cada mapa, en h |
|------|--|-------------------------------------|
| 1    | 360° (1/16)  | 5                                   |
| 2    | 360° (2/16)  | 4                                   |
| 3    | 360° (3/16)  | 3                                   |
| 4    | 360° (4/16)  | 2                                   |
| 5    | 360° (5/16) o más  | 1                                   |

#### 13.4.1.4 Limitaciones en el fetch y duración

El viento al actuar sobre la superficie del mar forma el oleaje y este recibe energía de él.

Para cada velocidad de viento, el oleaje generado puede llegar a tener una energía máxima, y para ello se requiere que dicho viento actúe durante un cierto tiempo y a lo largo de una cierta distancia, las que tendrán que ser mayores cuanto mayor sea la velocidad del viento. Al oleaje con energía máxima para una velocidad del viento constante ( $U$ ) se le denomina *oleaje completamente desarrollado*, y a la distancia y tiempo máximos en que debe actuar se denominan *fetch* y *duración mínimos*, respectivamente. Alcanzada la condición de completo desarrollo, el oleaje no puede recibir más energía aunque siga actuando el viento, a menos que éste aumente de velocidad, y por tanto sobrepasados el fetch y duración mínimos el oleaje permanece con características prácticamente constantes. Por lo indicado anteriormente las curvas propuestas por Pierson, Neumann y James (ver 13.4.2) alcanzando un cierto valor se hacen horizontales. Cada  $U$  tendrá un *fetch* y *duración mínima* y a mayor  $U$  mayor *fetch* y *duración* serán necesarios para que el oleaje reciba toda la energía posible y alcance su completo desarrollo.

Si al actuar un viento con velocidad  $U$  a lo largo de una distancia infinita, lo hace durante un tiempo menor que la duración mínima, el oleaje no alcanza a desarrollarse completamente y se dice que dicho oleaje está limitado por duración. Si por el contrario el viento con velocidad  $U$  actúa durante un tiempo infinito a lo largo de una distancia menor que el *fetch* mínimo, el oleaje tampoco alcanza a desarrollarse completamente y se dice que dicho oleaje está limitado por *fetch*.

Pierson, Neumann y James encontraron los valores de  $F_{\text{mín}}$  y  $t_{\text{mín}}$  para distintas velocidades del viento, los cuales se muestran en la tabla I.10.

#### 13.4.2 PREDICCIÓN DEL OLAJE

Los métodos de predicción permiten obtener la altura y periodo del oleaje a partir de las características del viento que lo genera. Además el oleaje puede pasar por dos zonas, una llamada zona de *generación*, la cual está acorada por el *fetch*, y la otra denominada de *decaimiento*, que está limitada entre la terminación del *fetch* y el límite de la zona de aguas profundas, frente al sitio en estudio. En este inciso se describen los métodos que se recomienda utilizar para calcular las características del oleaje en dichas zonas.

Los métodos de predicción se pueden clasificar en:

1. Fórmulas empíricas. Relacionan directamente la altura y periodo del oleaje con la velocidad del viento y/o la longitud del *fetch*; estos métodos son poco confiables.
2. Ola significativa. Relaciona la altura de la ola significativa ( $H_{1/3}$ ) y el periodo significativo ( $T_{1/3}$ ) con la velocidad y duración del viento, y la longitud del *fetch*. Un ejemplo de estos métodos es el propuesto por Sverdrup-Munk-Bretschneider (SMB). Se aplica a la condición de aguas profundas y es el más utilizado en problemas de Ingeniería.

TABLA I.10 Fetch mínimo y duración mínima necesarios para generar el completo estado de desarrollo para varias velocidades de viento

| Velocidad del viento real (U) |       | Fetch (F)       |        | Duración (t) | Velocidad del viento real (U) |        | Fetch (F)       |         | Duración (t) |
|-------------------------------|-------|-----------------|--------|--------------|-------------------------------|--------|-----------------|---------|--------------|
| Nudos                         | km/h  | millas náuticas | km     | h            | nudos                         | km/h   | millas náuticas | km      | h            |
| 10                            | 18.53 | 10              | 18.53  | 2.4          | 34                            | 63.01  | 420             | 778.37  | 30           |
| 12                            | 22.24 | 18              | 33.36  | 3.8          | 36                            | 66.72  | 500             | 926.62  | 34           |
| 14                            | 25.95 | 28              | 51.89  | 5.2          | 38                            | 70.42  | 600             | 1111.95 | 38           |
| 16                            | 29.65 | 40              | 74.13  | 6.6          | 40                            | 74.13  | 710             | 1315.81 | 42           |
| 18                            | 33.35 | 55              | 101.93 | 8.3          | 42                            | 77.84  | 830             | 1538.20 | 47           |
| 20                            | 37.06 | 75              | 139.00 | 10           | 44                            | 81.54  | 960             | 1779.12 | 52           |
| 22                            | 40.77 | 100             | 185.35 | 12           | 46                            | 85.25  | 1100            | 2038.58 | 57           |
| 24                            | 44.48 | 130             | 240.92 | 14           | 48                            | 88.96  | 1250            | 2316.56 | 63           |
| 26                            | 48.18 | 180             | 333.59 | 17           | 50                            | 92.66  | 1420            | 2631.62 | 69           |
| 28                            | 51.89 | 230             | 426.25 | 20           | 52                            | 96.37  | 1610            | 1983.73 | 75           |
| 30                            | 55.60 | 280             | 518.91 | 23           | 54                            | 100.08 | 1800            | 3335.85 | 81           |
| 32                            | 59.30 | 340             | 630.11 | 27           | 56                            | 103.78 | 2100            | 3891.83 | 88           |

A.I. 19

2.13.93



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

CURSO: OBRAS MARITIMAS  
DEL 11 DE MARZO  
AL 3 DE JUNIO.  
MEXICO, D.F.

EJEMPLO DE CALCULO. ROMPEOLAS.

M. EN C. ALVARO MUÑOZ MENDOZA



1

TEMA 6.3.- Obras de Protección (Rompeolas, escolleras, espigones, tómbolos, protecciones marginales, orientación, dimensionamiento)

Para el análisis de las obras de protección de las instalaciones portuarias, hace falta, como análisis básico, el estudio de de los fenómenos meteorológicos generadores de oleajes que pudieran dañar dichas estructuras. Para ello, a continuación se presenta el análisis de éstos fenómenos.

Una vez analizados los ciclones, vientos y oleajes, es necesario estudiar estadísticamente éstos últimos, para que, en base a estos estudios y métodos probabilísticos, podamos determinar las características de la ola de diseño a utilizar.

Dicha metodología de cálculo y análisis se presenta en las páginas siguientes.

Por último, y con los datos obtenidos de los análisis hechos del oleaje, se puede entrar de lleno al diseño de las secciones y partes que componen el rompeolas. Para esto, se presenta la metodología de diseño a continuación.

Sumarizando todos los análisis que se necesitan para diseñar un rompeolas, y el diseño del mismo en sí, se presenta un ejemplo de cálculo para el puerto de Salina-Cruz, Oax.

MEMORIA DE CALCULO ROMPEOLAS ESTE Y OESTE  
 PUERTO INDUSTRIAL Y COMERCIAL EN SALINA CRUZ, OAX.

CLASIFICACION DE DISEÑO

HD = 5.00 (Altura de ola de diseño)

Kr = 0.95 (Coeficiente de refracción)

H'D = Kr HD = 5.00 x 0.95 = 4.75 m

MATERIALES

De acuerdo con el banco de material se cuenta con roca con  
 con un peso específico Sr = 2.5 ton/m<sup>3</sup>

ESTRUCTURA

Taludes 1.5:1

Coeficiente de trabazón (KD) = 2.9 en el morro y

KD = 3.5 en el cuerpo del rompeolas.

CALCULO

Aplicando la fórmula de Hudson

$$W = \frac{Sr H^3}{KD (Sr - 1)^3 \cot \alpha}$$

Sustituyendo los valores; los pesos de la coraza son:

$$W_c = \frac{2.5 (4.75)^3}{(2.9) (2.5-1)^3 (1.5)} = 18.25 \text{ ton. (morro)}$$

Para el cuerpo:

$$W_c = \frac{2.5 (4.75)^3}{(3.5) (2.5-1)^3 (1.5)} = 15.12 \text{ ton (cuerpo)}$$

Para la capa secundaria y núcleo, se obtuvieron respectivamente los siguientes pesos:

$$W_{cs} = \frac{18.25}{10} = 1.825 \text{ ton (morro)}$$

$$W_N = \frac{18.25}{100} = 0.1825 \text{ ton (morro)}$$

En el cuerpo:

$$W_{cs} = \frac{15.12}{10} = 1.512 \text{ ton (cuerpo)}$$

$$W_{cs} = \frac{15.12}{100} = 0.1512 \text{ ton (cuerpo)}$$

Considerando las recomendaciones de "Shore Protection Manual" para rangos de pesos aceptables.

Coraza  $\pm$  25%

Capa Secundaria  $\pm$  30%

Núcleo  $\pm$  50%

Se obtienen los siguientes rangos:

|        | C O R A Z A |        |        |             |
|--------|-------------|--------|--------|-------------|
|        | W           | 1.25 W | 0.75 W | Rango       |
| MORRO  | 18.25       | 22.81  | 13.69  | 14 a 22 ton |
| CUERPO | 15.12       | 18.90  | 11.34  | 11 a 19 ton |

|        | C A P A S E C U N D A R I A |       |       |               |
|--------|-----------------------------|-------|-------|---------------|
|        | W                           | 1.3 W | 0.7 W | Rango         |
| MORRO  | 1.825                       | 2.37  | 1.28  | 1.5 a 2.5 ton |
| CUERPO | 1.512                       | 1.976 | 1.064 | 1 a 2 ton     |

|        | N U C L E O |       |       |              |
|--------|-------------|-------|-------|--------------|
|        | W           | 0.5 W | 1.5 W | Rango        |
| MORRO  | 0.1825      | 0.091 | 0.274 | 100 a 300 kg |
| CUERPO | 0.1512      | 0.076 | 0.227 | 75 a 250 kg  |

## CALCULO DE ESPESORES

Considerando dos capas de elementos y coeficientes  $K_{\Delta} = 1.15$  tenemos:

$$B = N K_{\Delta} \left[ \frac{w}{Sr} \right]^{1/3}$$

Espesor de la coraza en el morro

$$B = 2 (1.15) \left[ \frac{18000}{2500} \right]^{1/3} = 4.44 \text{ m}$$

para la coraza del cuerpo:

$$B = 2 (1.15) \left[ \frac{15000}{2500} \right]^{1/3} = 4.18 \text{ m}$$

Espesor de la capa secundaria en el morro

$$B = 2 (1.15) \left[ \frac{1825}{2500} \right]^{1/3} = 2.06 \text{ m}$$

Espesor de la capa secundaria en el cuerpo

$$B = 2 (1.15) \left[ \frac{1512}{2500} \right]^{1/3} = 1.94 \text{ m}$$

## ELEVACIONES Y ANCHO DE LAS CORONAS

Considerando los niveles de marea y oleaje normales, se calcula la elevación del núcleo con suficiente altura que permita

la operación de los vehículos.

$$H = (\text{Altura de ola media}) = 0.90$$

$$\text{N.P.M.S.} = 0.645 \text{ m}$$

$$\text{N.B.M.I.} = -0.574 \text{ m}$$

$$\text{Elev. referida al NBMI} = 1.219 + 0.90 = 2.119$$

$$\text{La elevación del núcleo} = 2.10 \text{ m}$$

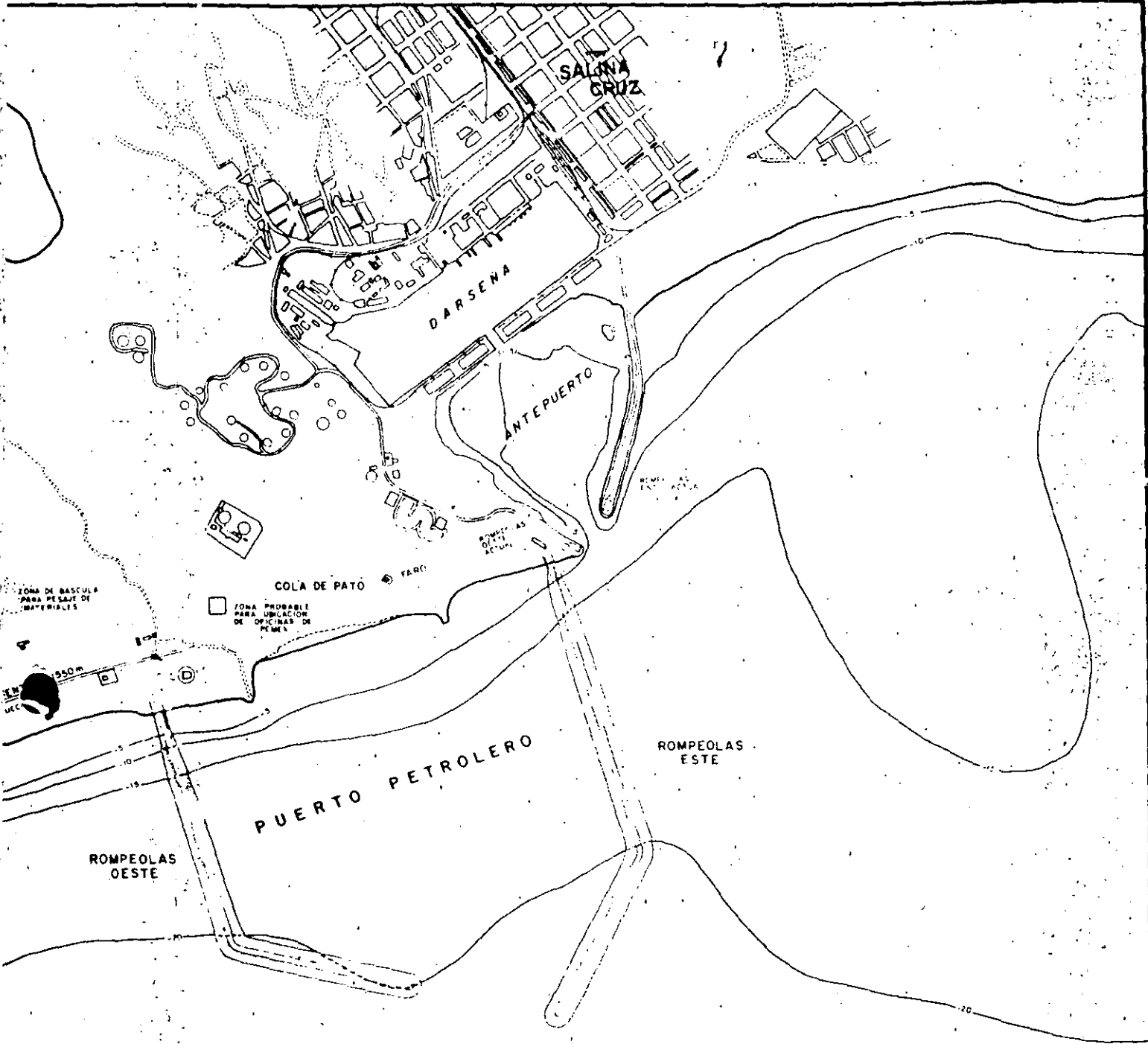
Considerando el espesor de la capa secundaria la elevación de la corona será de 4.00 m.

Por último considerando el Run up, la pleamar máxima y el espesor de la coraza resulta una elevación de la corona de la coraza de 7.18 m y 6.90 m en el morro y cuerpo respectivamente.

Para el ancho del núcleo se considero como mínimo para poder realizar las maniobras, un ancho de corona de 9.50 m, derivándose de este el ancho de la corona de las otras capas.

#### CALCULO DE VOLUMENES REALES

A partir de las características geométricas, se calcularon las áreas respectivas y se afectaron por un coeficiente de porosidad que fluctua entre 0.15 y 0.37 dependiendo del tamaño de roca de cada capa.



**NOTAS :**

Los caminos anotados como terracerlos, son transitables en cualquier época del año.

Las distancias anotadas en los tramos de camino son aproximadas.

En la zona de tiro indicada solo podrá descargarse material con previa revisión del mismo y autorización de PEMEX.

O C E A N O P A C I F I C O

SCI-VI-2

**Y MADINA MERCANTE**  
- OBRAS MARITIMAS

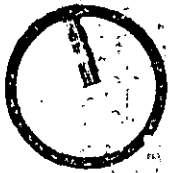
DEPARTAMENTO DE  
PLANCAS BASES Y PLANOS COMPLEMENTARIOS PLANOS ANEXOS

**SALINA CRUZ, OAX  
PUERTOS INDUSTRIALES  
OBRAS DE PROTECCION  
ACCESOS, BASTULA Y ZONA DE TIRO**

COMPARE EL SUBDIRECTOR DE ESTUDIOS Y PROYECTOS  
COMPARE EL SUBDIRECTOR DE ESTUDIOS Y PROYECTOS

REVISO EL JEFE DEPTO. REVISO EL JEFE DEPTO. REVISO EL JEFE DEPTO. DIBUJO FECHA ESCALA NUMERO

CEBAS LIRA ARREDONDO  
PARRA VERA VALLS



BANCO CERRO DEL MARQUES

(A)

(B-C) CAMINO PAVIMENTADO 600m

A SALINA CRUZ

(C)

A ACAPULCO

(C-D) TERRACERIA EXISTENTE (37m)

ZONA DE TIRO DE MATERIALES DE DESCHO DEL BANCO

ZONA DE BASCULA PARA PESAJE DE MATERIAL

AREA PARA EL DESARROLLO DEL PUERTO INDUSTRIAL Y COMERCIAL

(E-D) CAMINO PAVIMENTADO 1550m EN CONSTRUCCION

SALINA DEL MARQUES

PLATAFORMA DE PUNTO

(E)

(F) TERRACERIA 1000m

(F)

ROMPEOLAS ESTE

ROMPEOLAS OESTE

ROMPEO OEST

ESCALA GRAFICA

SUBSECRETARIA DE PUERTOS Y MARINA

DIRECCION GENERAL DE OBRAS

SUBDIRECCION DE ESTUDIOS

APROBADO POR EL SUBSECRETARIO CONFORME EL DIRECTOR GENERAL CONFORME EL SUBDIRECTOR GENERAL

JOSE JUAN VELARDE DOMIN MARIO E VILLABUEVA REYES CEBAR LIRA ARBERO

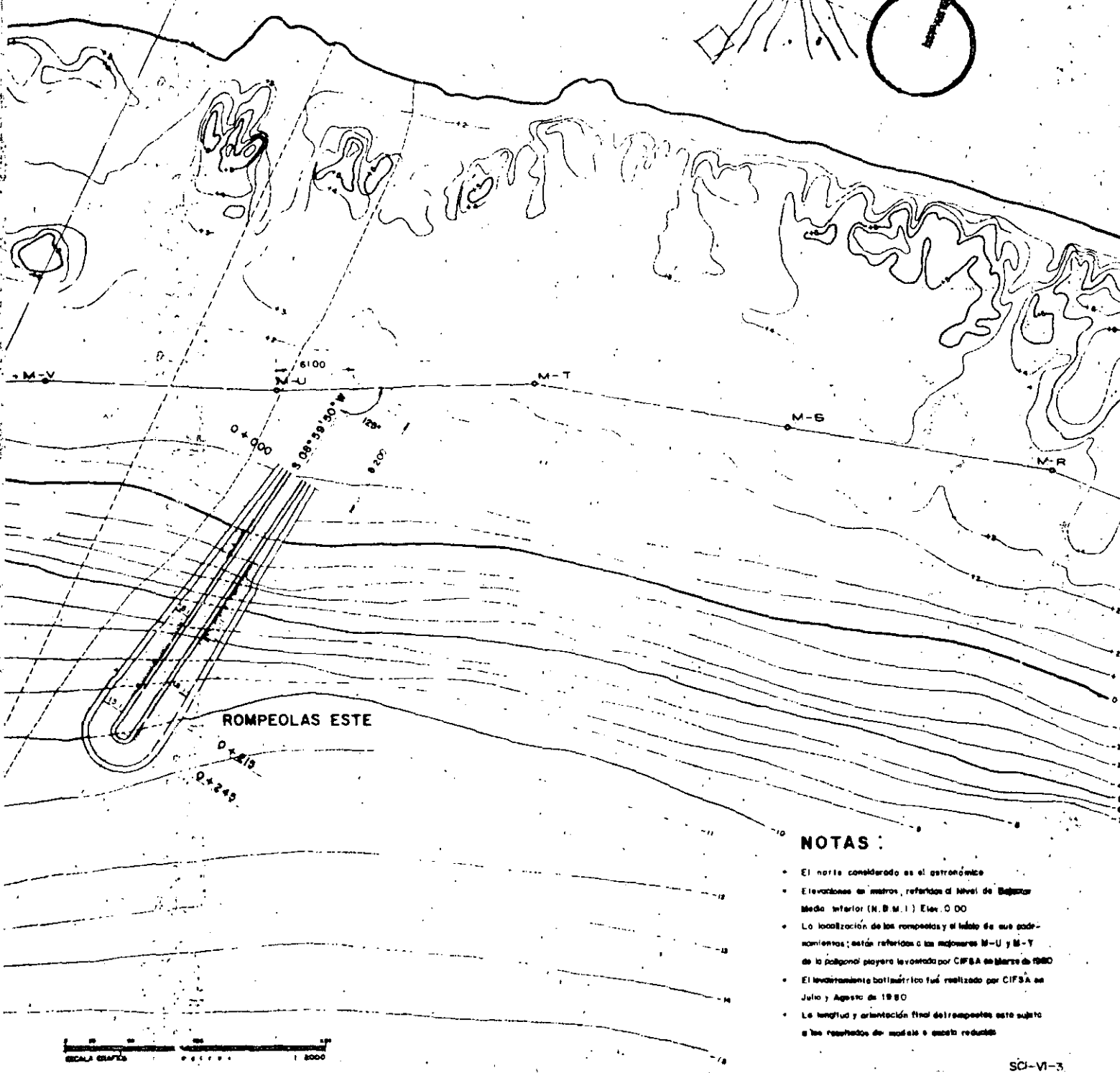
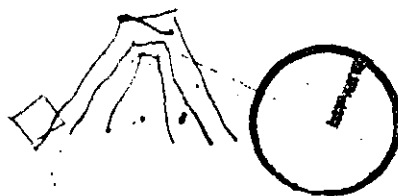
CIFSA CONSULTORES



|                |          |                  |          |
|----------------|----------|------------------|----------|
| Elaborado por  | EV       | Revisado por     |          |
| Verificado por |          | Director General |          |
| Fecha          |          |                  |          |
| Auto. A. C. S. | D. I. B. | M. C. S.         | M. C. S. |



A R U E S



**NOTAS :**

- El norte considerado es el astronómico
- Elevaciones en metros, referidas al nivel de Bajor Medio Interior (N.B.M.I.) Elev. 0 00
- La localización de los rompeolas y el lado de sus adyacencias; están referidos a las estaciones M-U y M-Y de la poligonal playera levantada por CIFSA en Marzo de 1980
- El levantamiento batimétrico fue realizado por CIFSA en Julio y Agosto de 1980
- La longitud y orientación final del rompeolas este sujeta a los resultados de muestreo que se realice



SC-VI-3

**MARINA MERCANTE**

OBRAS MARITIMAS

PROYECTOS

CONFORME EL SUBDIRECTOR DE ESTUDIOS Y PROYECTOS

DEPARTAMENTO DE PLANEACIÓN Y PROYECTOS

REVISOR: JEFE DEPTO. DE PLANEACIÓN Y PROYECTOS

REVISOR: JEFE DEPTO. DE PLANEACIÓN Y PROYECTOS

REVISOR: JEFE DEPTO. DE PLANEACIÓN Y PROYECTOS

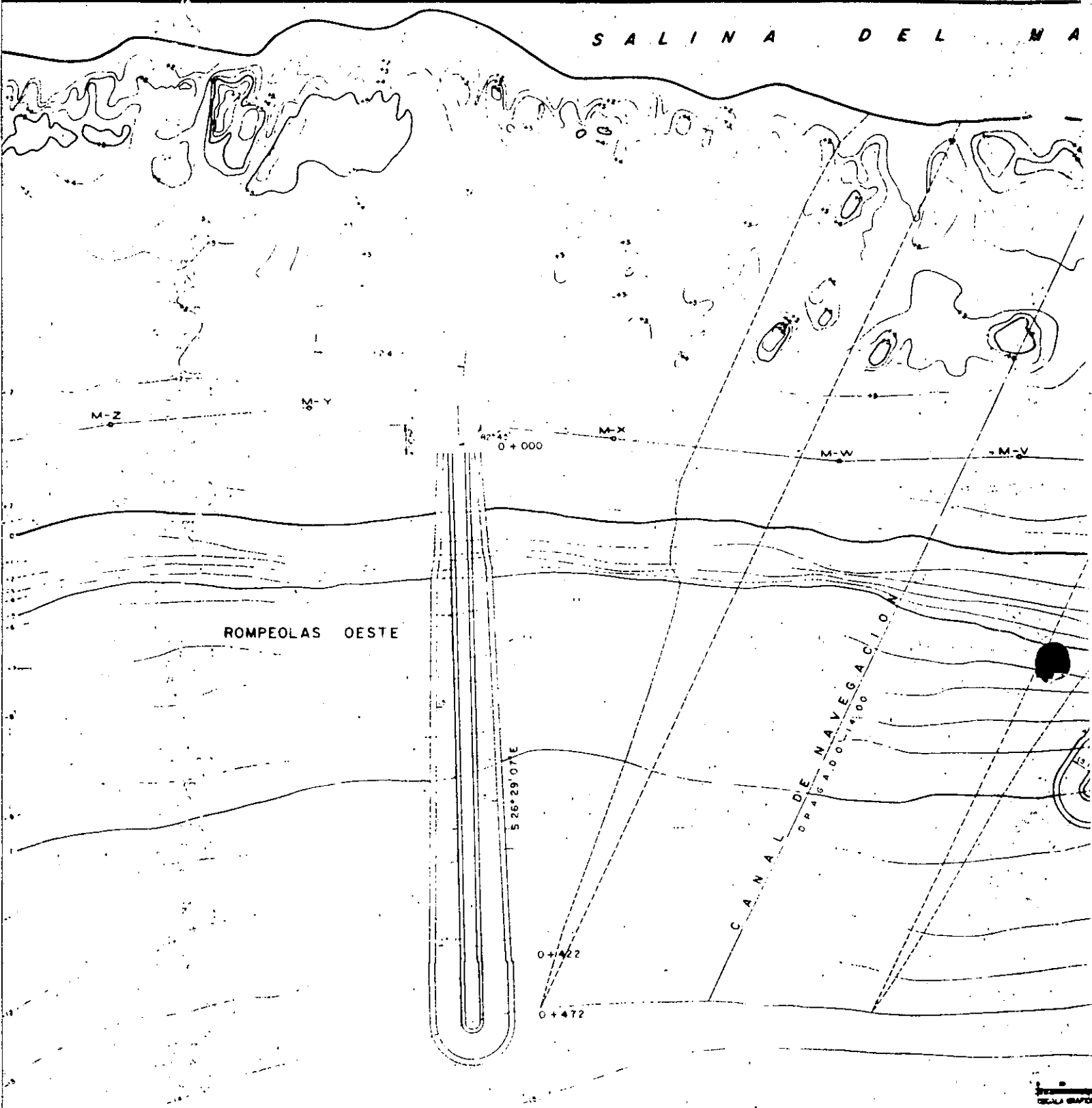
REVISOR: JEFE DEPTO. DE PLANEACIÓN Y PROYECTOS

REVISOR: JEFE DEPTO. DE PLANEACIÓN Y PROYECTOS

**SALINA CRUZ, OAX.**  
**PUERTOS INDUSTRIALES**  
**OBRAS DE PROTECCIÓN:**  
**DIMENSIONES GENERALES**

CÉSAR L. LIRA ARREDONDO

SALINA DEL MA



**C I F S A**  
CONSULTORES

|          |       |        |        |          |
|----------|-------|--------|--------|----------|
| PROYECTO | FECHA | ESCALA | DISEÑO | REVISADO |
|          |       |        |        |          |

DIRECCION GENERAL  
ING. D. GONZALEZ C.



**SUBSECRETARIA DE PUERTOS Y MARINERIA**  
DIRECCION GENERAL DE OBRAS Y EQUIPAMIENTO  
SUBDIRECCION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS

APROBADO POR EL SUBSECRETARIO CONFORME EL DIRECTOR GENERAL

|                                       |  |                                      |
|---------------------------------------|--|--------------------------------------|
| JOSE JUAN VELARDE BONNIN<br>INGENIERO | MARIO F. VILLANUEVA REYES<br>INGENIERO | CESAR S. LIRA ARMSTRONG<br>INGENIERO |
|---------------------------------------|--|--------------------------------------|

## CANTIDADES DE MATERIALES

| TRAMO    | CLAVE | CAPA DEL ROMPEOLAS               | UBICACION SEGUN PROFUNDIDAD           | ELEMENTO                          | VOLUMEN (m³) |        | PESOS (ton) |        |
|----------|-------|----------------------------------|---------------------------------------|-----------------------------------|--------------|--------|-------------|--------|
|          |       |                                  |                                       |                                   | RESTE        | ROESTE | RESTE       | ROESTE |
| I        | ①     | NUCLEO PLANTILLA (CUE RPO)       | RE Y RO                               | ROCA DE 10A150kg                  | 2199         | 1968   | 2498        | 4920   |
|          | ②     | CAPA SECUNDARIA (CUE RPO)        |                                       | ROCA DE 750kg (100A1000kg) 2CAPAS | 789          | 155    | 475         | 1299   |
|          | ③     | CORONA CAPA SECUNDARIA (CUE RPO) |                                       | ROCA DE 400kg (300A500kg)         | 656          | 567    | 1647        | 14     |
|          | ④     | CORAZA (CUE RPO)                 |                                       | ROCA DE 40kg (30A50kg) 2CAPAS     | 699          | 508    | 1767        | 1270   |
| SUBTOTAL |       |                                  |                                       |                                   | 3743         | 3198   | 6348        | 7944   |
| II       | ①     | NUCLEO PLANTILLA (CUE RPO)       | RE Y RO<br>OJO A -4.00                | ROCA DE 10A150kg                  | 519          | 2847   | 947         | 1193   |
|          | ②     | CAPA SECUNDARIA (CUE RPO)        |                                       | ROCA DE 750kg (500A1000kg) 2CAPAS | 877          | 617    | 2142        | 1293   |
|          | ③     | CORONA CAPA SECUNDARIA (CUE RPO) |                                       | ROCA DE 400kg (300A500kg) 3CAPAS  | 111          | 594    | 833         | 1465   |
|          | ④     | CORAZA (CUE RPO)                 |                                       | ROCA DE 75kg (50A100kg) 2CAPAS    | 2369         | 17     | 1977        | 4028   |
| SUBTOTAL |       |                                  |                                       |                                   | 7756         | 5887   | 1977        | 7484   |
| III      | ①     | NUCLEO PLANTILLA (CUE RPO)       | RE -4.00 A -9.30<br>RO -4.00 A -19.40 | ROCA DE 10A150kg                  | 19408        | 86948  | 48520       | 717570 |
|          | ②     | CAPA SECUNDARIA (CUE RPO)        |                                       | ROCA DE 1510kg (1A210kg) 2CAPAS   | 6016         | 21077  | 2047        | 37587  |
|          | ③     | CORAZA (CUE RPO)                 |                                       | ROCA DE 1510kg (10A1610kg) 2CAPAS | 10892        | 41892  | 7727        | 14774  |
| SUBTOTAL |       |                                  |                                       |                                   | 26316        | 131867 | 56724       | 86704  |
| IV       | ①     | NUCLEO PLANTILLA (MORRO)         | RE 5.10 A 10.00<br>RO 19.40 A 19.00   | ROCA DE 170A200kg                 | 12260        | 28678  | 20652       | 171611 |
|          | ②     | CORONA CAPA SECUNDARIA (MORRO)   |                                       | ROCA DE 1510kg (1A210kg) 2CAPAS   | 479          | 759    | 1196        | 1897   |
|          | ③     | CAPA SECUNDARIA (MORRO)          |                                       | ROCA DE 210kg (15A210kg) 2CAPAS   | 1192         | 1660   | 1481        | 16450  |
|          | ④     | CORAZA (MORRO)                   |                                       | ROCA DE 1810kg (1A47210kg) 2CAPAS | 8672         | 15608  | 21730       | 19027  |
| SUBTOTAL |       |                                  |                                       |                                   | 24703        | 57005  | 41860       | 42945  |

RE ROMPEOLAS ESTE  
RO ROMPEOLAS OESTE

|                 |                    |
|-----------------|--------------------|
| Volumenes       |                    |
| Rompeolas Este  | 72 552 m³          |
| Rompeolas Oeste | 2 2 653 m³         |
| <b>TOTAL</b>    | <b>2 85 206 m³</b> |
| Pesos           |                    |
| Rompeolas Este  | 181 383 ton        |
| Rompeolas Oeste | 531 632 ton        |
|                 | <b>713 016 ton</b> |

### NOTAS:

- Aclaraciones en centimetros, excepto las indicadas en otra unidad
- Elevaciones en metros referidos al nivel de Bajamar Media Inferior con elevación 0.00
- El peso indicado en las diferentes capas del rompeolas corresponde al de diseño, el cual permite la colocación de enrocamiento en un rango definido por los limites inferior y superior amado entre parentesis
- La longitud y orientación final del rompeolas esta sujeta a los resultados del modelo a escala reducida

N B M 1  
Elev. 0.00

0+325    0+350    0+375    0+400

**AS ESTE**

ESC HOR | 1000  
ESC VER | 150

MORRO  
TRAMO IV  
Elev. +7.18

N B M 1  
Elev. 0.00

**DEL ROMPEOLAS OESTE**

ESC HOR | 1000  
ESC VER | 150

SCI-VII-4

**MARINA MERCANTE**

OBRAS MARITIMAS  
PROYECTOS

CONFORME A LOS ESTUDIOS Y PROYECTOS

DEPARTAMENTO DE

COMISIÓN DE

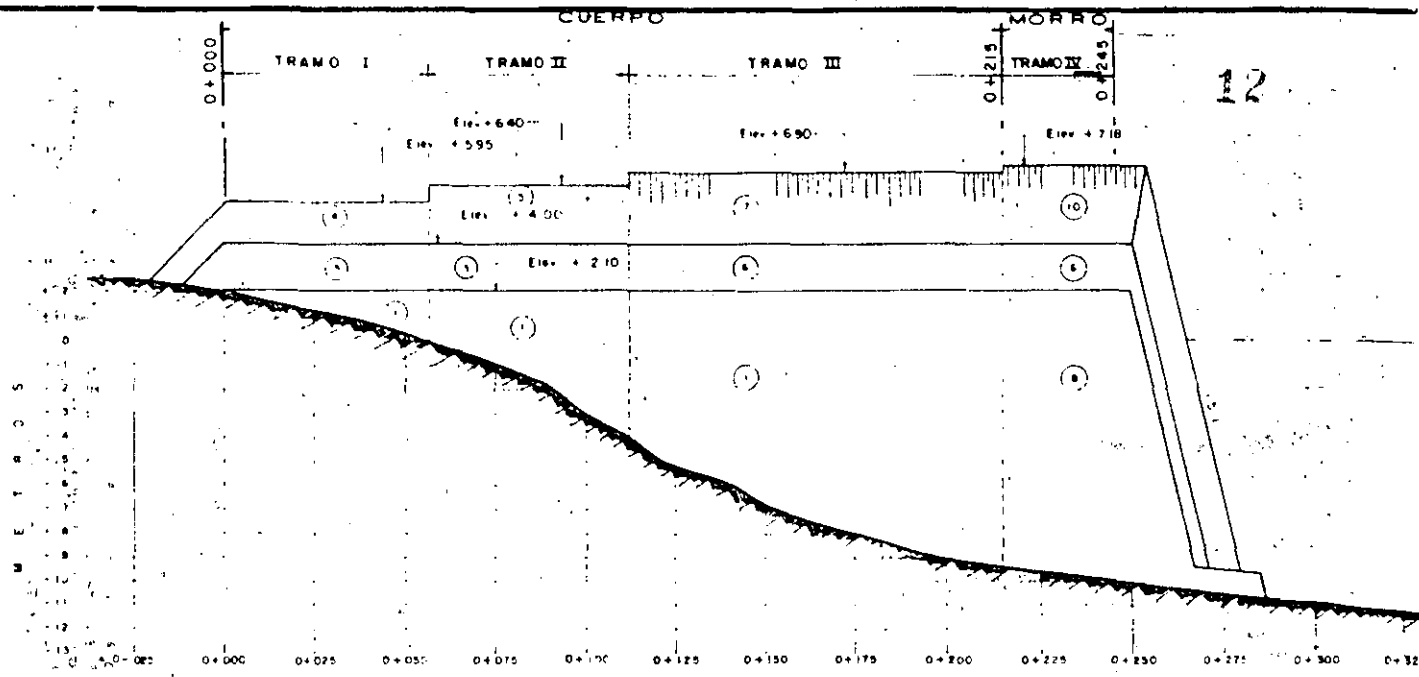
REVISOR: EL JEFE DEPTO. SUBJEFE DEPTO. REV. EL JEFE DEPTO.

DIBUJADOR: CHALISCA CANUMERO

SALINA CRUZ, OAX.  
PUERTOS INDUSTRIALES

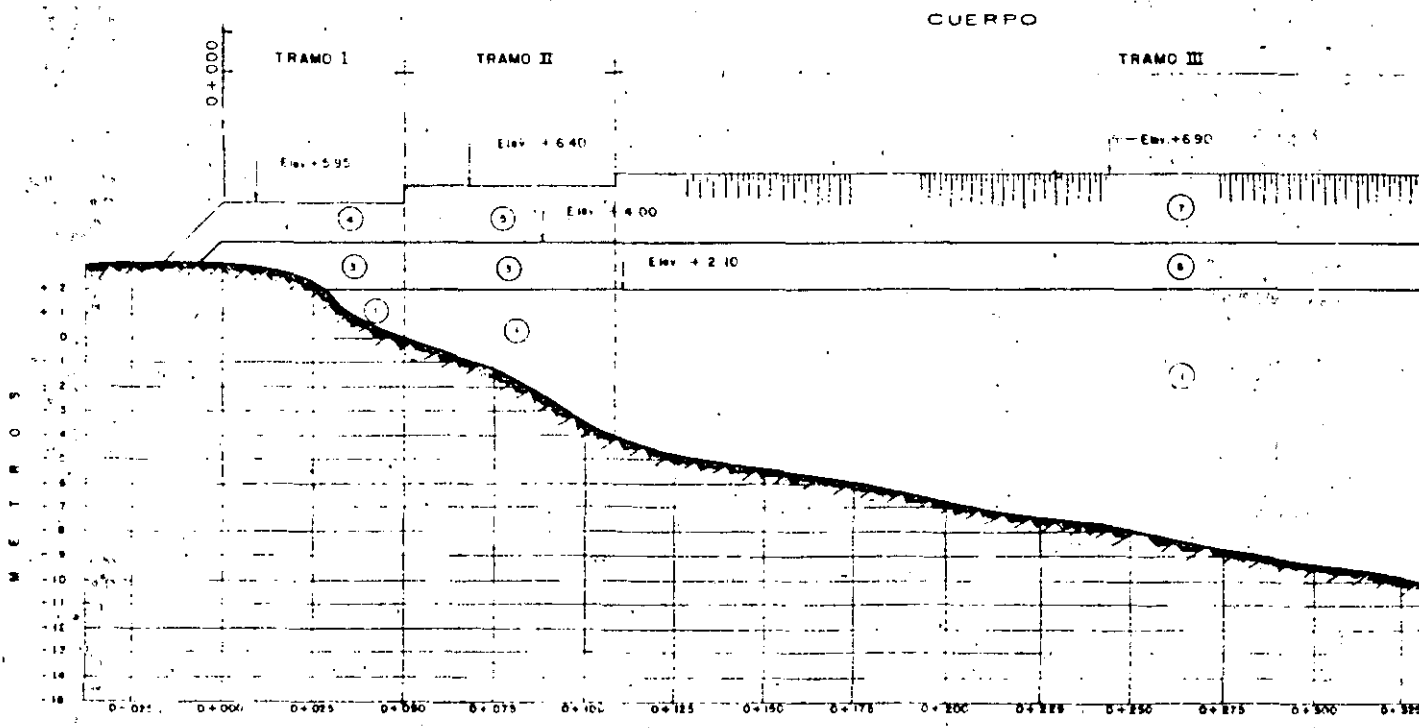
**OBRAS DE PROTECCION  
SECCIONES LONGITUDINALES**

REVISOR: EL JEFE DEPTO. SUBJEFE DEPTO. REV. EL JEFE DEPTO.



SECCION LONGITUDINAL POR EL EJE DEL ROMPEOLAS

ESC ESC



SECCION LONGITUDINAL POR EL EJE DEL

**C I F S A**  
CONSULTORES

ING. D. CERVANTES E



**SUBSECRETARIA DE PUERTOS Y MAESTRANZA NAVAL**

DIRECCION GENERAL DE OBRAS Y MAESTRANZA NAVAL

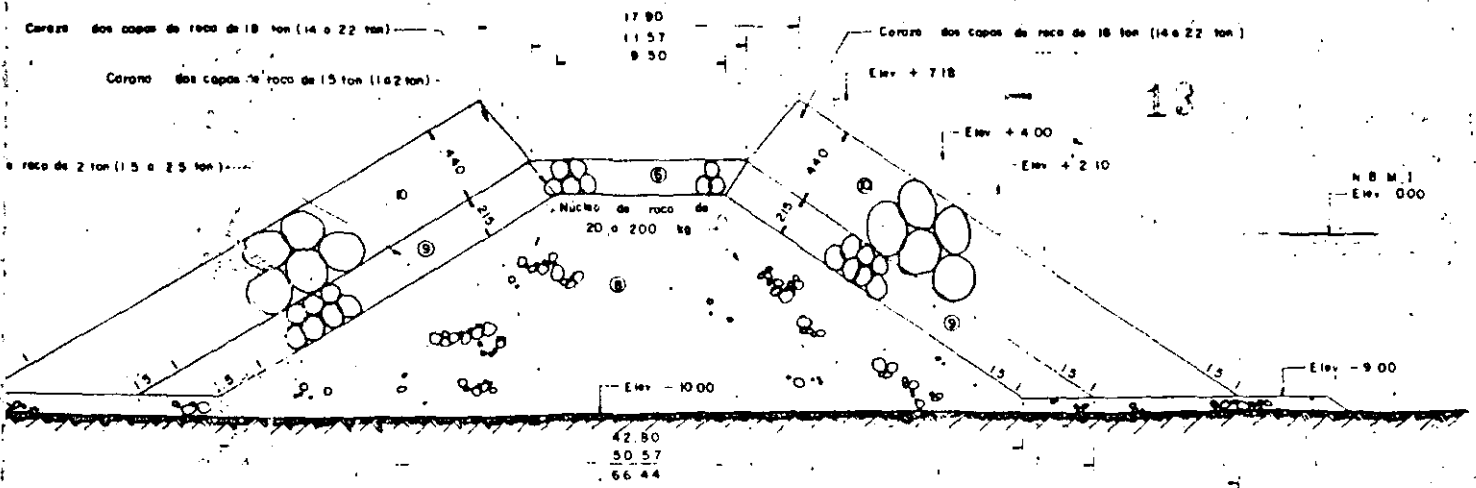
DIRECCION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS

CONFORME EL DIRECTOR GENERAL

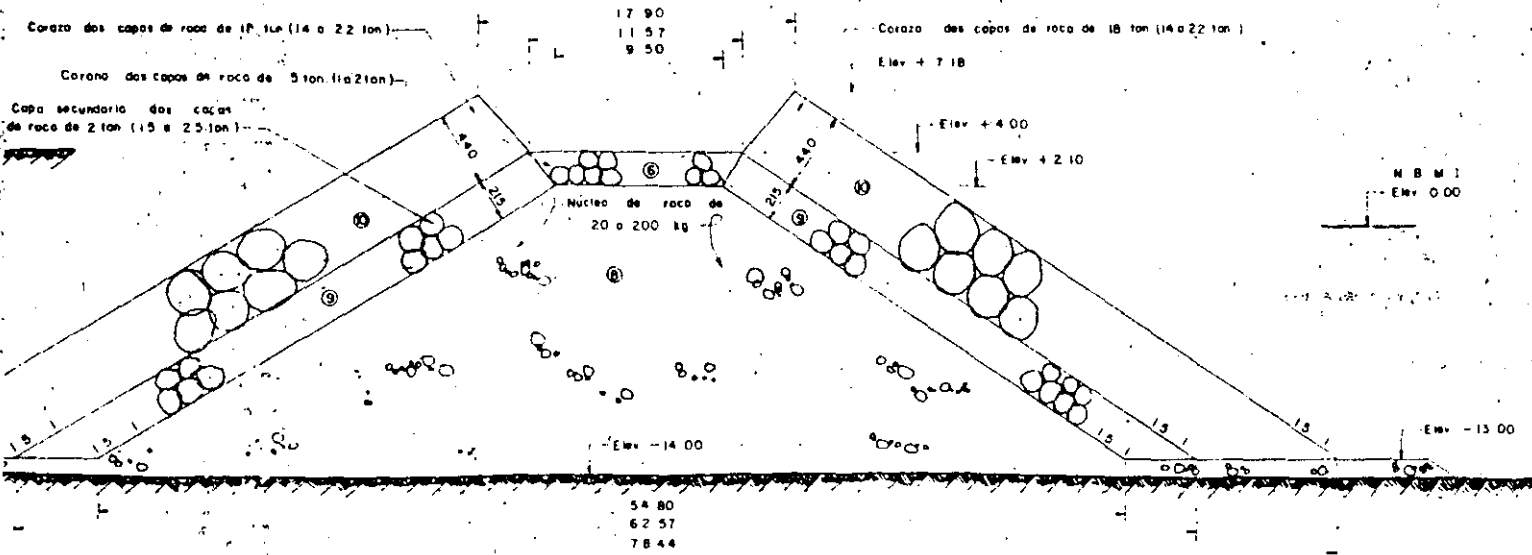
ING. JOSE JUAN VELARDE BONNIN

ING. MARIO E. VILLANUEVA REYES

ING. CESAR S. LIRA



**SECCION EN EL MORRO**  
ROMPEOLAS ESTE



**SECCION EN EL MORRO**  
ROMPEOLAS OESTE

**NOTAS:**

- Acotaciones en centímetros, excepto las indicadas en otra unidad.
- Elevaciones en metros referidas al Nivel de Bombar Medio Inferior con elevación 000.
- El peso indicado en las diferentes capas del rompeolas corresponde al de diseño, el cual permite la colocación de entrecamiento en un rango definido por los límites inferior y superior anotados entre paréntesis.
- La longitud y orientación final del rompeolas está sujeta a los resultados del modelo a escala reducida.

ESC 1:250

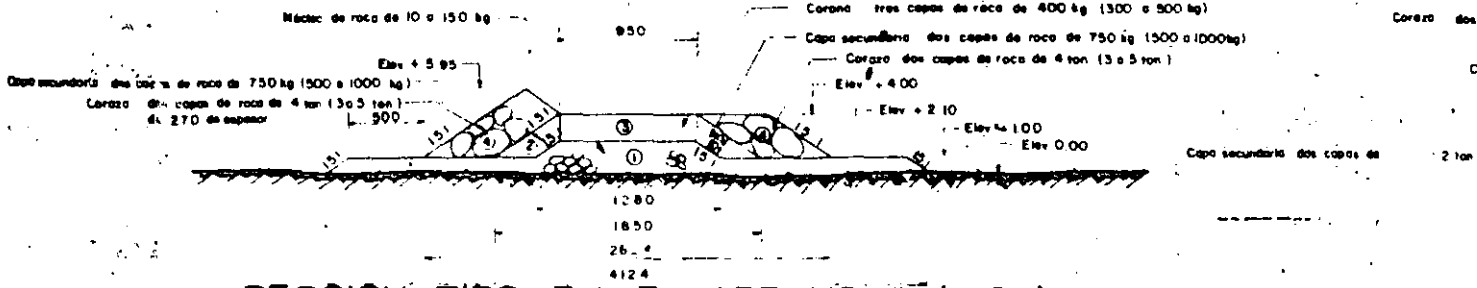
SCI-VI-5

**MARINA MERCANTE**

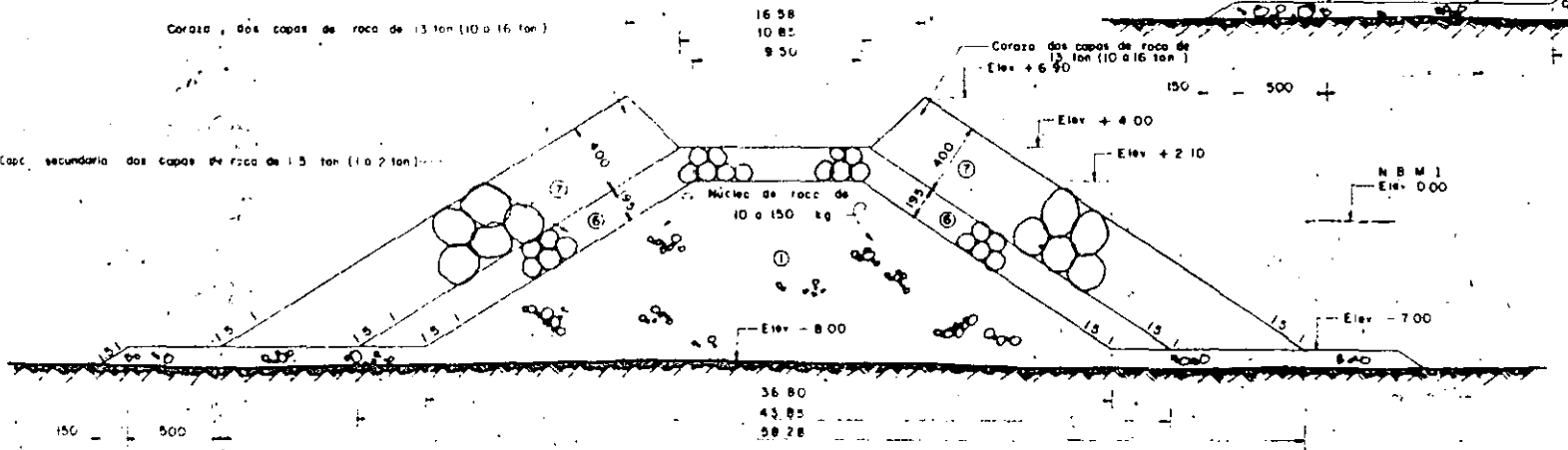
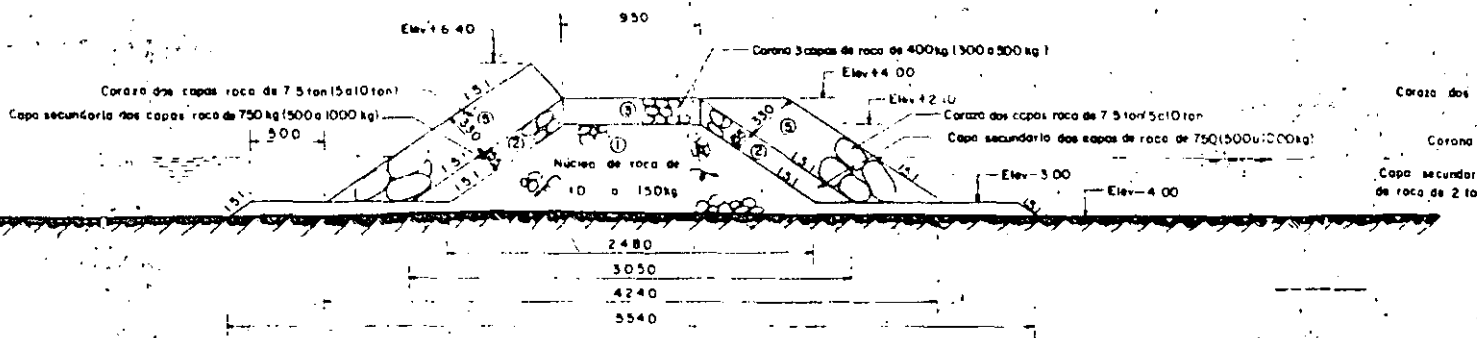
RAS MARIÍMAS

PROYECTOS

SALINA CRUZ, OAX  
PUERTOS INDUSTRIALES  
**OBRAS DE PROTECCION**  
**SECCIONES TRANSVERSALES**



**SECCION TIPO EN EL ARRANQUE (0.00)**



**SECCION EN EL CUERPO ROMPEOLAS OESTE**

**C I F S A**  
 CONSTRUCTORES

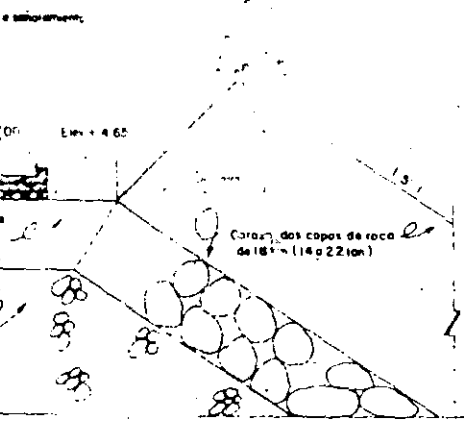
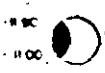
Director General  
 Sr. D. F. Bravo M.  
 Sr. D. C. PAVIENTES



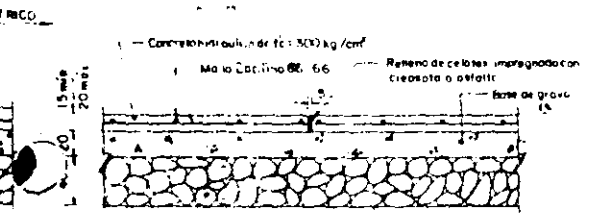
**SUBSECRETARIA DE PUERTOS Y MAR**

DIRECCION GENERAL DE OBRAS  
 SUBDIRECCION DE ESTUDIOS Y  
 DISEÑO

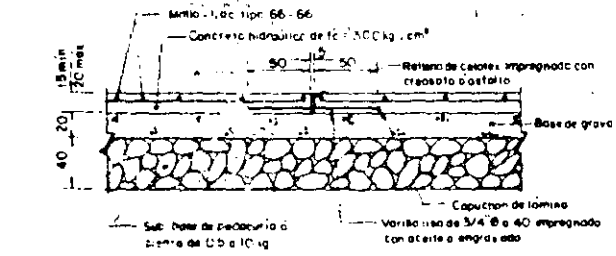
JOSE JUAN VELARDE BONNIN  
 MARIO E. VILLANUEVA PREYES CESAR S. RA



**S V E R S A L**  
ESC 1:100

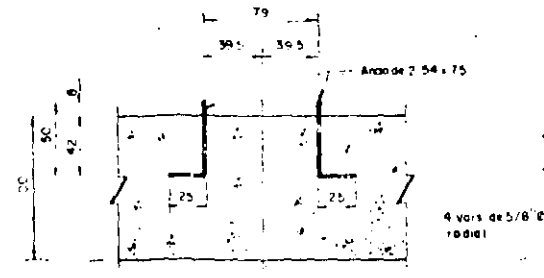


**JUNTA DE CONSTRUCCION @ 8 m.**  
ESC 1:30

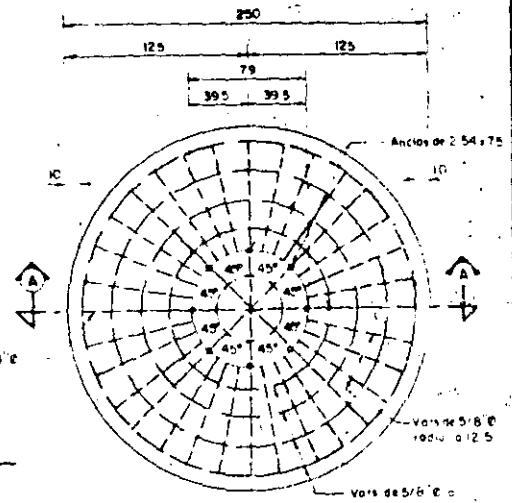


**JUNTA DE DILATACION @ 40 m.**  
ESC 1:30

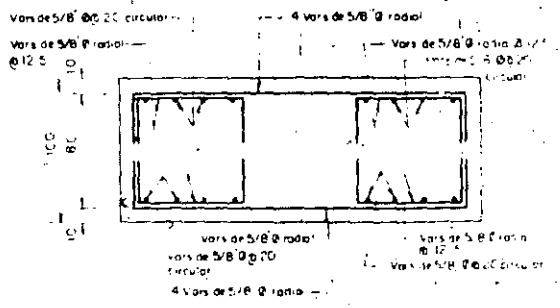
**DETALLES DE LA SUPERFICIE DE RODAMIENTO**



**DETALLE DE ANCLAJE**  
ESC 1:25



**P L A N T A**  
ESC 1:25



**C O R T E A - A**  
**ARMADO DEL APOYO DE LA TORRE**

**C A N T I D A D E S D E O B R A**

| CONCEPTO   | CARACTERISTICAS   | UNIDAD         | CANTIDAD |        |
|--|---|----------------|----------|--------|
|  |   |                | RESTE    | ROESTE |
| SUB-BASE DE PEDEREGAL DE PIEDRA                                    | PIEDRA DE 30 x 100 kg<br>ESPESOR DE LA CAPA 40 cm   | m <sup>3</sup> | 13.1     | 14.2   |
| BASE DE GRAVA  | TAMANO MÁXIMO DE AGREGADO 2.5 (M)<br>ESPESOR DE LA BASE 20 cm   | m <sup>3</sup> | 4.41     | 9.51   |
| CARPETA Y BANQUETA DE CONCRETO HIDRÁULICO REFORZADO                | f'c = 300 kg/cm <sup>2</sup><br>ESPESOR DE CARPETA 15 a 20 cm<br>MALLA LAC TIPO 66-66   | m <sup>2</sup> | 4.68     | 7.81   |
| BASE PARA SOPORTE DE BALZA DE REFORZAMIENTO DE CONCRETO HIDRÁULICO | f'c = 300 kg/cm <sup>2</sup><br>PERALTE TOTAL 1 m<br>SECCION CIRCULAR 2.50 m Ø  | m <sup>3</sup> | 1.40     | 1.41   |
| ACERO DE REFORZAMIENTO EN BASE DE SOPORTE DE                       | f'c = 4200 kg/cm <sup>2</sup><br>REFORZADO CONCENTRADO EN ANILLO L.E. CHOS 5/8" Ø @ 20"<br>REFORZADO RADIAL EN ANILLO L.E. CHOS 5/8" Ø @ 12.5 cm PERIMETRALES | M              | 341      | 345    |

**NOTAS:**

- Aclaraciones en centímetros, excepto las indicadas en otra unidad
- Elevaciones en metros, referidas al Nivel de Balmar Medio Inferior (N.B.M.I.) con elev. 0.00
- La carpeta de la superficie de rodamiento es de concreto armado de f'c = 300 kg/cm<sup>2</sup> con juntas de construcción a cada 8 m y una junta de dilatación a cada 40 m.

50-VI-6

**MARINA MERCANTE**  
R.A.S. MARITIMAS PROYECTOS

DEPARTAMENTO DE

|         |         |         |         |
|---------|---------|---------|---------|
| REVISOR | REVISOR | REVISOR | REVISOR |
|         |         |         |         |
|         |         |         |         |

SALINA CRUZ, OAX.  
PUERTOS INDUSTRIALES  
**OBRAS DE PROTECCION SUPERFICIE DE RODAMIENTO**

3. Método del espectro de energía. Predice las características del oleaje utilizando la teoría del espectro. Un ejemplo de este método es el propuesto por Pierson-Neumann-James (PNJ).

#### 13.4.2.1 Predicción del oleaje en la zona de generación

##### Método de Sverdrup-Munk-Bretschneider (SMB)

Estos autores elaboraron una teoría que sirve para predecir el oleaje en aguas profundas y suponen que el viento sopla con una velocidad constante. Los autores consideran que los principales parámetros para la generación de olas en esta zona son: velocidad del viento formativo ( $U$ ) y su duración ( $t$ ), fetch ( $F$ ), y aceleración de la gravedad ( $g$ ). Con este método se obtiene una altura  $H_{1/3}$  y periodo  $T_{1/3}$  llamados significantes que representan al oleaje real. Esas características son las que únicamente se toman en cuenta, ya que en aguas profundas, la longitud y la celeridad de la onda dependen del periodo ( $L_0 = 1.56 T^2$  y  $C_0 = 1.56 T$ ).

De lo anterior se puede escribir

$$(H_{1/3})_G = f_1(U, F, t, G) \quad (\text{I.94a})$$

$$(T_{1/3})_G = f_2(U, F, t, g) \quad (\text{I.94b})$$

donde el subíndice  $G$  indica que las características del oleaje son para la zona de generación.

Si a las ecs I.94 se les aplica el análisis dimensional (cap A.2.15), se llega a

$$\frac{g(H_{1/3})_G}{U^2} = f'_1 \left( \frac{gF}{U^2}, \frac{gt}{U} \right) \quad (\text{I.95a})$$

$$\frac{g(T_{1/3})_G}{U} = f'_2 \left( \frac{gF}{U^2}, \frac{gt}{U} \right) \quad (\text{I.95b})$$

Las relaciones  $f'_1$  y  $f'_2$  se obtuvieron a partir de mediciones en el mar, y



se emplea el parámetro que haya dado el menor valor de  $g/H_{1/3})_G/U^2$ , es decir a la ec I.98 le corresponde la I.96 y a la ec I.99 la I.97.

Sobre el método hay que indicar:

- I. La altura de ola determinada por él se llama *altura de la ola significativa* y se representan como  $H_{1/3}$ . La *ola significativa* se define como la altura de la ola promedio del tercio de las olas más altas que hay en una observación y al promedio de los periodos comprendidos en el mismo tercio se le denomina *periodo significativa*  $T_{1/3}$ .
- II. Si no se desean utilizar las ecs I.96 a I.99, en el tomo II se indica la manera de usar los valores que aparecen en las figs I.45 o I.46.

#### Método de Pierson-Neumann-James (PNJ)

Este método utiliza el concepto de *espectro*, que se define como una relación de la distribución de la energía de las ondas con respecto a sus frecuencias. El área E bajo la curva del espectro es función de la energía desarrollada por el oleaje, y como ésta se puede expresar en función de la altura del oleaje al cuadrado, se llega a relacionar la altura del oleaje con la  $\sqrt{E}$ . A partir del espectro se calcula el espectro coacumulativo del oleaje, que es la gráfica que se obtiene al dibujar la E contra la frecuencia, la cual permite relacionar para una frecuencia conocida la altura de la ola. Pierson, Neumann y James obtuvieron un espectro y su espectro coacumulativo del oleaje generado por vientos con velocidad constante U, tomando en cuenta además el *fetch* en que ese viento actuaba y su dirección. Sus resultados finales se muestran en las figs I.47 y I.48.

Para predecir las características del oleaje utilizando las figuras anteriores se procede de la siguiente manera

- a) Se utilizan como datos conocidos F (*fetch*), t (duración) y U (velocidad del viento).

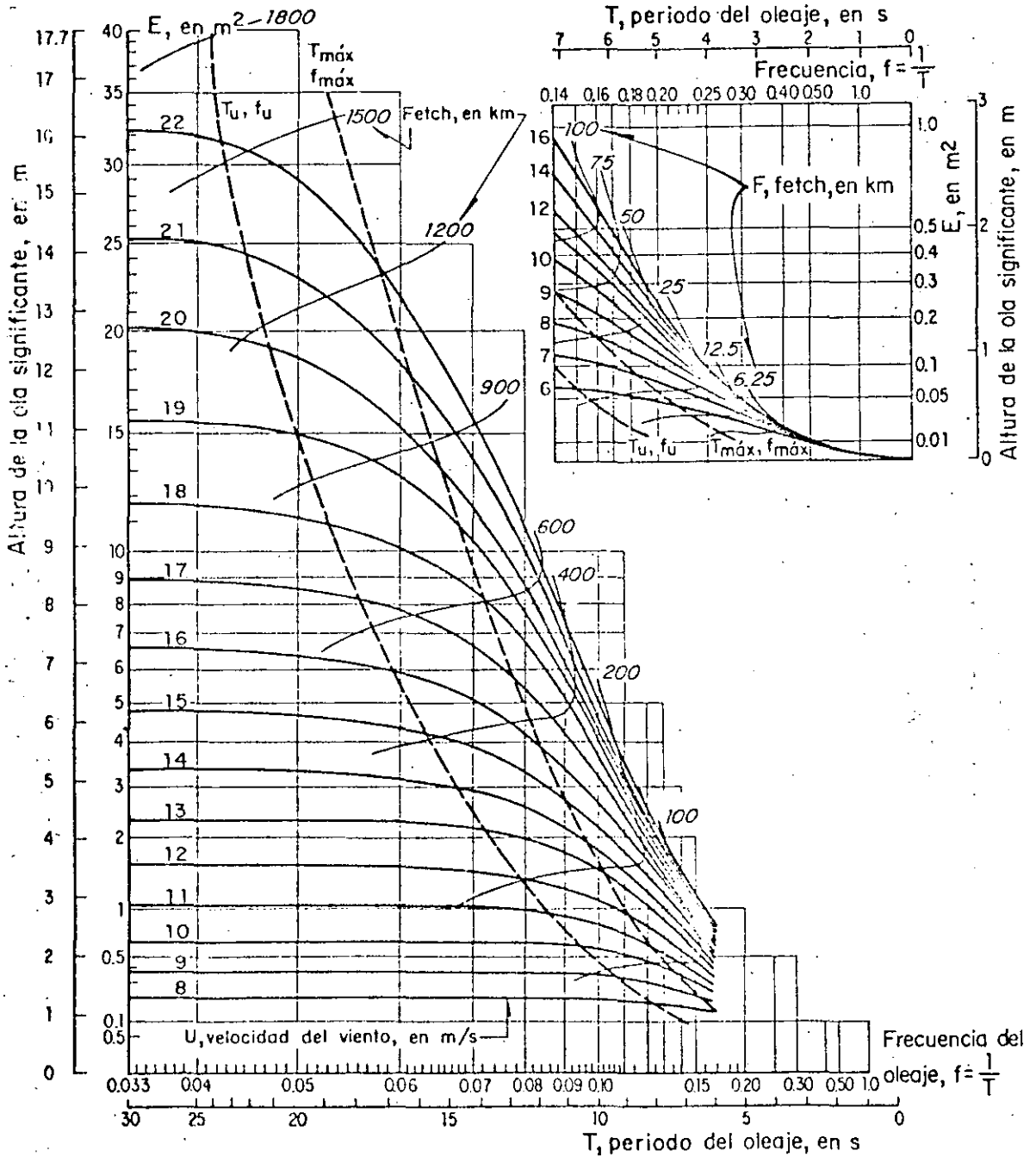


FIG. I.47a Espectro coacumulativo distorsionado para velocidades del viento entre 8 y 22 m/s en función del fetch

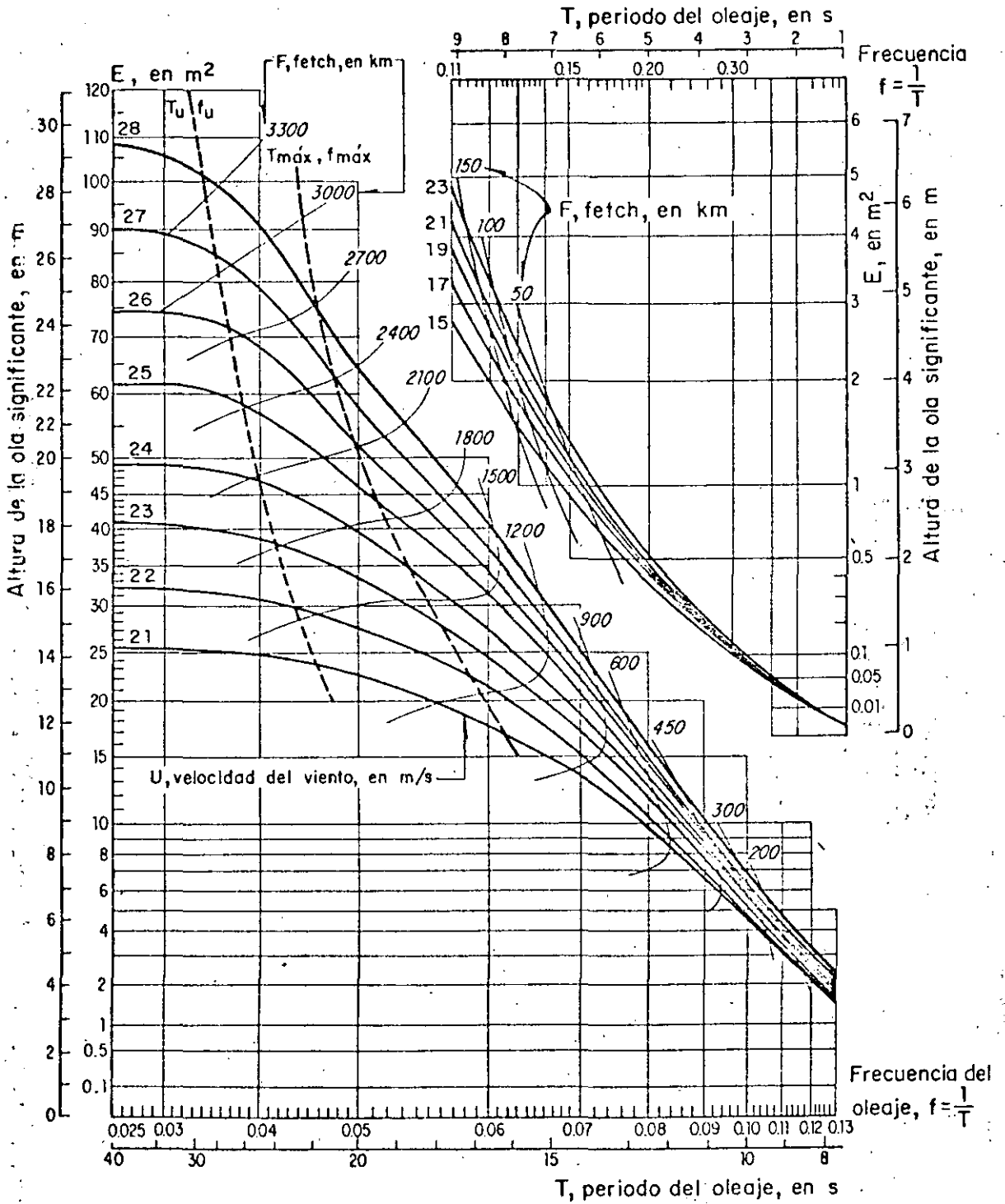


FIG. I.47b Espectro coacumulativo distorsionado para velocidades del viento entre 21 y 28 m/s en funci3n del fetch

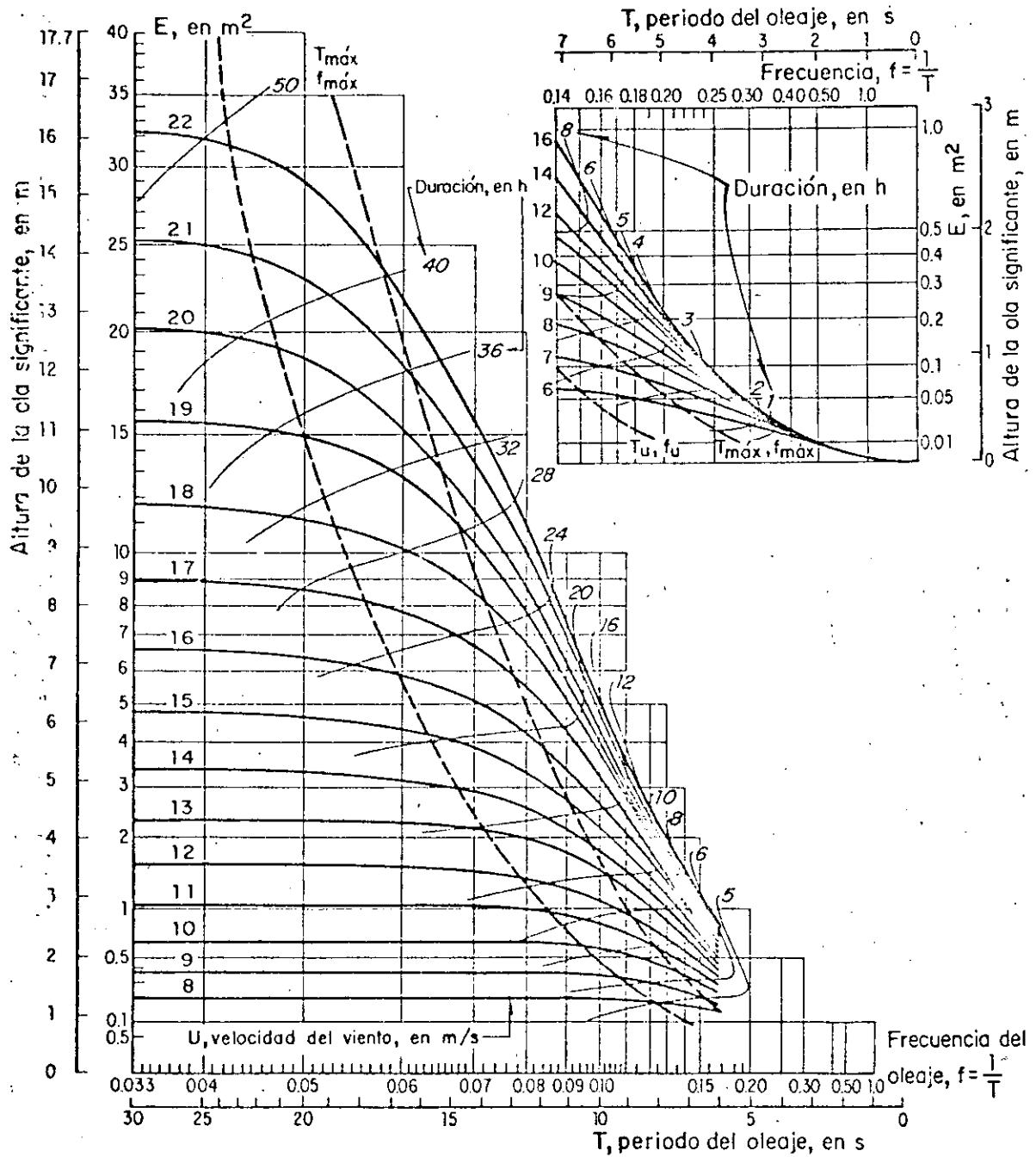


FIG. I.48a Espectro coacumulativo distorsionado para velocidades del viento entre 8 y 22 m/s en función de la duración

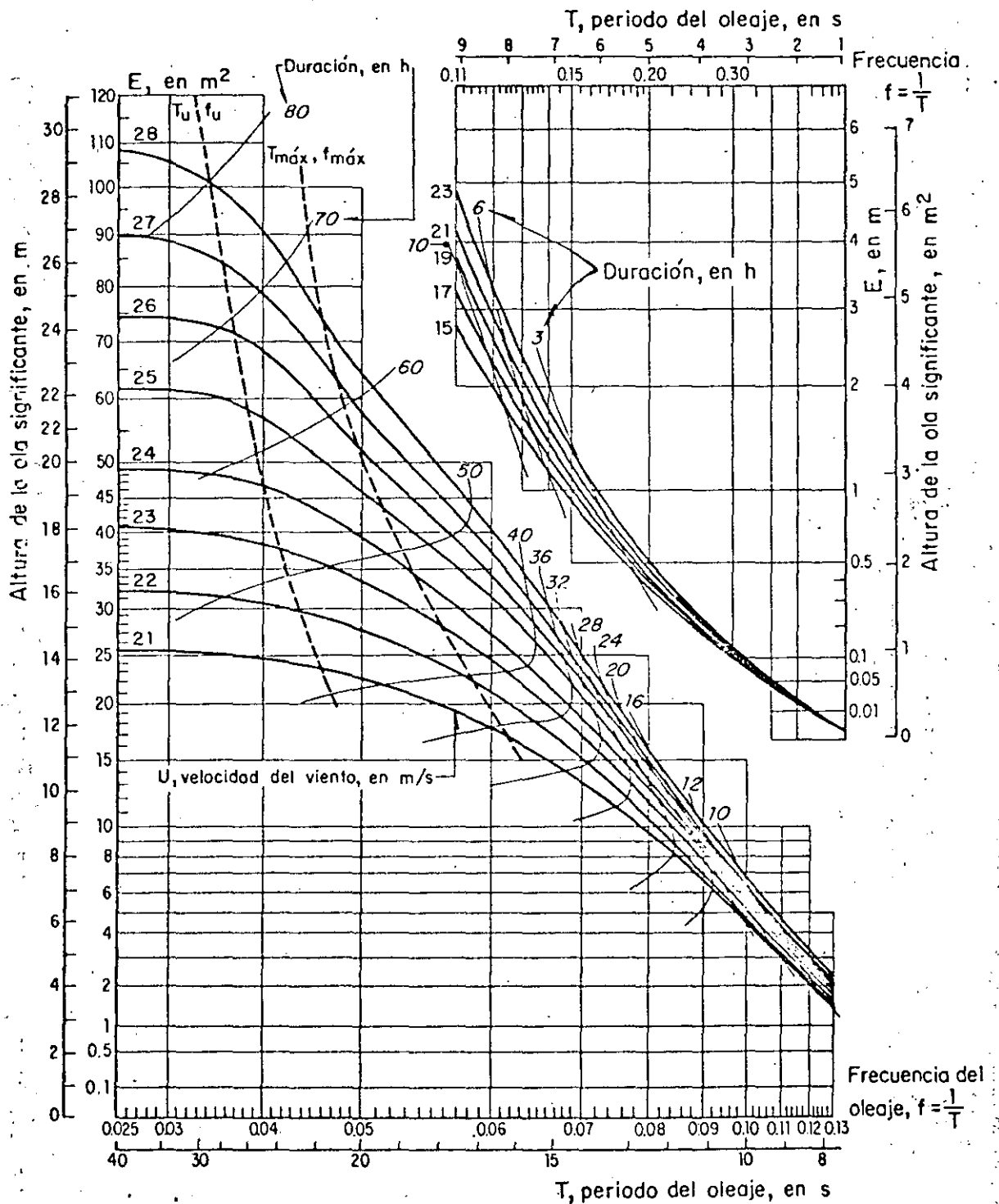


FIG. I.48b Espectro coacumulativo distorsionado para velocidades del viento entre 21 y 28 m/s en función de la duración

- b) Con U y F se entra a la fig I.47 y se obtiene el cruce de U con F, lo que permite obtener E en el eje de las ordenadas.
- c) Se procede en igual forma para U y t utilizando las figs I.48, con lo que se obtiene otro valor de E.
- d) Se escoge el menor valor de E. Si fue el obtenido en el paso b el oleaje está limitado por fetch; en cambio si fue el obtenido en el paso c el oleaje está limitado por duración.
- e) A partir del menor E seleccionado se obtiene la distribución de alturas del oleaje; para ello se utiliza la tabla I.11 y con ello se puede construir el histograma de frecuencias contra alturas. (la marca de clase en este caso es del 10 %, en el cap A.1.6 se indica la manera de construir el histograma.

TABLA I.11 Variación de las alturas del oleaje en intervalos del 10%

| Intervalo | Variación de la altura en función de E<br>E, en m <sup>2</sup> | Variación de la altura en función de H <sub>1/3</sub><br>H, en m |
|-----------|--|--|
| 1         | 0.00 - 0.64√E  | 0.00 - 0.226 H <sub>1/3</sub>                                    |
| 2         | 0.64√E - 0.94√E  | 0.226 H <sub>1/3</sub> - 0.332 H <sub>1/3</sub>                  |
| 3         | 0.94√E - 1.20√E  | 0.332 H <sub>1/3</sub> - 0.424 H <sub>1/3</sub>                  |
| 4         | 1.20√E - 1.42√E  | 0.424 H <sub>1/3</sub> - 0.502 H <sub>1/3</sub>                  |
| 5         | 1.42√E - 1.66√E  | 0.502 H <sub>1/3</sub> - 0.587 H <sub>1/3</sub>                  |
| 6         | 1.66√E - 1.92√E  | 0.587 H <sub>1/3</sub> - 0.673 H <sub>1/3</sub>                  |
| 7         | 1.92√E - 2.20√E  | 0.673 H <sub>1/3</sub> - 0.777 H <sub>1/3</sub>                  |
| 8         | 2.20√E - 2.54√E  | 0.777 H <sub>1/3</sub> - 0.898 H <sub>1/3</sub>                  |
| 9         | 2.54√E - 3.04√E  | 0.898 H <sub>1/3</sub> - 1.074 H <sub>1/3</sub>                  |
| 10        | mayor que 3.04√E   | mayor que 1.074 H <sub>1/3</sub>                                 |

Por otra parte conocido el valor de E se obtienen algunas alturas representativas como las siguientes:

|                                 |                            |
|---------------------------------|----------------------------|
| Altura de la onda más frecuente | $H_f = 1.41 \sqrt{E}$      |
| Altura de la onda media         | $H_m = 1.772 \sqrt{E}$     |
| Altura de la onda significativa | $H_{1/3} = 2.832 \sqrt{E}$ |
| Altura de la onda $H_{1/10}$    | $H_{1/10} = 3.6 \sqrt{E}$  |

- f) Utilizando la figura en que la intersección de los datos condujo a la obtención de la menor  $E$ , y con esa misma intersección se obtiene la frecuencia  $f_i$  o periodo  $T_i$  en el eje de las abscisas.

Cuando el oleaje no está limitado por *fetch* o por duración se llega a la rama horizontal de las curvas para  $U$  constante, y por tanto se tienen un número infinito de frecuencias. Por ello se deben utilizar las curvas de  $f_{m\acute{a}x}$  y  $f_u$  que aparecen en las figs I.47 y I.48 y obtener esos parámetros de la intersección de dichas curvas de la de  $U$  constante. Por otra parte  $f_{m\acute{a}x}$  o  $T_{m\acute{a}x}$  indican la frecuencia o periodo del oleaje cuyo ancho de banda en el espectro tiene la mayor área o energía espectral. La variable  $f_u$  o  $T_u$  indican la frecuencia mínima o periodo máximo que puede tener el oleaje generado (aunque puede haber olas con mayor periodo pero su energía en conjunto es muy pequeña y por eso no se toman en cuenta).

- g) Si el oleaje está limitado por *fetch* o duración y por ello se obtuvo  $f_i$  en lugar de  $f_u$ , ésta se calcula mediante la siguiente expresión

$$f_u = 0.83 f_i \quad (\text{I.100a})$$

$$T_u = 1/f_u \quad (\text{I.100b})$$

- h) Se calcula el periodo mínimo,  $T_L$ , que pueden tener las olas generadas, (las olas con periodo menor, tomadas en conjunto, no tienen una energía significativa). Para calcular  $T_L$  primero se obtiene  $E'$ , cuyo valor está dado por

$$E' = 0.03 E \quad (\text{I.100c})$$

Se determina el punto de cruce de  $E'$  con  $U$  y en el eje de las abscisas se obtiene  $T_L$  o  $f_L$ .

i) Se calcula el periodo promedio mediante la relación

$$T_m = \frac{T_i + T_L}{2}$$

j) El periodo significativo se puede obtener de la relación

$$T_{1/3} = 3.86 \sqrt{H_{1/3}}$$

$T_{1/3}$   
(I.100d)

#### 12.4.2.2 Predicción del oleaje en la zona de decaimiento

Los siguientes factores influyen en el decaimiento:

1. La diferencia entre las celeridades de las ondas provoca una dispersión de la energía, ocurre en la dirección de propagación del oleaje.
2. La pérdida de energía por fricción y turbulencia provoca un rápido decaimiento en las ondas de menor periodo y mayor esbeltez.
3. Hay una transferencia de energía de las ondas de periodo corto a las de periodo largo.
4. Una disipación de energía ocurre transversalmente a la dirección de propagación.

Los tres primeros factores ocasionan la desaparición de las ondas pequeñas y como consecuencia de ello existe una preponderancia de las ondas con longitud grande.

Al salir el oleaje de la zona de generación deja de estar bajo la acción del viento y a medida que avanza, la apariencia caótica que presentaba tiende a desaparecer. Esto último es debido a dos efectos:



- a) *Diseminación angular.* Al salir de la zona de generación, los diferentes componentes del oleaje avanzan en diferentes direcciones y, por tanto, se separan a medida que se alejan de la zona donde fueron generadas.
- b) *Dispersión.* Dado que cada ola tiene una celeridad propia que depende del periodo, las de mayor periodo avanzan más rápido y se separan de las restantes.

El oleaje en la *zona de decaimiento* se caracteriza por tener crestas planas y regulares a este oleaje se le llama *swell*.

La longitud de la *zona de decaimiento* se obtiene siguiendo la línea del *fetoh* y está limitada por la *zona de generación* y la frontera entre aguas profundas y someras.

A continuación se explican dos criterios para determinar las características del oleaje al final de la *zona de decaimiento*.

#### Método de Sverdrup-Munk (SM)

Este método considera que la velocidad del viento es nula; a partir de ello se pueden establecer las siguientes expresiones para calcular las características del oleaje en la zona de decaimiento.

$$\frac{(T_{1/3})_D}{(T_{1/3})_G} = \left[ 1 + 0.005953 \frac{D}{g(T_{1/3})_G^2} \right]^{1/2} \quad (\text{I.101a})$$

$$\frac{(H_{1/3})_D}{(H_{1/3})_G} = \left[ \frac{(T_{1/3})_D}{(T_{1/3})_G} \right]^{-2.655} \quad (\text{I.101b})$$

donde

$(H_{1/3})_D$ ,  $(T_{1/3})_D$  altura y periodo de la ola significativa al final de la zona de decaimiento

$(H_{1/3})_G$ ,  $(T_{1/3})_G$  altura y periodo de la ola significativa al final de la zona

de generación, obtenidos con cualquiera de los métodos descritos en 13.4.2.1

D longitud de la zona de decaimiento

Método de Bretschneider

Bretschneider considera que la disminución de la energía del oleaje se debe a la dispersión del mismo; sus resultados se muestran en las figs I.49 y I.50.

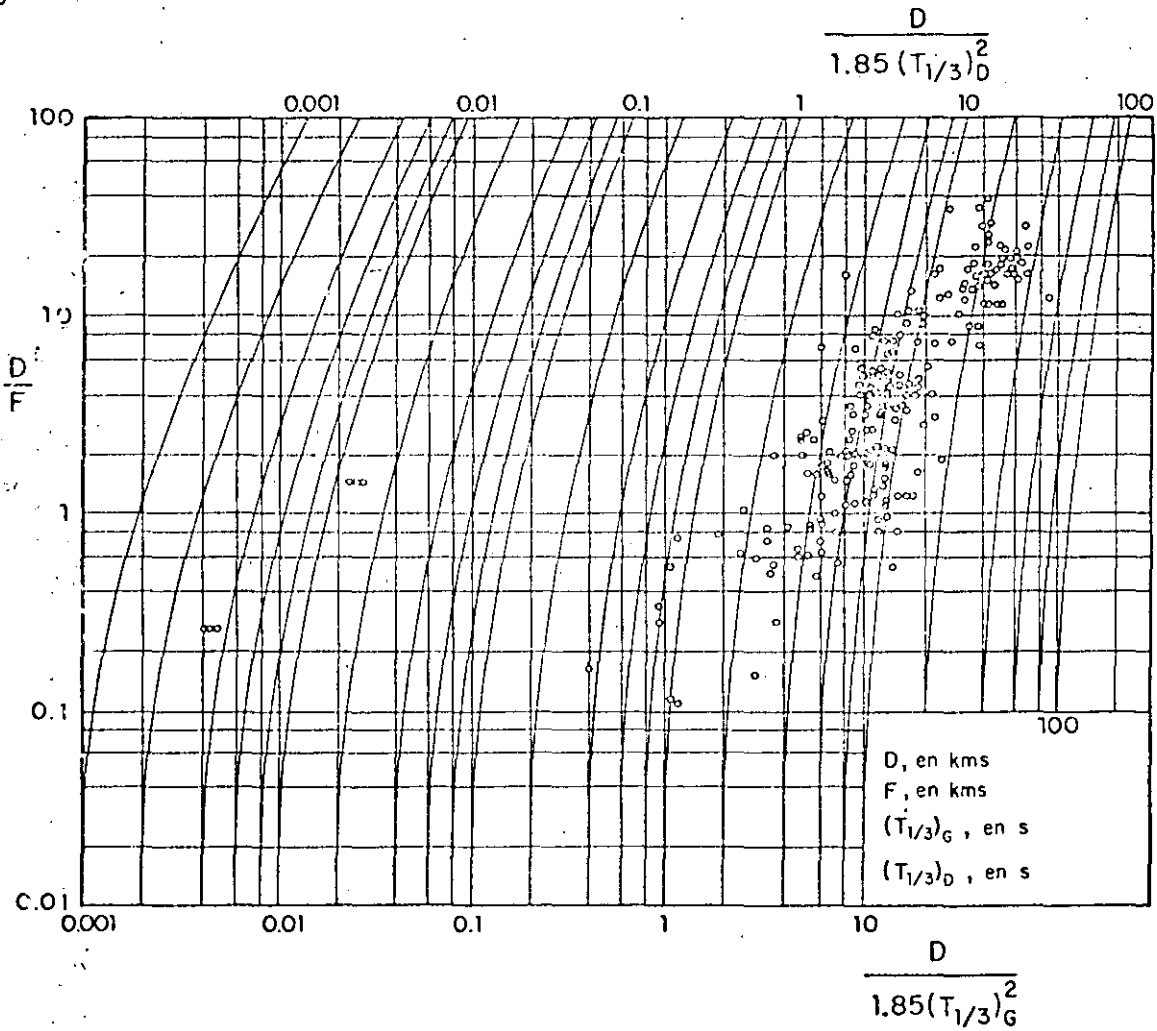


FIG. I.49 Obtención del periodo de la ola al final de la zona de decaimiento

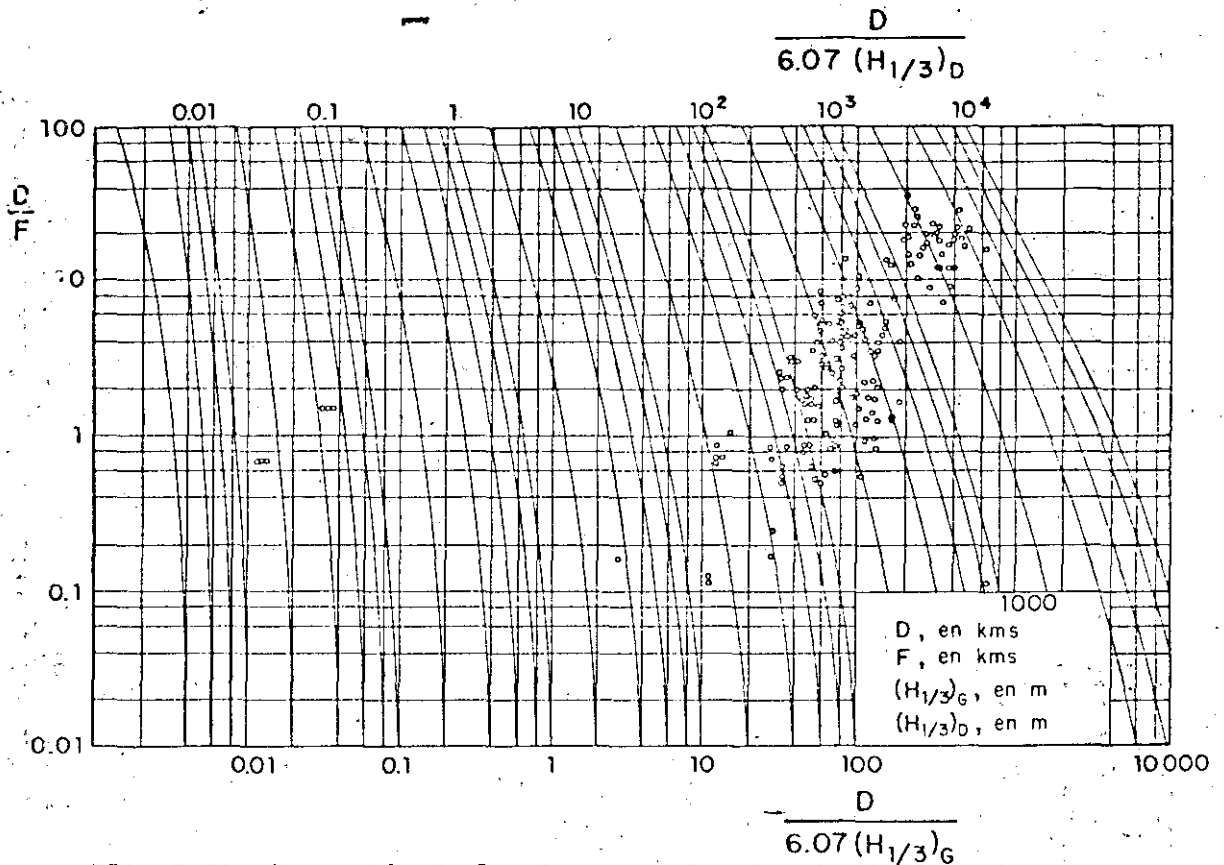


FIG. I.50 Obtención de la altura de la ola al final de la zona de decaimiento

Para predecir el oleaje en la zona de decaimiento se necesita conocer las características del oleaje al final de la zona de generación (altura y período de la ola significativa) y la longitud de la zona de decaimiento ( $D$ ) y del fetch ( $F$ ). Conocidos los valores anteriores se calculan las relaciones  $D/(H_{1/3})_G$ ,  $D/F$ ,  $D/g(T_{1/3})_G^2$ .

Para la fig I.49 se entra con los valores  $D/g(T_{1/3})_G^2$  y  $D/F$ ; se ubica un punto y se define la curva sobre o paralela a la cual se tiene el valor de  $D/g(T_{1/3})_D^2$  y lo mismo se hace para la fig I.50, en esta última figura se entra con  $D/(H_{1/3})_G$  y  $D/F$ , y se obtiene  $D/(H_{1/3})_D$ .

#### 13.4.2.3 Predicción del oleaje en aguas someras

Las ondas generadas en aguas someras deben ser, generalmente, de altura y menor período en comparación con las generadas en aguas profundas. Se han desarrollado algunos estudios sobre el decaimiento del oleaje en aguas someras, pero los resultados obtenidos no son completamente satisfactorios.

La predicción del oleaje en aguas someras se aplica a lagos y bahías con profundidad constante.

#### Método de Bretschneider

A continuación se describe el método propuesto por Bretschneider (1954),

el cual supone que las características de las ondas en aguas someras se deben a dos efectos, uno es la energía suministrada por el viento y el otro es la pérdida de energía provocada por la fricción que se desarrolla en el fondo; con lo anterior el autor presenta la fig I.5la válida para profundidad constante, y la fig I.5lb aplicable cuando la profundidad varía, pero la pendiente del fondo es uniforme y constante. Para esta última condición el valor de  $H_{1/3}$  se obtiene al multiplicar  $(H_{1/3})'$  (que se obtiene de la fig I.5lb) por  $K_s$  (coeficiente de reducción, ver 13.3.2). La variable  $U_{10}$  que aparece en las figuras significa la velocidad del viento medida a 10 m sobre la superficie del mar, si se conoce la velocidad para una altura diferente de 10 m en el tomo II se indica un procedimiento para calcular  $U_{10}$ .

El periodo se calcula utilizando una relación obtenida para mar en completo desarrollo,

$$T_{1/3} = 3.86 (H_{1/3})^{1/2} \quad (I.102)$$

donde  $H_{1/3}$  en m y  $T_{1/3}$  en s.

#### 13.4.2.4 Predicción del oleaje dentro de un huracán

Las características del oleaje generado por un huracán se pueden obtener con los métodos de SMB o PNJ (ver 13.4.2.1), descritos anteriormente, pero los resultados que se obtienen con cualquiera de ellos no son confiables ya que el campo de vientos provocado por un huracán es irregular y como consecuencia de ello la determinación del *fetch* es laboriosa y algunas veces complicada, además se tienen cambios en la velocidad, dirección y duración del viento ya que el huracán se desplaza.

De los análisis realizados para diferentes huracanes el CERC. (Coastal Engineering Research Center) propone utilizar dos fórmulas empíricas que pueden ser usadas para estimar la altura y periodo de la ola significativa en aguas profundas, para el punto donde se tenga el viento máximo, y son:

$$(H_{1/3})_{\text{máx}} = 5.03 e^{\left(\frac{R\Delta p}{4700}\right)} \left[ 1 + \frac{0.29 \alpha V_F}{(U_R)^{1/2}} \right] \quad (I.103)$$

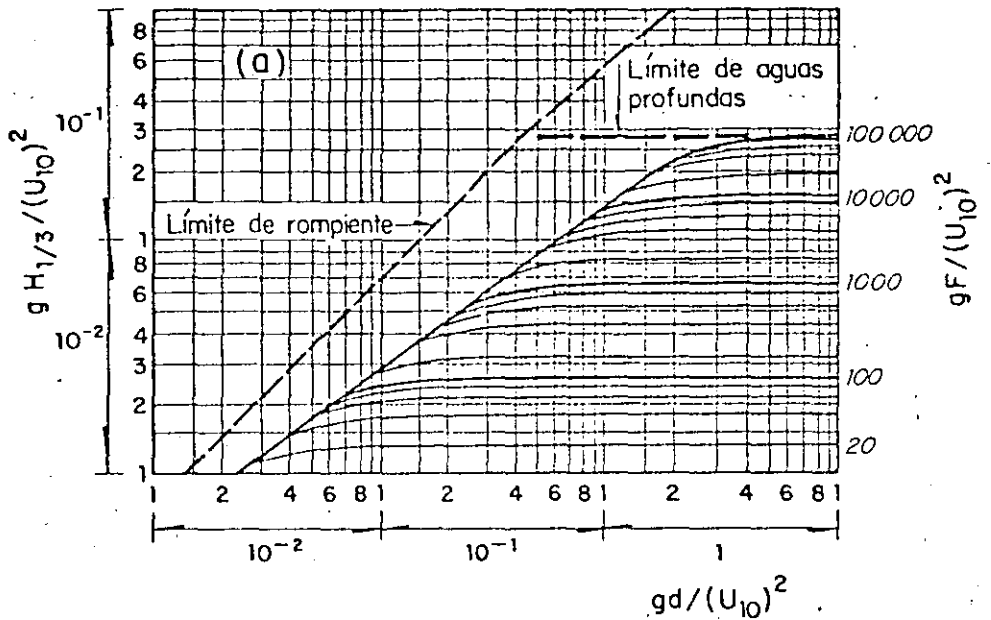


FIG. I.51a Altura de la ola para la condición de aguas someras y profundidad constante, según Bretschneider ( 1954 )

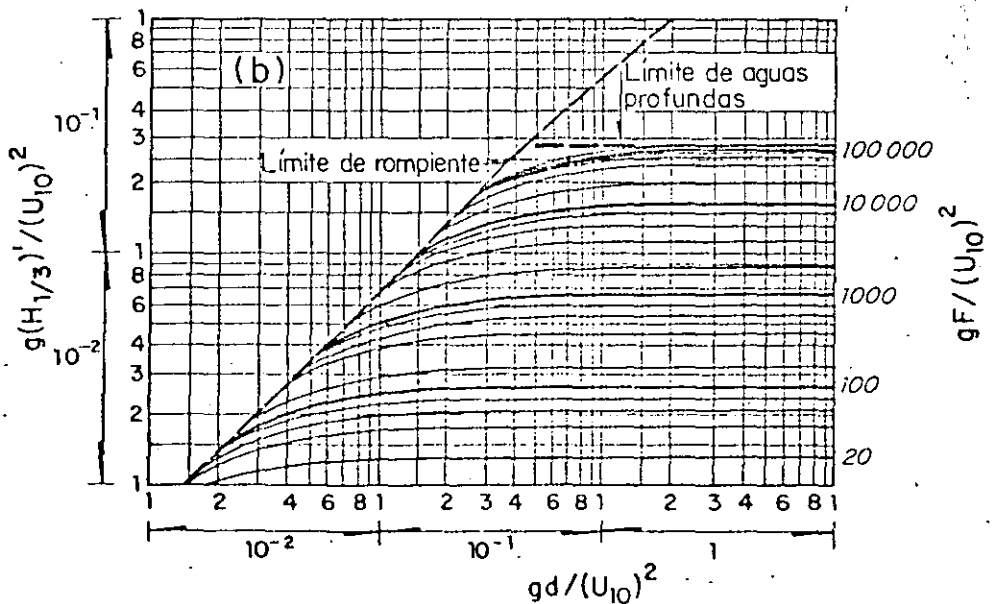


FIG. I.51b Altura de la ola para la condición de aguas someras y pendiente del fondo constante, según Bretschneider ( 1954 )

$$(T_{1/3})_{\text{m\acute{a}x}} = 8.6 \left( \frac{R \Delta p}{9400} \right) \left[ 1 + \frac{0.145 \alpha V_F}{(U_R)^{1/2}} \right] \quad (\text{I.104})$$

donde

$(H_{1/3})_{\text{m\acute{a}x}}$  altura m\acute{a}xima de la ola significativa en aguas profundas, en m

$(T_{1/3})_{\text{m\acute{a}x}}$  periodo de la ola significativa correspondiente a  $(H_{1/3})_{\text{m\acute{a}x}}$ , en s.

$R$  radio del viento m\acute{a}ximo, en km. Se mide desde el centro del hurac\`an al lugar donde la velocidad del viento es m\acute{a}xima y var\`ia entre 9 y 90 km.

$\Delta p$  diferencia de presi\`on, en mm de mercurio. Est\`a dado por  $(p_n - p_o)$ , donde  $p_n$  es la presi\`on atmosf\`erica normal al nivel del mar e igual a 760 mm de mercurio y  $p_o$  es la presi\`on que se tiene en el centro del hurac\`an, expresada en mm de mercurio.

$V_F$  velocidad de desplazamiento del hurac\`an, en m/s

$U_R$  velocidad m\acute{a}xima del viento, en m/s; debe ser calculada a 10 m de la superficie del mar y corresponde al punto donde el radio sea igual a  $R$ . Se pueden utilizar las siguientes expresiones:

$$U_R = 0.865 U_{\text{m\acute{a}x}} \quad (\text{hurac\`an estacionario}) \quad (\text{I.105a})$$

$$U_R = 0.865 U_{\text{m\acute{a}x}} + 0.5 V_F \quad (\text{hurac\`an desplaz\`andose}) \quad (\text{I.105b})$$

$U_{\text{m\acute{a}x}}$  velocidad m\acute{a}xima del viento gradiente, en m/s; debe ser calculada a 10 m arriba de la superficie del mar y se obtiene con la siguiente ecuaci\`on

$$U_{\text{m\acute{a}x}} = 0.446 \left[ 14.5 (p_n - p_o)^{1/2} - 0.31R(2\omega \text{ sen } \phi) \right] \quad (\text{I.105c})$$

$\omega$  velocidad angular de la tierra, en rad/h, igual a  $\frac{2\pi}{24}$  rad/hora

$\phi$  latitud del lugar, en grados

$\alpha$  coeficiente que depende de la velocidad de avance del hurac\`an y del incremento en la longitud del *fetch* al desplazarse el hurac\`an. Para huracanes que se desplazan lentamente o moderadamente,  $\alpha = 1.0$ .

La altura de la ola obtenida con la ec I.103 es la máxima que provoca el huracán y se presenta en las coordenadas (1,0) de la fig I.52. Con ayuda de esa misma figura se puede obtener la altura del oleaje en cualquier lugar del huracán en función de los valores  $H/(H_{1/3})_{\text{máx}}$  ahí indicados. H es la altura del oleaje en cualquier otra zona del huracán.

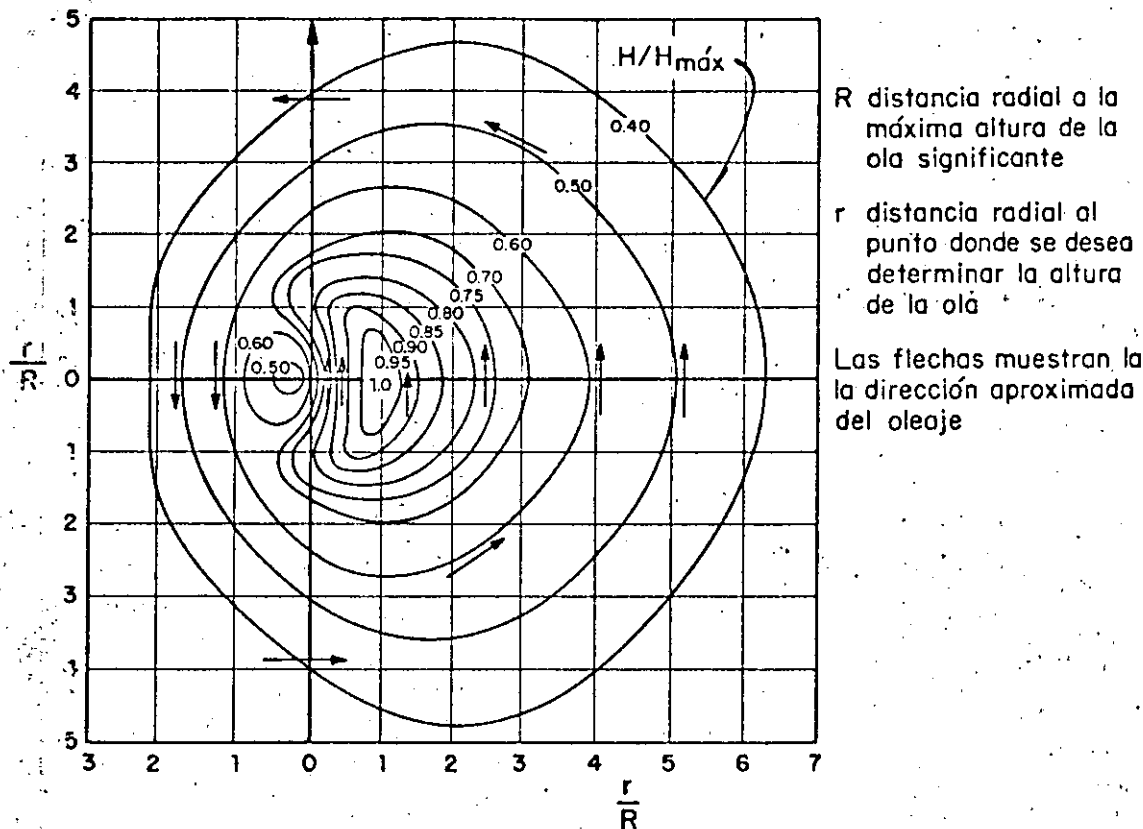


FIG. I.52 Líneas de igual altura relativa de la ola significativa para un huracán que se desplaza lentamente

Para la zona del Golfo de México, a partir de los datos de huracanes registrados, se propone utilizar la siguiente ecuación para calcular R:

$$R = 1.85 \left[ 10^{\left( \frac{P_o}{150} - 3.45 \right)} \right] + \Delta R \quad (I.106a)$$

$$\Delta R = 1.85 \left[ 10^{\frac{1}{2} \left( \frac{P_o}{38} - 16.74 \right)} \right] \quad (I.106b)$$

donde R y  $\Delta R$  están en km y  $p_o$  en mm de mercurio.



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

CURSO: OBRAS MARITIMAS  
DEL 11 DE MARZO  
AL 3 DE JUNIO.  
MEXICO, D.F.

ANALISIS ESTADISTICO DEL OLEAJE.  
OLA DE DISEÑO.

M. EN C. ALVARO MUÑOZ MENDOZA.



### 13.4.2.5 Estadística del oleaje

La altura y periodo del oleaje son aleatorios y por ello el análisis del estado del mar se debe efectuar utilizando las técnicas de Estadística descritas en el cap A.1.6; para ello es necesario contar con registros de oleaje. El análisis estadístico se puede hacer de dos maneras, una consiste en calcular la distribución de probabilidad de las alturas de ola (o también de los periodos) y la otra permite determinar el espectro de energía de la ola. Con el primer procedimiento se obtienen los valores de la altura de la ola media, la significativa, etc y con el segundo se obtiene un rango de valores de la altura asociada con su frecuencia. De ese espectro de energía también es posible conocer la altura de la ola significativa; media, etc.

En los subcapítulos anteriores se mencionó la manera de calcular la altura y periodo de la ola significativa a partir de las variables que generan el oleaje real (velocidad y duración del viento y longitud del fetch). En este inciso se describen tres métodos que permiten calcular las características del oleaje a partir de su registro. El primero utiliza la función de densidad de probabilidad de Rayleigh y el segundo un histograma de frecuencias, ambos criterios permiten calcular la altura de la ola significativa; adicionalmente, se menciona en forma breve la manera de calcular la altura de la ola máxima para un cierto periodo de retorno. El tercero está basado en la teoría del espectro y con él se pueden calcular diferentes alturas de ola relacionadas con su frecuencia (periodo) y además se indica la manera de calcular el espectro.

#### *Distribución de probabilidad*

En la fig I.53 se muestra un registro de oleaje obtenido en una estación de medición y se observa en él la irregularidad que presenta el oleaje generado por viento. En el análisis del registro lo primero que debe hacerse es buscar la altura y periodo de las diferentes olas que lo forman, para ello se utiliza generalmente el método de Pierson que consiste en dibujar la

$$H_{\text{máx}} = 0.707 H_{1/3} \sqrt{L(M)} \quad (\text{I.115})$$

Bretschneider demostró que la función de densidad de probabilidad de los cuadrados de los periodos de la ola puede representarse aproximadamente por la función de densidad de Rayleigh, una transformación de la cual, conduce a la siguiente función de densidad de probabilidad para los periodos

$$p(T_i) = 2.7 \frac{(T_i)^3}{(\bar{T})^4} e^{-0.675 (T_i/\bar{T})^4} \quad (\text{I.116})$$

donde

$p(T_i)$  función de densidad de probabilidad de los periodos de las ondas

$\bar{T}$  media de los periodos contenidos en el registro.

La función de distribución correspondiente a la ec. I.116 está dada por

$$P(T_i) = 1 - e^{-0.675 (T_i/\bar{T})^4} \quad (\text{I.117})$$

donde  $P(T_i)$  es la probabilidad de tener periodos menores a  $T_i$ .

Para el análisis estadístico de los periodos, el periodo significativo ( $T_{1/3}$ ) no es un parámetro estadístico de la función de densidad y por tanto su valor se recomienda calcularlo con las siguientes relaciones empíricas

$$T_{1/3} \approx 1.1 \bar{T} \quad (\text{I.118a})$$

$$T_{1/3} \approx 3.86 \sqrt{H_{1/3}} \quad (\text{I.118b})$$

donde  $T_{1/3}$  y  $\bar{T}$  están en s y  $H_{1/3}$  en m.

*Cálculo de la altura de la ola significativa utilizando un histograma de frecuencias*

El concepto de histograma de frecuencias se describe en el cap A.1.6 y en este inciso solo se menciona lo referente a su utilidad en Hidráulica

Marítima. Para la obtención de dicho histograma se necesita disponer de varios registros de oleaje y el parámetro que se utiliza es la altura de la ola; sin embargo, también pueden tomarse otras variables como son, por ejemplo, el periodo o la energía. El procedimiento que se describe a continuación se efectúa para cada registro disponible de oleaje y consta de los siguientes pasos:

1. Para el registro seleccionado se encuentra el valor de las alturas de ola, la manera de hacerlo es idéntica a como se indicó en el inciso de *distribución de probabilidad* (ver fig I.53).
2. Se obtienen los siguientes valores:
  - Rango (R). Es la diferencia entre los valores máximos y mínimos
  - Número de intervalos o marcas de clase ( $N_I$ ). Se recomienda que varíe entre 10 y 15
  - Tamaño del intervalo o marca de clase. Es igual al cociente de R entre  $N_I$ .
3. Se fijan los intervalos de altura de ola utilizando para ello la marca de clase calculada en el paso 2; por ejemplo se pueden tener los siguientes intervalos de 1.0 a 1.8, 1.81 a 2.6, etc. El límite inferior del intervalo inicial corresponderá al valor mínimo registrado.
4. Se obtiene, con ayuda de los datos calculados en el paso 1, el número de las olas que corresponden a cada intervalo de altura y se designa como  $n_i$ .
5. Se calcula  $N = \sum n_i$ , donde N es el número total de olas contenidas en el registro.
6. Se calcula la frecuencia relativa ( $f_i$ ) que corresponde a cada intervalo con la expresión

$$f_i = \frac{n_i}{N} \quad (I.119)$$

Los pasos 3 a 6 se pueden resumir en la siguiente tabla

| Intervalo o marca de clase | Número de olas en el intervalo, $n_j$ | Frecuencia relativa, $f_j$ | Frecuencia relativa acumulada, $F_j$ |
|----------------------------|---------------------------------------|----------------------------|--------------------------------------|
| 1.01 - 1.8                 | 3                                     | 3/60                       | 3/60                                 |
| 1.81 - 2.6                 | 4                                     | 4/60                       | (3/60) + (4/60)                      |
| .....                      | ...                                   | ....                       | .....                                |
| 9.01 - 9.8                 | 10                                    | 10/60                      | .....                                |
| $\Sigma$                   | N=60                                  |                            |                                      |

7. Se construye una gráfica que relacione cada intervalo con su correspondiente  $f_i$ ; la figura que se obtiene al dibujar todos los puntos se llama histograma de frecuencias de las alturas de ola (fig I.56).

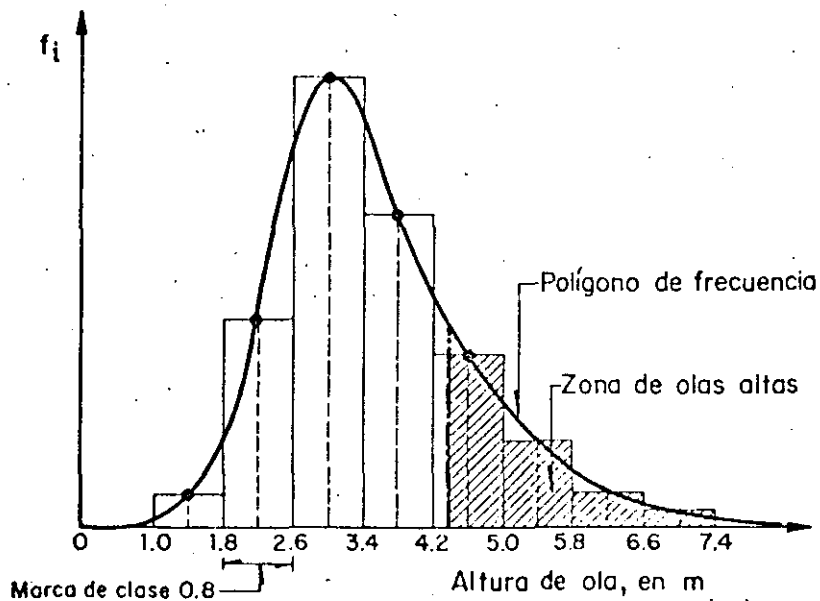


FIG. I.56 Histograma de frecuencias

Se marca el punto medio que corresponde a cada barra del histograma y se unen formando la curva que se muestra en la fig I.56, a la curva trazada se le llama polígono de frecuencias.

8. Se divide el área bajo el polígono de frecuencias de la fig I.56 en tres áreas iguales, por tanto, se definen tres zonas en las cuales se tienen tres tipos de altura de la ola: baja, media y alta.
9. Se calcula el centro de gravedad del área correspondiente a la zona de olas altas y su valor es igual a la altura de la ola significativa ( $H_{1/3}$ ).
10. Se repiten los pasos 1 a 9 tantas veces como registros se tengan.

### *Estimación de la altura de la ola máxima probable*

Cuando se desea calcular la máxima altura de ola que puede presentarse en un sitio o que puede actuar sobre una determinada estructura se necesita recurrir a la Estadística de valores extremos, es decir el problema es semejante al que se tiene cuando se calcula el gasto de pico del hidrograma de entrada al vaso de una presa (ver cap A.1.10).

El cálculo de la ola de diseño a partir de un conjunto de registros de oleaje consta de los siguientes pasos:

1. Se obtienen las alturas de ola máxima para cada año de registro en el sitio de interés.
2. Se ordenan los datos de mayor a menor y se les asigna una probabilidad, esta última se calcula con la siguiente ecuación

$$p(H) = \frac{N + 1 - m}{N + 1} \quad (I.120)$$

donde

$p(H)$  probabilidad observada para cada altura de ola  $H$

$N$  número total de datos

$m$  número de orden que ocupa el dato  $H_m$ , al ser ordenados de mayor a menor

Se dibujan los datos contra la probabilidad que corresponde a cada uno de ellos.

3. Se selecciona una función de distribución probabilidad como, por ejemplo, la normal, log-normal, gamma, Gumbel, etc., y se calculan sus parámetros con los datos del paso 1. Cada una de las funciones anteriores y la manera de calcular sus parámetros se describe en el cap A.1.6.

Se dibujan las funciones de distribución de probabilidad seleccionados y se observa si hay un buen ajuste entre los datos medidos y los calculados, y de alguna de esas funciones se escoge la que muestre el mejor ajuste.

4. Con la función de distribución de probabilidad escogida en el paso 3, se calcula el valor de la altura máxima de la ola para un determinado periodo de retorno ( $T_r$ ), en años, recordando que éste es igual a (ver cap A.1.6)

$$T_r = \frac{1}{1 - p(H)} \quad (I.121)$$

5. Se calcula un intervalo de confianza, si así se desea, para la altura de la ola del paso 4, la manera de hacerlo se indica en el cap A.1.10, ver fig I.57a.

6. De acuerdo con los años de vida útil de la obra ( $A$ ) y el periodo de retorno se calcula la probabilidad de que se presente una altura de ola mayor a la calculada en el paso 4, esto equivale a hacer una consideración de riesgo, para ello se utiliza la ecuación propuesta por Borgman

$$P = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_r}\right)^A \quad (I.122)$$

7. Para la selección de la ola de diseño se requiere además hacer un análisis económico, ya que de acuerdo con lo mencionado, al aumentar la altura de la ola el costo de la obra también aumenta, pero al mismo tiempo la probabilidad de riesgo disminuye.

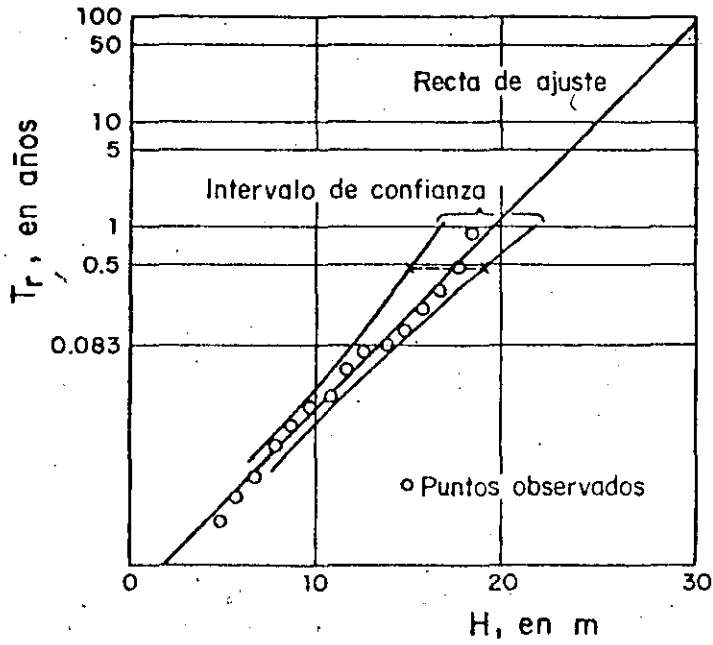


FIG. I.57a Intervalo de confianza para la recta de ajuste

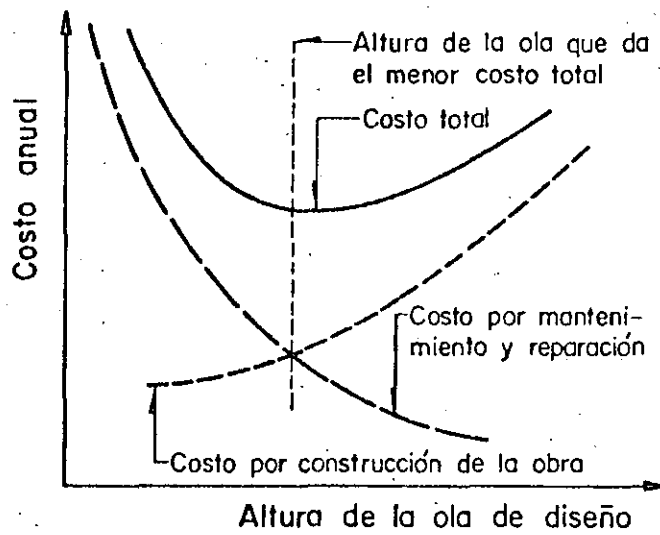


FIG. I.57b Relación entre el costo y la altura de la ola

ANEXO TEMA 6.3.- Análisis de Fourier en registros de oleaje;  
Espectros de los mismos.



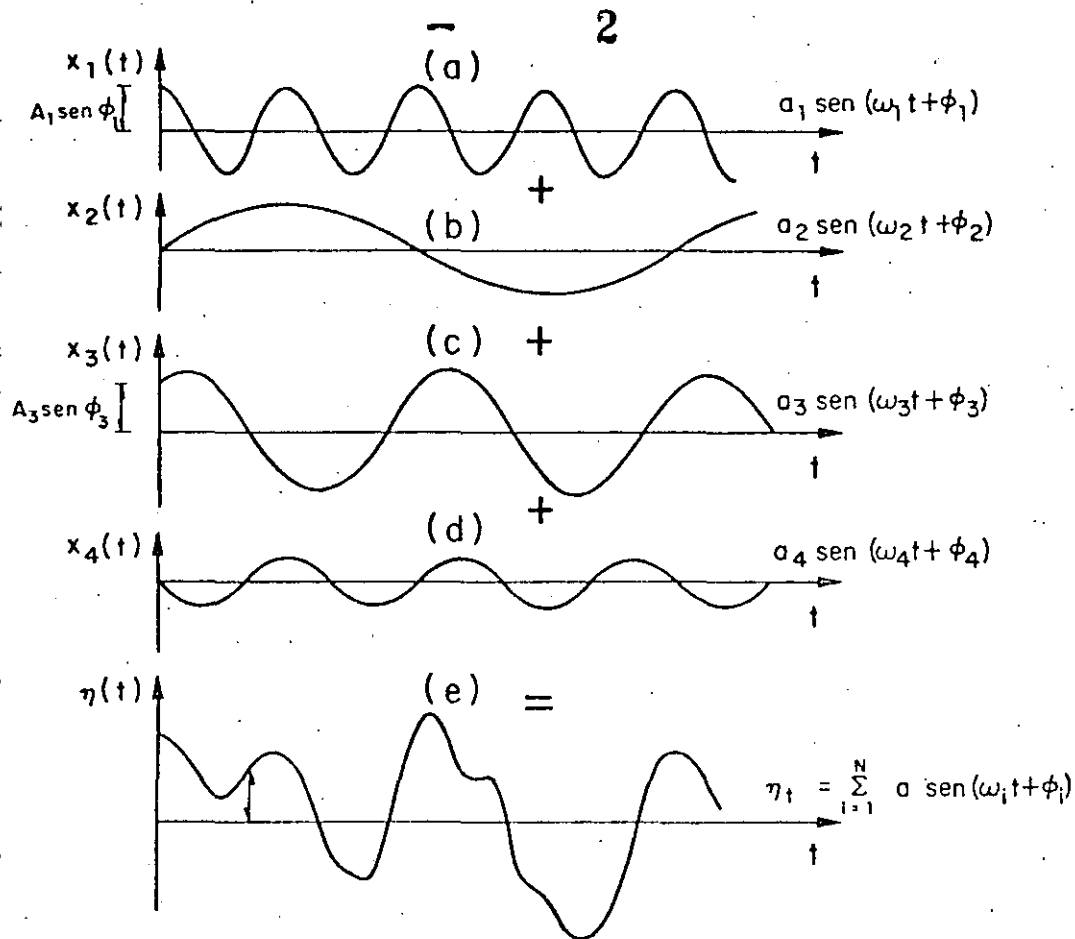


FIG. I.58 Registro de oleaje y su descomposición en componentes

En la realidad lo que se tiene es el registro de  $\eta(t)$  y lo que se desea conocer es  $a_i$ ,  $\omega_i$  y  $\phi_i$ . Para hacer esto último se utiliza la transformada de Fourier y la manera de aplicarla se indica más adelante.

El espectro de oleaje comúnmente se dibuja como una curva que relaciona la densidad de energía, la que se representa por  $S(f)$  o  $S(\omega)$ , con la frecuencia  $f$  o la frecuencia angular  $\omega$ . Por otra parte  $f$  es igual a  $1/T$  y  $\omega$  igual a  $2\pi/T$ ; en ambas,  $T$  es el periodo. Las unidades de  $S(f)$  y  $f$  son  $m^2(s)$  y  $s^{-1}$ , respectivamente.

En este inciso se indica la manera de obtener el espectro de oleaje utilizando la transformada de Fourier y un registro de oleaje, en el tomo II se indican las consideraciones teóricas relacionadas con lo que se menciona a

continuación. La secuencia de cálculo es la siguiente:

1. Se calcula la duración total del registro y se designa como  $T^*$ .
2. Se selecciona el número de puntos que se desean analizar en el registro y se designa como  $N$ . Se recomienda que  $N$  sea igual a un número resultado de elevar 2 a una potencia entera y positiva; por ejemplo, si  $N = 2^6 = 64$ , indica que son 64 puntos los que se analizarán en el registro.
3. Se calcula el valor de  $\Delta t$  con la siguientes ecuación (válida cuando se utiliza la transformada discreta de Fourier)

$$\Delta t = T^*/N \quad (I.124)$$

donde  $\Delta t$  es el intervalo de tiempo al cual están separados los puntos del registro.

4. Se discretiza el registro de acuerdo con el valor de  $\Delta t$  calculado con la ec I.124.
5. Se fija un nivel de referencia de manera que la media de los valores que están por arriba y abajo de él sea igual a cero.
6. A cada valor medido a partir del nivel de referencia se le designa como  $x_m$ , ver fig I.58e.
7. Se calcula la transformada de Fourier del registro con la siguiente ecuación

$$X_n(f_n) = \frac{1}{N} \sum_{m=0}^{N-1} x_m e^{-j2\pi mn/N} = \frac{1}{N} \sum_{m=0}^{N-1} x_m W^{mn} \quad (I.125)$$

para  $n = 0, 1, \dots, (N-1)$

donde  $X_n(f_n)$  es la transformada discreta de Fourier (TDF); siendo  $j = \sqrt{-1}$

For otra parte se cumple que

$$W^{mn} = e^{-j2\pi mn/N} = \cos(2\pi mn/N) - j \sin(2\pi mn/N) \quad (\text{I.126})$$

A continuación se muestra la manera de desarrollar la ec I.125; para ello supóngase que  $N = 4$  y los valores de  $x$  separados un  $\Delta t$  son  $x_0, x_1, x_2$  y  $x_3$

Para  $n = 0$

$$X_0(f_0) = \frac{1}{4} \left[ x_0 W^{0(0)} + x_1 W^{1(0)} + x_2 W^{2(0)} + x_3 W^{3(0)} \right] = \frac{1}{4} \left[ x_0 W^0 + x_1 W^0 + x_2 W^0 + x_3 W^0 \right]$$

Para  $n = 1$

$$X_1(f_1) = \frac{1}{4} \left[ x_0 W^{0(1)} + x_1 W^{1(1)} + x_2 W^{2(1)} + x_3 W^{3(1)} \right] = \frac{1}{4} \left[ x_0 W^0 + x_1 W^1 + x_2 W^2 + x_3 W^3 \right]$$

Para  $n = 2$

$$X_2(f_2) = \frac{1}{4} \left[ x_0 W^{0(2)} + x_1 W^{1(2)} + x_2 W^{2(2)} + x_3 W^{3(2)} \right] = \frac{1}{4} \left[ x_0 W^0 + x_1 W^2 + x_2 W^4 + x_3 W^6 \right]$$

El valor de  $W^{mn}$ , dado por la ec I.126, es igual a

$$\text{Para } mn = 0, W^0 = \cos(0) - j \sin(0) = 1 - 0j$$

$$\text{Para } mn = 1, W^1 = \cos(\pi/2) - j \sin(\pi/2) = 0 - j$$

$$\text{Para } mn = 2, W^2 = \cos(\pi) - j \sin(\pi) = -1 - 0j$$

Y así sucesivamente hasta terminar con todos los puntos; por tanto al tomar en cuenta lo mencionado, la transformada de Fourier de los valores se expresa como

$$X_0(f_0) = \frac{1}{4} \left[ (x_0 + x_1 + x_2 + x_3) - 0j \right]$$

$$X_1(f_1) = \frac{1}{4} \left[ (x_0 - x_2) + j (x_3 - x_1) \right]$$

$$X_2(f_2) = \frac{1}{4} \left[ (x_0 - x_1 + x_2 - x_3) + 0j \right]$$

$$X_3(f_3) = \frac{1}{4} \left[ (x_0 - x_2) - j (x_3 - x_1) \right]$$

8. Se calcula para cada  $X_n(f_n)$  su conjugado y se designa como  $\bar{X}_n(f_n)$ ; el  $\bar{\phantom{x}}$  indica el conjugado complejo de  $X_n(f_n)$ .
9. Se calcula la densidad de potencia espectral de  $x_m$  (densidad de energía) con la siguiente ecuación

$$S_{x_n}(f_n) = \frac{X_n(f_n) \bar{X}_n(f_n)}{\Delta f} = \frac{|X_n(f_n)|^2}{\Delta f} \quad (\text{I.127})$$

donde

$S_{x_n}(f_n)$  densidad de potencia espectral de  $x_m$

$|X_n(f_n)|^2$  módulo de  $X_n(f_n)$  al cuadrado

$\Delta f$  intervalo de frecuencia e igual a

$$\Delta f = \frac{1}{N \Delta t} \quad (\text{I.128})$$

En Estadística, cuando se divide un valor entre un intervalo (marca de clase) constante, al resultado se le denomina densidad, por eso en algunos textos a  $S_{x_n}(f_n)$  se designa como densidad de energía espectral

10. Se obtiene el valor de  $f_n$  que corresponde a  $S_{x_n}(f_n)$  con la siguiente ecuación

$$f_n = \frac{n}{N \Delta t} \quad (\text{I.129})$$

para  $n = 0, 1, \dots, (N-1)$

donde

$f_n$  frecuencia que corresponde al punto  $x_m$

$n$  número del punto  $m$

11. Se dibujan los valores de  $S_{x_n}(f_n)$  contra  $f_n$  y la variación que se muestra en ella se llama espectro (ver fig I.59).

## a) Cálculo de la fuerza

En el tomo II se presentan las ecuaciones generales que permiten calcular la fuerza producida por la onda sobre cualquier tramo de la pila; sin embargo lo más usual es calcular la fuerza total a lo largo de todo el tramo sumergido y para ello sus ecuaciones se presentan a continuación. Para obtenerlas se integran las ecs II.131 entre 0 y  $(d + \eta)$  en donde  $\eta$  quedó definida en el subcapítulo 13.2. Si se denomina  $\eta_y$  a  $(d + \eta)$  y se utiliza la teoría lineal para obtener las características del oleaje, se llega a

$$F|_{0, \eta_y} = F_I|_{0, \eta_y} + F_D|_{0, \eta_y} \quad (\text{I.154a})$$

$$F_I|_{0, \eta_y} = C_M \frac{\gamma D^2 H}{8} k_1|_{0, \eta_y} (\tanh kd) \sin(kx - \sigma t) \quad (\text{I.154b})$$

$$F_D|_{0, \eta_y} = C_D \frac{\gamma D H^2}{2} k_2|_{0, \eta_y} (\tanh kd) \cos(kx - \sigma t) \left| \cos(kx - \sigma t) \right| \quad (\text{I.154c})$$

siendo

$$k_1|_{0, \eta_y} = \frac{\sinh(k\eta_y)}{\sinh(kd)} \quad (\text{I.155a})$$

$$k_2|_{0, \eta_y} = \frac{2k\eta_y + \sinh(2k\eta_y)}{16 \sinh^2 h(kd)} \quad (\text{I.155b})$$

dónde

- F fuerza total, en kgf
- $F_D$  fuerza de arrastre o empuje, en kgf
- $F_I$  fuerza de inercia, en kgf
- $\gamma$  peso específico del fluido, en  $\text{kgf/m}^3$
- D diámetro de la pila, en m
- u componente horizontal de la velocidad orbital de las partículas, y debe calcularse en la vertical que coincide con el eje de la pila, en m/s (se obtiene como si la pila no existiera).

$du/dt$  componente horizontal de la aceleración de las partículas situadas en el mismo eje que se utilizó para calcular  $u$ , en  $m/s^2$

$H$  altura de la ola, en  $m$

$\eta_y$  altura de la superficie del agua medida desde el fondo y sobre el eje de la pila, en  $m$ . Si  $\eta_y$  se valúa según la teoría lineal queda expresada por

$$\eta_y = d + \eta = d + \frac{H}{2} \cos(kx - \sigma t) \quad (I.156)$$

$C_M$  coeficiente de inercia, su obtención se explica adelante

$C_D$  coeficiente de empuje, su obtención se explica adelante

$k$  y  $\sigma$  son igual a  $2\pi/L$  y  $2\pi/T$ , respectivamente

#### Obtención de los coeficientes $C_M$ y $C_D$

El coeficiente de inercia  $C_M$  tiene un valor teórico de 2, aunque depende del número de Reynolds de la pila  $R_D = uD/v$  y de la rugosidad de la pared de la pila. En función del número de Reynolds se pueden aceptar los siguientes valores para  $C_M$

| $R_D$                                  | $C_M$                         |
|--|-------------------------------|
| $< 2.5 \times 10^5$                    | 2.00                          |
| entre $(2.5 \text{ y } 5) \times 10^5$ | $2.5 - R_D / (5 \times 10^5)$ |
| $> 5 \times 10^5$                      | 1.5                           |

En cálculos más precisos se recomiendan los valores obtenidos por Keulegan y Carpenter en función del número adimensional,  $K$ , que lleva su nombre

$$K = \frac{uT}{d} \quad (I.157a)$$

donde  $T$  es el periodo,  $D$  es el diámetro de la pila y  $u$  la velocidad horizontal de las partículas de la superficie, se trata por tanto de la componente horizontal de la máxima velocidad orbital.

Los valores de  $C_M$ , contra  $K$  se muestran en la fig I.63. Si se utiliza la teoría lineal el número  $K$  es igual a

$$K = \pi(2\zeta)/D. \quad (I.157b)$$

donde  $2\zeta$  es el desplazamiento total horizontal de la partícula.

El coeficiente  $C_D$  también se puede encontrar con la fig I.63 en función del número de Keulegan y Carpenter.

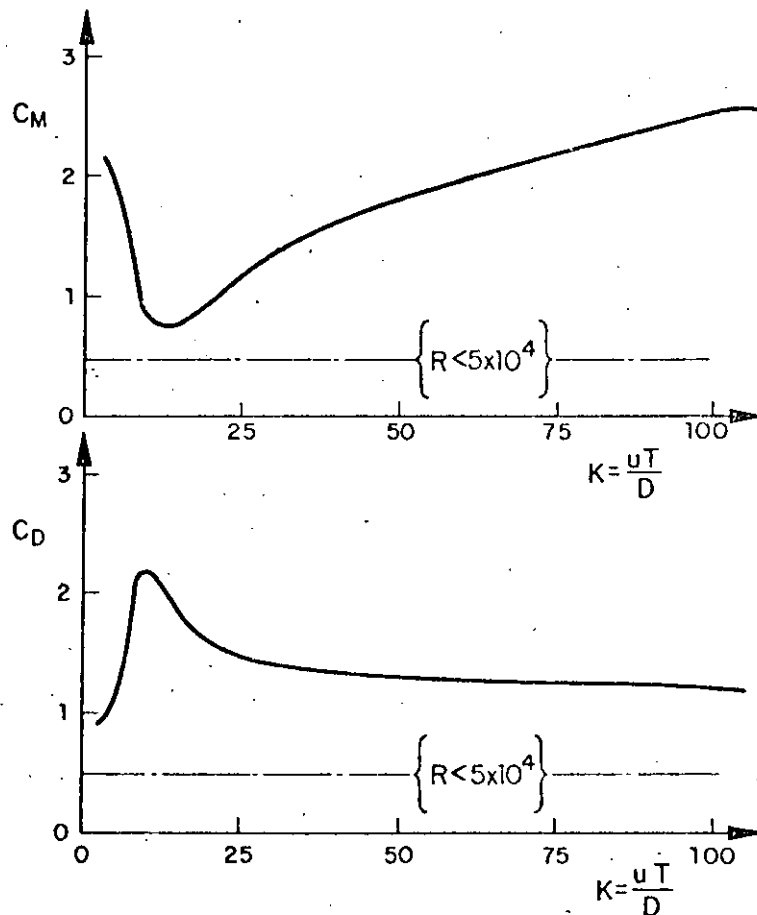


FIG. I.63 Valores de los coeficientes  $C_M$  y  $C_D$  en función del número de Keulegan, según Keulegan y Carpenter.

Para un cálculo aproximado se proponen los siguientes valores de  $C_D$  en función del número de Reynolds

| $R_D$                        | $C_D$     |
|------------------------------|-----------|
| $> 4 (10)^5$                 | 0.6 a 0.7 |
| $< 1 (10)^5$                 | 1.2       |
| entre (1) $10^5$ y $4(10^5)$ | fig I.63  |

b) Cálculo del momento

La pila hincada en el fondo trabaja como cantiliver (ver fig I.62). El momento que produce la fuerza con respecto al fondo se obtiene de la ec II.132a considerando  $y_1 = 0$ ; si además se considera que la altura de la superficie con respecto al fondo es  $\eta_y$  y calculando las características del oleaje con la teoría lineal se llega a

$$M|_{0, \eta_y} = M_I|_{0, \eta_y} + M_D|_{0, \eta_y} \quad (\text{I.158a})$$

$$M_I|_{0, \eta_y} = C_M \frac{\gamma D^2 H L}{8} k_3|_{0, \eta_y} (\tanh kd) \sin(kx - \sigma t) \quad (\text{I.158b})$$

$$M_D|_{0, \eta_y} = C_D \frac{\gamma D H^2 L}{2\pi} k_4|_{0, \eta_y} (\tanh kd) \cos(kx - \sigma t) \left| \cos(kx - \sigma t) \right| \quad (\text{I.158c})$$

donde

$$k_3|_{0, \eta_y} = \frac{1 + k\eta_y \operatorname{sen} h k\eta_y - \operatorname{cos} h k\eta_y}{2 \operatorname{sen} h kd} \quad (\text{I.159a})$$

$$k_4|_{0, \eta_y} = \frac{1 + (k\eta_y/2)^2 + 2k\eta_y \operatorname{sen} h 2k\eta_y - \operatorname{cos} h 2k\eta_y}{64 \operatorname{sen} h^2 kd} \quad (\text{I.159b})$$

Al efectuar el cálculo se considera  $x = 0$  y solo se hace variar a  $t$ , con lo que se obtiene el valor de  $M$  para cada posición de la onda en el tiempo (con respecto al eje de la pila). Conocido el momento y la fuerza, el punto de aplicación,  $y_F$ , de ella medido desde el fondo vale (ver fig I.62).



$$y_F = \frac{M|_{0,\eta_y}}{F|_{0,\eta_y}} \quad (I.160)$$

En aguas relativamente someras las ecuaciones presentadas conducen a resultados diferentes de los reales ya que en ellos se utiliza la teoría lineal para obtener las características del oleaje. Por ello se recomienda que para esta condición se utilice una aproximación mayor como, por ejemplo, la tercera aproximación de Stokes o bien la teoría cnoidal.

Antes de diseñar o de realizar el análisis de estabilidad de una pila generalmente se escoge un factor de seguridad, este se recomienda escogerlo en función de lo siguiente:

- Si la altura de la ola de diseño es improbable que se presente, se recomienda utilizar un factor de seguridad de 1.5 en el cálculo de la fuerza y el momento.
- Si la altura de la ola de diseño es probable que se presente se recomienda utilizar un factor de seguridad mayor que 2 en el cálculo de la fuerza y el momento.

#### 13.5.1.2 Fuerza sobre un grupo de pilas

Conforme lo señalado en 13.5.1.1, se puede generalizar el resultado para un grupo de pilas que soporta una estructura. En la fig I.64 se muestra en planta la posición de un grupo de pilas sujeto a la acción del oleaje; en ella se observa que la dirección del eje x coincide con la dirección de avance de la onda.

Seleccionada como referencia una pila ubicada en  $x = 0$ , la coordenada  $x_i$  de las restantes pilas se determina con

$$x_i = l_i \cos \alpha_i \quad (I.161)$$

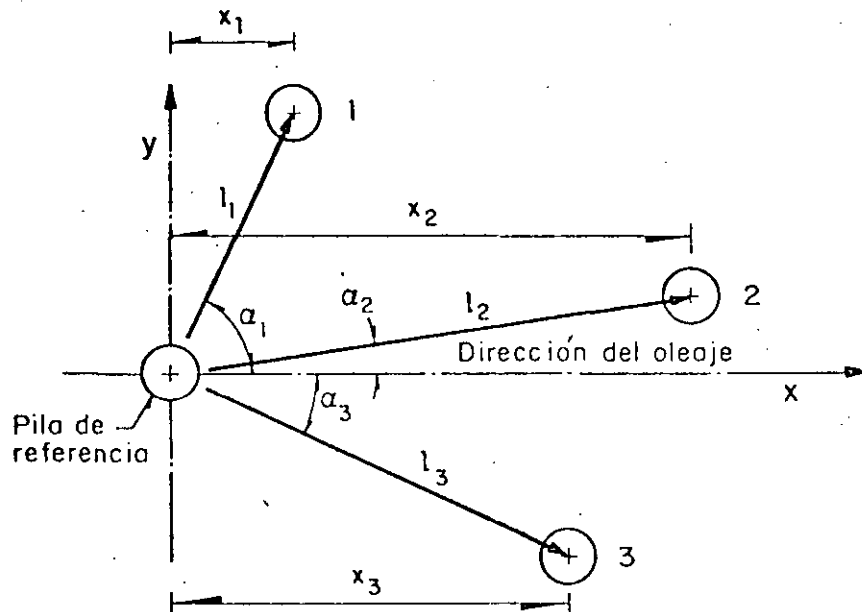


FIG. I.64 Cálculo de la fuerza del oleaje sobre un grupo de pilas, según el CERC

donde

- $l_i$  distancia entre la pila que tiene coordenada  $x = 0$ , y cada una de las otras (ver fig I.64)
- $\alpha_i$  ángulo entre el eje de las  $x$  y la ubicación de cada una de las pilas (fig I.64). Este ángulo se mide sobre un plano horizontal
- $i$  número que se asigna a cada pila

Si la separación entre dos pilas es mayor que tres veces el diámetro de ellas, las fuerzas se calculan conforme lo indicado en 13.5.1.1.

En 13.5.1.1 se consideró que la fuerza era función únicamente del tiempo; como además se cumple que la onda es de forma permanente (es decir que no cambia conforme se va propagando), la variación de la fuerza con la distancia se considera al tomar en las ecs I.154b y I.154c un ángulo de fase definido por

$$\theta = (kx - \omega t) = \left( \frac{2\pi x_i}{L} - \frac{2\pi t}{T} \right) \quad (\text{I.162})$$

donde  $x_1$  es la distancia entre pilas proyectada en la dirección de avance de la onda. El valor  $(2\pi x_1/L)$  es fijo para cada pila y por tanto en las ecuaciones solo se vuelve a variar,  $t$ , para lograr el desplazamiento de la onda.

El procedimiento para obtener la fuerza total sobre el grupo de pilas es:

1. Se escoge una pila de referencia y se le asigna una  $x = 0$
2. Se calculan las fuerzas sobre cada una de las pilas con las ecs I.154 considerando la ec I.162 para ello
3. Se analizan las estructuras bajo las sollicitaciones obtenidas
4. Se repite el proceso de los pasos 1 a 3 para diferentes tiempos
5. Se diseña con la situación más desfavorable.

### 13.5.1.3 Fuerza sobre una pila vertical cilíndrica y ola rompiente

La fuerza y momento sobre una pila sometida a oleaje rompiente puede ser calculada cambiando  $H$  por  $H_R$ , donde  $H_R$  es la altura de la ola rompiente, cuyo cálculo se describe en 13.2.5.

Si la pila está ubicada en aguas profundas o intermedias, la fuerza y momento se calculan utilizando lo indicado en 13.5.1.1; si por el contrario está en aguas someras, la fuerza de inercia llega a ser muy pequeña con respecto a la de empuje y por tanto la fuerza total está formada por una sola componente, la de empuje, y se expresa como

$$F_R = \frac{1}{2} \gamma C_{D_R} D H_R^2 \quad (I.163)$$

donde

- $F_R$  fuerza total por oleaje rompiente  
 $C_{D_R}$  coeficiente de empuje y se recomienda que sea igual a 1.75 para  $R > 5 \times 10^5$ .

El momento que produce esta fuerza es igual a

$$M_r = F_r (1.11 d_r) \quad (I.164)$$

donde

- $M_r$  momento producido por  $F_r$   
 $d_r$  profundidad que corresponde a la ola rompiente (ver 13.2.5)

### 13.5.2 EMPUJE SOBRE MUROS

Los muros se pueden considerar de dos tipos: diques y muros de contención. En general, un dique es una estructura masiva diseñada para resistir la fuerza total de una ola, además de servir como una obra de defensa para reducir la erosión y retroceso de una playa; un muro de contención es de menor tamaño que el dique y sirve para proteger un terraplén. Las fuerzas que produce el oleaje sobre ellas son idénticas y su valor depende de dos condiciones, una es si la ola es no rompiente o rompiente sobre la estructura y la otra si parte de la ola pasa o no sobre el muro.

#### 13.5.2.1 Fuerza sobre un muro vertical provocada por oleaje no rompiente

Para calcular el empuje sobre un muro vertical se debe valuar la presión mediante los siguientes conceptos:

- Se considera que la ola se refleja al incidir sobre el muro
- La altura de la ola,  $H_w$ , sobre el muro está dada por, véase inciso 13.3.3

$$H_w = (1 + K_R) H \quad (I.165)$$

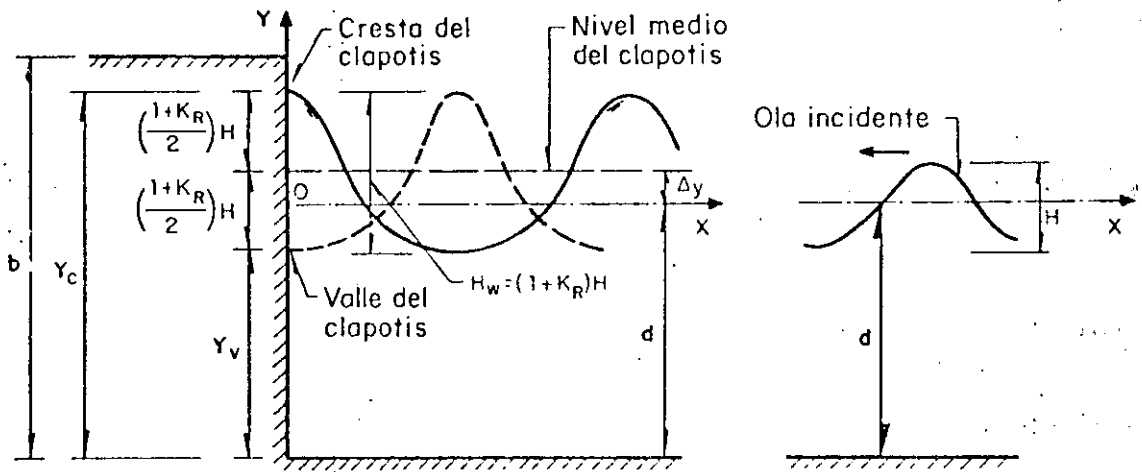
donde

- $H$  altura de la ola incidente  
 $K_R$  coeficiente de reflexión

Si la reflexión es completa y la ola reflejada tiene la misma amplitud que la incidente  $K_R = 1$ , por tanto

$$H_w = 2H \quad (I.166)$$

la condición indicada por la ec I.166 se denomina onda estacionaria pura o de *clapotis* (fig I.65)



$Y_c$  profundidad de la cresta del clapotis  
 $Y_v$  profundidad del valle del clapotis

FIG. I.65 Definición de las variables que intervienen para calcular la fuerza sobre un muro vertical y oleaje no rompiente

El coeficiente de reflexión, la altura de la ola y la fuerza que provoca ésta sobre el muro depende de la geometría y rugosidad de éste. Se recomienda no usar valores de  $K_R$  menores de 0.9 si el diseño del muro es el definitivo, además para muros verticales muy lisos, la ola incidente se refleja totalmente y, por tanto,  $K_R = 1$ .

a) Distribución de presiones

La distribución de presiones sobre el muro se puede calcular mediante la expresión

$$p = -\gamma y + \frac{\gamma H^2 k \operatorname{sen}^2(\sigma t)}{\operatorname{senh}(2kd)} \left( \operatorname{senh}^2 \left[ k(d+H \cos \sigma t) \right] - \operatorname{senh}^2 \left[ k(d+y) \right] \right) + \gamma H \cos(\sigma t) \left[ 1 + \frac{\operatorname{cosh} k(d+y)}{\operatorname{cosh}(kd)} - \frac{(\operatorname{cosh} k)(d+H \cos \sigma t)}{\operatorname{cosh}(kd)} \right] \quad (\text{I.167})$$

Ecuación que fue obtenida tomando en cuenta que el eje de las  $y$  coincide con la pared, y por tanto, como  $x = 0$ , han desaparecido los términos como  $\operatorname{cosh}(kx)$  ya que es igual a uno. La variable  $\gamma$  es el peso específico del agua del mar.

#### a.1) Presiones máximas

La distribución máxima de presiones se obtiene cuando la cresta está sobre la pared, es decir, cuando  $t = 0$  y  $x = 0$  (fig I.66). Tomando esto en cuenta, la ec I.167 toma la forma

$$p_c = -\gamma y + \gamma H \left[ 1 + \frac{\operatorname{cosh} k(d+y)}{\operatorname{cosh}(kd)} - \frac{\operatorname{cosh} k(d+H)}{\operatorname{cosh}(kd)} \right] \quad (\text{I.168})$$

Cuando  $H$  es pequeña comparada con  $d$ , el último término tiende a uno y se llega a la misma expresión obtenida con la teoría lineal o sea

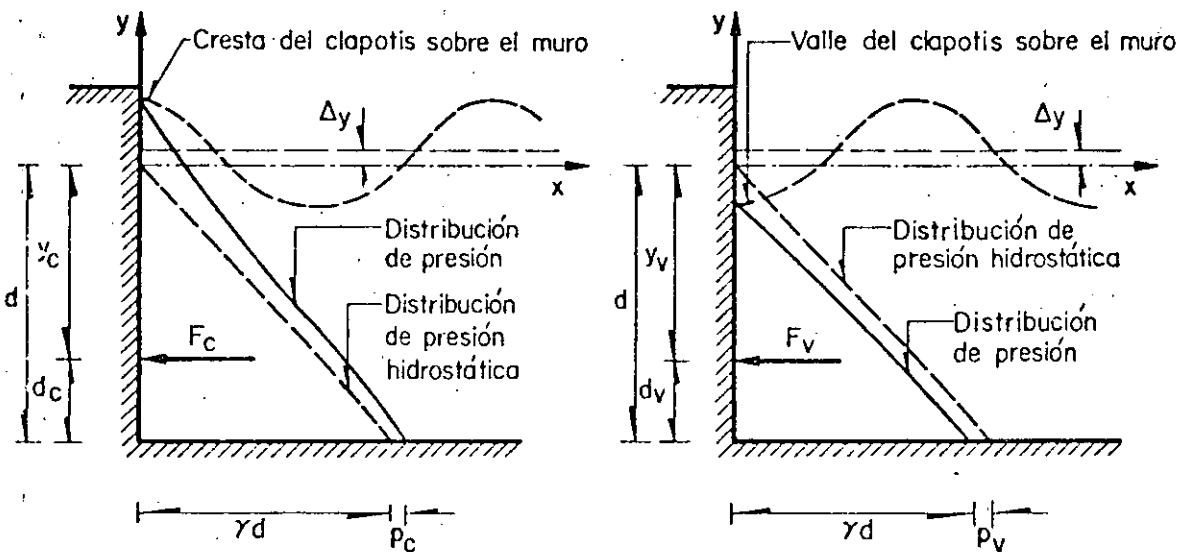
$$p_c = -\gamma y + \frac{\gamma H \operatorname{cosh} [k(d+y)]}{\operatorname{cosh}(kd)} \quad (\text{I.169})$$

La presión en el fondo ( $p_{cf}$ ) se obtiene de la ec I.168 al tomar  $y = -d$ .

$$p_{cf} = \gamma d + \gamma H \left[ 1 + \frac{1}{\operatorname{cosh}(kd)} - \frac{\operatorname{cosh} k(d+H)}{\operatorname{cosh}(kd)} \right] \quad (\text{I.170})$$

La presión al nivel de reposo del mar ( $p_{cs}$ ) se obtiene de la ec I.168, al sustituir en ella  $y = 0$

$$p_{cs} = \gamma H \left[ 2 - \frac{\operatorname{cosh} k(d+H)}{\operatorname{cosh}(kd)} \right] \quad (\text{I.171})$$



a) Cresta frente al muro

b) Valle frente al muro.

FIG. I.66 Distribución de presión sobre un muro vertical con superficie lisa y en el cual se presenta reflexión pura

a.2) Presiones mínimas

Por otra parte, la distribución mínima de presiones se tiene cuando el valle está frente a la pared, lo cual ocurre si  $t = T/2$  y por tanto  $\text{sen}(\sigma t) = 0$  y  $\text{cos}(\sigma t) = -1$  (fig I.66b). De la ec I.167 se obtiene

$$p_v = -\gamma y - \gamma H \left[ 1 + \frac{\cosh k(d+y)}{\cosh(kd)} - \frac{\cosh k(d-H)}{\cosh(kd)} \right] \quad (I.172)$$

La presión en el fondo ( $p_{vf}$ ) cuando el valle está frente al muro se obtiene al sustituir  $y = -d$  en la ec I.172

$$p_{vf} = -\gamma d - \gamma H \left[ 1 + \frac{1}{\cosh(kd)} - \frac{\cosh k(d-H)}{\cosh(kd)} \right] \quad (I.173)$$

Si se sustituye  $y = 0$  en la ec I.172 se obtiene un valor negativo; ese valor y todos los negativos que se obtengan no tienen significado ya que en realidad en las profundidades,  $y$ , que dan valor negativo, no hay agua frente al muro (ver fig I.66b)

## b) Fuerzas y punto de aplicación

Para obtener la fuerza total sobre el muro o pared hay que distinguir dos situaciones: a) De un lado está el mar y del otro no hay empuje hidrostático (fig I.66); b) de un lado está el mar y del otro se tiene agua tranquila sin oleaje cuyo nivel corresponde al de reposo del mar (fig I.67).

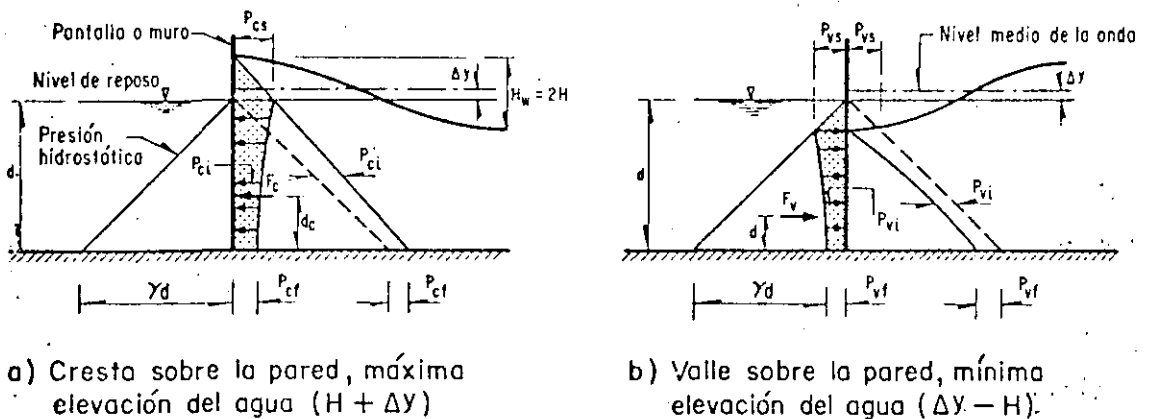


FIG. I.67 Distribución de presión ( a)máxima y b)mínima ) ejercida por una onda sobre un muro vertical

En la primera situación se deberá tomar todo el empuje del mar y del oleaje; en el segundo hay que descontar la fuerza hidrostática que actúa del otro lado de la pared.

Las expresiones que se recomiendan para obtener la fuerza que produce el mar y su punto de aplicación, sobre un ancho unitario de muro vertical que tiene empuje hidrostático del otro lado, se indican a continuación (fig I.67).

## b.1) Empuje máximo

Ai presentarse la cresta, el empuje máximo unitario ( $P'_c$ ), vale



$$F_c = \frac{\gamma}{2} (d + \Delta y + H) \left( d + \frac{H}{\cosh(kd)} \right) - \frac{\gamma d^2}{2} \quad (\text{I.174})$$

el momento producido ( $M_c$ ), medido con respecto al fondo, es igual a

$$M_c = \frac{\gamma}{6} (d + \Delta y + H)^2 \left[ d + \frac{H}{\cosh(kd)} \right] - \frac{\gamma d^3}{6} \quad (\text{I.175})$$

por tanto la fuerza se aplica a una distancia  $d_c$  medida sobre el fondo, que vale

$$d_c = \frac{M_c}{F_c} \quad (\text{I.176})$$

La obtención de  $\Delta y$  se explica adelante.

#### b.2) Empuje mínimo

Cuando el valle está sobre un muro vertical que tiene agua del otro lado, la fuerza resultante es hacia el mar, ya que la presión hidrostática del otro lado es mayor. Las ecuaciones que se recomienda utilizar son:

$$F_v = \frac{\gamma}{2} (d + \Delta y - H) \left( d - \frac{H}{\cosh(kd)} \right) - \frac{\gamma d^2}{2} \quad (\text{I.177})$$

$$M_v = \frac{\gamma}{6} (d + \Delta y - H)^2 \left( d - \frac{H}{\cosh(kd)} \right) - \frac{\gamma d^3}{6} \quad (\text{I.178})$$

$$d_v = \frac{M_v}{F_v} \quad (\text{I.179})$$

#### c) Sobreelevación y comentarios

Las ecs I.174 a I.179 se han obtenido al integrar la presión dada por las ecs I.168 y I.171 en toda la altura, pero aceptando que el término  $\cosh[k(d+H)] / \cosh(kd) = 1$ .

En las ecs I.174 a I.179  $\Delta y$  es la sobreelevación del nivel medio de la onda estacionaria o *clapotis* sobre el nivel medio del mar en reposo, su valor se obtiene de:

$$\Delta y = \frac{\pi H^2}{L} \left[ \coth(kd) \right] \left[ 1 + \frac{3}{4 \sinh^2(kd)} - \frac{1}{4 \cosh^2(kd)} \right] \quad (\text{I.180})$$

donde  $H$  es la altura de la onda progresiva incidente; es decir, aproximadamente igual a la semialtura de la onda estacionaria que se forma frente a la pared.  $\Delta y$  también se puede obtener con ayuda de la fig I.68 si el coeficiente de reflexión  $K_R$  es igual a 0.9.

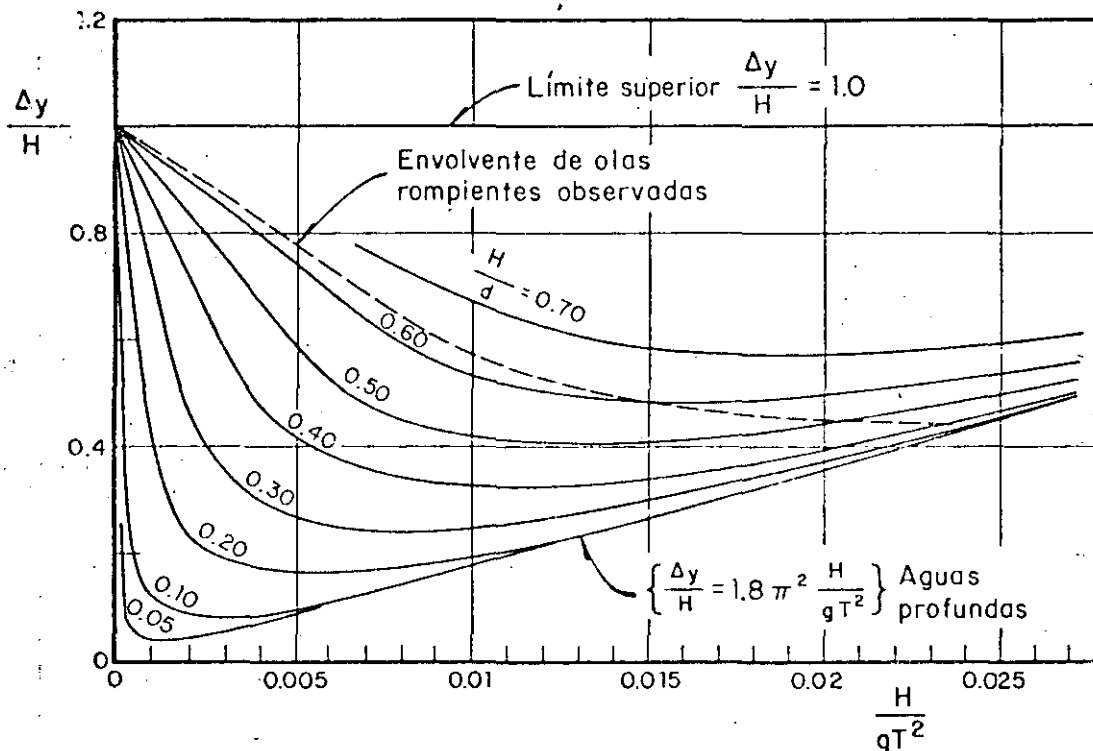


FIG. I.68 Valor de  $\Delta y$  para oleaje no rompiente y coeficiente de reflexión  $K_R = 0.9$ , según Miche-Rundgren

Cuando de un lado del muro está el mar y del otro no hay empuje por no haber agua, los empujones y momentos se obtienen con las mismas ecs I.174, I.175, I.177 y I.178 eliminando en ellas a los términos  $\gamma d^2/2$ ,  $\gamma d^3/6$ ; en el tomo II se presenta otra forma de valorar las presiones.

### 13.5.2.2 Fuerza sobre un muro de baja altura provocada por oleaje no rompiente

El construir un muro con una altura tal que la ola de diseño no pase sobre él resulta muy costoso, por tanto, se ha estudiado la manera de valorar la

fuerza que se produce sobre un muro cuando la altura de la ola pasa por encima de él (fig I.69). La fuerza que actúa sobre el muro se designa como  $F'$ , y es igual a

$$F' = r_f F \quad (I.181)$$

donde

$r_f$  coeficiente de reducción

$F$  fuerza que se determina con ayuda de la ec I.174

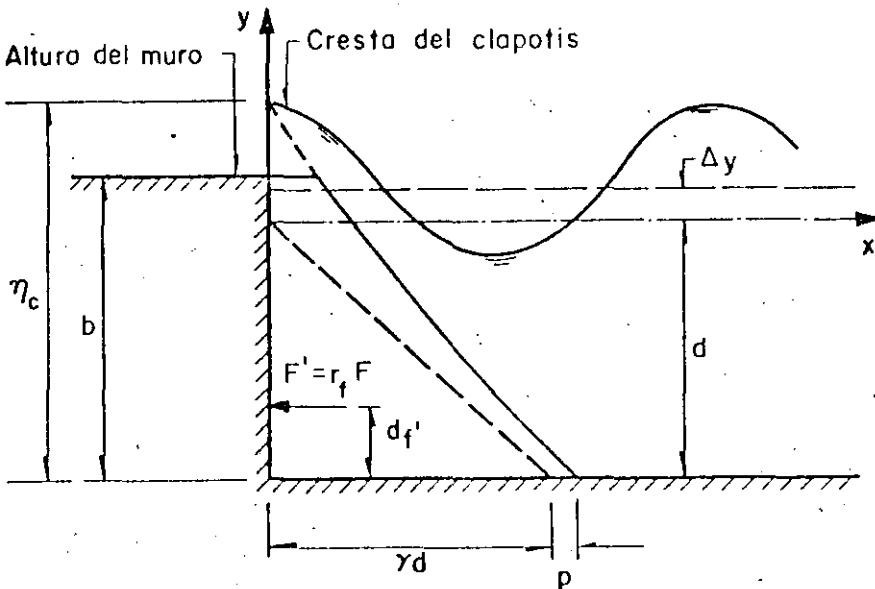


FIG. I.69 Distribución de presión sobre un muro de baja altura (oleaje no rompiente)

El coeficiente  $r_f$  se obtiene con la siguiente relación

$$r_f = \frac{b}{\eta_c} \left( 2 - \frac{b}{\eta_c} \right) \quad (I.182)$$

$$\text{si } \frac{b}{\eta_c} < 1.0$$

Cuando  $b/\eta_c > 1$ , el coeficiente  $r_f$  toma siempre el valor de uno.

donde

$b$  altura del muro, medida desde el fondo, en m

$\eta_c$  altura de la cresta de la onda, medida desde el fondo ( $\eta_c = d + \Delta y + H$ ),  
en m

El momento referido al pie del muro toma el valor

$$M' = r_m M \quad (I.183)$$

Donde M es el momento valuado con la ec I.175 y  $r_m$  el coeficiente de corrección.  $r_m$  es igual a uno si  $b/\eta_c > 1$ ; cuando  $\frac{b}{\eta_c} < 1$ , el coeficiente toma el valor

$$r_m = \left( \frac{b}{\eta_c} \right)^2 \left( 3 - 2 \frac{b}{\eta_c} \right) \quad (I.184)$$

El lugar de aplicación de la fuerza se obtiene con

$$d_{f'} = \frac{M'}{F'} \quad (I.185)$$

### 13.5.2.3 Fuerza sobre un muro vertical provocada por oleaje rompiente

Si el oleaje que incide sobre el muro es rompiente, se ejercen sobre éste presiones dinámicas cada vez que el oleaje golpea al muro. Para valuar la fuerza bajo esa condición se utiliza el método de Minikin. De estudios experimentales y observaciones, dicho autor determinó que si el oleaje era rompiente, la fuerza sobre el muro resulta 15 a 18 veces más grande que la calculada para oleaje no rompiente.

La máxima presión dinámica, de acuerdo con este autor que ocurre a la elevación de reposo del agua, es

$$p_m = 101 \gamma \frac{H_r}{L_D} \frac{d}{D} (D + d) \quad (I.186)$$

donde

$H_r$  altura de la ola rompiente

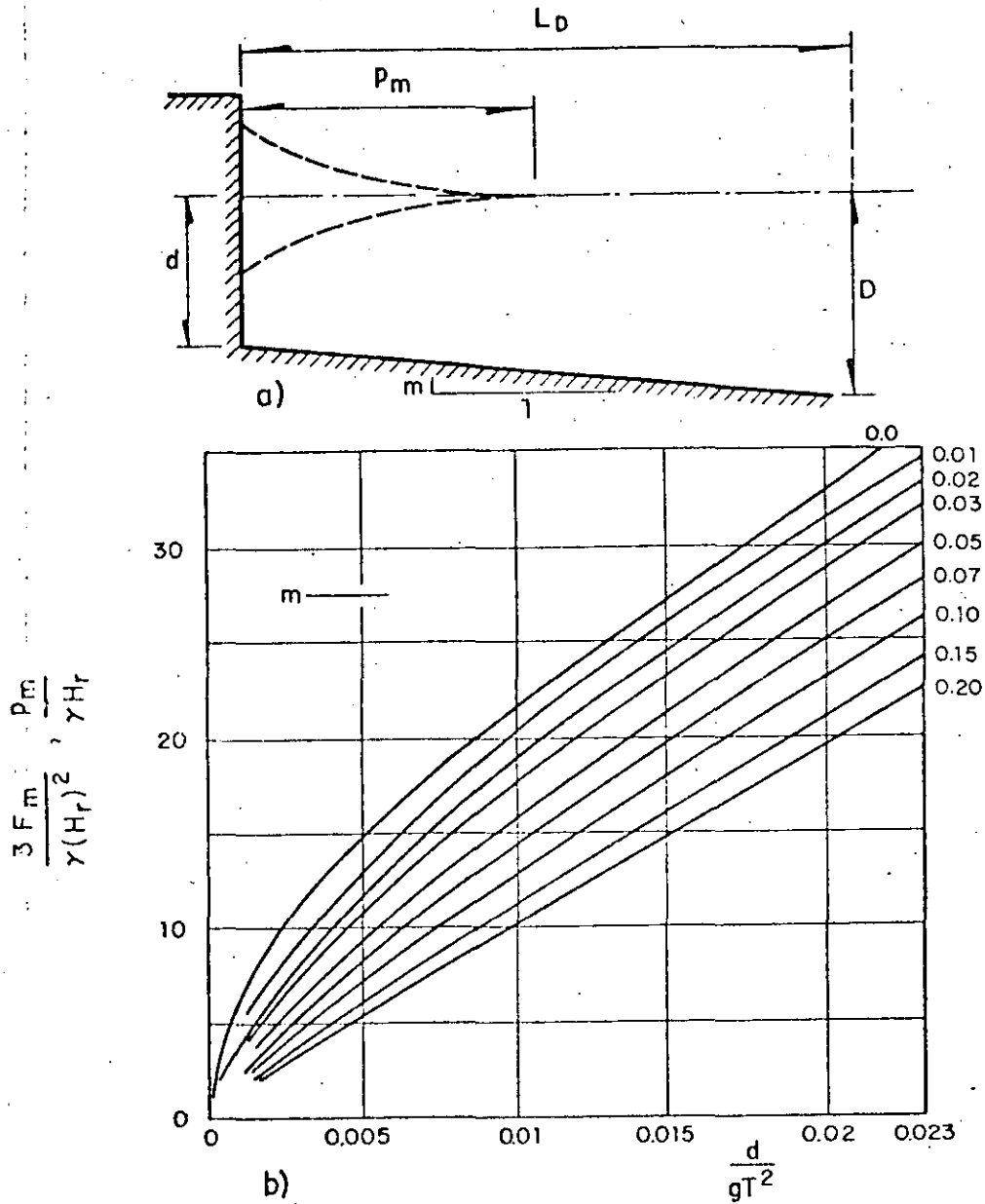


FIG. I.70 Cálculo de la presión y de la fuerza sobre un muro vertical provocada por oleaje rompiente, según Minikin

- D profundidad del fondo a una distancia de una longitud de la ola medida desde la pared, ver fig I.70a
- $L_D$  longitud de la onda a la profundidad D, fig I.70a
- d profundidad entre el nivel medio del mar y el desplante del muro, fig I.70a

La distribución de presiones está indicada en la fig I.71, el valor máximo del componente dinámico de la presión se localiza a la elevación del nivel medio del mar. La fuerza ( $F_m$ ) debida al componente de la presión dinámica es igual a

$$F_m = \frac{p_m H_r}{3} \quad (I.187a)$$

y el momento  $M_m$  respecto al pie del muro debido a esa presión es

$$M_m = \frac{p_m H_r d}{3} \quad (I.187b)$$

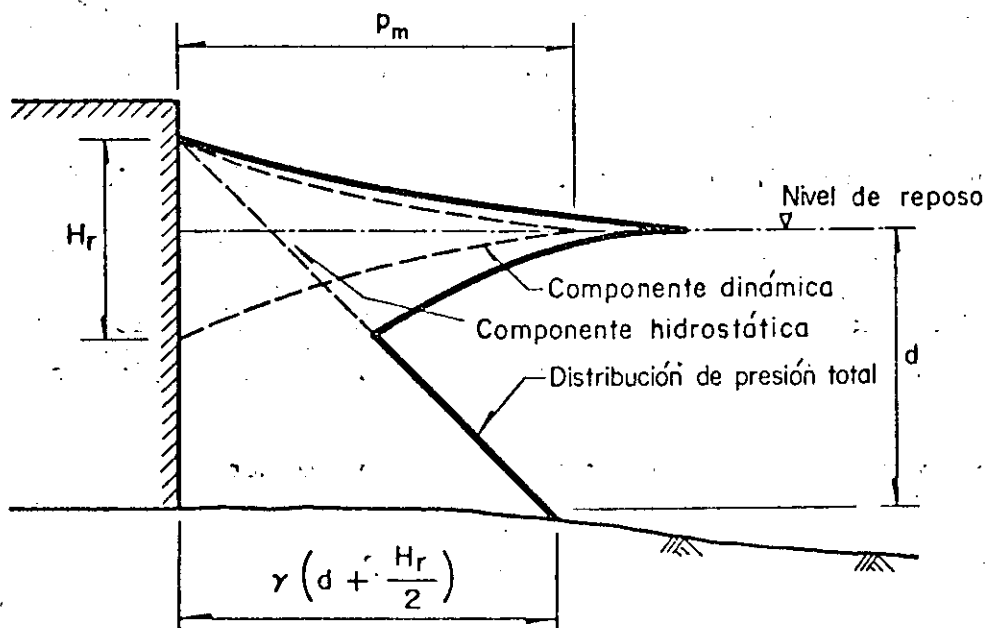


FIG. I.71 Distribución de presión sobre un muro vertical (oleaje rompiente), según Minikin

### 13.5.3 DISEÑO DE ESTRUCTURAS FORMADAS CON ELEMENTOS SUELTOS

En este inciso se indicará cómo diseñar las estructuras formadas con elementos sueltos como son, por ejemplo, rompeolas, escolleras y espigones.

Las tres obras se diseñan en forma similar aunque su tamaño y propósito difieren. Los rompeolas sirven principalmente para proteger o formar puertos. Las escolleras se utilizan para evitar el azolve del canal de navegación en la desembocadura de ríos, evitar la entrada de material a la obra de toma de una planta termoeléctrica o nucleoelectrica y proteger de la acción del oleaje la obra de toma y planta de bombeo de esas centrales. Por último, los espigones se utilizan para proteger playas contra la erosión o mantenerlas cuando estas se forman artificialmente.

Esas tres obras se construyen generalmente con enrocamiento protegido con rocas de gran tamaño o elementos artificiales de concreto. Están formadas por dos partes: un cuerpo o tronco y un morro, el cuerpo se inicia desde el arranque (inicio) en la playa o costa hasta un poco antes del final de la estructura; el morro lo constituye la zona final y es la parte más expuesta al oleaje. Se considera como morro los últimos 50 m de la obra; en él se colocan los elementos más pesados y sus secciones transversales deben ser simétricas colocando los mismos elementos tanto del lado exterior como del interior.

#### 13.5.3.1 Diseño de escolleras y rompeolas

La acción transversal de una escollera o de un rompeolas generalmente está formada de (fig I.73):

*Coraza (capa primaria).* Es la parte exterior de la estructura y está formada por una o dos capas de elementos; los que deben resistir la acción directa del oleaje.

*Capa secundaria.* Sirve para soportar los elementos de la coraza y además

En el diseño de una escollera debe obtenerse la geometría de las diversas secciones transversales a lo largo de la estructura y el peso de los elementos que forman cada capa y el núcleo.

Los principales factores a tomar en cuenta en el diseño y los datos necesarios en el mismo son:

- a) Características del oleaje de diseño en aguas profundas asociado a un periodo de retorno, generalmente la altura y periodo de la ola significativa
- b) Características de ese oleaje ya cerca de la estructura e influenciado por la batimetría (refracción, ver 13.3.2)
- c) Relacionado con el inciso anterior está si la ola frente a la estructura es rompiente o no rompiente (ver 13.2.5)
- d) Localización de los bancos de roca. Distancia de estos a la obra, peso específico de la roca y tamaño de los mayores bloques que es posible extraer
- e) Si se utilizan elementos artificiales, se debe conocer la forma de los mismos y el peso específico del concreto
- f) Peso específico del agua en que la estructura estará sumergida
- g) Se selecciona de antemano un ángulo de inclinación del talud de la obra. Se pueden seleccionar dos o tres para finalmente escoger el de diseño
- h) Forma en que se colocarán los elementos de la coraza ya sea acomodado o al azar
- i) Si la sección por diseñar pertenece al tronco o al morro

Las recomendaciones de diseño de estas estructuras están basadas en obser



vaciones y mediciones efectuadas en el laboratorio y campo. Los parámetros a obtener en el diseño se explican a continuación.

#### A. Peso de los elementos de la coraza

Las expresiones que se utilizan para calcular el peso de los elementos de la coraza son empíricas y están en función de la altura de la ola de diseño, y fueron calibradas mediante ensayos en modelos. La fórmula más usada para calcular el peso de los elementos es la propuesta por Hudson y está basada en la de Iribarren.

$$W = \frac{\gamma_s H^3}{K_D (S_s - 1)^3 \cot \theta} \quad (I.193)$$

dónde

- W peso de un elemento en la capa primaria o coraza, en kgf
- $\gamma_s$  peso específico del elemento que va a formar la coraza, en kgf/m<sup>3</sup>
- $S_s$  densidad de sólidos, igual a  $\gamma_s / \gamma$ , donde  $\gamma$  es el peso específico del agua en el cual estará inmersa la escollera, adimensional
- H altura de la ola de diseño frente a una sección o tramo de escollera, en m. Se trabaja con la ola significativa
- $\theta$  ángulo del talud de la estructura con respecto a la horizontal, en grados
- $K_D$  coeficiente de estabilidad, cuya obtención se explica a continuación, adimensional

#### A.1 Selección del coeficiente de estabilidad

Las variables que intervienen en la selección del coeficiente  $K_D$  son

- a) Forma de los elementos que constituyen la escollera, es decir, piedras o elementos prefabricados como son tetrápodos, dolos, cuadrípodos, tribares, cubo modificado, etc
- b) Número de unidades que forman el espesor de la coraza; generalmente se utilizan dos

TABLA I.5 Valores recomendados de  $K_D$  para determinar el peso de las unidades de coraza (criterio sin daño y mínima roci6n, seg6n CERC)

| Tipo de elementos en la coraza | n (1) | Colocaci6n  | Cuerpo (tronco) de la escollera $K_D$ (14) |                  | Morro de la escollera $K_D$ |                  | Talud cot $\theta$ |
|--------------------------------|-------|-------------|--|------------------|-----------------------------|------------------|--------------------|
|                                |       |             | Ola rompiente                              | Ola no rompiente | Ola rompiente               | Ola no rompiente |                    |
| Roca de cantera                | 2     | Azar        | 2.1  | 2.4              | 1.7                         | 1.9              | 1.5 a 3.0          |
| Lisa y redondeada              | > 3   | Azar        | 2.8  | 3.2              | 2.1                         | 2.3              | (5)                |
| Lisa y redondeada              | 1     | Azar (2)    | (2)  | 2.9              | (2)                         | 2.3              | (5)                |
| Rugosa y angulosa              | 2     | Azar        | 3.5  | 4.0              | 2.9                         | 3.2              | 1.5                |
|                                |       |             |  |                  | 2.5                         | 2.8              | 2.0                |
|                                |       |             |  |                  | 2.0                         | 2.3              | 3.0                |
| Rugosa y angulosa              | > 3   | Azar        | 3.9  | 4.5              | 3.7                         | 4.2              | (5)                |
|                                | 2     | Especial(3) | 4.8  | 5.5              | 3.5                         | 4.5              | (5)                |
| Tetrápodo y Cuadrípodo         | 2     | Azar        | 7.2  | 8.3              | 5.9                         | 6.6              | 1.5                |
|                                |       |             |  |                  | 5.5                         | 6.1              | 2.0                |
|                                |       |             |  |                  | 3.7                         | 4.1              | 3.0                |
| Tribar                         | 2     | Azar        | 9.0  | 10.4             | 8.3                         | 9.0              | 1.5                |
|                                |       |             |  |                  | 7.8                         | 8.5              | 2.0                |
|                                |       |             |  |                  | 7.0                         | 7.7              | 3.0                |
| Dolos                          | 2     | Azar        | 22.0(6)                                    | 25.0(6)          | 15.0                        | 16.5             | 2.0(7)             |
|                                |       |             |  |                  | 13.5                        | 15.0             | 3.0                |
| Cubo modificado                | 2     | Azar        | 6.8  | 7.8              | --                          | 5.0              | (5)                |
| Hexápodo                       | 2     | Azar        | 8.2  | 9.5              | 5.0                         | 7.0              | (5)                |
| Tribar                         | 1     | Uniforme    | 12.0                                       | 15.0             | 7.5                         | 9.5              | (5)                |

- (1) Número de elementos de la capa de coraza
- (2) El uso de una capa de coraza formada con un solo elemento de roca sujeta a olas rompientes no es recomendada y sólo bajo condiciones especiales para olas no rompientes. Cuando se emplee las rocas se deben colocar cuidadosamente
- (3) Colocaci6n especial con el eje longitudinal de la roca puesto en direcci6n perpendicular al paramento de la escollera
- (4) Aplicable en taludes comprendidos entre 1.5:1 y 5:1
- (5) Hasta no tener más informaci6n disponible acerca de la variaci6n de  $K_D$  con respecto al talud, el uso de  $K_D$  deberá limitarse a taludes comprendidos entre 1.5:1 y 3:1. Esto se debe a que los resultados de algunas pruebas indican dependencia del valor de  $K_D$  con el talud
- (6) Datos disponibles únicamente para taludes 2:1
- (7) Pendientes mayores de 2:1 no son recomendables en la actualidad

- c) Manera de colocar los elementos, al azar o acomodados
- d) Tipo de ola que incide sobre la estructura: rompiente o no rompiente
- e) Parte de la estructura que se está diseñando, tronco (cuerpo) o morro
- f) Angulo que forma el talud de la estructura con respecto a la horizontal
- g) Porcentaje de daño aceptado al actuar el oleaje de diseño

En la tabla I.13 se indican los valores de  $K_D$  y en ellos se considera un posible daño entre 0 y 5 por ciento. Si se desea tomar en cuenta un porcentaje de daño mayor, el valor de  $K_D$  se determina con la tabla I.14.

Los valores de la tabla I.14 únicamente se utilizan si la ola es no rompiente, se está diseñando el tronco y el espesor de la coraza está formado por dos elementos colocados aleatoriamente.

TABLA I.14 Valores de  $K_D$  en función del daño sobre la coraza y el tipo de elementos utilizados

| Tipo de elemento         |             | Daños, en porcentaje (D) |        |         |         |         |         |         |
|--------------------------|-------------|--------------------------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|
|                          |             | 0 a 5                    | 5 a 10 | 10 a 15 | 15 a 20 | 20 a 30 | 30 a 40 | 40 a 50 |
| Roca de cantera (lisa)   | $H/H_{D=0}$ | 1.00                     | 1.08   | 1.14    | 1.20    | 1.29    | 1.41    | 1.54    |
|                          | $K_D$       | 2.4                      | 3.0    | 3.6     | 4.1     | 5.1     | 6.7     | 8.7     |
| Roca de cantera (rugosa) | $H/H_{D=0}$ | 1.00                     | 1.08   | 1.19    | 1.27    | 1.37    | 1.47    | 1.56    |
|                          | $K_D$       | 4.0                      | 4.9    | 6.6     | 8.0     | 10.0    | 12.4    | 15.0    |
| Tetrápodo y cuadrípodo   | $H/H_{D=0}$ | 1.00                     | 1.09   | 1.17    | 1.24    | 1.32    | 1.41    | 1.50    |
|                          | $K_D$       | 8.3                      | 10.8   | 13.4    | 15.9    | 19.2    | 23.4    | 27.8    |
| Triabar                  | $H/H_{D=0}$ | 1.00                     | 1.11   | 1.25    | 1.36    | 1.50    | 1.59    | 1.64    |
|                          | $K_D$       | 10.4                     | 14.2   | 19.4    | 26.2    | 35.2    | 41.8    | 45.9    |

Al aceptar daños en la estructura se selecciona un  $K_D$  mayor o bien una menor altura de ola de diseño. En ambos casos se obtiene un menor peso de los elementos. Por ello en la tabla I.14 se puede seleccionar el  $K_D$  de diseño, o bien obtener el valor de una ola de diseño menor, ya que se dan los valores de  $H/H_{D=0}$ . Con uno cualquiera de esos valores se entra a la fórmula dada por la ec I.193. Para no cometer errores conviene tomar en cuenta lo siguiente: En la tabla I.14, D, es el porcentaje de daño,  $H_{D=0}$  la altura de la ola significativa que produce cero daños, H la ola significativa que produce el daño D. Los valores de  $K_D$  y  $H/H_{D=0}$  están en función de D y del tipo de material de la coraza. Nótese que para cumplir con la explicación inicial de este párrafo al entrar con la relación  $H/H_{D=0}$  se procede al revés,  $H_{D=0}$  es la altura de diseño con daño y H la altura de diseño sin daño. Sin embargo al revisar una estructura diseñada con cero daño para la que se desea conocer el daño que producen olas mayores H es esa ola mayor y  $H_{D=0}$  tiene el significado inicial, de altura de la ola de diseño para cero daño. Si el oleaje rompe contra la estructura, el talud expuesto al oleaje se construirá con roca de peso W, lo mismo se hará con toda la corona. En cambio el talud protegido se construirá con roca que tiene un peso W/2 como se indica en la fig I.74a.

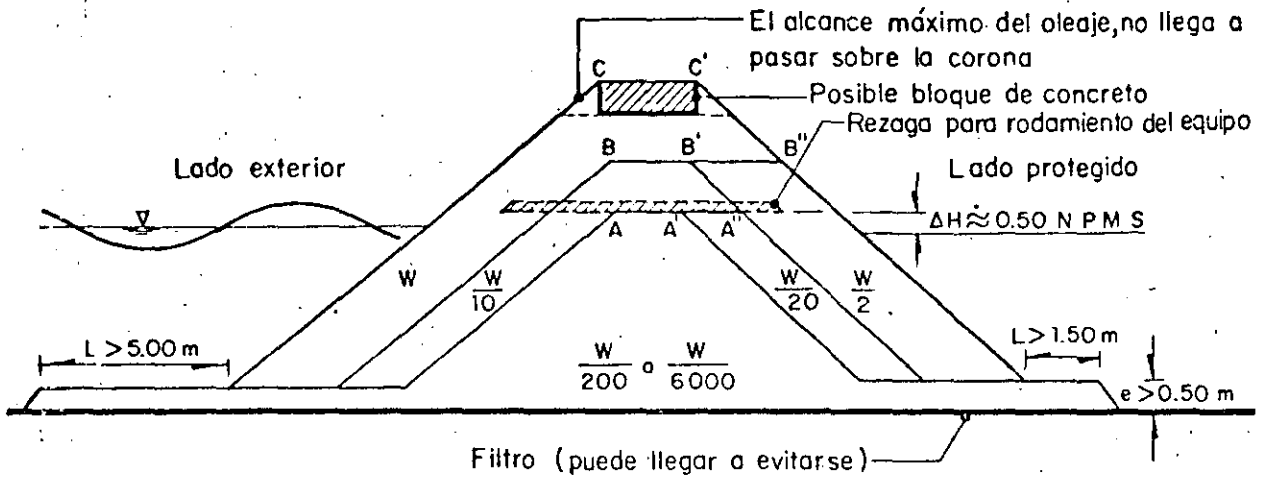
Cuando el oleaje es no rompiente los pesos de los elementos de la coraza se indican en la fig I.74b.

Para la formación del morro, se recomienda distribuir los tamaños de los elementos según lo mostrado en la fig I.75.

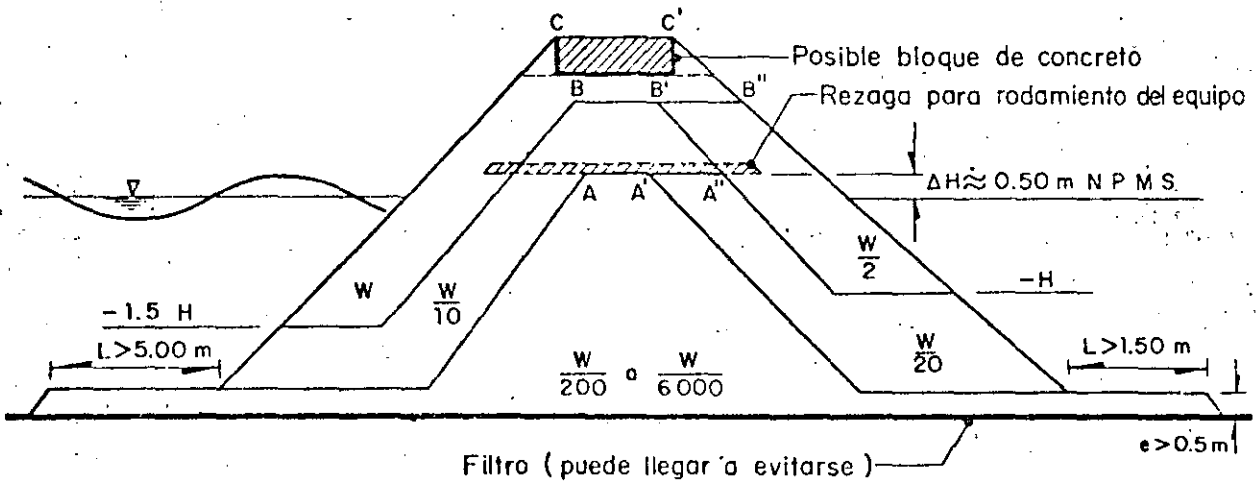
## A.2 Peso de los elementos de la capa secundaria y del núcleo

En la fig I.74 se indican los pesos de los elementos que se recomiendan utilizar en la capa secundaria y núcleo, tanto cuando la ola rompe contra la escollera o rompeolas como para la condición de no rompiente.

Los tamaños recomendados en las figs I.74 y I.75 evitan que salgan los elementos de las capas interiores.



a) Sección para oleaje rompiente, sin paso de la ola sobre la corona



b) Sección para oleaje no rompiente, sin paso de la ola sobre la corona

FIG. I.74 Secciones transversales para el tronco de una escollera formada con enrocamiento

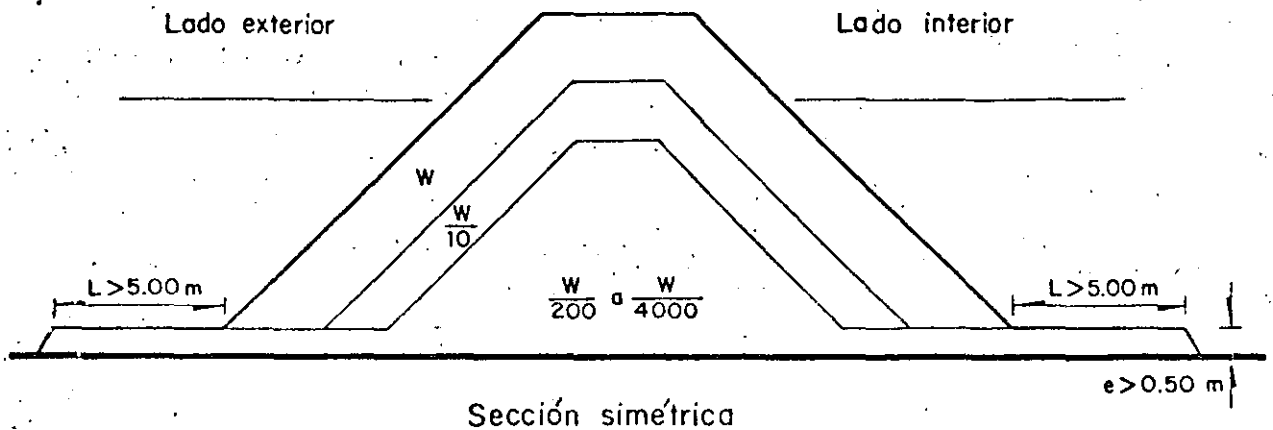


FIG. I.75 Sección transversal para el morro de una escollera formada con enrocamiento

### A.3 Distribución de tamaños a lo largo de la escollera o rompeolas

La profundidad del mar a lo largo de la estructura varía desde cero en la zona del arranque hasta una profundidad máxima frente al morro, y como esa profundidad determina la altura máxima del oleaje, la ola de diseño teórica para cada sección de la estructura variará de un máximo valor frente al morro a cero cerca del arranque. Por tanto, el tamaño teórico de los elementos de roca podrá variar de sección a sección. Esta variación continua de tamaños no es práctica desde el punto de vista constructivo, sin embargo permite utilizar adecuadamente todos los tamaños de roca obtenidos en el banco de roca o pedrera. Por otra parte si no se desea hacer lo anterior se recomienda que la longitud total de la obra se divida en 2 a 4 zonas y cada una se diseñe para diferente altura de oleaje. Dicho oleaje se considera casi siempre rompiente, excepto en el primer tramo que incluye el morro, ya que ahí el oleaje podrá romper o no romper.

El diseño final de una escollera se deberá hacer una vez que se conozca la distribución aproximada de los tamaños de roca que se obtienen de la piedra, cuando ella se explote para obtener el máximo tamaño requerido. Téngase en cuenta que en un buen banco de roca solo el 15 al 20 por ciento del volumen total logra tener el tamaño máximo deseado y todo el resto son tamaños menores y rezaga. Conocida la distribución de tamaños de la roca

se busca la combinación del número de tramos y longitud de los mismos con sección transversal constante, hasta lograr el aprovechamiento máximo del banco. Este procedimiento permite una mayor economía en el costo de la obra.

Como cada zona en que se dividió la escollera tiene tamaño diferente de roca, y esos tamaños aumentan del arranque hacia el morro, también aumentará la elevación de la corona en esa dirección y el último tramo será el más elevado.

Tomando en cuenta lo anterior el peso de los elementos de cada zona de la sección transversal puede variar dentro de ciertos límites; en la tabla I.15 se indican los diferentes rangos de valores en el peso de ellos.

TABLA I.15 Graduación de tamaños (cero)

| Capa o zona | Peso teórico                              | Pesos reales comprendidos entre           |
|-------------|---|---|
| Coraza      | $W$                                       | $(1.25 \text{ y } 0.75)W$                 |
|             | $\frac{W}{2}$                             | $(1.25 \text{ y } 0.75)\frac{W}{2}$       |
| Secundaria  | $\frac{W}{10}$                            | $(1.30 \text{ y } 0.70)\frac{W}{10}$      |
|             | $\frac{W}{20}$                            | $(1.30 \text{ y } 0.70)\frac{W}{20}$      |
| Núcleo      | $\frac{W}{200} \text{ y } \frac{W}{4000}$ | $\frac{W}{400} \text{ y } \frac{W}{4000}$ |
|             | $\frac{W}{400} \text{ y } \frac{W}{6000}$ | $\frac{W}{400} \text{ y } \frac{W}{6000}$ |

#### B. Diseño de la sección transversal

Para dimensionar la sección transversal debe tomarse en cuenta los siguientes factores.

### B.1 Ancho de la corona

El ancho mínimo constructivo de la corona (fig I.73), tanto de la coraza como de la capa secundaria, se determina mediante

$$B = n K_{\Delta} \left( \frac{W}{\gamma_s} \right)^{1/3} \quad (\text{I.194})$$

donde

$n$  número de elementos; el máximo recomendado es de 3

$K_{\Delta}$  coeficiente de capa; se obtiene de la tabla I.16

$W$  peso de un elemento en la corona, en kgf. Se calcula con la ec I.193

$\gamma_s$  peso específico del elemento, en kgf/m<sup>3</sup>

El cociente  $W/\gamma_s$  es el volumen de un elemento.

TABLA I.16 Coeficientes de capa y porosidades de varios tipos de elementos de coraza

| Elemento de coraza      | n  | Colocación | Coefficiente de capa $K_{\Delta}$ | Porosidad (P), en porcentaje |
|-------------------------|----|------------|-----------------------------------|------------------------------|
| Roca de cantera(lisa)   | 2  | Volteo     | 1.02                              | 38                           |
| Roca de cantera(rugosa) | 2  | Volteo     | 1.15                              | 37                           |
| Roca de cantera(rugosa) | >3 | Volteo     | 1.10                              | 40                           |
| Cubo modificado         | 2  | Volteo     | 1.10                              | 47                           |
| Tetrápodo               | 2  | Volteo     | 1.04                              | 50                           |
| Quadripodo              | 2  | Volteo     | 0.95                              | 49                           |
| Hexápodo                | 2  | Volteo     | 1.15                              | 47                           |
| Tribar                  | 2  | Volteo     | 1.02                              | 54                           |
| Dolos                   | 2  | Volteo     | 1.00                              | 63                           |
| Tribar                  | 1  | Uniforme   | 1.13                              | 47                           |



El ancho de la coraza siempre queda definido por la ec I.194 mientras que el de la capa secundaria queda dado por la geometría de la sección.

## B.2 Elevación de la corona

La elevación de la corona queda determinada, entre otras causas, por:

a) la necesidad de evitar el paso de la ola sobre la corona; se obtiene conociendo el alcance máximo del oleaje (ver 13.2.6), y b) el procedimiento de construcción. En la mayoría de las obras el segundo punto es el de mayor importancia y la forma de tomarlo en cuenta se describe a continuación.

La escollera se construye formando parcialmente la sección transversal de tierra hacia el mar; para ello se avanza dejando terminada la totalidad de las capas bajo un determinado nivel que puede ser la línea AA' o la línea BB' mostrada en la fig I.74. Es decir, la sección queda terminada en un primer avance hasta el nivel de la corona del núcleo o de la capa secundaria. Cualquiera que sea la línea o el nivel seleccionado quedará a una distancia  $\Delta H$  sobre el nivel de la pleamar media superior, (NPMS); el valor de  $\Delta H$  es aproximadamente igual a 0.50 m, con lo que se logra trabajar adecuadamente siempre que el oleaje sea pequeño. Sobre esa elevación se coloca una capa de rezaga que permita el tránsito del equipo de construcción.

Una vez que se ha construido la escollera en la forma indicada se procede a terminar la escollera avanzando desde el morro hacia el arranque; es decir en sentido contrario al anterior. Esa terminación consiste en la formación de la corona de la coraza o de la coraza y capa secundaria, véase la fig I.74. Antes de colocar la parte faltante, la capa de rezaga que sirvió para rodamiento deberá removerse, lo cual se logra fácilmente aplicando chorros de agua a presión.

Por lo antes mencionado, el nivel de la corona depende de la elevación de nivel de pleamar media superior, de la elevación del plano de construcción de la primera etapa (por ejemplo, la línea AA' o BB') y de los espesores de la coraza o de la coraza y capa secundaria. Así, por ejemplo, si se

escoge la línea AA' la elevación de la corona, debido al procedimiento constructivo, es igual a la elevación del nivel de pleamar máxima superior más 0.50 m de bordo libre más los espesores de la capa secundaria y de la coraza.

Cuando se desea que no pase la ola sobre la corona se calculará el alcance según lo indicado en 13.2.6, considerando el NPMS y la ola de diseño. Si la elevación de la corona, por alcance, es menor que la elevación obtenida por construcción, se selecciona esta última sección; en cambio, si la elevación para lograr alcance nulo es mayor que la obtenida por construcción, se escoge la primera, y como los espesores de la coraza y capa secundaria se respetan, el bordo libre de 0.50 cm se incrementa, ya que los niveles AA' y BB' quedan a elevaciones mayores.

### B.3 Espesor de la coraza y de la capa secundaria y número de elementos de la coraza

El espesor E, ya sea de la coraza o de la capa secundaria, se determina con una ecuación semejante a la I.194, pero en la que n ahora es el número de capas, que forman al espesor y que generalmente es igual a 2.

$$E = n K_{\Delta} \left( \frac{W}{\gamma_s} \right)^{1/3} \quad (I.195)$$

El número de elementos en un área A del talud está dado por

$$N = n K_{\Delta} \left( 1 - \frac{P}{100} \right) \left( \frac{\gamma_s}{W} \right)^{2/3} A \quad (I.196)$$

donde

N número de elementos

A área de la capa; generalmente se escoge un área unitaria de 10 a 100 m<sup>2</sup>

n número de elementos que forman la capa

P porosidad en porcentaje, se obtiene de la tabla I.16

W peso de los elementos que forman la coraza (ec I.193)

### C. Núcleo

Está formado con roca y rezaga que no tiene el peso necesario para ser elemento de coraza o de la capa secundaria y se obtiene de la cantera al extraer los elementos para la coraza.

En las figs I.74 y I.75 se ha indicado el peso de los elementos del núcleo en función del peso de los de la coraza. El talud de diseño de las escolleras siempre es mayor que el de reposo del material cuando está sumergido, y por tanto el talud de diseño debe darse con el equipo de construcción. Sin embargo cuando una escollera o rompeolas se construye bajo la acción de fuerte oleaje, el talud de reposo del núcleo puede ser mayor que el de diseño, y el material del núcleo tiende a desparramarse; si esto último ocurre deberá aumentarse el tamaño medio de los elementos del núcleo hasta lograr el talud de diseño.

### D. Coraza con elementos prefabricados

Cuando la roca necesaria para la coraza tiene un peso excesivo o no hay cantera de la cual se queda obtener esos tamaños se utilizan con ventaja elementos prefabricados de concreto. Los más utilizados son los tetrápodos, doloses y cubos, aunque estos últimos resulten casi tan pesados como las rocas que sustituyen.

El peso de un elemento, se calcula con la ec I.193 y el coeficiente  $K_D$  que interviene en ella para estos y otros elementos artificiales se indica en la tabla I.13 o I.14, según sea el caso. En las figs I.76 a I.78 se muestra la geometría de los elementos mencionados, sus dimensiones y volumen en función del peso deseado; así como los espesores de la coraza formada por dos capas y el número de elementos por cada  $10 \text{ m}^2$  de área de la capa.

Cuando se utilizan estos elementos, el peso de la roca en la capa secundaria debe ser igual a  $W/5$ , siendo  $W$  el peso de los elementos artificiales empleados, los que generalmente son dos o cuatro veces menos pesados que

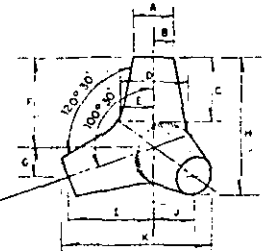
| Volumen de un elemento, en m <sup>3</sup> |       |       |       |       |       |       |        |        |        |        |  |
|---|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|--|
| 0.202                                     | 0.405 | 0.809 | 2.023 | 4.045 | 6.068 | 8.090 | 10.113 | 12.136 | 14.158 | 16.181 |  |

| peso específico del concreto, en kg/m <sup>3</sup> | Peso de un elemento, en ton <sup>1</sup> |      |      |      |       |       |       |       |       |       |       |
|--|--|------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
|  | 2242.600                                 | 0.50 | 1.00 | 2.00 | 5.00  | 10.00 | 15.00 | 20.00 | 25.00 | 30.00 | 35.00 |
| 2396.512   | 0.53                                     | 1.07 | 2.14 | 5.34 | 10.68 | 16.02 | 21.36 | 26.70 | 32.04 | 37.38 | 42.71 |
| 2501.126   | 0.56                                     | 1.11 | 2.23 | 5.57 | 11.14 | 16.71 | 22.29 | 27.86 | 33.43 | 39.00 | 44.57 |
| 2597.323   | 0.58                                     | 1.16 | 2.31 | 5.79 | 11.57 | 17.36 | 23.14 | 28.93 | 34.71 | 40.50 | 46.29 |

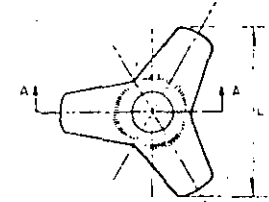
| Espesor medio de una capa con dos elementos colocados al azar, en m |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |  |
|---|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--|
| 1.222   | 1.539 | 1.939 | 2.630 | 3.313 | 3.794 | 4.176 | 4.499 | 4.779 | 5.032 | 5.251 |  |

| Número de elementos por cada 100 m <sup>2</sup> (una capa con dos elementos colocados al azar) |        |        |       |       |       |       |       |       |       |       |  |
|--|--------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--|
| 301.61   | 190.00 | 119.68 | 65.04 | 40.86 | 31.24 | 25.86 | 22.28 | 19.81 | 17.80 | 16.34 |  |

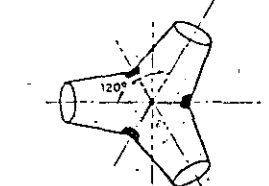
| Variable | Dimensiones del elemento, en m |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|----------|--------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| A        | 0.271                          | 0.341 | 0.430 | 0.582 | 0.735 | 0.841 | 0.926 | 0.997 | 1.060 | 1.116 | 1.167 |
| B        | 0.134                          | 0.171 | 0.213 | 0.289 | 0.366 | 0.421 | 0.463 | 0.487 | 0.530 | 0.558 | 0.582 |
| C        | 0.427                          | 0.539 | 0.679 | 0.920 | 1.161 | 1.329 | 1.463 | 1.576 | 1.676 | 1.765 | 1.844 |
| D        | 0.421                          | 0.530 | 0.671 | 0.902 | 1.146 | 1.310 | 1.442 | 1.554 | 1.652 | 1.737 | 1.817 |
| E        | 0.210                          | 0.265 | 0.335 | 0.454 | 0.573 | 0.655 | 0.722 | 0.777 | 0.826 | 0.869 | 0.908 |
| F        | 0.576                          | 0.725 | 0.914 | 1.243 | 1.567 | 1.792 | 1.972 | 2.124 | 2.259 | 2.377 | 2.487 |
| G        | 0.192                          | 0.241 | 0.305 | 0.415 | 0.521 | 0.597 | 0.658 | 0.707 | 0.753 | 0.792 | 0.829 |
| H        | 0.896                          | 1.131 | 1.423 | 1.932 | 2.435 | 2.786 | 3.069 | 3.304 | 3.511 | 3.697 | 3.865 |
| I        | 0.543                          | 0.686 | 0.863 | 1.170 | 1.475 | 1.689 | 1.859 | 2.003 | 2.128 | 2.240 | 2.344 |
| J        | 0.271                          | 0.341 | 0.429 | 0.585 | 0.738 | 0.844 | 0.930 | 1.000 | 1.064 | 1.119 | 1.170 |
| K        | 0.978                          | 1.231 | 1.551 | 2.106 | 2.655 | 3.039 | 3.344 | 3.603 | 3.828 | 4.032 | 4.215 |
| L        | 1.079                          | 1.356 | 1.710 | 2.323 | 2.926 | 3.341 | 3.685 | 3.868 | 4.218 | 4.441 | 4.642 |



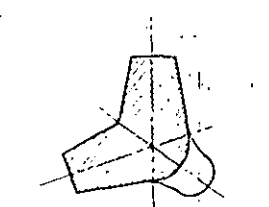
FRONTAL



PLANTA



PLANTA INFERIOR



SECCION A-A

Nota: Datos obtenidos de tetrápodos utilizados en modelos del Waterways Experiment Station

Volumen de un elemento =  $0.28 H^3$

donde: A = 0.302 H      B = 0.215 H  
 B = 0.151 H      H = dimensión base  
 C = 0.477 H      I = 0.606 H

D = 0.470 H      J = 0.303 H  
 E = 0.235 H      K = 1.091 H  
 F = 0.644 H      L = 1.201 H

Espesor de una capa (2 elementos) = 1.361 H

FIG. I.76 Dimensiones de tetrápodos, según el CERC

| Volumen de un elemento, en m <sup>3</sup> |       |       |       |       |       |       |        |        |        |        |  |
|---|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|--|
| 0.202                                     | 0.405 | 0.809 | 2.033 | 4.045 | 6.068 | 8.090 | 10.113 | 12.136 | 14.158 | 16.181 |  |

| Peso específico del concreto, en kgf/m <sup>3</sup> | Peso de un elemento, en ton |      |      |      |       |       |       |       |       |       |       |
|---|-----------------------------|------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
|   | 2242.600                    | 0.50 | 1.00 | 2.00 | 5.00  | 10.00 | 15.00 | 20.00 | 25.00 | 30.00 | 35.00 |
| 2396.912  | 0.53                        | 1.07 | 2.14 | 5.34 | 10.68 | 16.02 | 21.36 | 26.70 | 32.04 | 37.38 | 42.71 |
| 2501.126  | 0.56                        | 1.11 | 2.23 | 5.57 | 11.14 | 16.71 | 22.29 | 27.86 | 33.43 | 39.00 | 44.57 |
| 2597.323  | 0.58                        | 1.16 | 2.31 | 5.79 | 11.57 | 17.36 | 23.14 | 28.93 | 34.71 | 40.50 | 46.29 |

| Número de elementos por cada 100 m <sup>2</sup> (una capa con dos elementos colocados al azar) |        |       |       |       |       |       |       |       |       |       |  |
|--|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--|
| 240.00   | 112.50 | 95.27 | 51.78 | 32.62 | 24.87 | 20.56 | 17.65 | 15.72 | 14.10 | 12.92 |  |

| Espesor medio de una capa con dos elementos colocados al azar, en m |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |  |
|---|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--|
| 1.097   | 1.402 | 1.737 | 2.377 | 2.987 | 3.413 | 3.933 | 4.054 | 4.328 | 4.541 | 4.755 |  |

| Variable | Dimensiones del elemento, en m |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|----------|--------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| A        | 0.216                          | 0.271 | 0.344 | 0.466 | 0.588 | 0.671 | 0.741 | 0.796 | 0.847 | 0.880 | 0.883 |
| B        | 0.344                          | 0.436 | 0.548 | 0.744 | 0.939 | 1.073 | 1.183 | 1.274 | 1.353 | 1.426 | 1.490 |
| C        | 1.082                          | 1.362 | 1.716 | 2.329 | 2.935 | 3.359 | 3.697 | 3.987 | 4.234 | 4.456 | 4.660 |
| D        | 0.061                          | 0.076 | 0.087 | 0.131 | 0.168 | 0.189 | 0.210 | 0.226 | 0.241 | 0.283 | 0.265 |

Nota: La forma y dimensiones fueron obtenidas en modelos; el inventor recomienda  $0.32 C < B < 0.36 C$  dependiendo del peso de los elementos.

Volumen de un elemento =  $0.16 C^3$

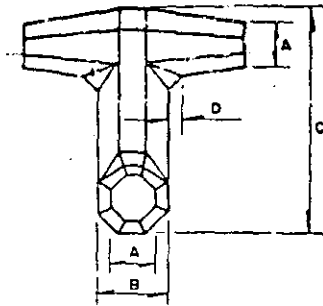
$B = 0.32 C$

$D = 0.057 C$

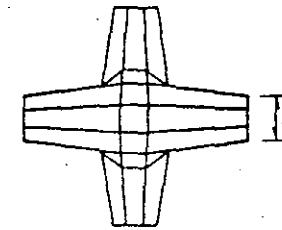
donde:  $A = 0.20 C$

$C =$  dimensión mayor

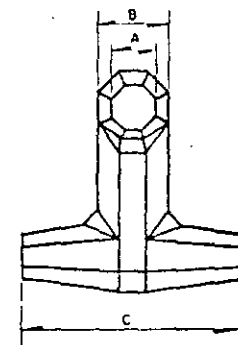
Espesor de una capa (2 elementos) =  $1.020 C$



FRONTAL



PLANTA



PERFIL

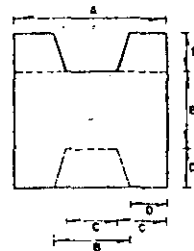
A.I  
17

FIG. I.77 Dimensiones de dolos, según el CERC

2.13.174

| Volumen de un elemento, en m <sup>3</sup> |       |       |       |       |       |       |        |        |        |        |  |
|---|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|--|
| 0.202                                     | 0.405 | 0.809 | 2.023 | 4.065 | 6.068 | 8.090 | 10.113 | 12.136 | 14.158 | 16.181 |  |

| peso específico de concreto, en kgf/m <sup>3</sup> | Peso de un elemento, en ton |      |      |      |       |       |       |       |       |       |       |
|--|-----------------------------|------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
|  | 2242.600                    | 0.50 | 1.00 | 2.00 | 5.00  | 10.00 | 15.00 | 20.00 | 25.00 | 30.00 | 35.00 |
| 2396.912   | 0.53                        | 1.07 | 2.14 | 5.34 | 10.68 | 16.02 | 21.36 | 26.70 | 32.04 | 37.36 | 42.71 |
| 2501.126   | 0.56                        | 1.11 | 2.23 | 5.57 | 11.14 | 16.71 | 22.29 | 27.86 | 33.43 | 39.00 | 44.57 |
| 2597.323   | 0.58                        | 1.16 | 2.31 | 5.79 | 11.57 | 17.36 | 23.14 | 28.93 | 34.71 | 40.50 | 46.29 |



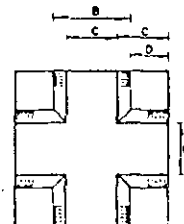
FRONTAL

| Espesor medio de una capa de un elemento colocado uniformemente, en m |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |  |
|---|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--|
| 0.658   | 0.829 | 1.042 | 1.417 | 1.786 | 2.042 | 2.249 | 2.423 | 2.573 | 2.710 | 2.832 |  |

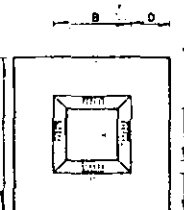
| Espesor medio de una capa con dos elementos colocados al azar, en m |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |  |
|---|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--|
| 1.292   | 1.628 | 2.051 | 2.783 | 3.505 | 4.011 | 4.417 | 4.758 | 5.057 | 5.322 | 5.566 |  |

| Número de elementos por cada 100 m <sup>2</sup> (capa de un elemento colocado uniformemente) |        |       |       |       |       |       |       |       |       |       |  |
|--|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--|
| 237.11   | 149.36 | 94.09 | 51.13 | 32.12 | 24.55 | 20.36 | 17.51 | 15.57 | 14.00 | 12.85 |  |

| Número de elementos por cada 100 m <sup>2</sup> (una capa con dos elementos colocados al azar) |        |        |       |       |       |       |       |       |       |       |  |
|--|--------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--|
| 338.14   | 213.00 | 134.18 | 72.92 | 45.81 | 35.02 | 29.00 | 24.97 | 22.22 | 19.95 | 18.32 |  |



PLANTA



PLANTA INFERIOR

| Variable | Dimensiones del elemento, en m |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|----------|--------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| A        | 0.637                          | 0.802 | 1.012 | 0.305 | 1.728 | 1.978 | 2.179 | 2.347 | 2.493 | 2.624 | 2.746 |
| B        | 0.320                          | 0.402 | 0.509 | 0.689 | 0.869 | 0.994 | 1.094 | 1.180 | 1.253 | 1.320 | 1.378 |
| C        | 0.213                          | 0.268 | 0.338 | 0.460 | 0.579 | 0.664 | 0.728 | 0.786 | 0.835 | 0.878 | 0.820 |
| D        | 0.158                          | 0.201 | 0.253 | 0.341 | 0.430 | 0.494 | 0.543 | 0.585 | 0.622 | 0.652 | 0.683 |

Nota: Datos obtenidos de cubos modificados utilizados en modelos del Waterways Experiment Station.

Volumen de un elemento = 0.781 A<sup>3</sup>

donde: A = ancho del cubo      C = 0.335 A  
 B = 0.502 A                    D = 0.249 A

Espesor de una capa (2 elementos colocados al azar) = 1.03 A

FIG. I.78 Dimensiones del cubo modificado, según el CERC

si se utilizará roca. El núcleo se construye con elementos cuyo peso varía de  $W/100$  a  $W/1000$ .

#### D.1 Aspecto económico

Al emplear elementos prefabricados se debe analizar el costo de la construcción de la obra tomando en cuenta, entre otros factores, costo de las cimbras (grado de dificultad, número de piezas, etc.), colado de los elementos, su almacenaje y colocación posterior en la escollera con todas las maniobras de carga y descarga. Ese costo debe obtenerse para los elementos con peso  $W$  de diseño y para otros tamaños mayores.

Cuanto mayores son los elementos, menor número de ellos son necesarios y se reducen costos por requerirse menos cimbra y menos maniobras, pero puede incrementarse el consumo de concreto y por tanto de cemento. Existe un tamaño óptimo de elementos con peso mayor que el  $W$  teórico calculado con la ec I.193 que hace la obra más económica. Ese tamaño es el que debe usarse. Así por ejemplo los doloses utilizados en las escolleras de la Planta Nucleoeléctrica de Laguna Verde, Ver., tienen un peso de 8 ton que es 3 veces mayor que el obtenido teóricamente durante el diseño.

#### E. Aspectos constructivos

Además de las recomendaciones de carácter constructivo citadas en los puntos anteriores conviene tener en cuenta lo siguiente:

1. Los delantales no se deben surpimir por ningún motivo y debe haber una inspección cuidadosa y permanente para que queden bien contruidos.
2. Siempre que se pare el avance de la escollera y se tenga la presencia de oleaje fuerte, se debe colocar material de la capa secundaria cubriendo todo el frente de avance para evitar que quede expuesto el material del núcleo. Posteriormente se sigue el avance colocando material del núcleo sin remover la capa de material grueso que se colocó.

## F. Localización en planta

El desarrollo y localización en planta de rompeolas y escolleras toma en cuenta el espacio que se desea lograr como recinto protegido, la batimetría de la costa, la dirección de los oleajes más frecuentes y más intensos denominados reinante y dominante respectivamente, las zonas en que se desea protección completa (es decir calma absoluta) y además la interacción de la obra con las corrientes y el transporte litoral. Este último punto conviene siempre estudiarlo en un modelo marítimo, véase el cap A.2.15.

Para proteger obras de toma de plantas termoeléctricas, las escolleras deben situarse de tal forma que se logre el máximo amortiguamiento del oleaje frente a la casa de bombas y que la entrada de arena no sea franca. Si no se puede evitar completamente la entrada de arena se deberá dejar espacio para que esta se deposite y manobre el equipo de dragado.

En grandes obras se deberá estudiar la mejor localización de las escolleras y rompeolas en un modelo hidráulico que puede ser distorsionado de fondo fijo o móvil. Una vez definida su localización se podrá estudiar su agitación interior en un modelo marítimo de fondo fijo sin distorsión (cap A.2.15).

Cuando las escolleras se construyen para mantener una profundidad de navegación en la boca de un río o laguna, conviene que sean paralelas conservando entre ellas el ancho del río y llegando sus extremos, de preferencia, hasta la línea batimétrica que coincida con el nivel del fondo del canal de navegación.

Cuando las escolleras se construyen solo para mantener abierta la boca de una laguna litoral, se pueden trazar convergiendo de tierra hacia el mar y dejando entre sus morros una separación igual al ancho del canal de comunicación que hay entre el mar y la laguna.



Se recomienda que la separación en el arranque sea igual a 2 o 3 veces el ancho del canal de comunicación. Esa geometría permite que parte de la arena que entre frente a las escolleras se deposite entre ellas, sin entrar hasta el interior de la laguna.

### 13.5.3.2 Diseño de espigones

Los espigones sirven para proteger playas contra la acción erosiva de las corrientes litorales y del oleaje. Con ellos se pueden estabilizar playas ya sea para protección de la costa o para atractivo turístico.

Los espigones son pequeñas barreras que se construyen, por lo general, perpendiculares a la costa y van desde el pie de las dunas hasta un batimétrica entre -2.00 y -4.00 m. Otros se construyen formando un ángulo con la línea de costa, cuando el oleaje reinante y dominantes generalmente llega de una sola dirección (ver 13.7.5.1). También se construyen separados de la costa y paralelos a ella desplantándolos a una profundidad entre -2.00 y -4.00 m con lo que se tiende a formar un *tómbolo*, véase 13.6.

Los espigones perpendiculares a la línea de costa no protegen en forma definitiva a una playa contra la erosión, ya que un fuerte oleaje paralelo a la costa puede mover la arena de la playa y ponerla en la zona de rompiente (cambio de perfil de verano a invierno, ver 13.6). Una protección más permanente la producen los espigones separados y paralelos a la costa; sin embargo estos últimos son mucho más costosos y su reparación y mantenimiento es más difícil.

La línea de la playa entre espigones tiende a alinearse con los frentes de onda. En la fig I.79 se muestra la configuración general esperada de la línea de playa para un sistema de dos o más espigones. Esto es considerando un transporte litoral y un oleaje permanente de una sola dirección. En la figura  $\alpha_0$  es el ángulo que forman las ortogonales con respecto a la dirección de los espigones.

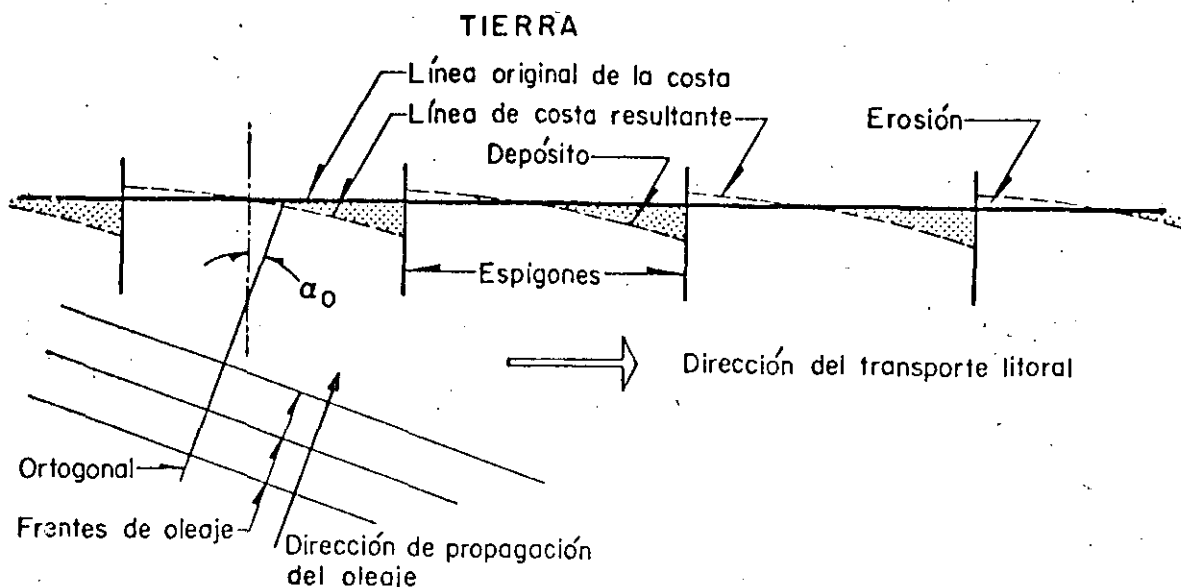
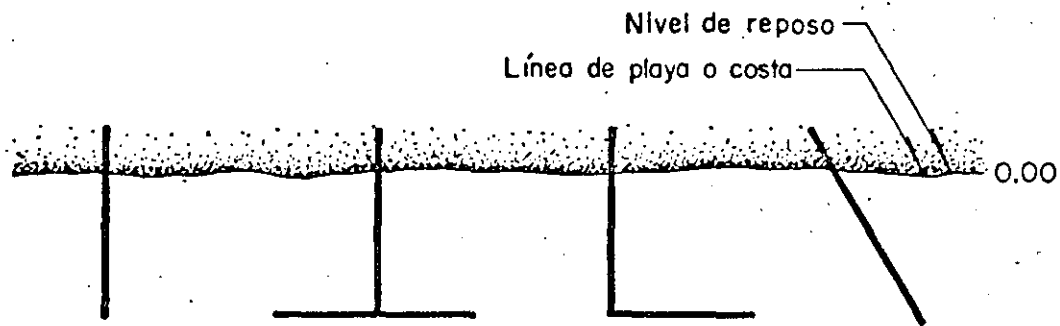


FIG. I.79 Modificaciones que sufre la línea de costa por la presencia de un sistema de espigones

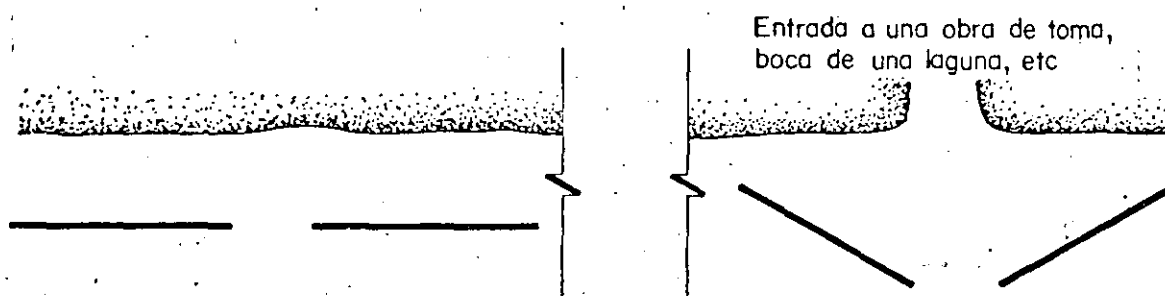
### *Tipos de espigón*

Los espigones se clasifican en permeables o impermeables, altos o bajos, y fijos o ajustables. Pueden consistir de una pantalla de madera, acero o concreto, o bien ser una barrera formada de piedra, elementos prefabricados de concreto u otros materiales. Además, pueden estar unidos o separados de la costa. Los unidos a la costa pueden colocarse perpendicularmente, y además tener forma de L o T, fig I.80a. Mientras que los separados de la costa pueden ser paralelos a ella o formar un cierto ángulo, figs I.80b y I.80c; los primeros se utilizan más en protección de playas y los segundos para estabilizar la entrada de lagunas litorales (sin navegación) o entradas de obras de toma.

Como los perpendiculares y unidos a la costa son los más utilizados y los más económicos, se utilizan con mayor frecuencia; por tanto las recomendaciones que se señalan adelante se aplican principalmente para este tipo de espigón. Los espigones separados de la costa son poco flexibles para hacerles modificaciones.



a) Espigones unidos a la costa



b) Espigones separados y paralelos a la línea de costa

c) Espigones separados e inclinados a la línea de costa

FIG. I.80 Diferentes tipos de espigones

### Dimensiones de un espigón

Sus dimensiones dependen de las fuerzas del oleaje que van a resistir, tipo de espigón, materiales con los cuales se construirá y de los métodos de construcción que se empleen; todos estos factores quedan bajo la consideración de diseño estructural. Por otra parte la longitud, perfil y espaciamiento entre espigones se obtienen del análisis del funcionamiento del conjunto tomando en cuenta, direcciones y volúmenes del transporte litoral a lo largo del año. No hay un criterio definitivo y probado para diseñar eficientemente una protección con espigones que trabaje satisfactoriamente bajo cualquier circunstancia; sin embargo, existen algunas recomendaciones obtenidas de la experiencia lograda en el diseño, operación e incluso fracaso, de varias protecciones; esas recomendaciones se resumen a continuación.

y  $K_{rr}$  es el coeficiente de estabilidad; igual a 2 para condición de oleaje rompiente y 2.5 para oleaje no rompiente

Si el oleaje es mayor de 1.50 m, el material debe ser más uniforme. Su peso,  $W$ , se calcula sustituyendo  $K_D$  en lugar de  $K_{rr}$  en la ec I.198, el que para material angular y colocado al azar vale (véase ec I.193).

$$K_D = 3.9 \text{ oleaje rompiente}$$

$$K_D = 4.5 \text{ oleaje no rompiente}$$

Las variaciones de tamaños se recomienda esté comprendida entre 1.25  $W$  y 0.75  $W$ . Como no es fácil formar tres capas como en el caso de los rompeolas, la coraza del espigón se apoya directamente sobre un núcleo cuyos elementos tienen un peso comprendido entre  $W/10$  y  $W/20$ .

Conviene colocar el espigón sobre un filtro sintético que evite el paso y movimiento ascendente de la arena del fondo. Si ese filtro no se coloca se deberán esperar asentamientos del espigón sobre todo a lo largo de la zona de rompiente.

El ancho de la corona puede obtenerse en forma semejante a la indicada para las escolleras; sin embargo como los elementos generalmente son pequeños rige el ancho mínimo constructivo, que dependerá del equipo de construcción (camiones, tractores, etc.).

#### d) Erosión

En una protección con espigones se presentan varias erosiones que conviene observar para evitarlas o dar mantenimiento oportuno a los espigones, las principales son:

- Erosión local en el lado corriente abajo de un espigón cerca del empotramiento (zona a-c de la fig I.82)

- Erosión local al pie del talud del morro debida a la acción del oleaje y corrientes
- Erosión local al pie del talud del espigón por cambio considerable del perfil de la playa
- Erosión de la playa situada corriente abajo de la zona protegida por los espigones, ya que recién construidos pueden detener casi todo el transporte litoral

#### 13.5.4 SELECCION DE LA ALTURA DE LA OLA DE DISEÑO

Para los diferentes tipos de estructuras, mencionados en los incisos 13.5.1 a 13.5.3, se requiere seleccionar las características de la ola de diseño; entre ellas, la altura es la variable que generalmente interviene en las ecuaciones mencionadas en esos incisos. A continuación se indican los valores de altura de ola que se recomienda utilizar.

- Para estructuras rígidas, como son los muros de concreto, sujetas a falla repentina se utiliza  $H_{1/100}$  asociada a un periodo de retorno entre 5 y 50 años
- Para estructuras flexibles, como son las estructuras formadas con elementos sueltos, se emplea  $H_{1/3}$  asociada a un periodo de retorno entre 5 y 50 años, dependiendo de las consecuencias de la falla y razones económicas. Si la estructura está ubicada en aguas someras, la máxima altura de la ola está limitada por la condición de rompiente.
- Para estructuras semirígidas, como son las pilas construidas de metal, que pueden ser deformadas por la acción del oleaje se utiliza  $H_{1/10}$  o  $H_{1/100}$  con periodos de retorno de 100 años
- Para el análisis de estabilidad de muros costeros (*sea wall*) se emplea  $H_{1/3}$  o  $H_{1/10}$  con periodos de retorno de 20 a 50 años

- En procesos costeros para la predicción del transporte de sedimento a lo largo de la costa se necesita calcular el porcentaje anual de excedencia de la altura media de la ola.

Para obtener cualquiera de los valores anteriormente mencionados se calcula la  $H_{1/3}$  con los métodos de predicción (incisos 13.4.2.1 y 13.4.2.2) o si se dispone de registros de oleaje con los procedimientos descritos en 13.4.2.5 y luego se obtiene, según sea el caso,  $H_{1/10}$  o  $H_{1/100}$  como se indica en él.

El periodo de la ola que se recomienda es el más frecuente que aparezca en los registros o el que corresponda al pico del espectro de energía. Si no se dispone de información se deben usar los valores calculados con los criterios indicados en 13.4.

## 13.6 PROCESOS COSTEROS

### 13.6.1 DESCRIPCION

La *costa* puede ser definida como la frontera entre el mar y la tierra. Cuando esa frontera está formada por material suelto no consolidado recibe el nombre de *playa*; dicho material es pétreo y generalmente es arena, grava o boleo.

Los procesos costeros son resultado de la interacción entre el sedimento y el oleaje principalmente, aunque hay que añadir las corrientes, mareas, vientos y batimetría. Dependiendo de ellos, las playas pueden estar en equilibrio, ya sea bajo un proceso erosivo o uno de sedimentación.

Desde el punto de vista ingenieril, los fenómenos costeros influyen en problemas como erosión de playas, destrucción de las construcciones de los caminos a la orilla del mar, azolvamiento de puertos y de la entrada a obras de toma para centrales termoeléctricas, etc.



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

CURSO: HIDRAULICA MARITIMA Y DE ESTUARIOS  
DEL 11 DE MARZO AL 3 DE JUNIO  
MEXICO, D.F.

ONDAS OCEANICAS

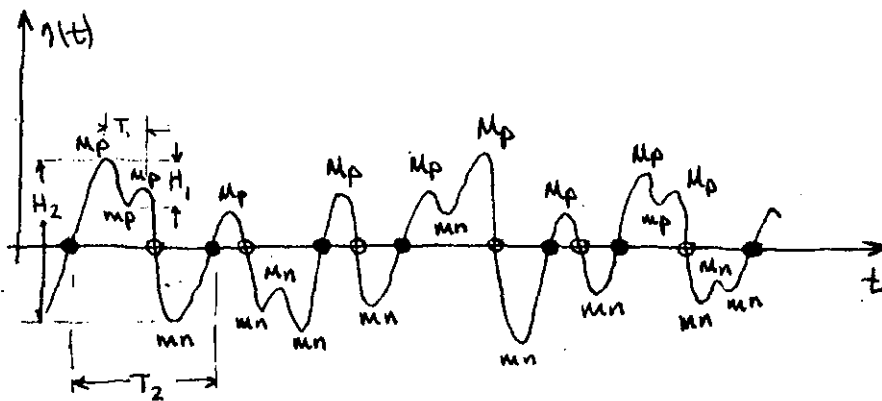
ING. OSCAR FUENTES MARILES.  
JUNIO 1985.

3. ONDAS OCEÁNICAS



Las olas generadas por el viento en realidad tienen una apariencia irregular y caótica. Cuando se dispone de un registro de la elevación de la superficie libre encima de un punto fijo en el espacio (fig 3.1) es difícil a simple vista estimar la altura y periodo de la ola.

Para definir la altura y periodo de la ola se utilizan los métodos "máximo-mínimo" y "cruce-cero"; para el primero, la altura ( $H_1$ ) es la diferencia entre dos ordenadas máxima y mínima consecutivas y el periodo ( $T_1$ ) es el intervalo de tiempo entre dos ordenadas máximas consecutivas; para el segundo, la altura de la ola ( $H_2$ ) es la máxima diferencia en ordenadas entre dos cruces hacia arriba consecutivos y el periodo ( $T_2$ ) es el intervalo de tiempo entre dichas cruces.



- $M_p$  máximo positivo
- $m_p$  mínimo positivo
- $M_n$  máximo negativo
- $m_n$  mínimo negativo
- cruce hacia arriba
- cruce hacia abajo

fig 3.1

El registro mostrado en la fig 3.1 generalmente es del orden de 10 minutos, y de él se obtiene una colección de valores tanto para la altura como para el periodo de la ola. Para encontrar un valor representativo de estos valores se recurre a un análisis estadístico conocido con el nombre de corta duración. Asimismo existe un enfoque estadístico que abarca colecciones de valores por varios años denominado de largo plazo.



### 3.1 Estadística de corto plazo.

#### 3.1.1. Análisis de Fourier

Considere una función  $x(t)$  continua en el intervalo  $-T_1 < t < T_1$ , la cual se multiplica por la función  $\cos(2\pi ft)$  y  $\sin(2\pi ft)$ , si además se plantean las integrales de estos productos se obtiene

$$\int_{-T_1}^{T_1} x(t) \cos(2\pi ft) dt$$

$$\int_{-T_1}^{T_1} x(t) \sin(2\pi ft) dt$$

como el valor de la integral depende del valor asignado a  $f$ , se afirma que ellas son funciones de  $f$ , así

$$\tilde{X}_1(f) = \int_{-T_1}^{T_1} x(t) \cos(2\pi ft) dt \quad (1)$$

$$\tilde{X}_2(f) = \int_{-T_1}^{T_1} x(t) \sin(2\pi ft) dt \quad (2)$$

recordando que

$$z = a + bi \quad ; \quad i = \sqrt{-1}$$

$$z = r \operatorname{cis} \theta = r(\cos \theta + i \sin \theta)$$

$$r = \sqrt{a^2 + b^2}$$

$$\theta = \operatorname{ang} \tan \frac{b}{a}$$

$$z = r e^{i\theta} \quad ; \quad \theta \text{ en radianes}$$

$$z^* = a - bi \quad ; \quad \text{es el conjugado de } z = a + bi$$

$$z^* = r e^{-i\theta}$$

$$e^{-i\theta} = \cos \theta - i \sin \theta \quad (3)$$

de modo que

si se propone la variable compleja

$$\tilde{X}(f) = \tilde{X}_1(f) - i \tilde{X}_2(f) \quad (4)$$

Al sustituir (1) y (2) en (4)

$$\tilde{X}(f) = \int_{-T_1}^{T_1} x(t) \cos 2\pi f t \, dt - i \int_{-T_1}^{T_1} x(t) \sin 2\pi f t \, dt$$

$$\tilde{X}(f) = \int_{-T_1}^{T_1} x(t) [\cos 2\pi f t - i \sin 2\pi f t] \, dt$$

$$\tilde{X}(f) = \int_{-T_1}^{T_1} x(t) e^{-i 2\pi f t} \, dt$$

si  $T_1 \rightarrow \infty$

$$\boxed{X(f) = \int_{-\infty}^{\infty} x(t) e^{-i 2\pi f t} \, dt} \quad (5)$$

esta función se conoce con el nombre de la Transformada de Fourier de  $x(t)$ .

Se puede demostrar que a ella le corresponde una función inversa, conocida como antitransformada de Fourier, dada como

$$\boxed{x(t) = \int_{-\infty}^{\infty} X(f) e^{i 2\pi f t} \, df} \quad (6)$$

Notese que mediante la ec. 5 se "cambia a  $x(t)$ " al dominio de la frecuencia  $f$  y que por medio de (6) se "regresa" a  $X(f)$  al dominio del tiempo  $t$ .

La transformada de Fourier posee una serie de propiedades muy interesantes por la utilidad que implica manejarlas en hidráulica marítima.

### 3.1.2 Función de autocovariancia.

#### ★ Consideraciones sobre el ajuste a una recta.

Sea el conjunto de puntos  $P$  con coordenadas  $(X_i, Y_i)$ , si se obtiene

$$x_i = X_i - \bar{X}$$

$$y_i = Y_i - \bar{Y}$$

siendo

$$\bar{X} = \frac{\sum X_i}{N} \quad \text{y} \quad \bar{Y} = \frac{\sum Y_i}{N} \quad ; N \text{ es el número de puntos } P$$

se puede plantear el ajuste a una línea recta de  $(x_i, y_i)$ . Si se define como error a la distancia entre  $y_i$  y  $mx_i$  (fig 3.2) se tiene que

$$e = y_i - mx_i$$

A efecto de tener un buen ajuste a la línea recta es deseable que la suma de los cuadrados de los errores sea lo más pequeña posible; esto último se logra si se hace mínima tal suma, es decir, si

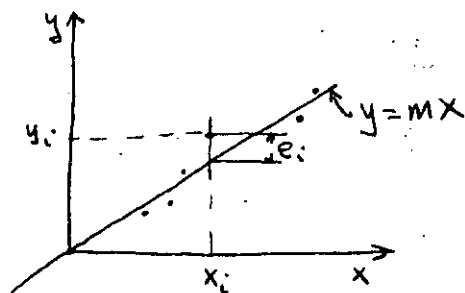


fig 3.2

$$S = \sum e_i^2 = \sum (y_i - mx_i)^2 \quad \dots (7)$$

$S$  será mínima si

$$\frac{\partial S}{\partial m} = 0 \quad \dots (8)$$

de modo que al sustituir (7) en (8) se obtiene

$$\frac{\partial S}{\partial m} = 2 \sum (y_i - mx_i) (-x_i) = 0$$

$$= \sum (y_i - mx_i) (x_i) = 0$$

por tanto

$$m = \frac{\sum x_i y_i}{\sum x_i^2} \quad \dots (9)$$

Por otra parte, al desarrollar el cuadrado de la ec. 7

$$\sum e_i^2 = \sum y_i^2 - 2m \sum x_i y_i + m^2 \sum x_i^2 \quad \dots (10)$$

Al sustituir (9) en (10)

$$\begin{aligned}\sum e_i^2 &= \sum y_i^2 - 2 \left[ \frac{\sum x_i y_i}{\sum x_i^2} \right] \sum x_i y_i + \left[ \frac{\sum x_i y_i}{\sum x_i^2} \right]^2 \sum x_i^2 \\ &= \sum y_i^2 - \frac{\sum x_i y_i^2}{\sum x_i^2} \\ &= \sum y_i^2 \left[ 1 - \frac{(\sum x_i y_i)^2}{\sum x_i^2 \sum y_i^2} \right] \quad \dots (11)\end{aligned}$$

recordando que, la variancia de  $x$ ,  $y$  y  $e$  es

$$\text{var}(x) = S_x^2 = \frac{\sum x^2}{N}$$

$$\text{var}(y) = S_y^2 = \frac{\sum y^2}{N}$$

$$\text{var}(e) = S_e^2 = \frac{\sum e^2}{N}$$

ya que su media es cero como se planteo en un principio de estas consideraciones. Por lo que al dividir entre  $N$  en la ec(11)

$$\frac{\sum e_i^2}{N} = \frac{\sum y_i^2}{N} \left[ 1 - \frac{\frac{(\sum x_i y_i)^2}{N^2}}{\frac{\sum x_i^2}{N} \frac{\sum y_i^2}{N}} \right]$$

así

$$S_e^2 = S_y^2 (1 - r_{xy}^2) \quad \dots (12)$$

siendo

$$r_{xy} = \frac{\sum x_i y_i}{\sqrt{\sum x_i^2 \sum y_i^2}} \quad \dots (13)$$

el llamado coeficiente de correlación.

Se conoce como covariancia de  $x$  y  $y$  a

$$C_{xy} = \frac{\sum x_i y_i}{N} \quad \dots (14)$$

De (12) se puede ver que si  $r_{xy} = 0$ ,  $S_e^2 = S_y^2$  y la variancia de los errores es del orden de la de  $y$ , por lo que no hay una relación lineal entre  $x_i$  y  $y_i$ . Si por el contrario  $r_{xy} = \pm 1$  el valor de la variancia de los errores es nulo y se tiene un ajuste perfecto.

### 3.1.3 Función de densidad espectral.

En ocasiones es de utilidad relacionar los valores de un mismo conjunto  $x_i$  consigo mismo, es decir, por ejemplo plantear el ajuste a una línea recta de los valores  $x_i$  con los de  $x_{i+m}$ , con lo cual se obtiene que la función de covariancia es

$$R(\tau) = R(m\Delta t) = \frac{1}{N-m} \sum x_i x_{i+m}$$

en estas condiciones a  $R(\tau)$  se le llama función de autocovariancia de orden  $\tau$ .

Volviendo al registro de elevaciones de superficie libre, se puede escoger de él un conjunto de valores a un cierto intervalo de tiempo constante  $\Delta t$ , así

$$x(\Delta t), x(2\Delta t), x(3\Delta t), \dots, x(j\Delta t), \dots, x(N\Delta t), \dots$$

y entonces plantear la función de autocorrelación

$$R(\tau) = \frac{1}{2N-m} \sum_{j=N-m}^{j=N} x(t_j) x(t_j + \tau) \quad \dots (15)$$

$$\begin{aligned} \text{donde } t_j &= j\Delta t \\ \tau &= m\Delta t \end{aligned}$$

Si el tiempo  $T$  en que se tomó a  $x(t)$  aumenta a infinito

$$R_{xx}(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} R(\tau)$$

por lo que

$$R_{xx}(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_{-\frac{T}{2}}^{\frac{T}{2}} x(t) x(t + \tau) dt \quad \dots (16)$$

Se define como FUNCION DE DENSIDAD ESPECTRAL de  $x(t)$  a la transformada de Fourier de  $R_{xx}(\tau)$ , es decir

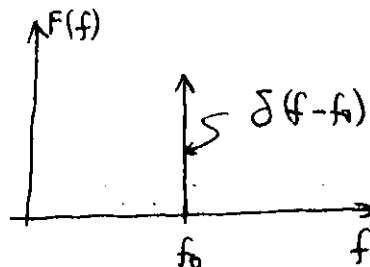
$$S_{xx}(f) = \int_{-\infty}^{\infty} R_{xx}(\tau) e^{-i2\pi f\tau} d\tau \quad \dots (17)$$

La definición anterior posee también algunas propiedades muy útiles.

Otra definición de utilidad es la de la función impulso  $\delta$

$$\delta(f-f_0) = \begin{cases} 0 & \text{cuando } f \neq f_0 \\ \infty & \text{cuando } f = f_0 \end{cases}$$

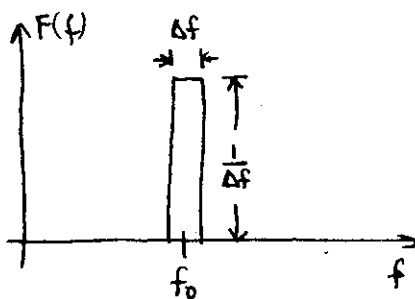
$$\int_{-\infty}^{\infty} \delta(f-f_0) df = \int_{-\epsilon}^{\epsilon} \delta(f-f_0) df = 1$$



definición matemática.

fig 3.3

En forma práctica, la función impulso esta dada como



$$\text{área} = \Delta f \left( \frac{1}{\Delta f} \right) = 1 \quad \checkmark$$

fig 3.4

Con las ideas anteriores se ocurre encontrar la función de densidad espectral para  $x(t) = a_1 \cos(2\pi f_1 t + \phi_1)$ .

si  $x(t) = a_1 \cos(2\pi f_1 t + \phi_1)$  se puede ver que

$$R_{xx}(\tau) = \frac{1}{T} \int_{-\infty}^{\infty} x(t) x(t+\tau) dt = \frac{a_1^2}{2} \cos 2\pi f_0 \tau$$

$$\text{y que } S_{xx}(f) = \int_{-\infty}^{\infty} R_{xx}(\tau) e^{-i2\pi f \tau} d\tau = \int_{-\infty}^{\infty} \left( \frac{a_1^2}{2} \cos 2\pi f_0 \tau \right) e^{-i2\pi f \tau} d\tau$$

$$S_{xx}(f) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{a_1^2}{4} \left[ \delta(f-f_0) + \delta(f+f_0) \right]$$

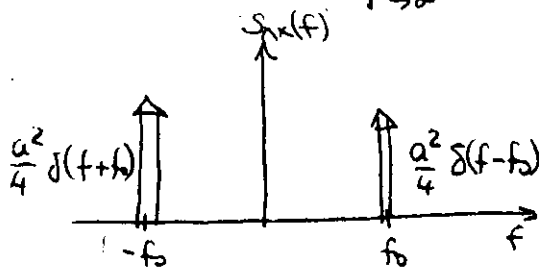


fig 3.4

En la práctica se interpreta como

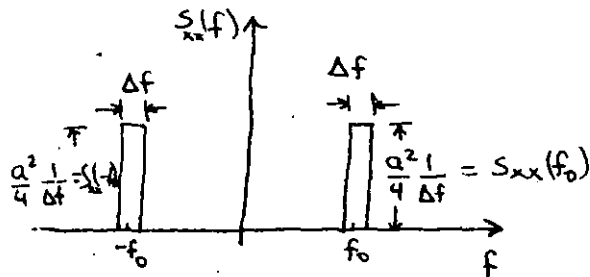


fig 3.5

Si ahora se considera

$$x(t) = a_1 \sin(2\pi f_1 t + \phi_1) + a_2 \sin(2\pi f_2 t + \phi_2) + a_3 \sin(2\pi f_3 t + \phi_3)$$

por las propiedades de linealidad de la transformada de Fourier se puede demostrar que la función de densidad espectral de  $x(t)$  (en forma práctica) es

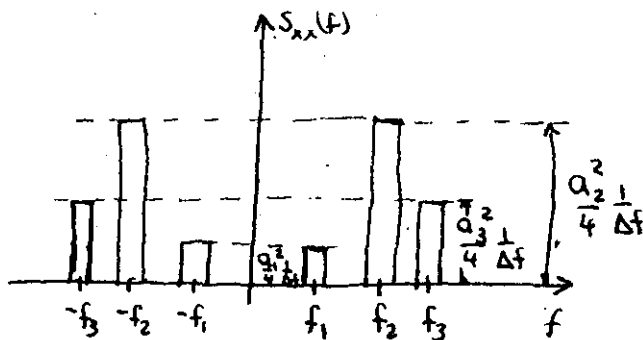


fig 3.6

Lo anterior, permite ver que en cada lado se tienen 3 barritas, porque se tienen 3 componentes (3 sumandas), cada barrita está centrada en una frecuencia conocida  $f_1, f_2$  ó  $f_3$ , su altura es  $\frac{a_i^2}{4} \frac{1}{\Delta f}$  lo cual demuestra que tal altura es función de la amplitud.

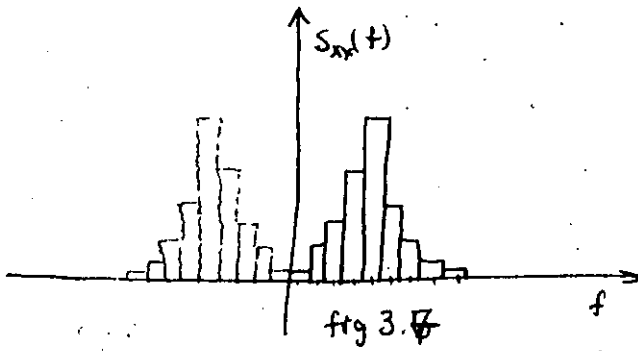
Todo lo anterior es importante porque cuando de un registro  $x(t)$  irregular se ha encontrado su función de densidad espectral, se puede plantear que el registro  $x(t)$  se ~~pueda~~ como

$$x(t) = r(t) = \sum_{i=1}^{N_G} a_i \cos(2\pi f_i t + \phi_i) \quad (8)$$

pero:

- ¿cuántos sumandos se deben considerar?
- ¿cuáles deben ser los valores de  $a_i$ ?
- ¿cuáles deben ser los valores de  $f_i$ ?
- ¿cuáles deben ser los valores de  $\phi_i$ ?

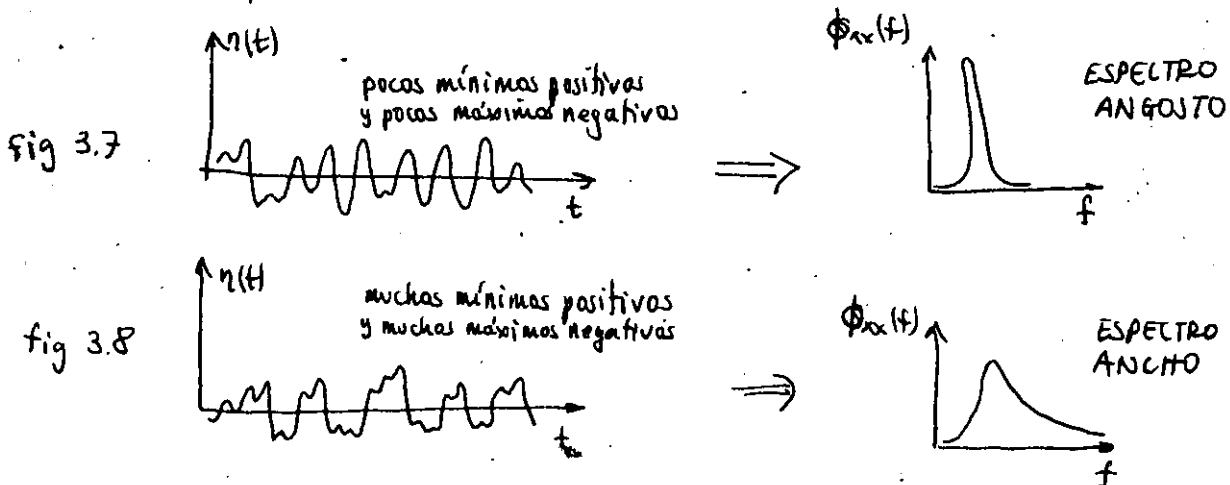
Para contestar a las preguntas anteriores se propone obtener la función de densidad de potencia espectral  $S_{xx}(f)$  de  $\eta(t)$  y al dibujarla se obtiene lo que se denomina espectro. Si en la fig 3.7 se muestra el espectro de  $\eta(t)$  como



se puede decir que cada barrita (en el lado positivo del eje  $f$ ) corresponde a una función coseno (o seno) de modo que en este caso se tiene que  $N_C = 9$ ; las frecuencias de interés corresponden a cada frecuencia del centro de la barrita, así se definen  $f_1, f_2, f_3, f_4, f_5, f_6, f_7, f_8$  y  $f_9$ . Las amplitudes  $a_i$  se obtienen a partir de  $a_i = \sqrt{S_{xx}(f_i)} \cdot 4\Delta f$  (como se puede deducir de la fig 3.5). Los ángulos de fase  $\phi_i$  no se pueden obtener del espectro, pero en la práctica se les estima como  $\phi_i = 2\pi n a_i$  siendo  $n$  un número aleatorio con distribución uniforme entre 0 y 1.

### 3.1.5 La función de densidad espectral y el registro en el tiempo:

La apariencia del perfil (fig 3.1) está relacionado con la forma que tiene su espectro.





Se ha considerado que  $\phi_{xx}(f) = \begin{cases} 2 S_{xx}(f) & \text{si } f \geq 0 \\ 0 & \text{si } f < 0 \end{cases}$

$\phi_{xx}(f)$  se conoce como función de densidad espectral de un solo lado; ella se emplea para manejar solo una parte de  $S_{xx}(f)$  pues como es simétrico, lo que se haga con una parte es equivalente para la otra. Cuando el número de sumandos  $N$  de la ec. 18 tiende a infinito la función de densidad espectral es de forma

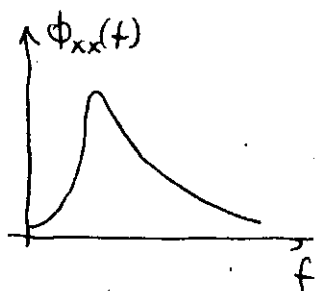


fig 3.8

La función anterior tiene la propiedad de que el área bajo la curva es igual a la variancia de  $x(t)$ .

$$\underbrace{S_x^2}_{\text{variancia}} = \int_{-\infty}^{\infty} S_{xx}(f) df = \int_0^{\infty} \phi_{xx}(f) df \quad (19)$$

Se define, momento de orden  $n$  respecto al origen a

$$m_n = \int_0^{\infty} f^n \phi_{xx}(f) df \quad (20)$$

así:  $m_0 = \int_0^{\infty} \phi_{xx}(f) df = \text{variancia de } x(t)$

$$m_2 = \int_0^{\infty} f^2 \phi_{xx}(f) df$$

$$m_4 = \int_0^{\infty} f^4 \phi_{xx}(f) df$$

Se define como "ancho de banda espectral" a

$$\epsilon^2 = 1 - \frac{m_2^2}{m_0 m_4}$$

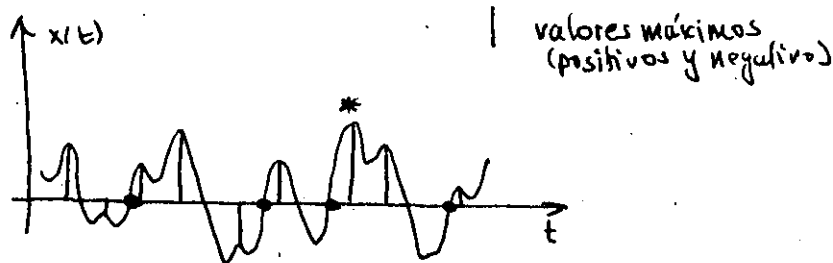
El parámetro ancho de banda es un indicador de lo ancho o angosto es el espectro, así sí:

$E \rightarrow 0$ , espectro angosto, registro de  $x(t)$  con pocas mínimos positivos y pocas máximos negativos. (fig 3.7).

$E \rightarrow 1$ , espectro ancho, registro de  $x(t)$  con muchos mínimos positivos y muchos máximos negativos (fig 3.8)

- Elevación máxima esperada en  $N_0$  cruces hacia arriba

Sea el registro



En el registro se ha marcado con \* al valor máximo en 4 cruces hacia arriba.

Se puede demostrar que el valor máximo esperado en  $N_0$  cruces hacia arriba es:

$$\frac{\bar{\eta}_{\max}}{\sqrt{m_0}} = (2 \ln N_0)^{1/2} + \frac{0.5772}{(2 \ln N_0)^{1/2}}$$

- Distribución de probabilidad de las alturas de ola.

Cuando el espectro es de banda angosta, la altura de la ola esperada máxima es igual a

$$\bar{H}_{\max} = 2 \bar{\eta}_{\max}$$

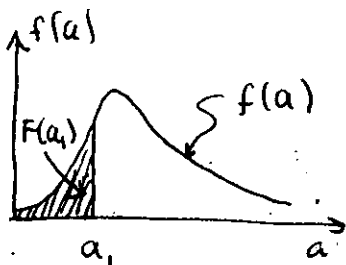
La función de densidad de probabilidad de los máximos se le asigna a las amplitudes y se encuentra que siguen una distribución Rayleigh.

$$f(a) = \frac{a}{m_0} e^{-a^2/2m_0} \quad a > 0$$

Función de distribución de probabilidad acumulada

$$F(a) = \int_0^{a_1} f(a) da = \int_0^{a_1} \frac{a}{m_0} e^{-a^2/2m_0} da$$

$$F(a_1) = 1 - e^{-a_1^2/2m_0}$$



la parte sombreada representa la probabilidad de no exceder  $a_1$

Como  $m_0 = S_x^2 = \text{variancia}$   
 y ya que  $H_{rms}^2 = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N H_i^2$  (raíz media cuadrática)

$H_{rms}$  raíz media cuadrática

Dado que  $S_x^2 = \frac{a_{rms}^2}{2}$  (ver fig 3.5)

$$S_x^2 = \frac{H_{rms}^2}{8}$$

ya que es espectro de un lado queda amplitud al cuadrado sobre dos. (Af tomese como 1)

$$H_{rms} = \sqrt{8} S_x = 2\sqrt{2} \sqrt{m_0}$$

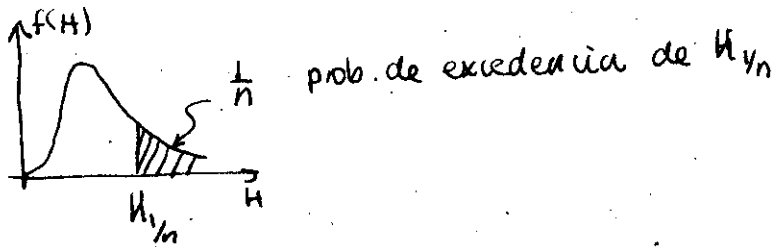
por lo tanto

$$f(H) = \frac{2H}{H_{rms}^2} e^{-\left(H/H_{rms}\right)^2}$$

y

$$F(H_1) = 1 - e^{-\left(H_1/H_{rms}\right)^2}$$

- Altura de ola cuya probabilidad de excedencia es  $1/n$



o sea  $\frac{1}{n} = \int_{H_{1/n}}^{\infty} f(H) dH$

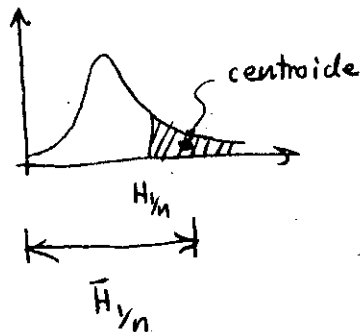
integrando

$$\frac{1}{n} = e^{-\left(H_{1/n}/H_{rms}\right)^2}$$

despejando a  $H_{1/n}$

$$H_{1/n} = H_{rms} (\ln n)^{1/2}$$

- Altura de ola promedio que excede a  $H_{1/n}$



$\bar{H}_{1/n}$  es el promedio de las alturas de la ola que exceden a  $H_{1/n}$

$$\bar{H}_{1/n} = \frac{\int_{H_{1/n}}^{\infty} H f(H) dH}{\int_{H_{1/n}}^{\infty} f(H) dH} = \frac{\int_{H_{1/n}}^{\infty} H f(H) dH}{\frac{1}{n}} = n \int_{H_{1/n}}^{\infty} H f(H) dH$$

de aquí

$$\frac{\bar{H}_{1/n}}{H_{rms}} = (\ln n)^{1/2} + \frac{\pi n}{2} [1 - \text{erf}[(\ln n)^{1/2}]]$$

donde  $\text{erf}(x) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^x e^{-t^2} dt$

$$\bar{H}_{1/3} = 1.416 H_{rms} = 4\sqrt{m_0} = 4\sigma_n = 4S_x$$

$\bar{H}_{1/3} = H_s$  se conoce como altura de la ola significativa \*

otras relaciones de interés son

$$H_F = 0.7071 H_{rms} = 0.499 H_s \quad (\text{altura más frecuente})$$

$$\bar{H} = 0.886 H_{rms} = 0.626 H_s$$

$$\bar{H}_{1/10} = 1.8 H_{rms} = 1.271 H_s$$

$$\bar{H}_{1/100} = 2.359 H_{rms} = 1.666 H_s$$

• Distribución de probabilidad de periodos  
densidad:

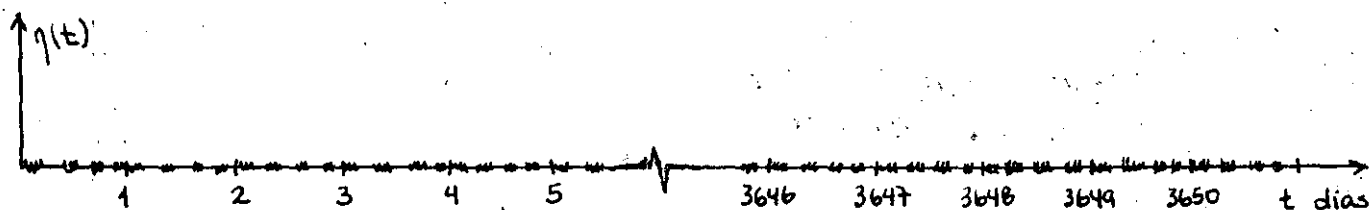
$$p(T) = \begin{cases} \frac{2.7 T^3}{(\bar{T})^4} e^{-0.675 (T/\bar{T})^4} & T \geq 0 \\ 0 & T < 0 \end{cases}$$

acumulada

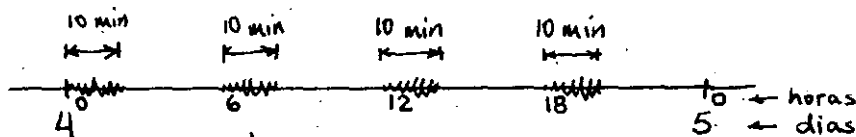
$$P(T) = \begin{cases} 1 - e^{-0.675 (T/\bar{T})^4} & T \geq 0 \\ 0 & T < 0 \end{cases}$$

\* en estos términos la altura de la ola significativa se define como la altura de la ola promedio de la tercera parte de las olas más altas de un tren de olas.

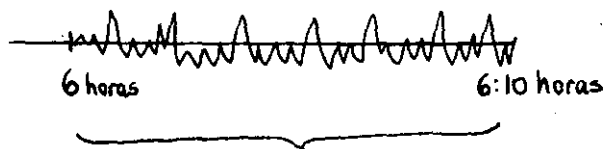
# ESTADÍSTICA DE LARGO PLAZO



(amplificación)



(amplificación)



de este registro se obtienen

$H_{1ms}, H_s, T_s$

Por ello en un día se tienen 4 valores de  $H_s$   
 en 3650 días habrá  $3650 \times 4 = 1460$  valores

Cuando se tienen registros de este tipo durante varios años se emplea la estadística a largo plazo.

PERIODO DE RETORNO.- Es el número PROMEDIO de años (plazos) que deben transcurrir para que un evento sea igualado o excedido.

Cuando se dice que una altura significativa  $H_s$  tiene un periodo de retorno de 20 años significa que en promedio cada 20 años se presenta una altura  $H > H_s$ .

Lo del promedio significa que entre una presentación de H y la siguiente pueden transcurrir

8 ó 15 ó 23 ó 28 ó 18 ó 21 ó 32 ó 25 ó 17 ó 12 ó 32 ó 19 años observándose que el promedio entre dos presentaciones es

$$\frac{8+15+23+28+18+21+32+25+17+12+32+19}{12} = 20 \text{ años}$$

Cuando se dispone de, por ejemplo  $N=9$  años de registro y en cada año se ha obtenido una altura significativa (la máxima del año en cuestión) para conocer el periodo de retorno se procede a ordenar todos los valores de  $H_s$  de mayor a menor y se le asigna un número según el orden  $m$  de ella en la ordenación y con el se estima el periodo de retorno como  $Tr = \frac{N+1}{m}$

| m | $H_s$ | $Tr$            |
|---|-------|-----------------|
| 1 | H     | $\frac{N+1}{1}$ |
| 2 | H     | $\frac{N+1}{2}$ |
| 3 | H     | $\frac{N+1}{3}$ |
| ⋮ | ⋮     | ⋮               |
| N | H     | $\frac{N+1}{N}$ |

si por ejemplo  $N=9$  y  $H_s = \{3, 2, 2.5, 4, 1, 5, 3, 2.8, 4.2\}$   
al ordenar

| $m$ | $H_s$ | $Tr$  |
|-----|-------|-------|
| 1   | 5     | 10    |
| 2   | 4.2   | 5     |
| 3   | 4     | 3.33  |
| 4   | 3     | 2.5   |
| 5   | 3     | 2.5   |
| 6   | 2.8   | 1.67  |
| 7   | 2.5   | 1.42  |
| 8   | 2     | 1.125 |
| 9   | 1     | 1.111 |

así  $H_s = 5$  m tiene un periodo de retorno de 10 años,  
o  $H_s = 2.8$  m tiene un periodo de retorno de 1.67 años.

la probabilidad de exceder a  $H_s$  que tiene un periodo de retorno  $T$  es

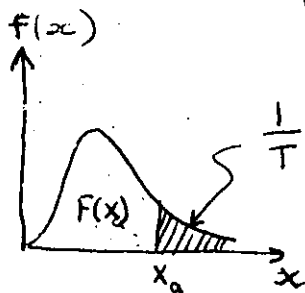
$$p = \frac{1}{T}$$

Distribuciones de probabilidad

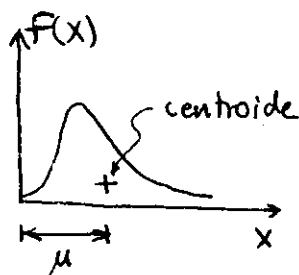
• Distribución Weibull

$$F(x) = 1 - e^{-(x/\alpha)^\beta}$$

$\alpha$  y  $\beta$  son parámetros



$F(x)$  es la probabilidad de que  $x_a$  sea menor o igual a  $x$



Media:

$$\mu = \int_0^{\infty} x f(x) dx = \alpha \Gamma\left(1 + \frac{1}{\beta}\right)$$

Variancia

$$\sigma^2 = \int_0^{\infty} (x - \mu)^2 f(x) dx = \alpha^2 \left[ \Gamma^2\left(1 + \frac{2}{\beta}\right) - \Gamma^2\left(1 + \frac{1}{\beta}\right) \right]$$

Nota:  $\Gamma$  es la función matemática gamma definida como

$$\Gamma(\theta) = \int_0^{\infty} x^{\theta-1} e^{-x} dx \quad 1 \leq \theta \leq 2$$

coeficiente de variación  $v = \frac{\sigma}{\mu}$

$$v = \sqrt{\frac{\Gamma(1+2/\beta)}{\Gamma^2(1+1/\beta)} - 1}$$



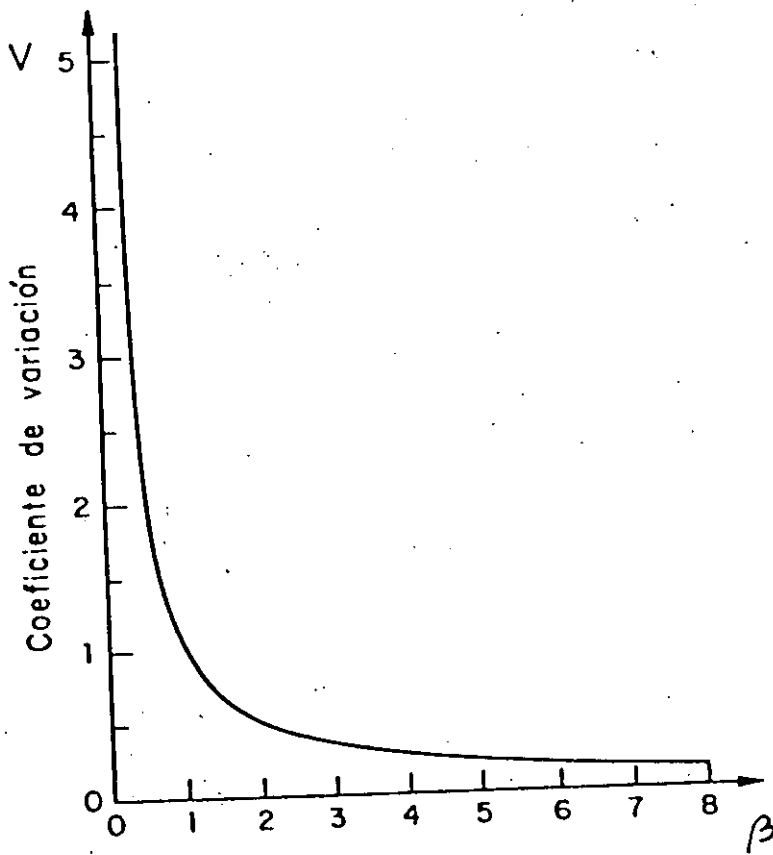


Fig 3.2 Relación entre el coeficiente de variación y  $\beta$

Algunos valores de  $(\beta, V)$

| $\beta$ | V      | $\beta$ | V    | $\beta$ | V    |
|---------|--------|---------|------|---------|------|
| 0.1     | 429.82 | 1.7     | 0.60 | 3       | 0.36 |
| 0.5     | 2.24   | 1.8     | 0.57 | 3.1     | 0.35 |
| 0.6     | 1.76   | 1.9     | 0.55 | 3.2     | 0.34 |
| 0.7     | 1.46   | 2.0     | 0.52 | 3.5     | 0.32 |
| 0.8     | 1.26   | 2.1     | 0.50 | 4.0     | 0.28 |
| 0.9     | 1.11   | 2.2     | 0.48 | 4.5     | 0.25 |
| 1.0     | 1.00   | 2.3     | 0.46 | 5.0     | 0.23 |
| 1.1     | 0.91   | 2.4     | 0.44 | 5.5     | 0.21 |
| 1.2     | 0.84   | 2.5     | 0.43 | 6.0     | 0.19 |
| 1.3     | 0.77   | 2.6     | 0.41 | 6.5     | 0.18 |
| 1.4     | 0.72   | 2.7     | 0.40 | 7.0     | 0.17 |
| 1.5     | 0.68   | 2.8     | 0.38 | 7.5     | 0.16 |
| 1.6     | 0.64   | 2.9     | 0.37 | 8.0     | 0.15 |

TABLA

**FUNCION GAMMA**

$$\Gamma(x) = \int_0^{\infty} t^{x-1} e^{-t} dt \text{ para } 1 \leq x \leq 2$$

Para poder obtener valores adicionales empleese la fórmula  $\Gamma(x + 1) = x \Gamma(x)$

| x    | $\Gamma(x)$ |
|------|-------------|
| 1.00 | 1.00000     |
| 1.01 | 0.99433     |
| 1.02 | 0.98884     |
| 1.03 | 0.98355     |
| 1.04 | 0.97844     |
| 1.05 | 0.97350     |
| 1.06 | 0.96874     |
| 1.07 | 0.96415     |
| 1.08 | 0.95973     |
| 1.09 | 0.95546     |
| 1.10 | 0.95135     |
| 1.11 | 0.94740     |
| 1.12 | 0.94359     |
| 1.13 | 0.93993     |
| 1.14 | 0.93642     |
| 1.15 | 0.93304     |
| 1.16 | 0.92980     |
| 1.17 | 0.92670     |
| 1.18 | 0.92373     |
| 1.19 | 0.92089     |
| 1.20 | 0.91817     |
| 1.21 | 0.91558     |
| 1.22 | 0.91311     |
| 1.23 | 0.91075     |
| 1.24 | 0.90852     |
| 1.25 | 0.90640     |
| 1.26 | 0.90440     |
| 1.27 | 0.90250     |
| 1.28 | 0.90072     |
| 1.29 | 0.89904     |
| 1.30 | 0.89747     |
| 1.31 | 0.89600     |
| 1.32 | 0.89464     |
| 1.33 | 0.89338     |
| 1.34 | 0.89222     |
| 1.35 | 0.89115     |
| 1.36 | 0.89018     |
| 1.37 | 0.88931     |
| 1.38 | 0.88854     |
| 1.39 | 0.88785     |
| 1.40 | 0.88726     |
| 1.41 | 0.88676     |
| 1.42 | 0.88636     |
| 1.43 | 0.88604     |
| 1.44 | 0.88581     |
| 1.45 | 0.88566     |
| 1.46 | 0.88560     |
| 1.47 | 0.88563     |
| 1.48 | 0.88575     |
| 1.49 | 0.88595     |
| 1.50 | 0.88623     |

| x    | $\Gamma(x)$ |
|------|-------------|
| 1.50 | 0.88623     |
| 1.51 | 0.88659     |
| 1.52 | 0.88704     |
| 1.53 | 0.88757     |
| 1.54 | 0.88818     |
| 1.55 | 0.88887     |
| 1.56 | 0.88964     |
| 1.57 | 0.89049     |
| 1.58 | 0.89142     |
| 1.59 | 0.89243     |
| 1.60 | 0.89352     |
| 1.61 | 0.89468     |
| 1.62 | 0.89592     |
| 1.63 | 0.89724     |
| 1.64 | 0.89864     |
| 1.65 | 0.90012     |
| 1.66 | 0.90167     |
| 1.67 | 0.90330     |
| 1.68 | 0.90500     |
| 1.69 | 0.90678     |
| 1.70 | 0.90864     |
| 1.71 | 0.91057     |
| 1.72 | 0.91258     |
| 1.73 | 0.91467     |
| 1.74 | 0.91683     |
| 1.75 | 0.91906     |
| 1.76 | 0.92137     |
| 1.77 | 0.92376     |
| 1.78 | 0.92623     |
| 1.79 | 0.92877     |
| 1.80 | 0.93138     |
| 1.81 | 0.93408     |
| 1.82 | 0.93685     |
| 1.83 | 0.93969     |
| 1.84 | 0.94261     |
| 1.85 | 0.94561     |
| 1.86 | 0.94869     |
| 1.87 | 0.95184     |
| 1.88 | 0.95507     |
| 1.89 | 0.95838     |
| 1.90 | 0.96177     |
| 1.91 | 0.96523     |
| 1.92 | 0.96877     |
| 1.93 | 0.97240     |
| 1.94 | 0.97610     |
| 1.95 | 0.97988     |
| 1.96 | 0.98374     |
| 1.97 | 0.98768     |
| 1.98 | 0.99171     |
| 1.99 | 0.99581     |
| 2.00 | 1.00000     |

• Distribución Lognormal

$$F(x) = \int_0^x \underbrace{\frac{1}{\sqrt{2\pi} \sigma_L y} e^{-\frac{1}{2} \left( \frac{\ln y - \mu_L}{\sigma_L} \right)^2}}_{\text{función de densidad de probabilidad}} dy \quad y > 0$$

↑  
función de distribución de probabilidad acumulada

$\mu_L$  y  $\sigma_L$  parámetros de la distribución.

Media:  $\mu = e^{\mu_L + \sigma_L^2/2}$

Desviación estándar:  $\sigma = e^{2\mu_L + \sigma_L^2} [e^{\sigma_L^2} - 1]$

A partir de las dos ecuaciones anteriores

conocida  $\sigma$

$$\sigma_L = \sqrt{\ln \left( \frac{\sigma^2}{\mu^2} + 1 \right)}$$

$$\mu_L = \ln \mu - \frac{\sigma_L^2}{2}$$

cuando se hace  $t = \frac{\ln y - \mu_L}{\sigma_L}$  de ec. (1) se reduce a una distribución normal  $\sigma_L$  estándar (media cero y variancia 1) y por tanto se pueden usar sus tablas de probabilidad para encontrar la prob. lognormal.

Ejemplo:

Estimar la altura significativa asociada a un período de retorno de 20 años a partir de un conjunto de alturas significantes anuales que tienen media de 1.24 m y desviación estándar de 0.9 m.

Solución:

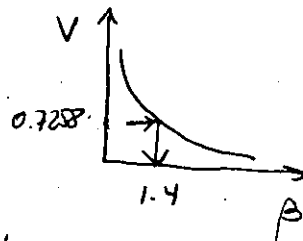
- a) Ajuste de los parámetros de las dist. de probabilidad  
(método ajuste por momentos)

a.1 Weibull

$$v = \frac{\sigma}{\mu} = \frac{0.9}{1.24} = 0.7258$$

de la figura

$$\beta = 1.4$$



como  $\Gamma(1 + \frac{1}{\beta}) = \Gamma(1.7143) = 0.9116$

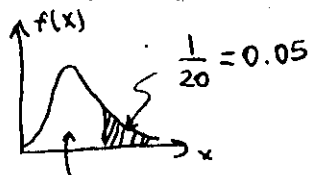
$$\alpha = \frac{1.24}{0.9116} = 1.36 \quad ; \quad \alpha = 1.36$$

a.2 Lognormal

$$\sigma_L = \sqrt{\ln(0.7258)^2 + 1} = 0.6505 \quad ; \quad \sigma_L = 0.6505$$

$$\mu_L = \ln 1.24 - \frac{0.6505^2}{2} = 0.0035 \quad ; \quad \mu_L = 0.0035$$

b) Cálculo de la altura de ola.



por lo tanto esta área es  $1 - 0.05 = 0.95$

b.1) Weibull

$$F(x) = 0.95 = 1 - e^{-(x/\alpha)^\beta}$$

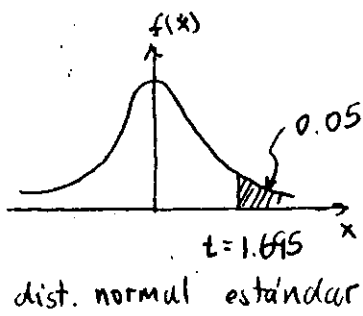
$$x = \alpha [-\ln(1 - F(x))]^{\frac{1}{\beta}}$$

$$x = 1.36 [-\ln(1 - 0.95)]^{\frac{1}{1.4}} = 2.98 \text{ m}$$

$x = 2.98 \text{ m}$  altura significativa para un periodo de retorno de 20 años según la dist. Weibull

b.2 Lognormal

De una tabla de dist. normal estándar



con 0.05 se estima  $t = 1.695$

así, 
$$t = \frac{\ln Y - \mu_L}{\sigma_L}$$

de donde

$$Y = e^{t\sigma_L + \mu_L}$$

por tanto

$$Y = e^{1.645(0.6505) + 0.0035} = 2.92$$

$$Y = 2.92 \text{ m}$$

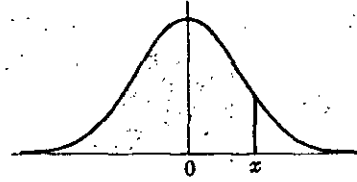
Altura significativa para un período de retorno de 20 según la dist. lognormal.

TABLA

47

AREAS BAJO LA  
CURVA NORMAL TIPIFICADA

$$\text{fer}(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x e^{-t^2/2} dt$$



| x   | 0      | 1      | 2      | 3      | 4      | 5      | 6      | 7      | 8      | 9      |
|-----|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 0.0 | 0.5000 | 0.5040 | 0.5080 | 0.5120 | 0.5160 | 0.5199 | 0.5239 | 0.5279 | 0.5319 | 0.5359 |
| 0.1 | 0.5398 | 0.5438 | 0.5478 | 0.5517 | 0.5557 | 0.5596 | 0.5636 | 0.5675 | 0.5714 | 0.5754 |
| 0.2 | 0.5793 | 0.5832 | 0.5871 | 0.5910 | 0.5948 | 0.5987 | 0.6026 | 0.6064 | 0.6103 | 0.6141 |
| 0.3 | 0.6179 | 0.6217 | 0.6255 | 0.6293 | 0.6331 | 0.6368 | 0.6406 | 0.6443 | 0.6480 | 0.6517 |
| 0.4 | 0.6554 | 0.6591 | 0.6628 | 0.6664 | 0.6700 | 0.6736 | 0.6772 | 0.6808 | 0.6844 | 0.6879 |
| 0.5 | 0.6915 | 0.6950 | 0.6985 | 0.7019 | 0.7054 | 0.7088 | 0.7123 | 0.7157 | 0.7190 | 0.7224 |
| 0.6 | 0.7258 | 0.7291 | 0.7324 | 0.7357 | 0.7389 | 0.7422 | 0.7454 | 0.7486 | 0.7518 | 0.7549 |
| 0.7 | 0.7580 | 0.7612 | 0.7642 | 0.7673 | 0.7704 | 0.7734 | 0.7764 | 0.7794 | 0.7823 | 0.7852 |
| 0.8 | 0.7881 | 0.7910 | 0.7939 | 0.7967 | 0.7996 | 0.8023 | 0.8051 | 0.8078 | 0.8106 | 0.8133 |
| 0.9 | 0.8159 | 0.8186 | 0.8212 | 0.8238 | 0.8264 | 0.8289 | 0.8315 | 0.8340 | 0.8365 | 0.8389 |
| 1.0 | 0.8413 | 0.8438 | 0.8461 | 0.8485 | 0.8508 | 0.8531 | 0.8554 | 0.8577 | 0.8599 | 0.8621 |
| 1.1 | 0.8643 | 0.8665 | 0.8686 | 0.8708 | 0.8729 | 0.8749 | 0.8770 | 0.8790 | 0.8810 | 0.8830 |
| 1.2 | 0.8849 | 0.8869 | 0.8888 | 0.8907 | 0.8925 | 0.8944 | 0.8962 | 0.8980 | 0.8997 | 0.9015 |
| 1.3 | 0.9032 | 0.9049 | 0.9066 | 0.9082 | 0.9099 | 0.9115 | 0.9131 | 0.9147 | 0.9162 | 0.9177 |
| 1.4 | 0.9192 | 0.9207 | 0.9222 | 0.9236 | 0.9251 | 0.9265 | 0.9279 | 0.9292 | 0.9306 | 0.9319 |
| 1.5 | 0.9332 | 0.9345 | 0.9357 | 0.9370 | 0.9382 | 0.9394 | 0.9406 | 0.9418 | 0.9429 | 0.9441 |
| 1.6 | 0.9452 | 0.9463 | 0.9474 | 0.9484 | 0.9495 | 0.9505 | 0.9515 | 0.9525 | 0.9535 | 0.9545 |
| 1.7 | 0.9554 | 0.9564 | 0.9573 | 0.9582 | 0.9591 | 0.9599 | 0.9608 | 0.9616 | 0.9625 | 0.9633 |
| 1.8 | 0.9641 | 0.9649 | 0.9656 | 0.9664 | 0.9671 | 0.9678 | 0.9686 | 0.9693 | 0.9699 | 0.9706 |
| 1.9 | 0.9713 | 0.9719 | 0.9726 | 0.9732 | 0.9738 | 0.9744 | 0.9750 | 0.9756 | 0.9761 | 0.9767 |
| 2.0 | 0.9772 | 0.9778 | 0.9783 | 0.9788 | 0.9793 | 0.9798 | 0.9803 | 0.9808 | 0.9812 | 0.9817 |
| 2.1 | 0.9821 | 0.9826 | 0.9830 | 0.9834 | 0.9838 | 0.9842 | 0.9846 | 0.9850 | 0.9854 | 0.9857 |
| 2.2 | 0.9861 | 0.9864 | 0.9868 | 0.9871 | 0.9875 | 0.9878 | 0.9881 | 0.9884 | 0.9887 | 0.9890 |
| 2.3 | 0.9893 | 0.9896 | 0.9898 | 0.9901 | 0.9904 | 0.9906 | 0.9909 | 0.9911 | 0.9913 | 0.9916 |
| 2.4 | 0.9918 | 0.9920 | 0.9922 | 0.9925 | 0.9927 | 0.9929 | 0.9931 | 0.9932 | 0.9934 | 0.9936 |
| 2.5 | 0.9938 | 0.9940 | 0.9941 | 0.9943 | 0.9945 | 0.9946 | 0.9948 | 0.9949 | 0.9951 | 0.9952 |
| 2.6 | 0.9953 | 0.9955 | 0.9956 | 0.9957 | 0.9959 | 0.9960 | 0.9961 | 0.9962 | 0.9963 | 0.9964 |
| 2.7 | 0.9965 | 0.9966 | 0.9967 | 0.9968 | 0.9969 | 0.9970 | 0.9971 | 0.9972 | 0.9973 | 0.9974 |
| 2.8 | 0.9974 | 0.9975 | 0.9976 | 0.9977 | 0.9977 | 0.9978 | 0.9979 | 0.9979 | 0.9980 | 0.9981 |
| 2.9 | 0.9981 | 0.9982 | 0.9982 | 0.9983 | 0.9984 | 0.9984 | 0.9985 | 0.9985 | 0.9986 | 0.9986 |
| 3.0 | 0.9987 | 0.9987 | 0.9987 | 0.9988 | 0.9988 | 0.9989 | 0.9989 | 0.9989 | 0.9990 | 0.9990 |
| 3.1 | 0.9990 | 0.9991 | 0.9991 | 0.9991 | 0.9992 | 0.9992 | 0.9992 | 0.9992 | 0.9993 | 0.9993 |
| 3.2 | 0.9993 | 0.9993 | 0.9994 | 0.9994 | 0.9994 | 0.9994 | 0.9994 | 0.9995 | 0.9995 | 0.9995 |
| 3.3 | 0.9995 | 0.9995 | 0.9995 | 0.9996 | 0.9996 | 0.9996 | 0.9996 | 0.9996 | 0.9996 | 0.9997 |
| 3.4 | 0.9997 | 0.9997 | 0.9997 | 0.9997 | 0.9997 | 0.9997 | 0.9997 | 0.9997 | 0.9997 | 0.9998 |
| 3.5 | 0.9998 | 0.9998 | 0.9998 | 0.9998 | 0.9998 | 0.9998 | 0.9998 | 0.9998 | 0.9998 | 0.9998 |
| 3.6 | 0.9998 | 0.9998 | 0.9999 | 0.9999 | 0.9999 | 0.9999 | 0.9999 | 0.9999 | 0.9999 | 0.9999 |
| 2.7 | 0.9999 | 0.9999 | 0.9999 | 0.9999 | 0.9999 | 0.9999 | 0.9999 | 0.9999 | 0.9999 | 0.9999 |
| 3.8 | 0.9999 | 0.9999 | 0.9999 | 0.9999 | 0.9999 | 0.9999 | 0.9999 | 0.9999 | 0.9999 | 0.9999 |
| 3.9 | 1.0000 | 1.0000 | 1.0000 | 1.0000 | 1.0000 | 1.0000 | 1.0000 | 1.0000 | 1.0000 | 1.0000 |



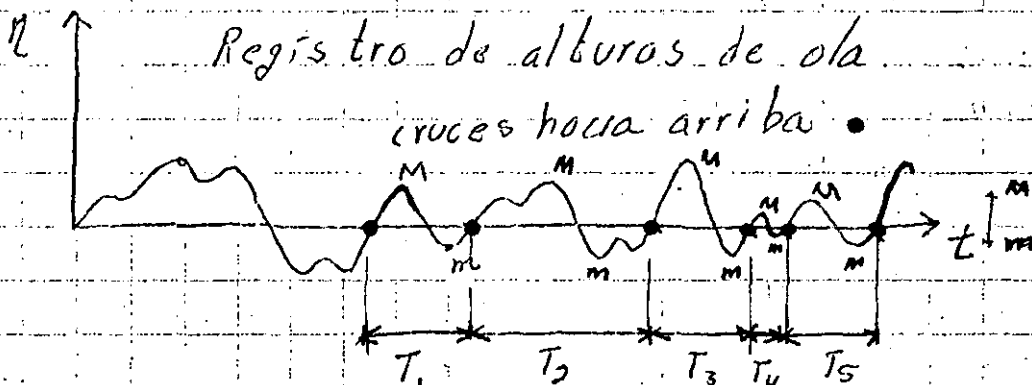
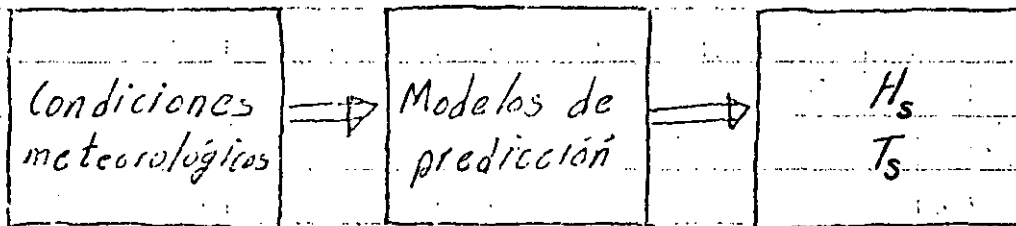
**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO: HIDRAULICA MARITIMA Y DE ESTUARIOS  
DEL 11 DE MARZO AL 3 DE JUNIO  
MEXICO, D.F.

PREDICCION DEL OLEAJE

PROF. ING. OSCAR FUENTES MARILES.  
JUNIO 1985.

#### 4. PREDICCIÓN DEL OLAJE.



La distancia que hay entre M y m es igual a la altura de la ola. (Método cruce cero)

Si por ejemplo de un registro se tienen nueve alturas de ola, se toma la tercera parte de ese registro (alturas más grandes)

$$H_s = \bar{H}_{1/3} - 2(H_{\text{olas máximas}})/3$$

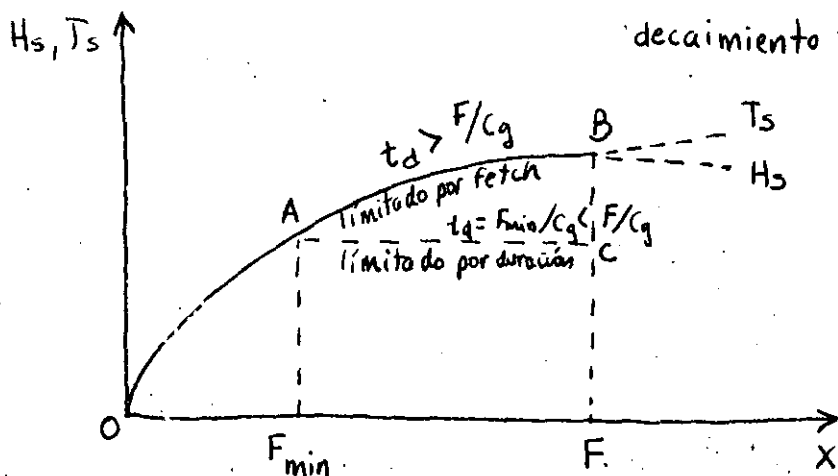
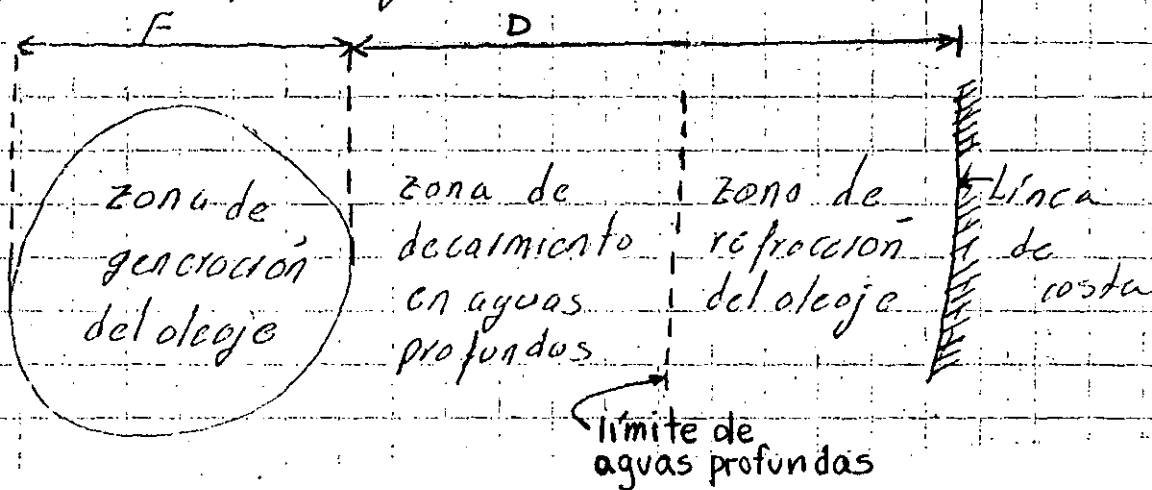
$\bar{H}_{1/3}$  es la altura significativa de oleaje



Métodos de predicción del oleaje

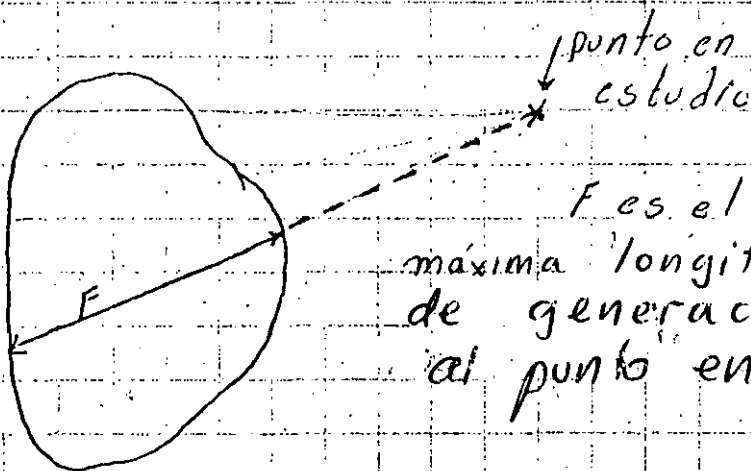
- 1. Cortos de tiempo
  - SMB
  - SMB (modificado)
  - PNJ
  - S
- 2. Estadística de olas

La zona donde actúa el viento sobre la superficie del mar, se llama de generación del oleaje, y ahí el oleaje tiene una forma muy irregular.



si  $u$  es la velocidad del viento

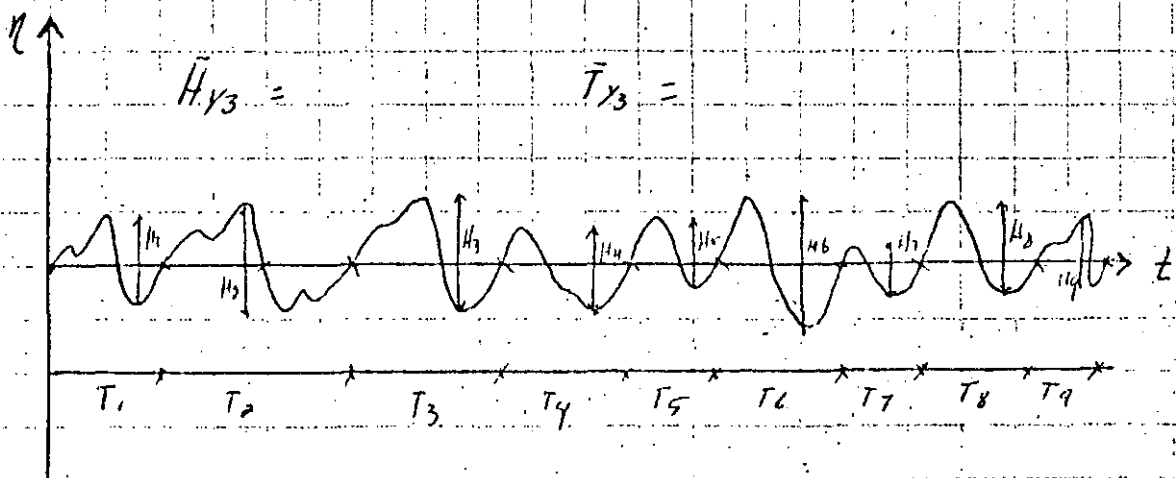
Para que exista un "oleaje en completo estado de desarrollo" es necesario que haya una combinación de  $F$  y  $t_d$ , sin que se limite por ninguno de ellos. Se tiene oleaje limitado por duración ó tamaño de la zona de generación, si estos valores no son lo suficientemente grandes.



$F$  es el fetch. Es la máxima longitud de la zona de generación en la dirección al punto en estudio.

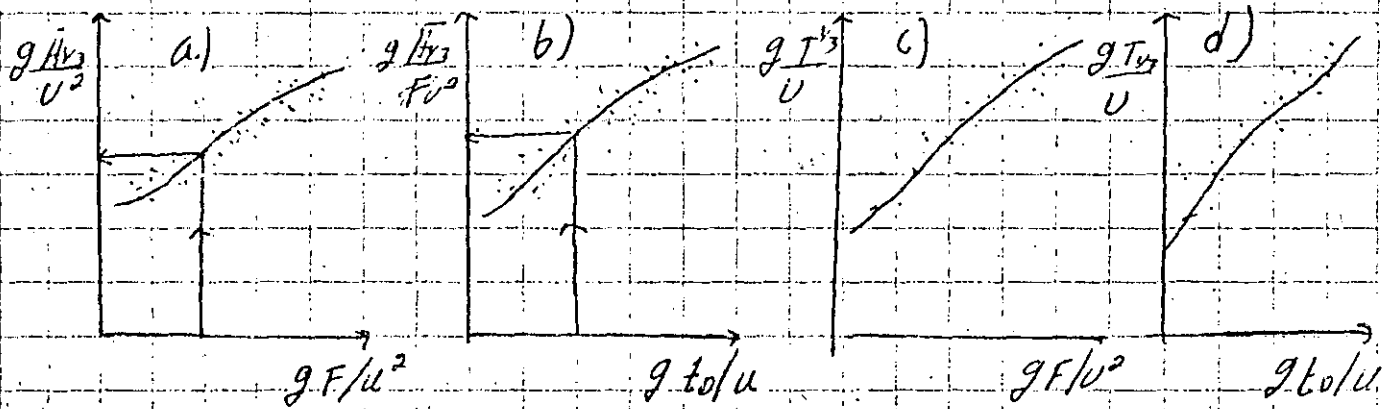
Los parámetros más importantes en el estudio de generación del oleaje son  $u, t_d, F$

$$\bar{H}_{y3} = f(u, t_d, F); \quad \bar{T}_{y3} = f(u, t_d, F)$$



En aguas profundas se tiene a partir de  $U, t_0, F \Rightarrow H_{1/3} \text{ y } T_{1/3}$

★ Método S.M.B



De las gráficas a) y b) se obtienen dos valores de  $H_{1/3}$ , de ellos se escoge el menor y para obtener el periodo se utilizan las gráficas ya sea con  $F$  o con  $t_0$

★ Método S.M.B (MOD)

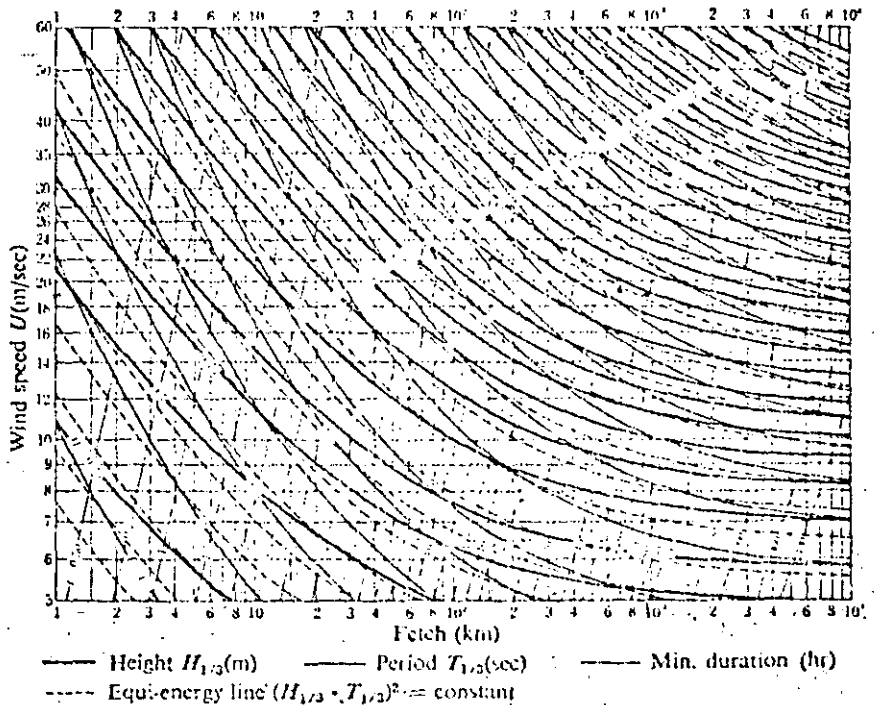
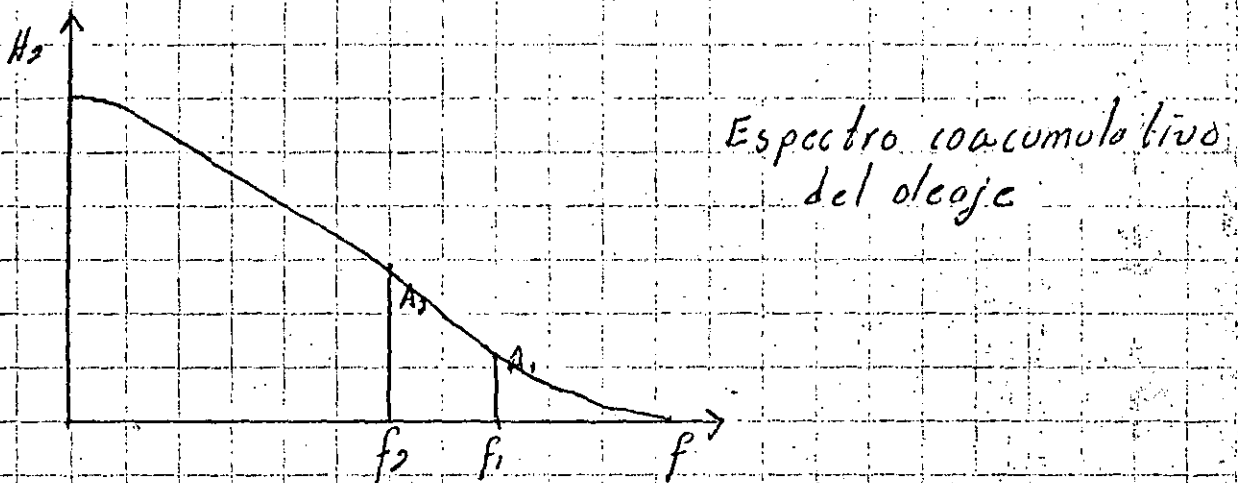
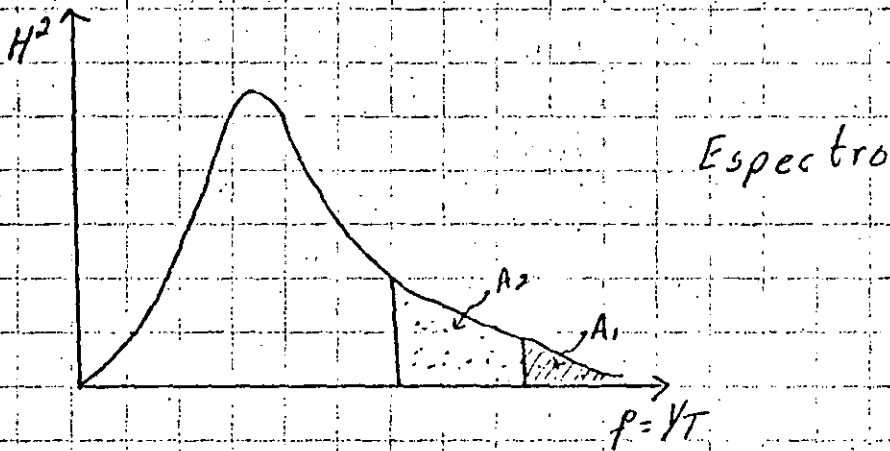


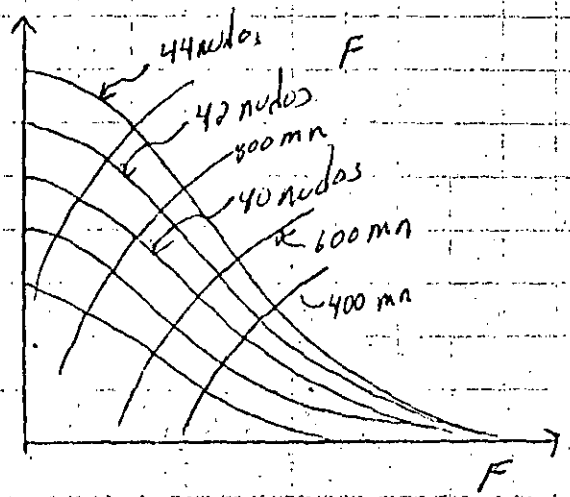
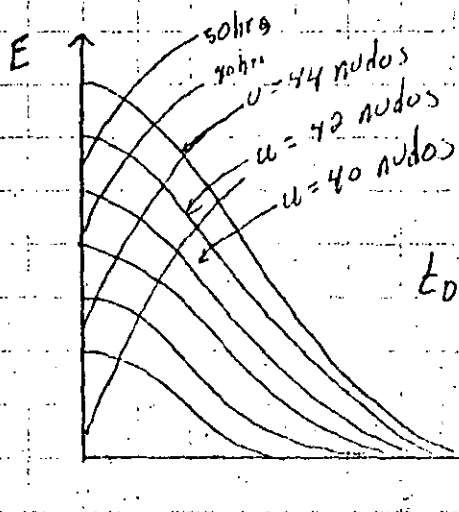
Fig. 2.7.7 Deep water wave forecasting curves based on the SMB method (after

★ Método PMS

De un registro de oleaje se puede hacer la siguiente figura conocida como espectro



De lo anterior surge la siguiente idea



Procedimiento,

Los datos que se tienen son  $U$ ,  $t_0$ ,  $F$

- con  $U$  y  $t_0$  se estima de la fig.  $H_i$  y  $T_i$

- con  $U$  y  $F$  se estima de la fig.  $H_i$  y  $T_i$

- se toma el menor de ellos con respecto a la altura.

### GRAFICA DE DURACION

ESPECTRO CO-ACUMULATIVO DISTORSIONADO PARA VELOCIDADES DEL VIENTO DE 36 A 56 NUDOS, EN FUNCION DE SU DURACION

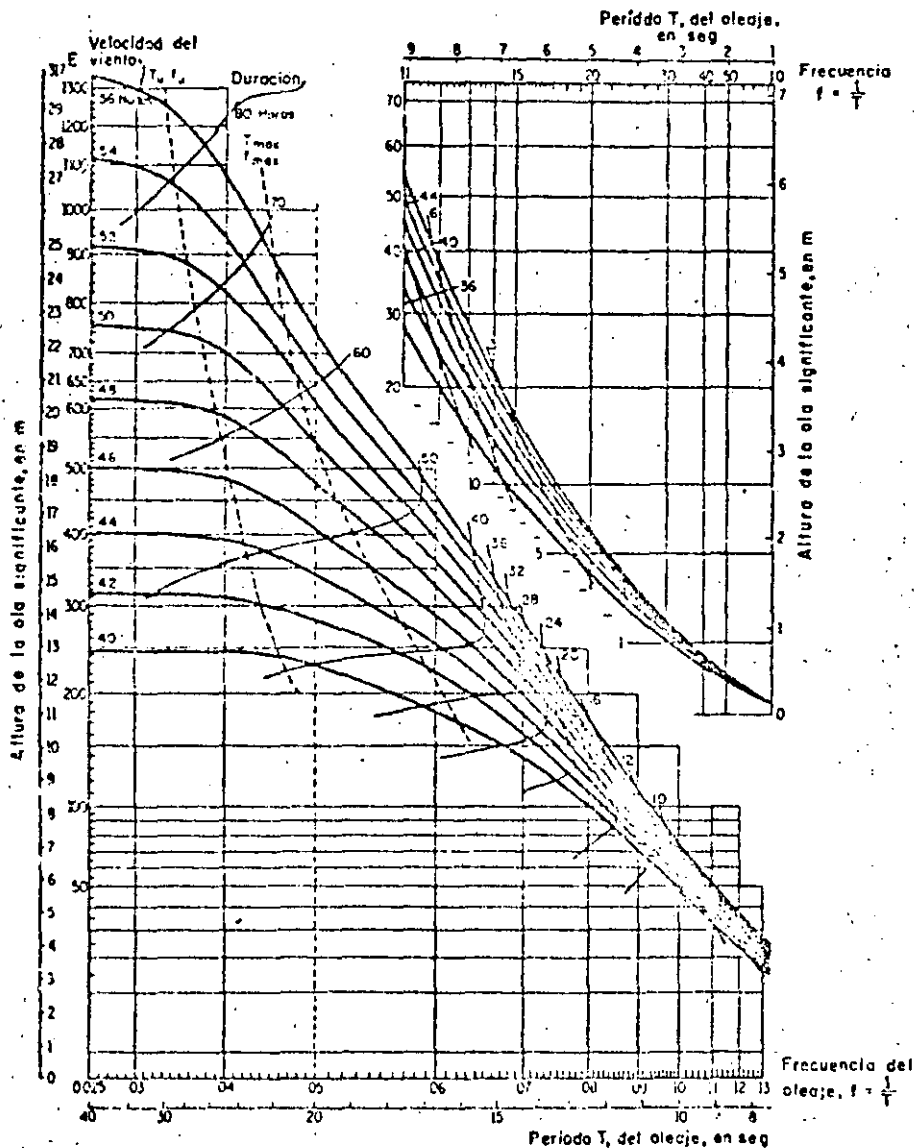
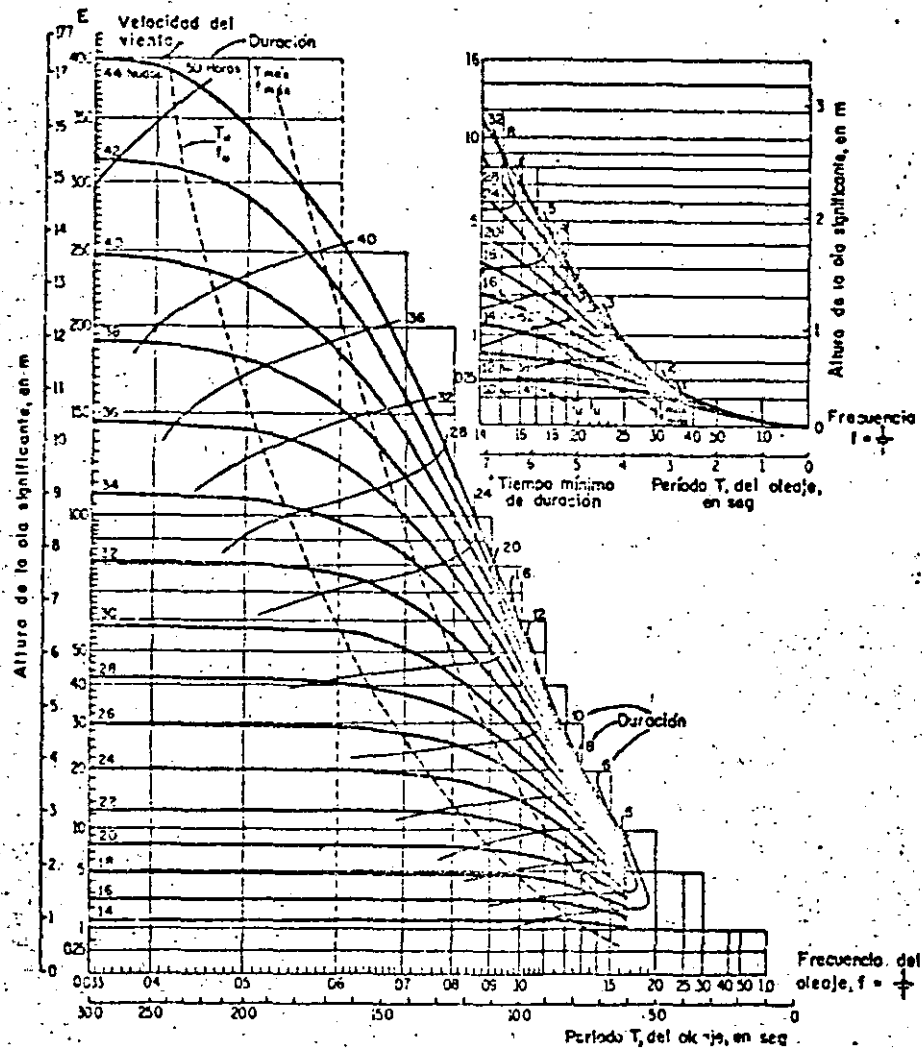


Fig 11

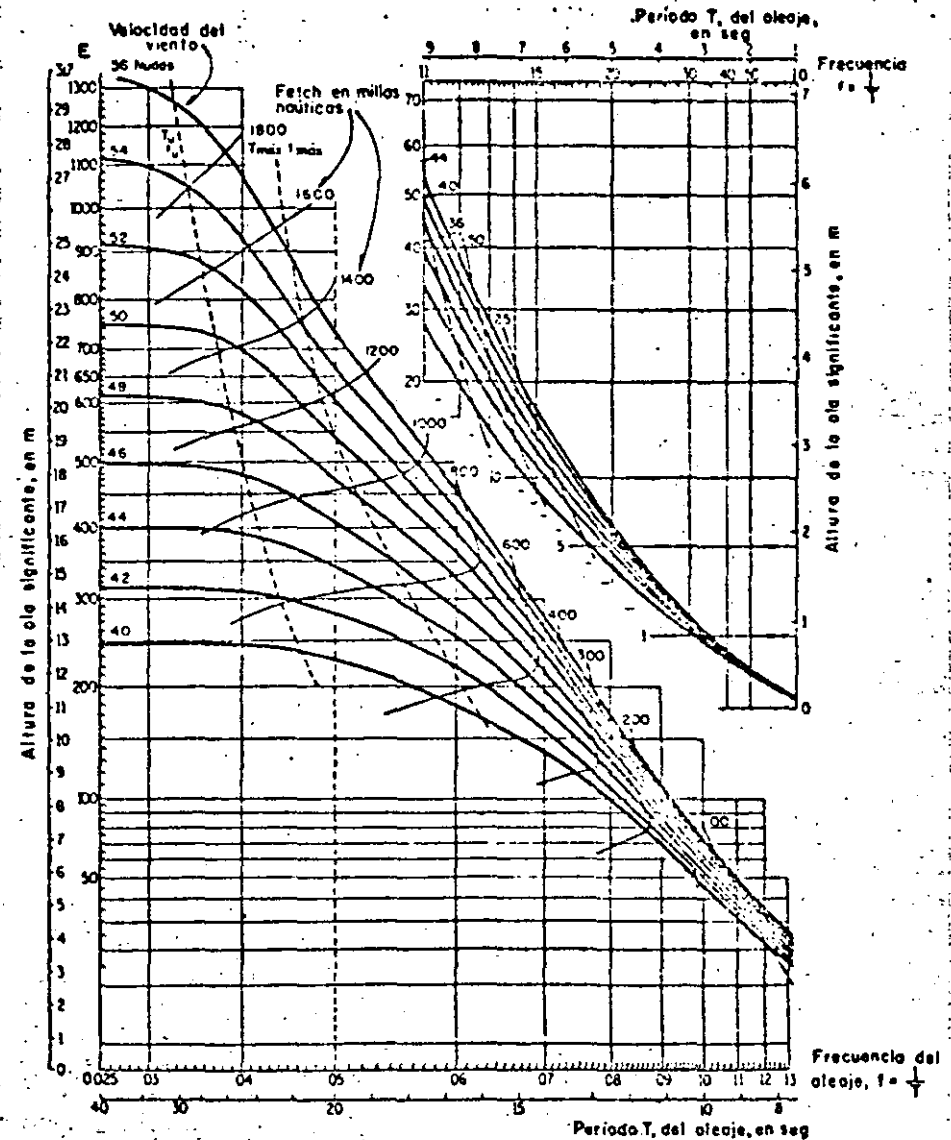
### GRAFICA DE DURACION

ESPECTRO CO-ACUMULATIVO DISTORSIONADO PARA VELOCIDADES DEL VIENTO DE 10 A 44 NUDOS, EN FUNCION DE SU DURACION



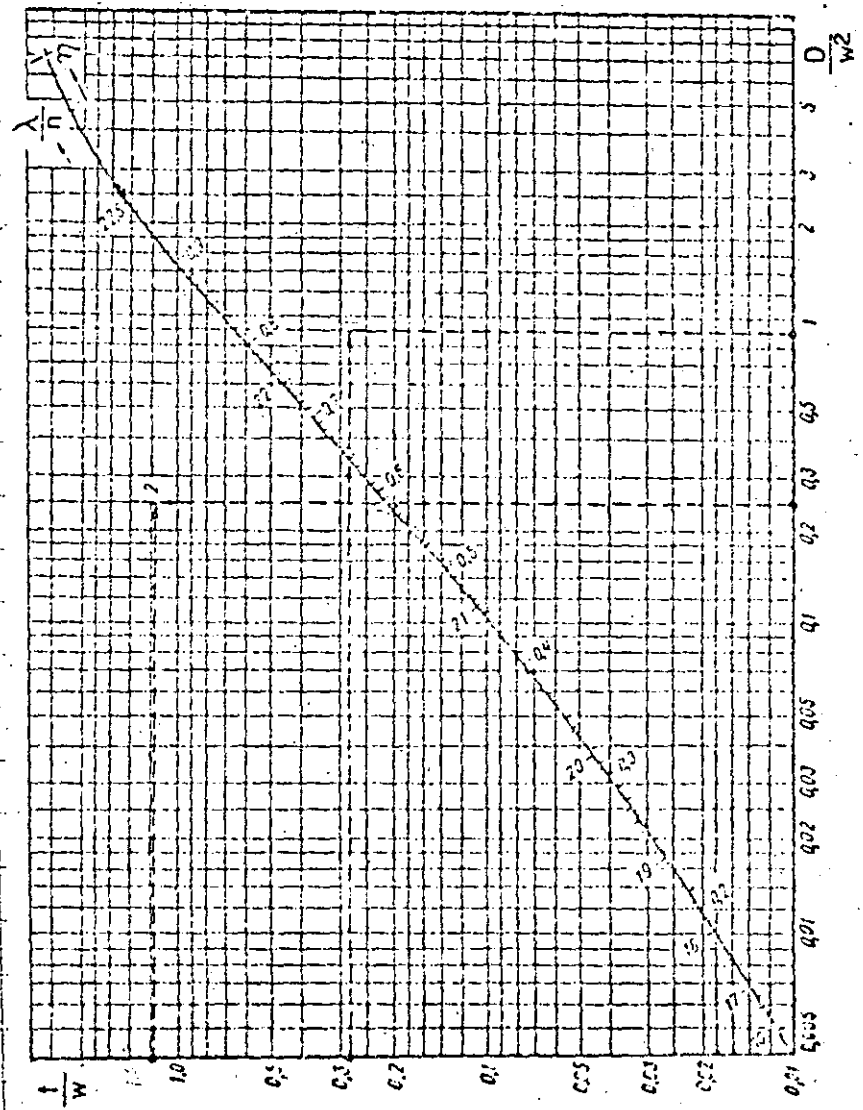
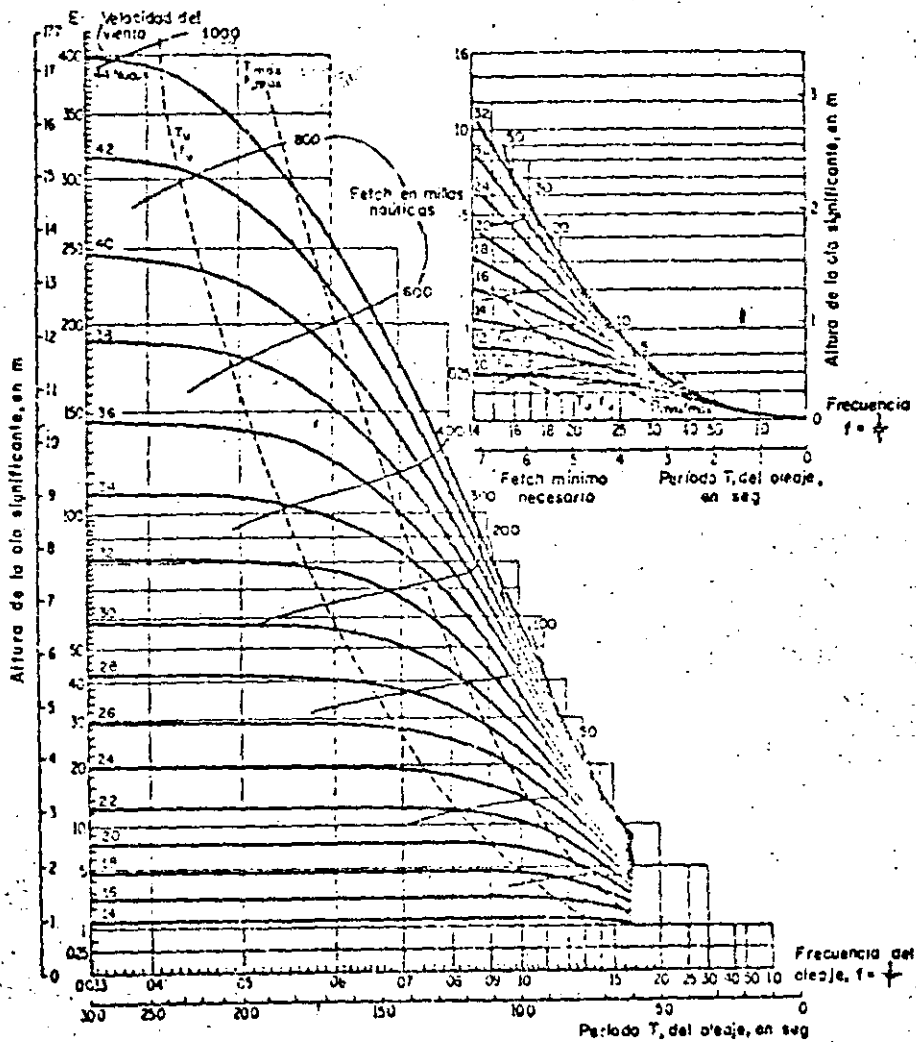
### GRAFICA PARA EL FETCH

ESPECTRO CO-ACUMULATIVO DISTORSIONADO PARA VELOCIDADES DEL VIENTO DE 36 A 56 NUDOS, EN FUNCION DEL FETCH



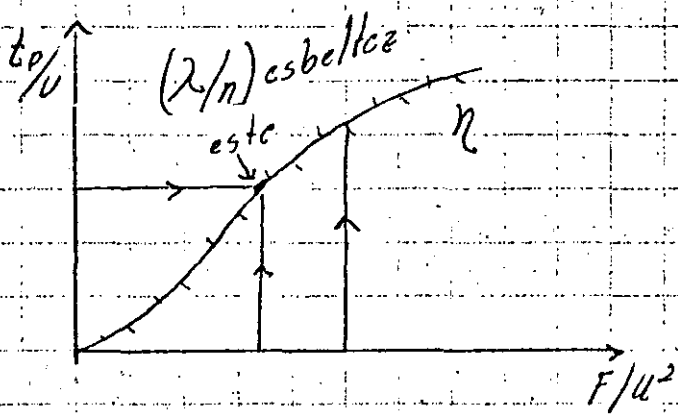
# GRÁFICA PARA EL FETCH

ESPECTRO CO-ACUMULATIVO DISTORSIONADO PARA VELOCIDADES DEL VIENTO DE 10 A 44 NUDOS, EN FUNCION DEL FETCH



★ SHULEIKIN

# ★ Método de Shuleikin



$$\eta = 50 \frac{\bar{H}}{U^2}$$

$$H_{1/3} = 1.2 \bar{H}$$

$$\frac{\lambda}{\eta} = \frac{\bar{L}}{\bar{H}} = \frac{1.56 \bar{T}^2}{\bar{H}}$$

$$L_0 = 1.56 \bar{T}^2 ; T = \sqrt{\frac{L_0}{1.56}}$$

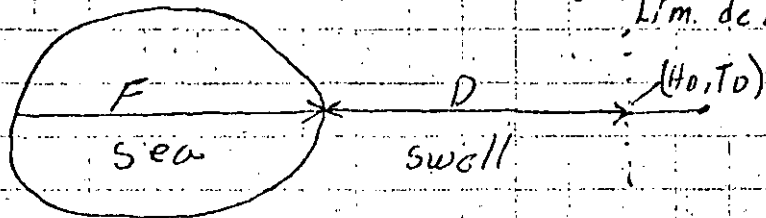
$$\bar{T}_{1/3} = \sqrt{\frac{\lambda}{\eta} \frac{\bar{H}}{1.56}}$$

$$\bar{H}_{1/3} = \frac{\eta U^2}{60}$$

Forma de determinar  $F, t_0, U$

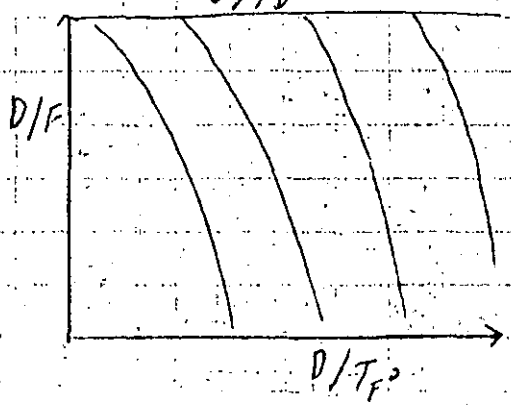
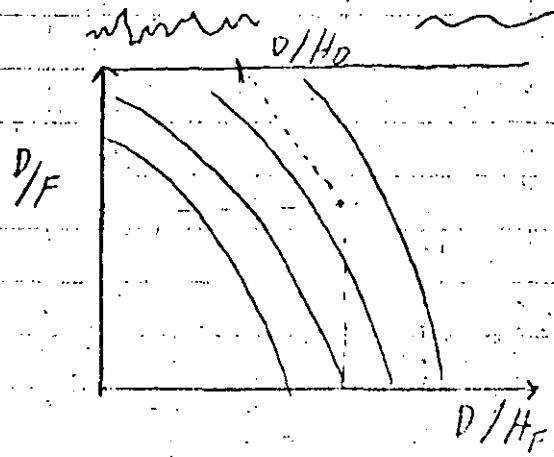
## ★ Decaimiento del oleaje

Lim. de aguas prof.  $(d/L) = 0.5$



- $D$  (mn)
- $H_0, H_f$  (pies)
- $F$  (mn)
- $T_f, T_0$  (seg)
- $D/T_0^2$

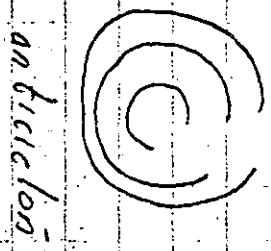
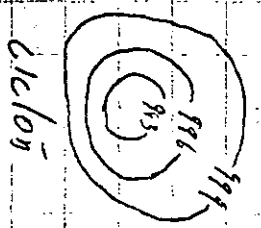
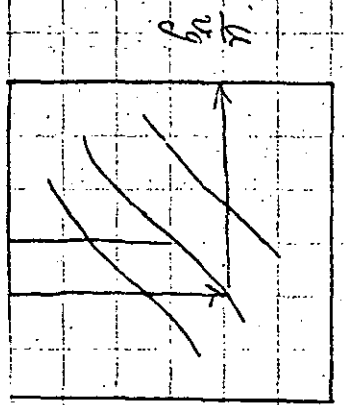
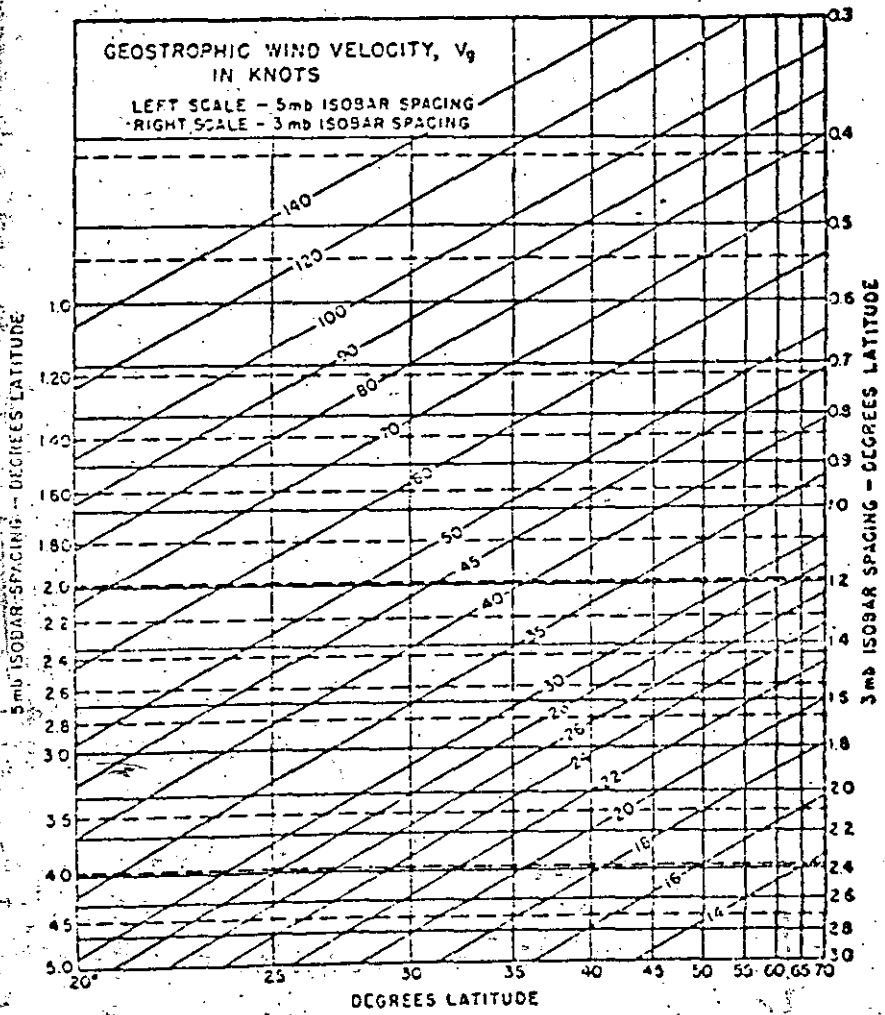
• DECAIMIENTO DEL OLAJE



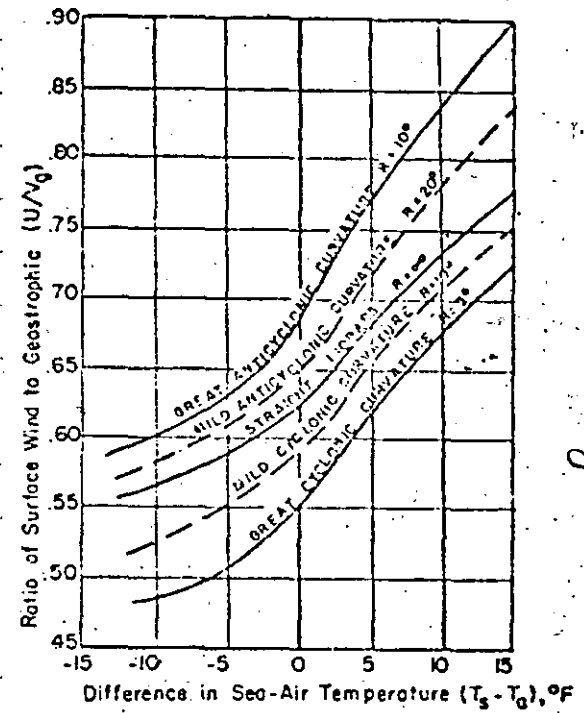


$$V_g = \frac{1}{2\Omega\rho\sin\phi} \frac{\Delta p}{\Delta n}$$

FOR  $\Delta p = 5 \text{ mb}$  &  $3 \text{ mb}$   
 $\Delta n = \text{Degrees Latitude}$   
 $\rho = 1013.3 \text{ mb}$   
 $T = 10^\circ \text{ C}$   
 $\rho = 1.26 \text{ gm.cm}^{-3} \times 10^{-3}$



2. Con el viento geostrofico determinar el viento real



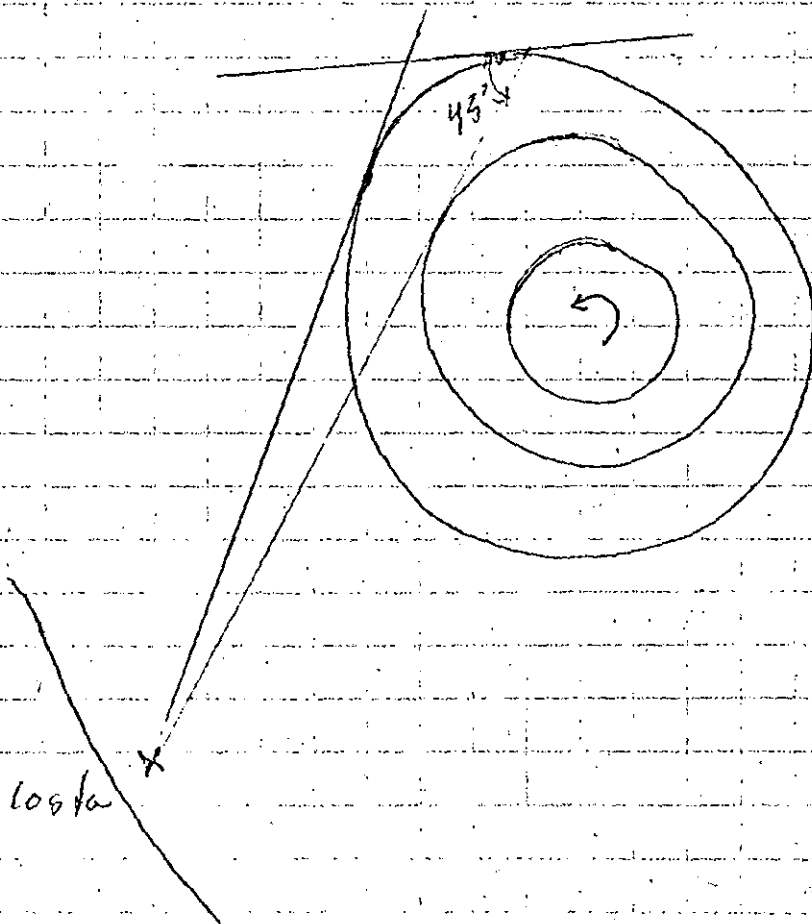
Forma de determinar  $F$ ,  $T$  y  $V$

Es timación de  $U$ ,  $\epsilon_D$ ,  $F$ ,  $D$ .

Al llegar el viento a isoboras rectos y paralelos se desvia  $30^\circ$

Cuando los isoboras son curvos, se desvia  $45^\circ$

localización de la zona de generación del oleaje.



Una vez que se tiene el punto medio del fetch se obtiene la separación "d" entre isobaras consecutivas. Con el valor d y  $\phi$  se calcula el viento geostrofico  $v_g$ .

Duración del viento:  $t_D$ .

En general, la dirección del fetch, cambia para cada carta meteorológica, tomada a cada 6 hrs.

Cuando no difieren mucho las direcciones de F en cartas consecutivas,  $t_D$  se obtiene con

$$t_D = N t_0$$

La carta que se escoge es aquella que tiene un fetch mayor a los demás.

Finalmente los datos obtenidos son:

$U$ ,  $t_D$ ,  $F$ ,  $D$  y con estos se calcula  $H_{1/3}$ ,  $T_{1/3}$ .

Nota sobre la duración de la acción del viento

- Acumulativa:

Cuando el cambio en la dirección del fetch fue inferior a  $1/16$  en los rumbos de las rosas de los vientos.

| Mapa de superficie | Duración |
|--------------------|----------|
| 1°                 | 3 hrs    |
| 2°                 | 9 hrs    |
| 3°                 | 15 hrs   |
| 4°                 | 21 hrs   |

= Variable

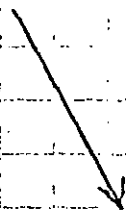
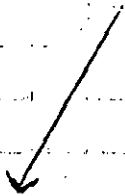
Si entre un mapa de superficie y el siguiente la dirección del fetch fué mayor a  $1/16$  en los rumbos de las rosas de los vientos

| Caso | Cambio en los rumbos | Duración (hrs) |
|------|----------------------|----------------|
| 1    | $1/16 - 1/8$         | 5              |
| 2    | $1/8 - 3/16$         | 4              |
| 3    | $3/16 - 1/4$         | 3              |
| 4    | $1/4 - 5/16$         | 2              |
| 5    | $5/16 - 1/2$         | 1              |

Ejemplo:

Carta N° 1

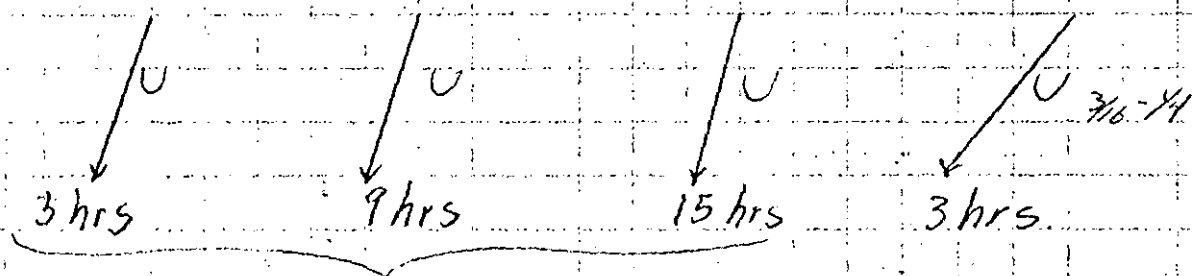
Carta N° 2



el cambio es mayor a  $5/16$  y a ambos se les asigna 1 hora.

## Ejemplo 2

Carta No 1      Carta No 2      Carta No 3      Carta No 4



★ Método de predicción del oleaje para ciclones en el Golfo de México que toma en cuenta el periodo de retorno

Periodo de retorno. (años)

Se define como el número promedio de años en que un evento es igualado o excedido

Ej.  $Q = 2500 \text{ m}^3/\text{seg}$  tiene un periodo de retorno de 50 años.

En promedio cada 50 años se presenta un gasto mayor o igual a  $2500 \text{ m}^3/\text{seg}$ .

$$T = \frac{1}{p}$$

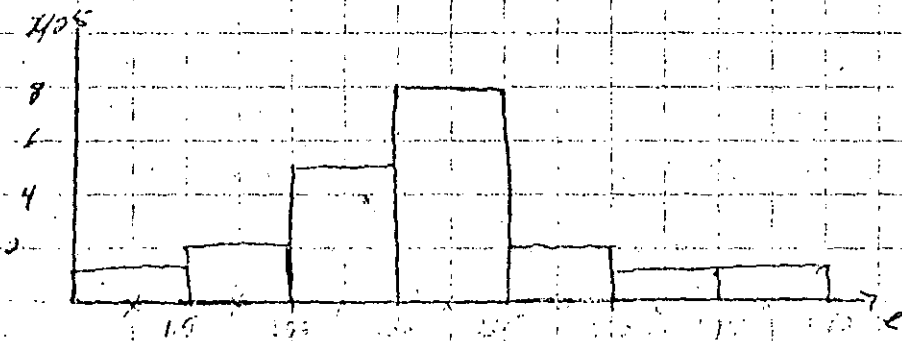
y  $p$  es la probabilidad de exceder el evento en cualquier año

$$P = \frac{1}{T}, \quad \frac{1}{50} = 0.02$$

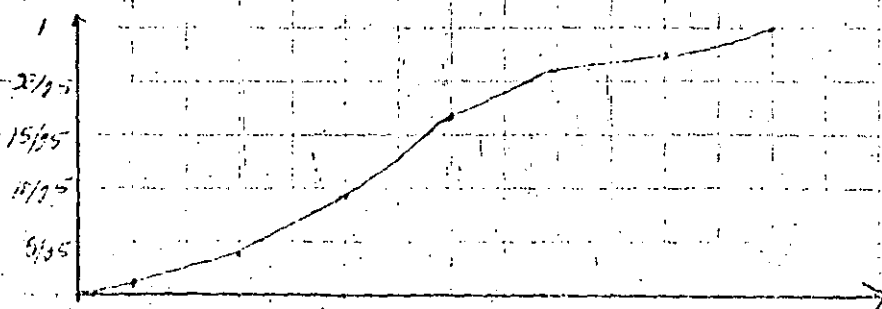
La probabilidad de exceder el gasto de  $2500 \text{ m}^3/\text{seg}$  en cualquier año es 0.02

Frecuencia

| Estadísticas | Conteo        | frecuencia | frec. relativa |
|--------------|---------------|------------|----------------|
| 0 - 1.5      | I             | 1/25       | 1/25           |
| 1.51 - 1.55  | III           | 3/25       | 4/25           |
| 1.56 - 1.60  | IIII          | 4/25       | 9/25           |
| 1.61 - 1.70  | IIIIIIII      | 8/25       | 17/25          |
| 1.71 - 1.85  | II            | 2/25       | 21/25          |
| 1.76 - 1.80  | I             | 1/25       | 24/25          |
| 1.81 - 2     | I             | 1/25       | 25/25          |
|              | $\Sigma = 25$ | 8          |                |

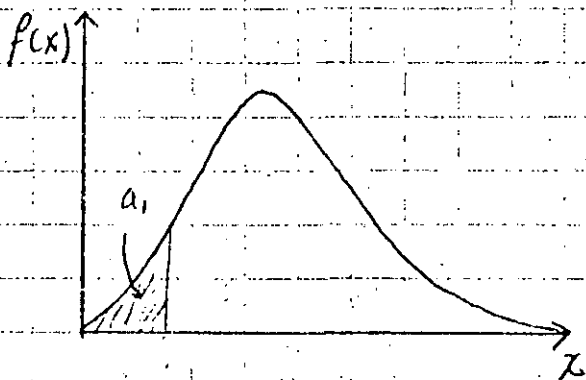


Histograma



ogiva de  
frec.  
relativa  
acumuladas

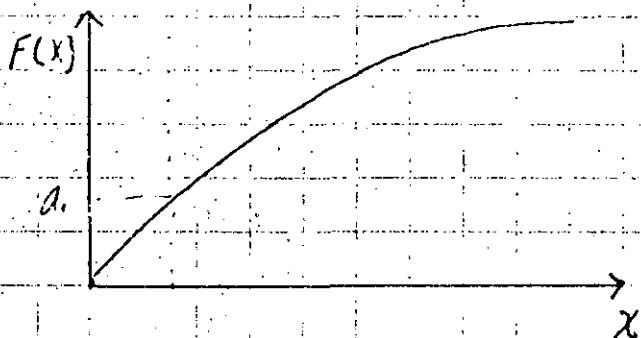
si se toma un gran número de elementos el histograma se parece a una curva



función de densidad de probabilidad

$$f(x) > 0$$

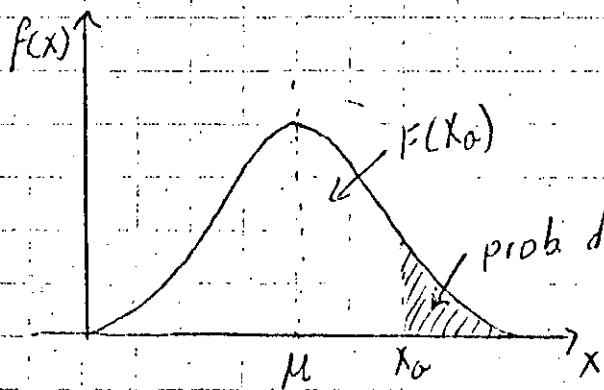
$$\int f(x) dx = 1$$



$$F(x) = \int_0^x f(x) dx$$

función de distribución de probabilidad acumulada

### Distribución Normal



$$F(x_0) + Y_T = 1 \quad ; \quad F(x_u) = 1 - Y_T$$

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}}$$

La función  $f(x)$  se fija con los parámetros  $\mu$  y  $\sigma$

Para fijarlos, se puede utilizar el método de ajuste de momentos

$$\mu = \bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^N x_i}{N} ; \sigma = S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})^2}{N}}$$

$$P(x_i) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \int_{-\infty}^{x_i} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}} dx$$

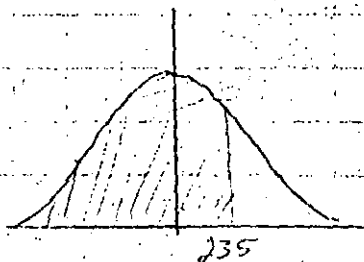
Como esta integral no se puede resolver, conviene hacer un cambio de variable.

$$P(x_i) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{z_i} e^{-z^2/2} dz \quad \left. \begin{array}{l} \mu=0 \\ \sigma=1 \end{array} \right\}$$

A esta se le llama distribución de probabilidad acumulada normal estandarizada.

23

$P(z)$





## Fórmulas del Método de Predicción del Oleaje.

$$P_{B\phi}(IP_H) = P_{B\phi}(IP_0) P(H)_s$$

si  $A$  y  $B$  son dos eventos independientes, entonces

$$P(A \cap B) = P(A) P(B)$$

$A = \{ \text{se presenta un ciclón} \}$

$B = \{ \text{el ciclón produce un oleaje con } H/H_3 > H \}$

Enero-85

Analogía con eventos independientes

En una urna se tienen 8 B. blancas y 8 B. azules

¿Cuál es la probabilidad de sacar una bola azul que tenga un número mayor o igual a 7

$A = \{ \text{se presenta una bola azul} \}$

$B = \{ \text{la pelota azul tiene marcado un número mayor o igual a 7} \}$

$$P(A \cap B) = P(A) P(B)$$

son eventos independientes.

$$P(A) = \frac{8}{16} = \frac{1}{2} \quad ; \quad P(B) = \frac{2}{8} = \frac{1}{4}$$

$$P(A \cap B) = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{4} = \frac{1}{8}$$

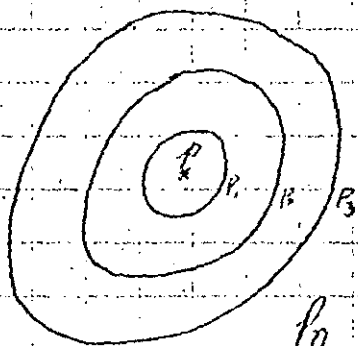
de otra manera, también

$$P(A \cap B) = \frac{2}{16} = \frac{1}{8}$$

Método de predicción del oleaje que toma en cuenta el periodo de retorno.

$$P_{0\phi} (IP_{11}) = P_{0\phi} (IP_0) P(H)_s$$

Ciclones en el Golfo de México



ciclón

$$P_1 < P_2 < P_3$$

$P$  es la presión en el ojo del ciclón.

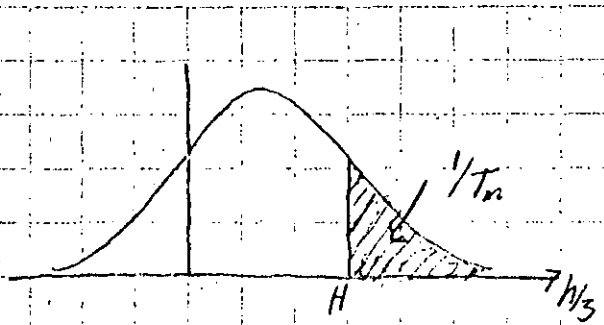
$$P_n = 1013.24 \text{ mb}$$

Para el análisis se toma en cuenta lo siguiente

= la intensidad del ciclón  $i = \gamma (P_n - P)$

= Probabilidad de ocurrencia

cuando se produce una presión menor a 1013.25 mb se forma un ciclón.



$H$  es la altura de ola significativa cuya probabilidad de excedencia es  $1/T_m$ , siendo  $T_m$  el periodo de retorno.

### Definiciones

$IP_m$  es el índice de presión de un ciclón que origina un oleaje cuya altura significativa es  $H$ .

$R$  es el radio de máximo viento e indica la distancia que hay entre el ojo del huracán y el sitio donde la velocidad del viento es mayor en la dirección del fetch.

$P_{6\phi}(IP_0)$  probabilidad de que se presente un ciclón en la zona  $s$ .

$P(H)$  probabilidad de que un ciclón que se presente en la zona  $s$ , produzca un oleaje de altura significativa  $h_{r3} \geq H$ .

Con estadísticas en el Golfo de México, de presentación de ciclones se han podido dibujar las fig. siguientes (número de ciclones por año)  $T_s$

$$P(H)_s = 1 - \left[ \frac{T_m - 1}{T_m} \right]^{1/T_s}$$

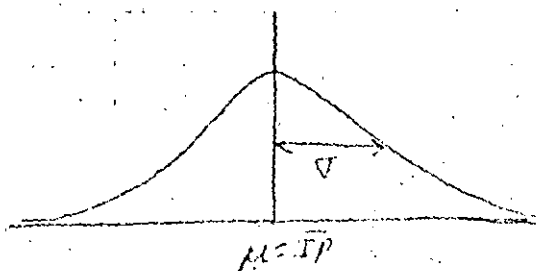
$P_{3\phi}(IP_0)$ ; donde  $IP_0$  es el índice de presión de un ciclón que origina un oleaje cuya altura significante es mayor o igual a cero.

$$H = f_1(L) f_2(\phi) \cdot f_3(LD) \cdot (10.13.25 - IP_0) \quad 1.1667$$

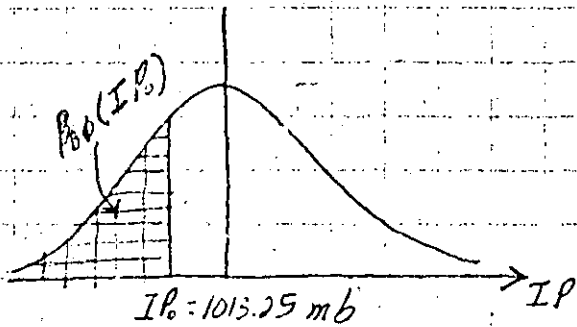
$IP$  sigue una distribución de probabilidad normal con media y desviación estándar

$$\overline{IP} = 7024.18 - 1.6884 \phi$$

$$SIP = 54.03 - 1.013 \phi$$



$\phi$  es la latitud en grados.



En la medida en que  $IP < IP_0$  mejor será la intensidad del ciclón.

Otro parámetro importante es la velocidad de desplazamiento del ciclón, esta se obtiene de la fig. 2.10

### Resumen de fórmulas

$$P_{50}(IP_n) = P_{50}(IP_0) P(H)_s \quad 2.12$$

$$\bar{IP} = 1024.18 - 1.6884 \phi \quad 2.13$$

$$SIP = 54.03 - 1.013 \phi \quad 2.14$$

$$P(H)_s = 1 - \left( \frac{T_m - 1}{T_m} \right)^{1/5} \quad 2.15$$

$$R = 0.0006574 e^{0.01155 IP_n} \quad 2.16$$

$$E = 962.7097 (1013.25 - IP_n)^{1.1667} R^{0.6667} (\sin \phi)^{-0.3333} \left[ 11 \frac{0.418 \sqrt{1}}{(1013.25 - IP_n)^{0.5}} \right]$$

$$H_0 = 0.0051 E^{0.518} \quad 2.18$$

$$T = 0.2768 E^{0.261} \quad 2.19$$

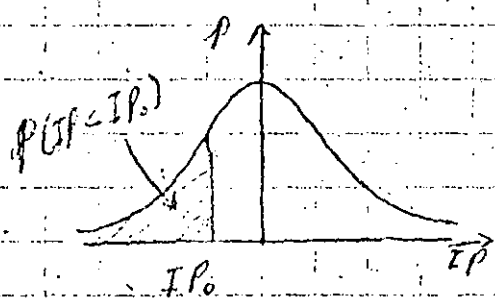
$$F = 0.12189 E^{0.553} \quad 2.20$$

$$Y = (1.4134 - 0.01R) R \quad 2.21$$

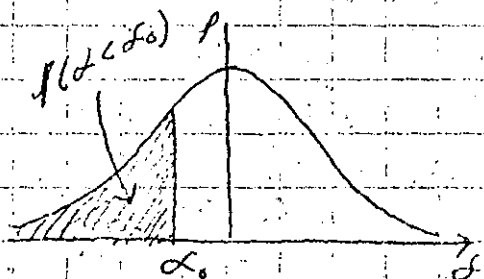
1. Localizar el punto en estudio se obtiene  $x_s$ ,  $v_s$  y  $\phi$  (donde  $\phi$  es la latitud media de la zona donde se localiza el sitio en estudio).

2. obtener  $I-P$  y  $SIP$ , para ello se utilizan las expresiones 2.13 y 2.14 ( $\phi$ ).

3. Encontrar la prob. de que se presente un ciclón  $P_{B\phi}(IP_0)$



$\Rightarrow$  unidades estándar

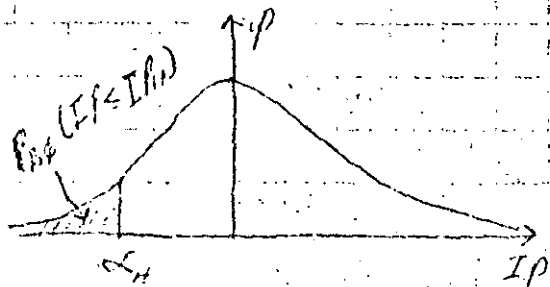


$$L_0 = \frac{IP_0 - \bar{IP}}{SIP}$$

4. determinar  $P(H)_s$ , con  $T_m$ ,  $x_s$  y la exp. 2.15

5. obtener la probabilidad de que se presente un ciclón que origine un oleaje de altura significativa  $h_{1/2} \geq H$ ,  $P_{B\phi}(IP_H)$  para ello se utiliza la expresión 2.12

6. Es timar  $IP_H$



$$L_H = \frac{IP_H - \bar{IP}}{SIP}$$

7. Calcular  $R$  y  $E$ , se usan los exp. 2.16 y 2.17
8. se calculan  $H_0$ ,  $T$ , se usan los exp. 2.18 y 2.19
9. Estimar el decaimiento del oleaje
10. Considerar la refracción del oleaje.

### Ejemplo

Predecir el oleaje debido a un ciclón para un período de retorno de 50 años en un lugar cercano a Altamira, Tamp. ubicado a  $22.5^\circ$  de latitud Norte y  $97.7^\circ$  longitud este. Considere condición de aguas profundas y que no existe decaimiento.

1.- ubicando el sitio en estudio se tiene que  $\gamma_s = 0.314$ ,  $\gamma_a = 4.84 \text{ m/s}^2$  y  $\beta = 23^\circ$

2.- la media y desviación estándar es

$$\bar{I}P = 1024.18 - 1.6684(23) = 985.35 \text{ mb}$$

$$SIP = 54.03 - 1.013(23) = 30.731 \text{ mb.}$$

3.- Cálculo de  $P(I_P \leq I_P)$

$$Z_0 = \frac{1013.25 - 985.35}{30.731} = 0.9080$$



$$P(Z \leq Z_0) =$$

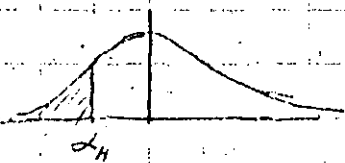
$$P_{DP}(I_P \leq I_P) = 0.8189$$

4- se calcula  $P(H)_s$

$$P(H)_s = 1 - \left[ \frac{50-1}{40} \right]^{1/0.314} = 0.0623$$

5- se calcula  $P(IPE \leq IP_H)$

$$- P_{Pp}(IPE \leq IP_H) = (0.2189)(0.0623) = 0.051$$



$$P_{Pp}(IPE \leq IP_H) = P_{Pp}(\alpha_S \leq \alpha_H) \\ \Rightarrow \alpha_H = -1.636$$

6.  $IP_H = 985.35 + (30.73)(-1.636) = 935.071 \text{ mb}$

7.  $R = 32.25 \text{ km}$ ;  $E = 2649654.124 \text{ km}^2/\text{hrs}^2$

8.  $H = 10.83 \text{ m}$ ;  $T = 13.14 \text{ seg}$

Este método tiene la desventaja de no tomar en cuenta la dirección del decaje

Es la distancia desde el centro del ciclón a la línea en la cual, el índice de energía del ciclón es máximo.



## Generación y desarrollo de olas por viento.

Muchos intentos se han hecho para explicar la forma en que se generan las olas por viento. Helmholtz fue el primero en descubrir la inestabilidad en la interfase entre dos copos de diferente densidad, como lo son el aire y el agua.

Kelvin propuso que la tensión superficial puede tomar un papel importante en la generación de ondas; y ~~en~~ <sup>con</sup> base ~~a~~ <sup>en</sup> esto trató de corregir la teoría de Helmholtz; pero los resultados que se obtuvieron son poco representativos de la realidad; un ejemplo es que la longitud de onda observada, es normalmente menor que la longitud de onda estimada ( $L = 1.8$  en "teoría"). Se cree que el error de estas dos teorías, es el idealizar fluidos en movimiento al evaluar la velocidad mínima del viento para generación de ondas.

West en 1949 y Lock en 1954 trataron los mismos problemas tomando en cuenta la diferente viscosidad de los dos fluidos (aire y agua de mar). En 1953 Eckart propuso que la fluctuación en la presión atmosférica tiene gran importancia en la generación de ondas por viento.

En 1957 Phillips y Miles presentaron sus respectivas teorías en generación y desarrollo de olas por viento, lo cual constituye un gran avance.

### 1. Teoría de Phillips.

Establece que debido a la fluctuación en la presión atmosférica se produce turbulencia en la superficie libre. Esta fluctuación es dada por varios componentes, los cuales tienen diferente frecuencia y por ello es que se pueden generar infinidad de ondas. La fluctuación de la presión está relacionada con la velocidad del viento. Cuando la velocidad del viento y la de propagación de una onda son casi iguales, la fluctuación de la superficie libre se amplifica, formando se un tren de ondas, en este caso la energía de la onda aumenta linealmente con el tiempo. Por procesos semejantes hay propagación en dirección oblicua del viento, de otras ondas. Lo anterior explica el mecanismo de desarrollo de ondas en su estado inicial.

### 2. Teoría de Miles-Sheer-flow

La distribución vertical de velocidades del viento cercana a la superficie del agua es la que interviene para que una onda sea de gran amplitud o pequeña amplitud, la variación de la distribución de velocidad

des arriba de la superficie libre del mar es compleja y esto hace que las ondas inducidas tengan el mismo carácter.

Un análisis de la distribución de presiones de arriba indica la existencia de una presión elemental, la cual tiene un alto valor en el viento del lado de arriba y un bajo valor en el viento del lado de abajo, la presión elemental empuja las ondas en la misma dirección de la velocidad del viento de abajo y da energía a la onda, con ello, las ondas aumentan su amplitud; la diferencia de presión entre el viento de arriba y el viento de abajo aumenta; con lo que el contenido de energía de la onda aumenta en forma exponencial con el tiempo.

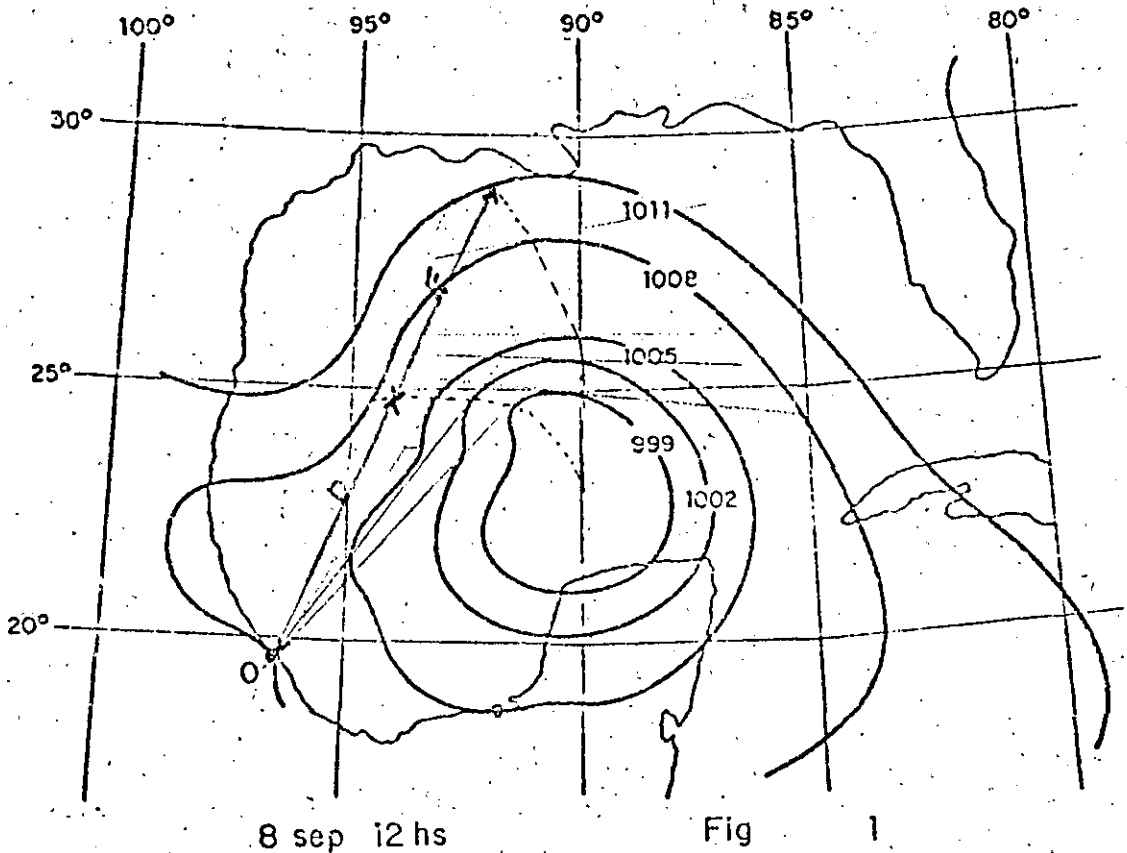
# Tarea Hidráulica Marítima

Jiménez Castañeda Abel

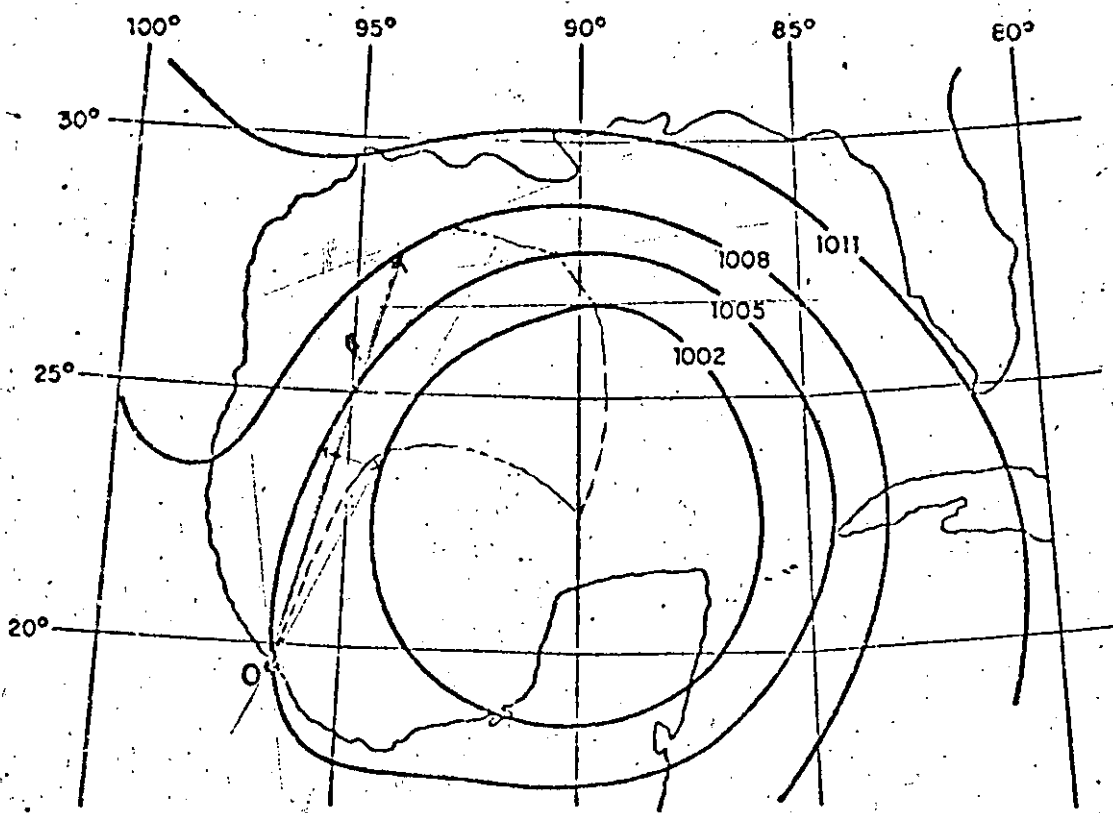
TAREA PARA EL 25 DE ENERO DE 1985

## ENUNCIADO

En las figs 1 a 5 se muestran las cartas meteorológicas con la evolución a cada 6 horas, del sistema de isobaras del ciclón Carla, que ocurrió en el Golfo de México, los días 8 y 9 de septiembre de 1961. En un

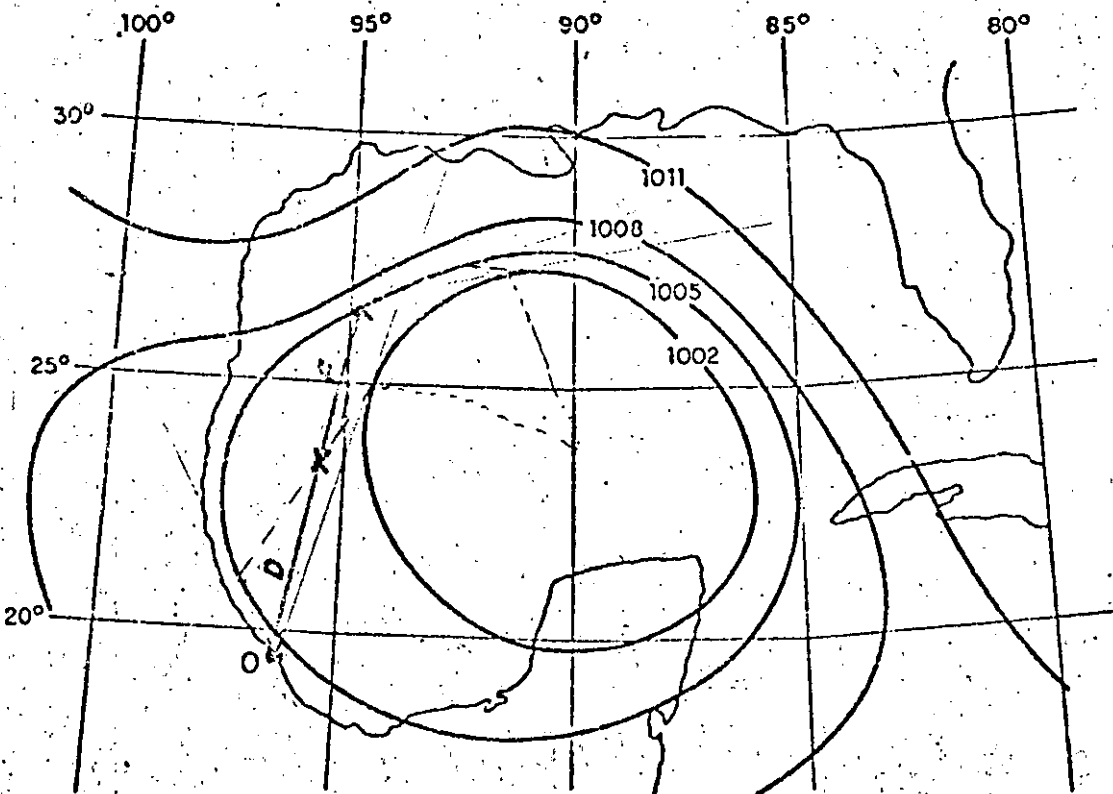


sitio de la costa, situado aproximadamente a los 19° de latitud norte y a los 96° 30' de longitud oeste, se sabe que se presentó un oleaje fuerte, proveniente del noreste. Se quieren conocer las posibles características (altura y periodo) del oleaje producido por este ciclón en ese lugar. Use los métodos SME(MOD), PNJ y Shuleikin.



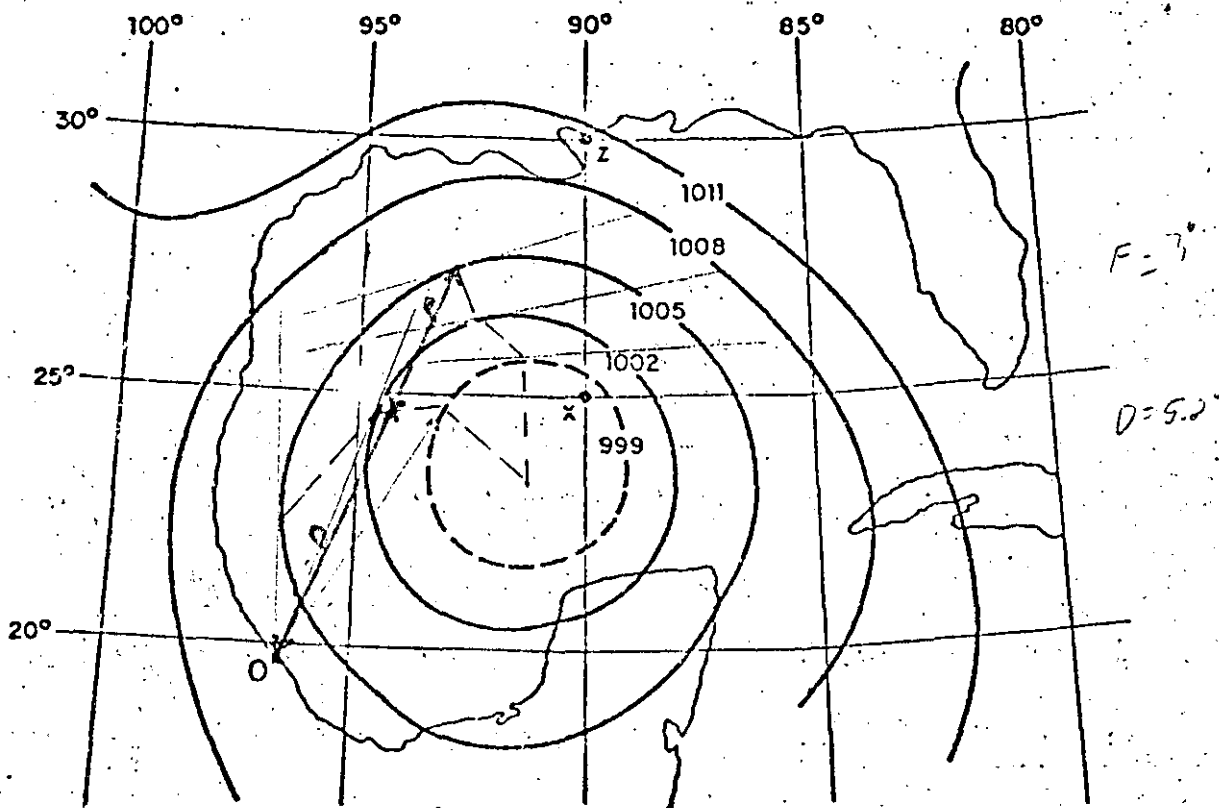
8 sep 18 hs

Fig 2



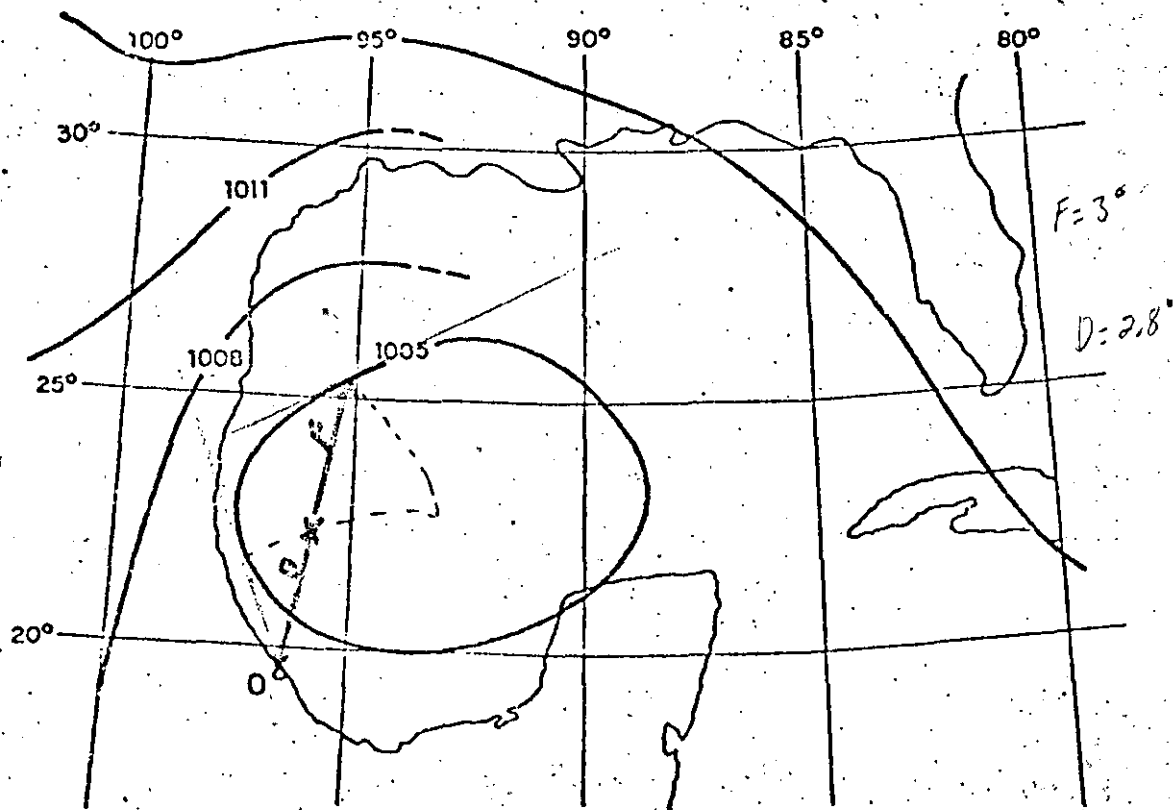
9 sep 0 hs

Fig 3



9 sep 6 hs

Fig 4



9 sep 12 hs

Fig 5

La carta que da el mayor fetch es la de 18-sep-18hrs.

$$F = 8.4^\circ ; 1^\circ = 111 \text{ km}$$

$$F = 8.4(111) = 932.4 \text{ km} = 503.18 \text{ mn}$$

Con <sup>EN</sup> base <sup>EN</sup> a la forma de las isobaras, en las diferentes cartas, se estima  $t_D = 6(4) = 24 \text{ hrs. ?}$

La latitud media del punto medio del fetch es

$\phi = 23.8^\circ$  y ahí hay un espaciamiento entre isobaras de  $d = 1.2^\circ \text{ lat.}$

Con  $\phi = 23.8^\circ$  y  $d = 1.2^\circ$  se estima  $v_g = 60 \text{ nudos}$

Con  $\Delta T_{em} = 5^\circ F$  y  $R_{eol} = 5^\circ \text{ lat}$   $u/v_g = 0.62$

$$u = 0.62 v_g = 0.62(60) = 37.20 \text{ nudos}$$

$$u = 37.20 \frac{(1853 \text{ m})}{60 \text{ seg}}$$

$$u = 19.16 \text{ m/seg} \checkmark$$

### Método SMB (MOD.)

Con  $F = 932.4 \text{ km}$  y  $u = 19.16 \text{ m/seg}$   
se estima de la fig.

$$H_{y3} = 7 \text{ m} ; T_{y3} = 11 \text{ seg} \text{ y } t_{D \text{ min}} = 40 \text{ hrs.}$$

Como  $t_D < t_{D \text{ min}}$  es necesario corregir los valores.

Con  $t_{D \text{ min}} = 40 \text{ hrs}$  se estima  $\bar{H}_{y3} = 6.5 \text{ m}$   $\bar{T}_{y3} = 10.5 \text{ seg.} \checkmark$

y se tuvo limitación por fetch.

## Método PNI

con  $t_0 = 24 \text{ hrs}$  y  $u = 37.20 \text{ nudos}$

de la fig. se estima  $\bar{H}_{V3} = 7.8 \text{ m}$  y  $\bar{T}_{V3} = 12.5 \text{ seg}$

con  $F = 503.18 \text{ mn}$  y  $u = 37.20 \text{ nudos}$

de la fig. se estima  $\bar{H}_{V3} = 10.5$  y  $\bar{T}_{V3} = 17 \text{ seg}$

$$\therefore \underline{\bar{H}_{V3} = 7.8 \text{ m} \text{ y } \bar{T}_{V3} = 12.5 \text{ seg}} \checkmark$$

## Método S

con  $\frac{t_0}{U} = \frac{24}{19.16} = 1.25$  de la fig. se estima  $\frac{Z}{n} = 22.5$

con  $\frac{F}{u^3} = \frac{932.4}{(19.16)^3} = 2.54$  de la fig. se estima  $n = 0.95$

$$\text{como } \bar{H}_{V3} = \frac{n \cdot U^2}{60} = \frac{0.95 (19.16)^2}{60}$$

$$\underline{\bar{H}_{V3} = 5.81 \text{ m}} \checkmark$$

$$\frac{1.56 \bar{T}_{V3}^2}{\bar{H}_{V3}} = \frac{Z}{n} = 22.5 ; \quad \bar{T}_{V3}^2 = \frac{22.5 \bar{H}_{V3}}{1.56}$$

$$\underline{\bar{T}_{V3} = 9.1 \text{ seg}} \checkmark$$

$$T_{V3} = \sqrt{\frac{22.5 (5.81)}{1.56}}$$





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

**CURSO: HIDRAULICA MARITIMA Y DE ESTUARIOS  
DEL 11 DE MARZO AL 3 DE JUNIO**

**MEXICO, D.F.**

**ESTRUCTURAS MARITIMAS**

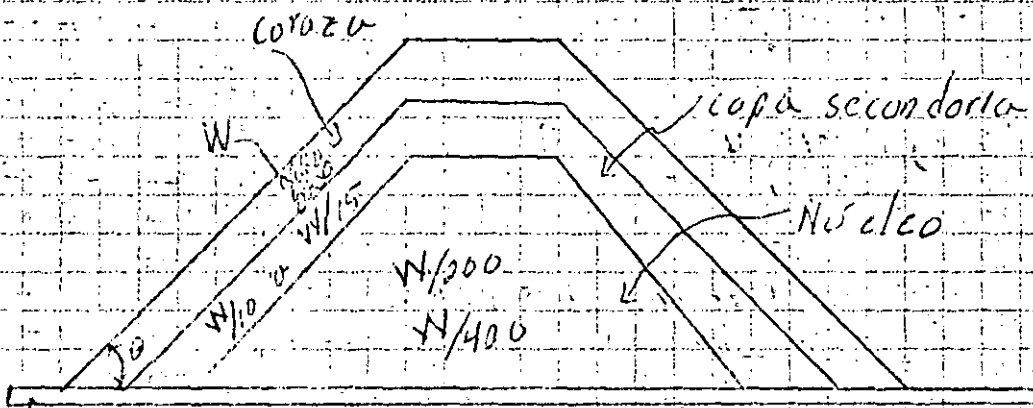
**ING. OSCAR FUENTES MARILES.  
JUNIO 1985**

# 5. ESTRUCTURAS MARITIMAS

## 5.1 Rompeolas

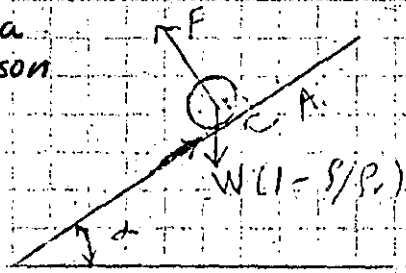
Rompeolas: su función es disipar la energía de oleaje; en ocasiones, con ellos se provoca que las olas rompan sobre sus pendientes.

Es importante analizar su estabilidad, ya que en general, están formados de elementos sueltos.



Rompeolas típica

★ Deducción de la fórmula de Hudson



análisis de la estabilidad de un elemento

Hipótesis:  $F = K P g A H$  (1)

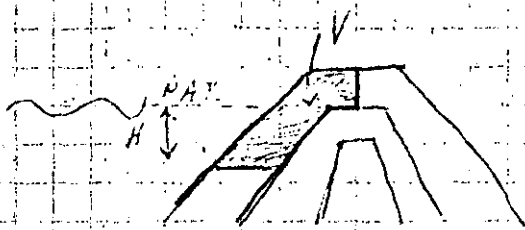
A: es el área proyectada sobre el plano inclinado.

El volumen es  $V = \frac{\pi d^3}{6} = k' d^3$  (2)

$A = \frac{\pi d^2}{4} = k'' d^2$  (3)

## Daño de una escollera

El Shore Protection define como daño en una escollera, lo siguiente:



en función del volumen  $V_r$  que dejaron los elementos removidos se estima el daño

$$d = \frac{V_r}{V_i} (100)$$

En la tabla 7.7  $H = H_{0=0}$

0.0 a 0.5%

En la tabla 7.8

$$\frac{H}{H_{0=0}} = 2.5 \quad D$$

por ejemplo, para piedra lisa

$$\frac{H}{H_{0=0}} = 2.0 \leq D \leq 3.0 \Rightarrow \frac{H}{H_{0=0}} = 1.29$$

$$\text{y } K_D = 5.0$$

$H = 1.29 H_{0=0}$  : si incide en la escollera un oleaje de altura  $1.29 H_{0=0}$  en lugar del oleaje de la altura  $H_{0=0}$  se tendrá en la estructura un daño de 20% a 30%

$H_{0=0} = 10 \text{ m}$  no provoca daños

$H = 12.9$  genera un daño del 20 al 30%

Table 7.7 Suggested  $K_D$  Values for Use in Determining Armor Unit Weight, ref 8

| No-Damage Criteria and Minor Overtopping |     |           |                 |                  |                |                  |              |
|--|-----|-----------|-----------------|------------------|----------------|------------------|--------------|
| Armor Units                              | n * | Placement | Structure Trunk |                  | Structure Head |                  |              |
|  |     |           | $K_D$ §         |                  | $K_D$          |                  | Slope        |
|  |     |           | Breaking wave   | Nonbreaking wave | Breaking wave  | Nonbreaking wave | cot $\theta$ |
| Quarystone                               |     |           |                 |                  |                |                  |              |
| Smooth rounded                           | 2   | random    | 2.1             | 2.4              | 1.7            | 1.9              | 1.5 to 3.0   |
| Smooth rounded                           | >3  | random    | 2.8             | 3.2              | 2.1            | 2.3              |              |
| Rough angular                            | 1   | random †  | †               | 2.9              | †              | 2.3              |              |
|  |     |           |                 |                  | 2.9            | 3.2              | 1.5          |
| Rough angular                            | 2   | random    | 3.5             | 4.0              | 2.5            | 2.8              | 2.0          |
|  |     |           |                 |                  | 2.0            | 2.3              | 3.0          |
| Rough angular                            | >3  | random    | 3.9             | 4.5              | 3.7            | 4.2              |              |
| Rough angular                            | 2   | special ‡ | 4.8             | 5.5              | 3.5            | 4.5              |              |
| Tetrapod and Quadripod                   | 2   | random    | 7.2             | 8.3              | 5.9            | 6.6              | 1.5          |
|  |     |           |                 |                  | 5.5            | 6.1              | 2.0          |
|  |     |           |                 |                  | 4.0            | 4.4              | 3.0          |
| Tribar                                   | 2   | random    | 9.0             | 10.4             | 8.3            | 9.0              | 1.5          |
|  |     |           |                 |                  | 7.8            | 8.5              | 2.0          |
|  |     |           |                 |                  | 7.0            | 7.7              | 3.0          |
| Dolos                                    | 2   | random    | 22.0            | 25.0             | 15.0           | 16.5             | 2.0 ¶        |
|  |     |           |                 |                  | 13.5           | 15.0             | 3.0          |
| Modified Cube                            | 2   | random    | 6.8             | 7.8              | —              | 5.0              |              |
| Hexapod                                  | 2   | random    | 8.2             | 9.5              | 5.0            | 7.0              |              |
| Tribar                                   | 1   | uniform   | 12.0            | 15.0             | 7.5            | 9.5              |              |
| Quarystone ( $K_{RR}$ )                  |     |           |                 |                  |                |                  |              |
| Graded angular                           | -   | random    | 2.2             | 2.5              |                |                  |              |

\* n is the number of units comprising the thickness of the armor layer.

† The use of single layer of quarystone armor units subject to breaking waves is not recommended, and only under special conditions for nonbreaking waves. When it is used, the stone should be carefully placed.

‡ Special placement with long axis of stone placed perpendicular to structure face.

§ Applicable to slopes ranging from 1 on 1.5 to 1 on 5.

|| Until more information is available on the variation of  $K_D$  value with slope, the use of  $K_D$  should be limited to slopes ranging from 1 on 1.5 to 1 on 3. Some armor units tested on a structure head indicate a  $K_D$ -slope dependence.

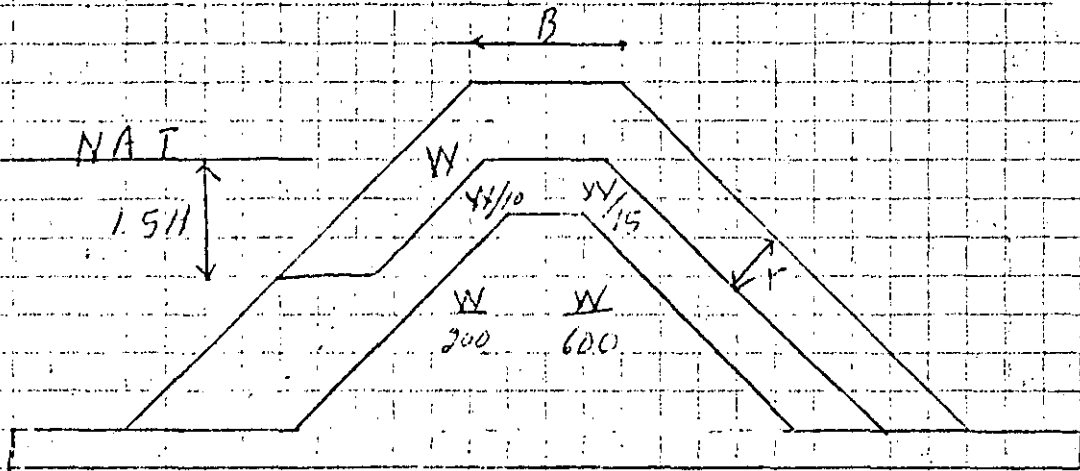
¶ Stability of dolosse on slopes steeper than 1 on 2 should be substantiated by site specific model tests.

Table 7-8  $H/H_{D=0}$  and  $K_D$  as Function of Cover-Layer Damage and Type of Armor Unit, ref 3

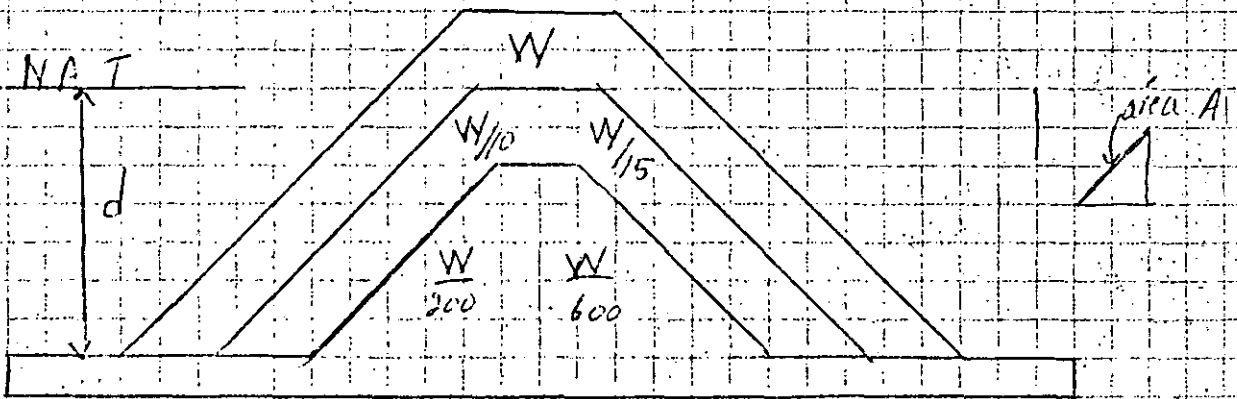
| Unit                      |             | Damage (D) in Percent |         |          |          |          |          |          |
|---------------------------|-------------|-----------------------|---------|----------|----------|----------|----------|----------|
|                           |             | 0 to 5                | 5 to 10 | 10 to 15 | 15 to 20 | 20 to 30 | 30 to 40 | 40 to 50 |
| Quarystone<br>(smooth)    | $H/H_{D=0}$ | 1.00                  | 1.08    | 1.14     | 1.20     | 1.29     | 1.41     | 1.54     |
|                           | $K_D$       | 2.4                   | 3.0     | 3.6      | 4.1      | 5.1      | 6.7      | 8.7      |
| Quarystone<br>(rough)     | $H/H_{D=0}$ | 1.00                  | 1.08    | 1.19     | 1.27     | 1.37     | 1.47     | 1.56     |
|                           | $K_D$       | 4.0                   | 4.9     | 6.6      | 8.0      | 10.0     | 12.4     | 15.0     |
| Tetrapods &<br>Quadrupods | $H/H_{D=0}$ | 1.00                  | 1.09    | 1.17     | 1.24     | 1.32     | 1.41     | 1.50     |
|                           | $K_D$       | 8.3                   | 10.8    | 13.4     | 15.9     | 19.2     | 23.4     | 27.8     |
| Tribar                    | $H/H_{D=0}$ | 1.00                  | 1.11    | 1.25     | 1.36     | 1.50     | 1.59     | 1.64     |
|                           | $K_D$       | 10.4                  | 14.2    | 19.4     | 26.2     | 35.2     | 41.8     | 45.9     |

Breakwater Trunk,  $n = 2$ , Random Placed Armor Units, Nonbreaking Waves, and Minor Overtopping Conditions.

# Secciones típicas de escolleras



Aguas profundas ( $d > 1.3H$ )



Aguas intermedias ( $d < 1.3H$ )

$$B = n K_D \left( \frac{W}{\gamma_r} \right)^{1/3} ; n \approx 3$$

$$r = n K_D \left( \frac{W}{\gamma_r} \right)^{2/3}$$

$$\frac{N_r}{A} = n K_D \left( 1 - \frac{P}{100} \right) \left( \frac{\gamma_c}{W} \right)^{2/3}$$

B: ancho de cresta (corona), m.

n: número de elementos, para la cresta  $n \approx 3$

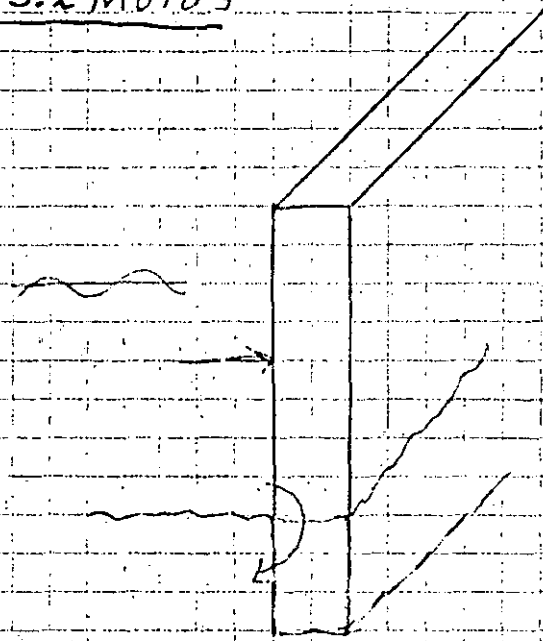
$K_D$ : coeficiente de copa (se estima de una tabla)

W: peso del elemento en ton.

P: porosidad en %

$N_r$ : número requerido de elementos para cubrir el área A

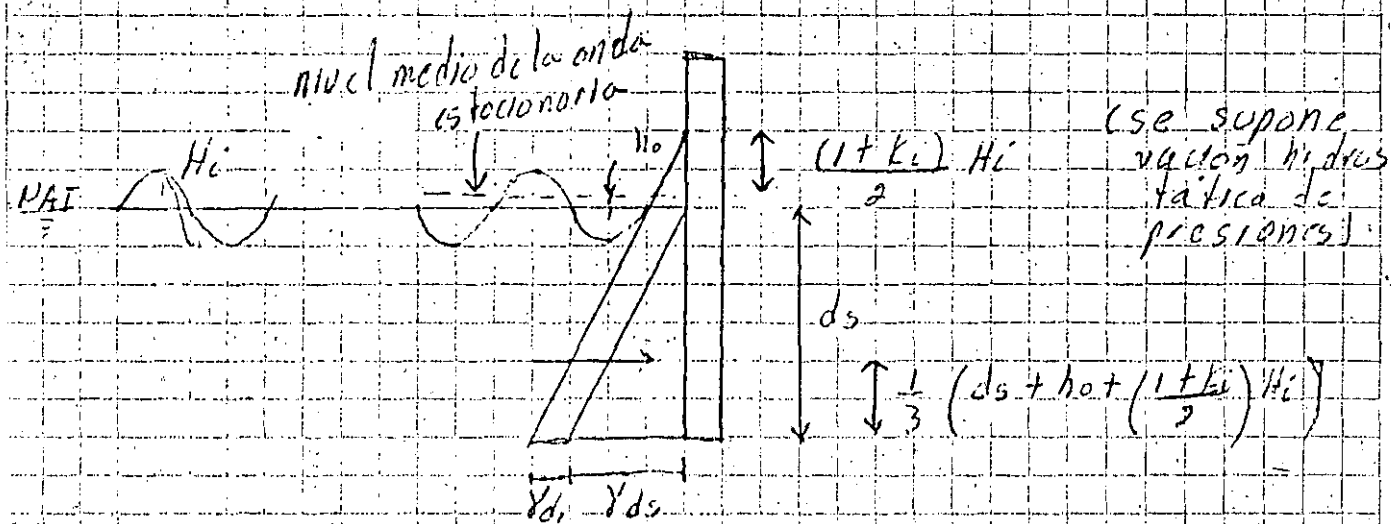
## 5.2 Muros



tipos de sollicitación

- no rompe sobre el muro  
→ (clapotis)
- rompe sobre el muro:  
→ presión dinámica producida por la rompente

clapotis



El empuje máximo por unidad de ancho es

$$E_{\max} = \frac{\gamma}{2} (d_s + d_i) \left[ d_s + h_0 + \frac{(1 + K_c) H_i}{2} \right]$$

$$M_{\max} = \frac{\gamma}{6} (d_s + d_i) \left[ d_s + h_0 + \frac{(1 + K_c) H_i}{2} \right]^2$$

el brazo de palanca máximo es

$$b_{\max} = \frac{M_{\max}}{E_{\max}} = \frac{1}{3} (d_s + h_0 + \left[ \frac{1+k_r}{2} \right] H_i)$$

Estimaciones de las sollicitaciones mínimas

$$E_{\min} = \frac{\gamma}{2} (d_s - d_i) \left[ d_s + h_0 - \left( \frac{1+k_r}{2} \right) H_i \right]$$

$$M_{\min} = \frac{\gamma}{6} (d_s - d_i) \left[ d_s + h_0 - \left( \frac{1+k_r}{2} \right) H_i \right]^2$$

$$b_{\min} = \frac{M_{\min}}{E_{\min}} = \frac{1}{3} \left[ d_s + h_0 - \left( \frac{1+k_r}{2} \right) H_i \right]$$

Por otro lado, de la teoría lineal (ondas estacionarias)

$$\text{de } \eta - \quad h_0 = \frac{\pi \left( \frac{1+k_r}{2} \right) H_i}{L_s} \coth n \frac{\pi d_s}{L_s}$$

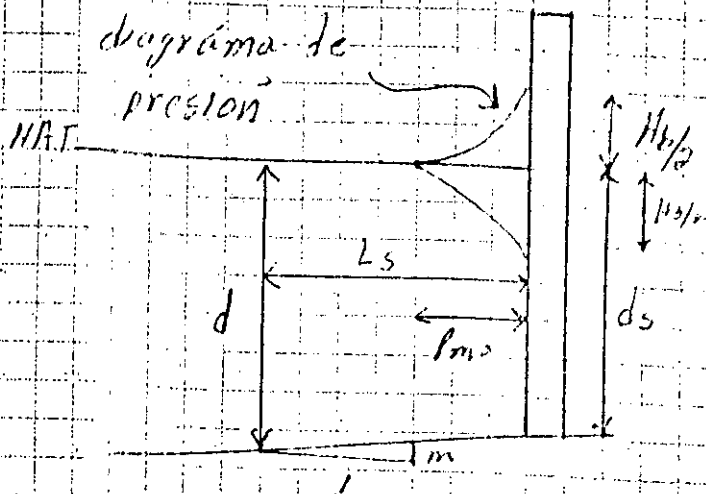
$$\text{de } \varphi - \quad d_i = \frac{\left( \frac{1+k_r}{2} \right) H_i}{\cosh n \pi d_s / L_s}$$

donde  $L_s$  es la longitud de la onda estacionaria  $\varphi$ , la separación entre dos crestas consecutivas cerca del muro.

$k_r$  es el coeficiente de reflexión:



si la ola rompe, no existe la clapotis  
 la presión sobre el muro tiene un comportamiento  
 dinámico



$H_0$  es la altura de  
 la ola rompiente

$$P_{\max} = 30.74 \gamma \frac{H_0}{L_s} \frac{d_s}{d} (d + d_s)$$

( $\gamma$  en  $\text{kg/m}^3$ )

$L_s$  corresponde a la longitud de la ola, a la profundidad  $d_s$ ;

$$d = d_s + m L_s$$

para este caso, el empuje sobre el muro es  
 la suma de la presión dinámica máxima, más  
 la presión hidrostática

$$E = \frac{P_{\max} H_0}{3} + \frac{\gamma}{2} (d_s + \frac{H_0}{2})^2$$

$$M = \frac{P_{\max} H_0 d_s}{3} + \frac{\gamma}{6} (d_s + \frac{H_0}{2})^2 d_s$$

$$b = \frac{M}{E} = \frac{d_s \left[ \frac{P_{\max} H_0}{3} + \frac{\gamma}{6} (d_s + \frac{H_0}{2})^2 \right]}{\frac{P_{\max} H_0}{3} + \frac{\gamma}{2} (d_s + \frac{H_0}{2})^2}$$

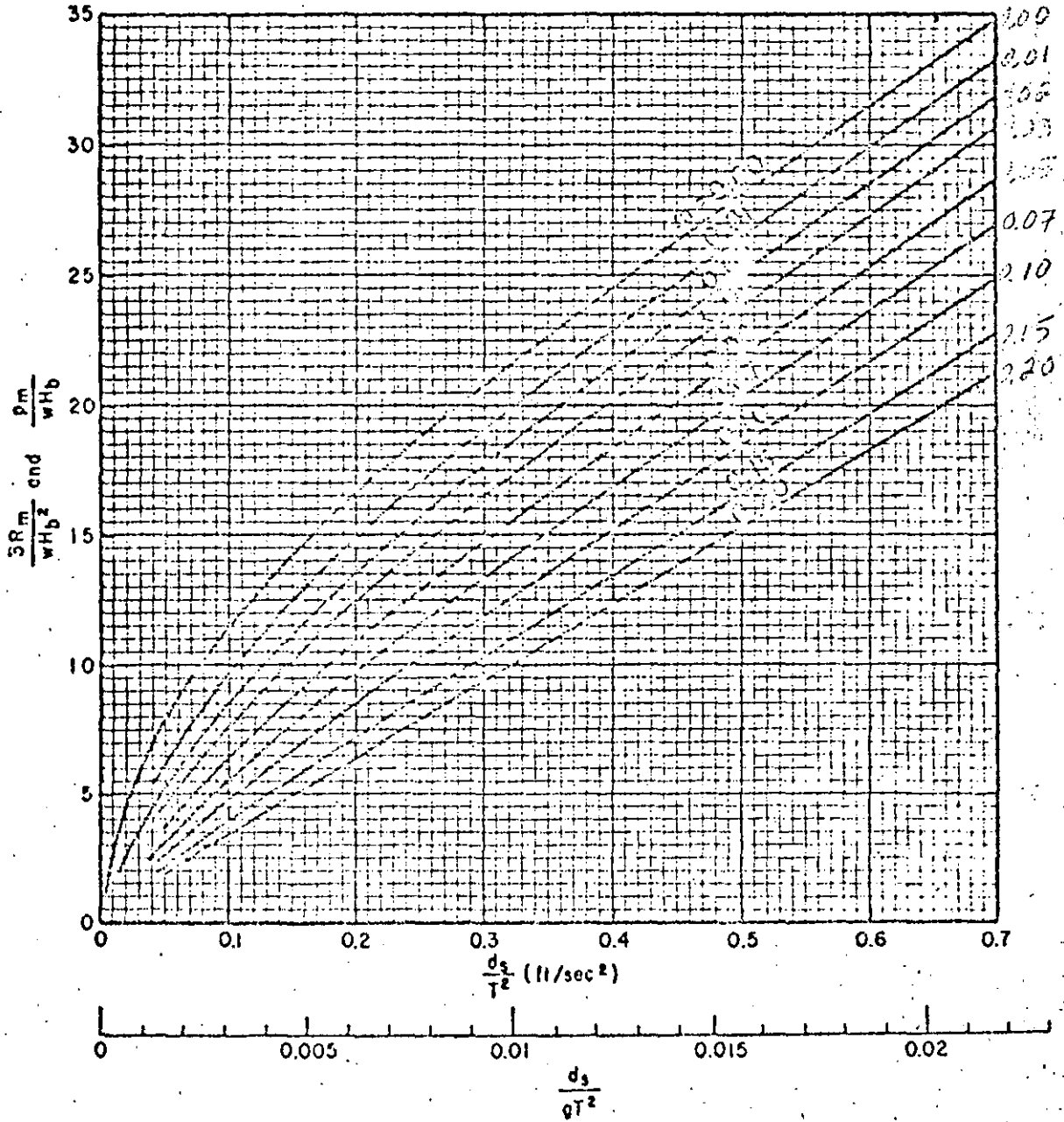
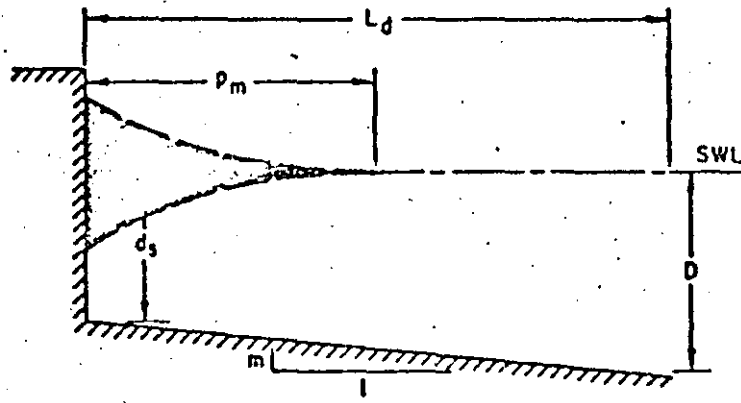
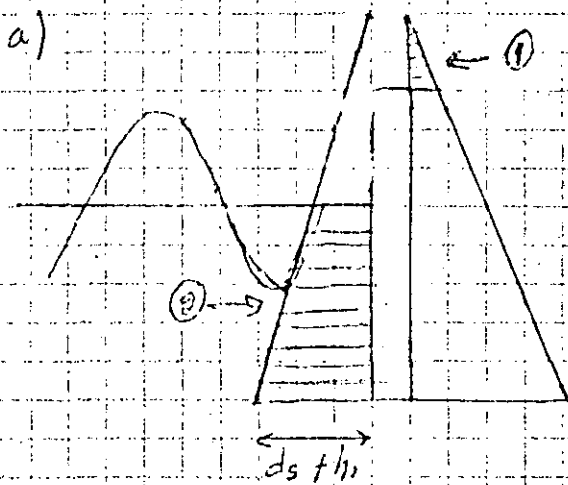


Figure 7-79 Dimensionless Minikin Wave Pressure and Force, ref 8

Análisis para el caso en que la altura de la onda es mayor a la del muro

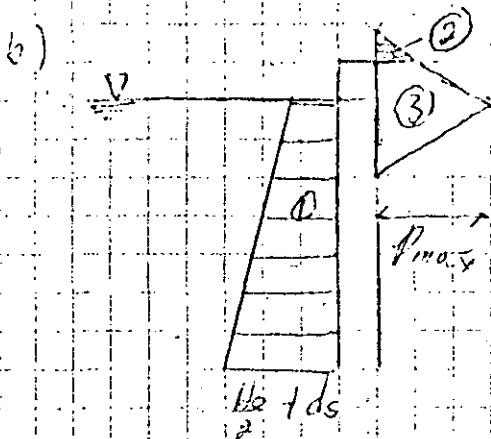


$$d_1 + h_0 + \left(\frac{1 + K_L}{2}\right) h_i$$

$$F_i = \frac{A_2}{A_1 + A_2}$$

$$E_T = E F_i$$

$$M_T = M F_i$$



$$F = \frac{A_1 + A_3}{A_1 + A_2 + A_3}$$

$$E_T = E F$$

$$M_T = M F$$

$$F_\theta = \sin^2 \theta$$

$$E_T = E m \sin^2 \theta$$

$$= E m \sin^2 \theta$$

$$= E \sin^2 \theta$$

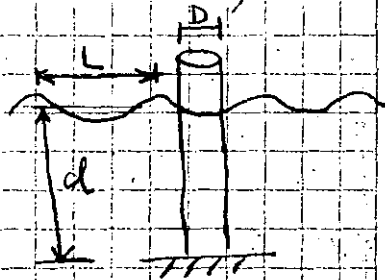
no se considera si el muro está constituido con elementos sueltos (solo para muros lisos)

### 5.3 Pilas

de acuerdo a su longitud y diámetro se clasifica en

delgada si  $\frac{D}{L} \leq 0.20$

gruesa si  $\frac{D}{L} > 0.20$



La pila gruesa genera difracción en el oleaje

#### Pilas delgadas

Si la pila es delgada, es necesario considerar los dos efectos siguientes

según Morison (1950)

La fuerza de arrastre es

$$f_D = P \left( \frac{D}{2} \right) |u| |u| \quad ; \quad C_D = 1 \text{ es función } Re$$

La fuerza de inercia

$$f_I = \rho C_m \frac{\pi D^2}{4} \ddot{u} \quad ; \quad C_m = 2 \text{ es función } Re$$

El efecto total está dado por

$$F = f_I + f_D$$

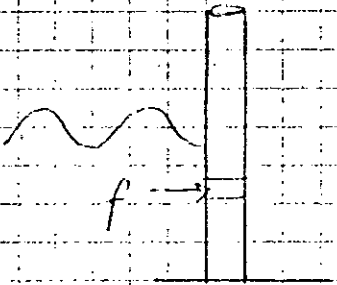
$u$  es la velocidad orbital de la partícula

$\ddot{u}$  es la aceleración orbital de la partícula

entonces:

$$f = \rho C_m \frac{\pi D^2}{4} \left[ \frac{H}{2} \frac{g k \cosh k(z+d)}{\cosh kd} \right] \sin(kx - \tau t) +$$

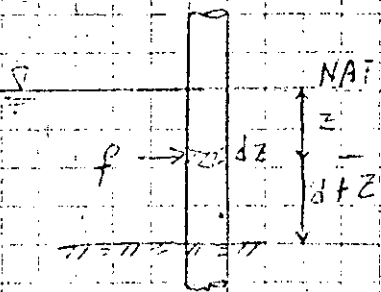
$$+ \rho C_d \frac{D}{2} \left[ \frac{H}{2} \frac{g k \cosh k(z+d)}{\cosh kd} \right]^2 |\cos(kx - \tau t)| \cos(kx - \tau t)$$



$$F = \int_{-d}^0 f dz$$

Pila esbelta:  $\frac{D}{L} \leq 0.20$

Por la Eo. de Morrison:



$$f = \rho C_m \frac{\pi D^2}{4} \left[ a_x + \rho C_d \frac{D}{2} |u| u \right]$$

$$f = \rho C_m \frac{\pi D^2}{4} \left[ \frac{H}{2} \frac{g k \cosh k(z+d)}{\cosh kd} \right] \sin(kx - \tau t) +$$

$$+ \rho C_d \frac{D}{2} \left[ \frac{H}{2} \frac{g k \cosh k(z+d)}{\cosh kd} \right]^2 |\cos(kx - \tau t)| \cos(kx - \tau t)$$

La fuerza total se obtiene al integrar

$$F = \int_{-d}^0 f dz$$

$$F = \left( \rho C_m \frac{\pi D^2}{4} H \right) \left( \frac{1}{2} \frac{\cosh k(d)}{\cosh kd} \right) \left[ \sin(-\tau t) \right] + \left( \rho C_d \frac{\pi D^2}{2} \right) \left[ \frac{1}{8} \left( \frac{1 + 2kH}{\sinh k(d)} \right) \right] \cos \tau t$$

$$M = \int_{-d}^0 f(d+z) dz$$

$$M = \left( \gamma C_m \frac{\pi D^2}{4} H \right) \left( \frac{1}{2} \tanh h \cdot d \right) \underbrace{\left( 1 + \frac{1 - \cosh kd}{k d \operatorname{sen} h \cdot kd} \right)}_{S_m} \operatorname{sen}(\sqrt{t}) +$$

$$+ \left( \gamma C_d \frac{\gamma D H^2}{2} \right) \left[ \frac{1}{8} \left( 1 + \frac{2kd}{\operatorname{sen} h \cdot d} \right) \right] \underbrace{\left[ \frac{1}{2} + \frac{1}{8 J_0} \left( \frac{1 + 1 - \cosh 2kd}{2 k d \operatorname{sen} h \cdot 2kd} \right) \right]}_{S_d}$$

$$|\cos \sqrt{t}| / \cos \sqrt{t}$$

Escribiendo las expresiones anteriores en una forma más sencilla

$$F = E_m J_m \operatorname{sen} \sqrt{t} + E_d J_d |\cos \sqrt{t}| / \cos \sqrt{t}$$

$$M = -E_m J_m S_m \operatorname{sen} \sqrt{t} + E_d J_d S_d |\cos \sqrt{t}| / \cos \sqrt{t}$$

Los valores de  $C_d$  y  $C_m$  son funciones de  $R$

$$R = \frac{U_{max} D}{\nu}$$

$$C_d = \begin{cases} 1.2 \\ 7.8606 - 0.5457 \ln R \\ 0.7 \end{cases}$$

$$R \leq 2 \times 10^5$$

$$R \in [2 \times 10^5, 5 \times 10^5]$$

$$5 \times 10^5 < R \leq 1 \times 10^7$$

$$C_m = \begin{cases} 2 \\ 2.5 - R / 5 \times 10^5 \\ 1.5 \end{cases}$$

$$R \leq 2.5 \times 10^6$$

$$2.5 \times 10^6 \leq R \leq 5 \times 10^6$$

$$R > 5 \times 10^6$$

## Análisis del caso 2

$$\text{Como } I_m J_m > I_d J_d$$

$$\cos \theta = 0 \quad \therefore \sin \theta = 1$$

$$\therefore M_m = 1 \quad M_d = 0$$

Con base en lo anterior

$$M_{mix} = I_m J_m S_m M_m + I_d J_d S_d M_d$$

$$I_m J_m \leq 2 I_d J_d$$

$$M_d = 1 - \frac{I_m J_m}{2 I_d J_d}$$

$$M_m = \frac{I_m J_m}{2 I_d J_d}$$

$$M_d = 1 - \frac{I_m J_m}{2 I_d J_d}$$

$$\text{Si } I_m J_m > 2 I_d J_d \quad ; \quad M_m = 1 \quad \text{y} \quad M_d = 0$$

La secuela de cálculo está descrita, en la página siguiente y en una página anterior, (heja fotocopiada).

Antes de aplicar la secuela conviene analizar si es pila gruesa o pila delgada.

## Secuela de Cálculo

1.- Calcular  $E_m$  y  $E_d$

2.- Obtener  $I_m$ ,  $I_d$ ,  $S_m$  y  $S_d$  a partir de  $b \cdot d$

3.- Calcular  $E_m I_m$  y  $E_d I_d$

4.- Si  $E_m I_m > 2 E_d I_d \Rightarrow M_m = 1$  y  $M_d = 0$

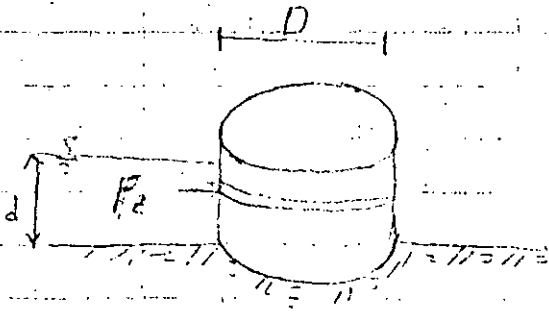
5.- Si  $E_m I_m < 2 E_d I_d \Rightarrow M_m = \frac{E_m I_m}{2 E_d I_d}$ ;  $M_d = 1 - M_m^2$

6.-  $F_{max} = E_m I_m M_m + E_d I_d M_d$

$M_{max} = (E_m I_m S_m M_m + E_d I_d S_d M_d) d$

y  $b = \frac{M_{max}}{F_{max}}$  (medida a partir del fondo)

Pila Toruosa  $\frac{D}{L} > 0.20$



$$F = \int_{-d}^0 F_e dz$$

$$M = \int_{-d}^0 F_e (d + z) dz$$



$$(\omega = \pi)$$

$$F_z = \frac{\pi}{8} \rho g H k D^2 \frac{\cosh k(z+d)}{\cosh kd} (\cos(\pi t - \delta))$$

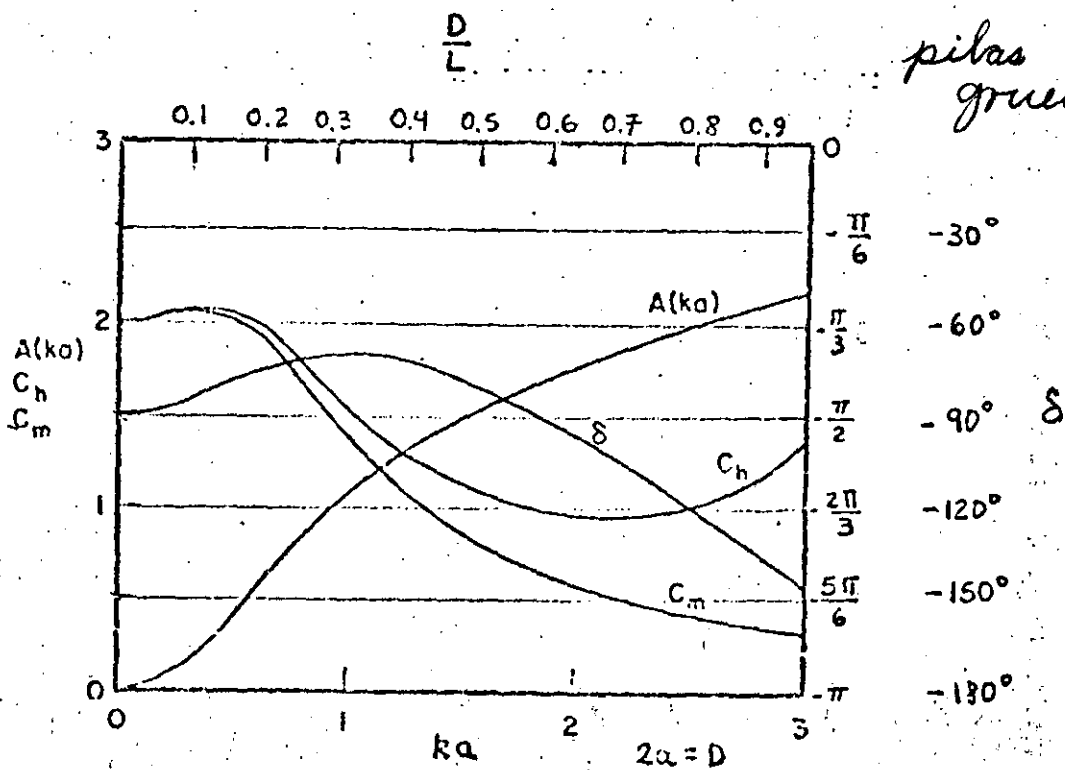
$$F = \frac{\pi}{8} \rho g H D^2 \tanh kd (\cos(\pi t - \delta))$$

$$M = \frac{\pi}{8} \rho g H D^2 \left[ \frac{1 + \sinh kd + 1 - \cosh kd}{\cosh kd} \right] (\cos(\pi t - \delta))$$

$$F_{m\bar{a}y} = \frac{\pi^2 \rho g H D^2}{4 T^2} \cos$$

$$M_{m\bar{a}y} = \rho g H L D^2 \cos \eta$$

$$\eta = (kd \tanh kd + \sec kd - 1) \frac{1}{16}$$



Ejemplo conocidos  $H=6\text{ m}$ ,  $T=6\text{ seg}$ ,  $d=18\text{ m}$ ,  $D=12\text{ m}$   
Calcular  $F_{\text{máx}}$  y  $M_{\text{máx}}$ .

$$\text{Como } T=6\text{ seg} \quad L_0 = 1.56 T^2 = 56.16$$

$$\frac{d}{L_0} = \frac{18}{56.16} = 0.3205 \quad \Rightarrow \quad \frac{d}{L} = 0.3302$$

$$L = 54.51$$

$$\text{Como } \frac{D}{L} = \frac{12}{54.51} = 0.22 \quad (\text{es pila gruesa})$$

de la figura se estima  $C_m = 1.82$

$$F_{\text{máx}} = \frac{\pi^{1.025} \left(\frac{1.025}{9.81}\right) (54.51) (12)^2 (1.82)}{4(6)^2} =$$

$$q = [2.075 (0.9690) + (\sqrt{1.045}) - 1] \frac{1}{10} = 0.0786$$

$$M_{\text{máx}} = (1.025)(6)(54.51)(12)^2(1.82)(0.0786) = 6906 \text{ ton}\cdot\text{m}$$



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

CURSO: HIDRAULICA MARITIMA Y DE ESTUARIOS  
DEL 11 DE MARZO AL 3 DE JUNIO  
MEXICO, D.F.

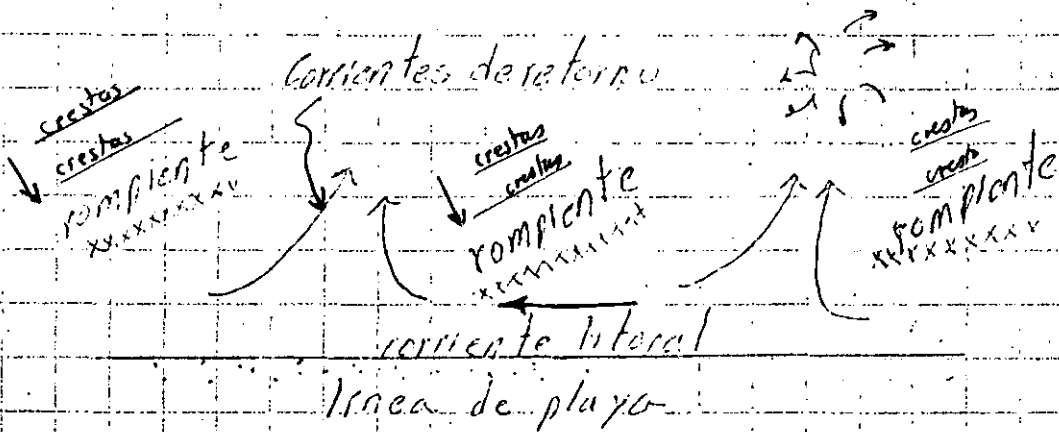
PROCESOS COSTEROS

ING. OSCAR FUENTES MARILES.  
JUNIO 1985.

## 6. PROCESOS EÓSTICOS

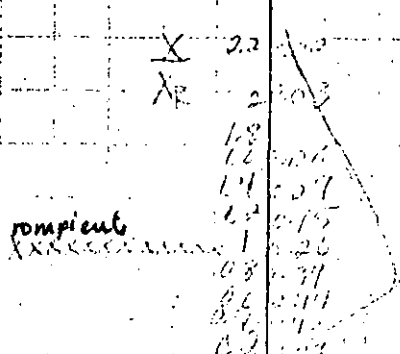
Es el resultado de la interacción entre el sedimento y oleaje principalmente y corrientes.

Tipos de Corrientes {  
 Oceanicas. (rotación de la tierra, la diferencia de temperaturas, salinidad).  
 Marea  
 Oleaje



Si aumenta la inclinación del oleaje y la altura, las corrientes de retorno tienden a desaparecer aunque persiste el sistema de circulación.

### Corriente litoral distribución



$$V_{TR} = F_v (3.271) \left( \frac{H_b}{d_b} \right) \left( g H_b \right)^{1/2} S \sin \theta_b$$

(m/sec)

$H_b, d_b$  (m)  
 $g$  (m/sec<sup>2</sup>)

Caracterís. ~~del~~ arena  
del material } densidad  $\rho_s$   
granulometría - diámetros característicos  $D_p$

$P_i$  indica un porcentaje de excedencia

Transporte } fondo  
de sedimento } Suspensión

Velocidad incipiente: Es la velocidad arriba de la cual se inicia el transporte de fondo.

$$V_{IN} = 17.5 \sqrt{(S_s - 1) D_{50}} \quad (\text{m/seg}) \quad D_{50} (\text{m})$$

$$S_s = \frac{\rho_s}{\rho}$$

$$\frac{\mu}{\mu = \mu = \mu = \mu = \mu} \rightarrow$$

$\mu > V_{IN}$  se produce el transporte

Muy viscoso

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu > V_{IF} \\ \mu > V_{IF} \\ \mu > V_{IF} \\ \mu > V_{IF} \\ \mu > V_{IF} \end{array} \right\} \rightarrow$$

$\mu > V_{IF}$  se produce el transporte

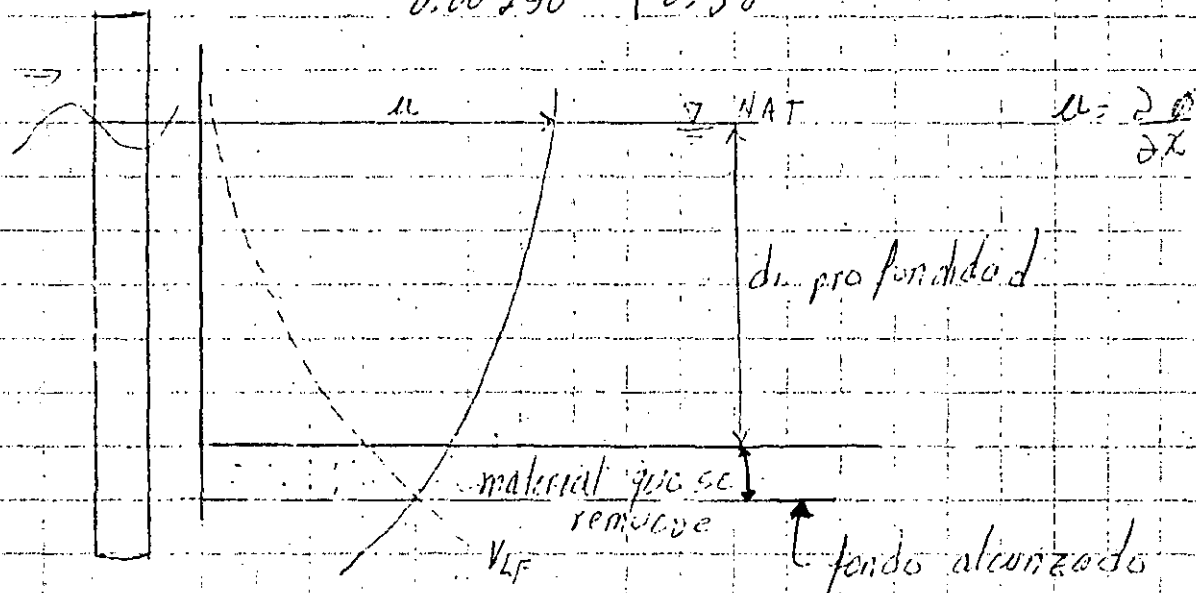
$\mu < V_{IF}$  ya no existe el transporte

$V_{IF}$  es la velocidad límite de fondo

$$V_{IF} = 4.77 D_{50}^{0.28} d^{1/2} \quad (\text{m/seg})$$

$$D_{50} (\text{m}) \quad , \quad d (\text{m})$$

| $D_{50}$ (m) | X    |
|--------------|------|
| 0.00005      | 0.43 |
| 0.00015      | 0.42 |
| 0.00050      | 0.41 |
| 0.00100      | 0.40 |
| 0.00150      | 0.39 |
| 0.00250      | 0.38 |



se recuerda que

$$u = \frac{\pi H}{T} \frac{\cosh k(z+d)}{\sinh kd} \cos(kx - \sigma t)$$

como  $z = -d$  y  $\cos(kx - \sigma t) = 1$

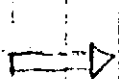
$$u = \frac{\pi H}{T} \frac{1}{\sinh kd}$$

$$\frac{\pi H}{T} \frac{1}{\sinh kd} = 4.7 D_{50}^{0.28} d^x$$

por tanto se calcula  $d$  (incremento en el fondo más lo original)

# Transporte de sedimento costero

XXXXXXXXXXXXXXXX



ARRASTRE  
LITORAL

$$Q_L = \frac{6930}{(s_s - 1)} (H_b)^2 \sqrt{g d_b} \sin \alpha_b \cos \alpha_b$$

$\alpha_b$  ángulo de incidencia

línea de playa ↑

$H_b$  altura de la rompiente media.

esta expresión vale por cualquier  $D_{50}$

para el caso de  $0.0001 \text{ m} < D_{50} \leq 0.001 \text{ m}$

$$Q_L = 10^4 \ln \left( \frac{0.00146}{D_{50}} \right) H_b^3 T \sin \alpha_b \cos \alpha_b$$

→  $Q_F$

XXXXXXXXXXXXXXXX

→  $Q_L$

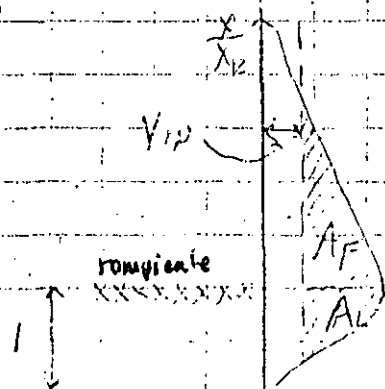
$$Q_T = Q_F + Q_L$$

$$Q_L < Q_T$$

|| = || = || = || = || = ||

A  $Q_T$  se le llama arrastre playero

con base en la fig se estima



$$Q_T = \frac{A_L + A_F}{A_L} Q_L$$

línea de playa ↑

## Ejemplo

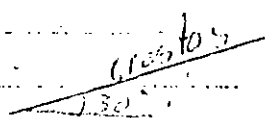
En una playa plana con pendiente 1:50 el material es ta constituido por arena con

$D_{50} = 0.0005 \text{ m}$  y  $\rho_s = 2.65$ . El oleaje ordinario más persistente en aguas profundas incide con un ángulo de  $30^\circ$  con una altura significativa  $\bar{H}_{V3} = 2 \text{ m}$  y período  $\bar{T}_{V3} = 7 \text{ seg}$ . En las tormentas conservando sensiblemente la dirección el oleaje significativo es  $\bar{H}_{V3} = 6.7 \text{ m}$  y  $\bar{T}_{V3} = 12.5 \text{ seg}$ .

Se plantea construir una escollera que penetre perpendicular a la costa hasta la batimétrica  $(d = 12 \text{ m})$ . se quiere conocer:

a) Arrastre litoral y arrastre playero en condiciones normales y de tormenta, para 8 hrs. de duración

b) profundidad del fondo marino para ambas condiciones



$$\bar{H}_{V3} = 2 \text{ m}$$

$$\bar{T}_{V3} = 7 \text{ seg}$$

$$\bar{H}_{V3} = 6.7 \text{ m}$$

$$\bar{T}_{V3} = 12.5 \text{ seg}$$

$$d_b = ?$$

se propone  $d = 10 \text{ m}$

$$\frac{10}{981(7)^2} \Rightarrow \angle = 23^\circ$$

$$K_d = 0.9699$$

$$K_s = 1$$

línea de playa

$$H_b' = (0.9699)(2) = 1.94 \text{ m}$$

$$l_0 = 1.56(7)^2 = 76.44, \quad \frac{H_b'}{L_0} = 0.025 \Rightarrow \frac{H_b}{H_b'} = 1.32$$

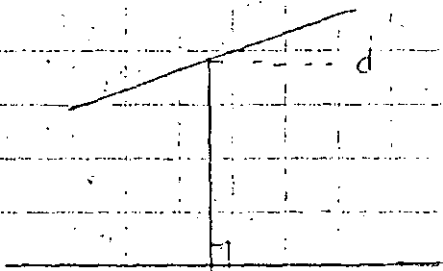


$$H_b = 2.56 \text{ m} \quad ; \quad \frac{H_b}{gT^2} = 0.005 \quad \Rightarrow \quad \frac{d_b}{H_b} = 1.16 \text{ m}$$

$$d_b = 2.56 \text{ m} \neq 1.0 \text{ m}$$

se propone  $d_b = 2.56 \text{ m}$

y se calcula  $d_b = 2.89 \text{ m} \approx 2.56 \text{ m}$



- Cond. Ordin.

$$H_b = 2.56 \text{ m} \quad d_b = 2.89 \text{ m}$$

$$\beta_b = 14^\circ$$

- Cond. Extraord.

$$H_b = 7.16 \text{ m} \quad d_b = 8.23 \text{ m}$$

$$\beta_b = 13^\circ$$

13-Marzo-85

### · Cálculo del arrastre litoral

$$C.O. \quad S_s = \frac{P_s}{P} = \frac{2.65}{1.025} = 2.59$$

$$Q_L = \frac{6390 (2.56)^2 \sqrt{9.81 (2.89)^3} \sin 2 \cdot 14^\circ}{(2.59-1)} = 71401 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$Q_L = 10^4 \ln \left( \frac{0.00146}{0.0005} \right) (2.56)^2 (7) \sin 14^\circ \cos 14^\circ = 38712 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$Q_L = 55000 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$C.E. \quad Q_L = 878507 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$Q_L = 366055 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$Q_L = 620000 \text{ m}^3/\text{día}$$

# - CALCULO DEL ARRASTRE PLAYERO

$$V_{IN} = 17.5 (1.59 (0.0005))^{1/2} = 0.49 \text{ m/sq}$$

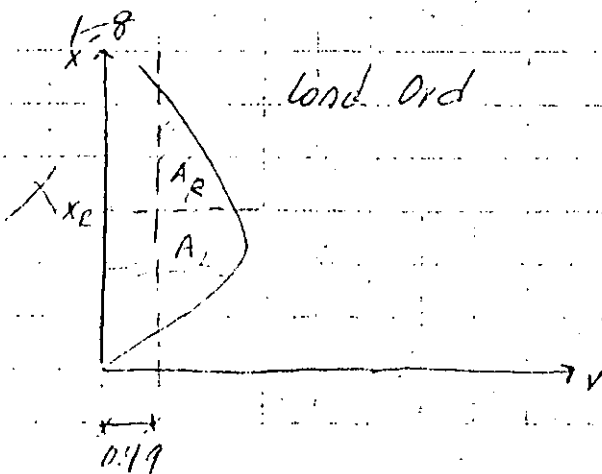
C.O.  $V_{TR} = 372.1 \left( \frac{2.56}{2.89} \right) (9.8) (2.56)^{3/2} \frac{\sin 14^\circ}{50} = 7.025 \text{ m/sq}$

$$X_R = 2.89 (50) = 144.5 \text{ m}$$

C.E.  $V_{TR} = 372.1 \left( \frac{7.16}{8.23} \right) (9.81) (7.16)^{3/2} \frac{\sin 13^\circ}{50} = 10.76 \text{ m/sq}$

$$X_R = 8.23 (50) = 410 \text{ m}$$

| X/X <sub>R</sub> | F <sub>v</sub> | Ord.  |         | Extroor.) |         |
|------------------|----------------|-------|---------|-----------|---------|
|                  |                | X (m) | V (m/s) | X (m)     | V (m/s) |
| 0                | 0              | 0     | 0       | 0         | 0       |
| 0.2              | 0.27           | 28.9  | 1.89    | 82        | 2.9     |
| 0.4              | 0.40           | 57.8  | 2.81    | 184       | 3.30    |
| 0.6              | 0.44           | 86.7  | 3.09    | 246       | 4.73    |
| 0.8              | 0.39           | 115.6 | 2.73    | 328       | 4.14    |
| 1                | 0.26           | 144.5 | 1.83    | 410       | 2.74    |
| 1.2              | 0.15           | 173.4 | 1.053   | 492       | 1.61    |
| 1.4              | 0.09           | 202.3 | 0.63    | 574       | 0.96    |
| 1.6              | 0.06           | 231.2 |         | 656       | 0.64    |



long Ord

$$A_L = 232 \text{ m}^2/\text{sq}$$

$$A_R = 23.5 \text{ m}^2/\text{sq}$$

$$Q_T = \left( \frac{A_L + A_R}{A_L} \right) Q$$

$$Q_T = 1.126 = 60500 \text{ m}^3/\text{hr}$$

Cond. Ex 6.

$$A_L = 1117 \text{ m}^3/\text{seg} \quad A_R = 257 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_r = \frac{1117 + 257}{1117} Q_r = 1.23(600000) = 760000 \text{ m}^3/\text{día}$$

para 8 hrs.

$$V_T = 60500 \left(\frac{1}{3}\right) = 20166.67 \text{ m}^3$$

$$V_T = 760000 \left(\frac{1}{3}\right) = 253333.33 \text{ m}^3$$

Cálculo de la profundidad del fondo marino

$$V_{LF} = 4.7 D_{50}^{0.28} d^X \quad ; \quad X = 0.41 \text{ (de tablas)}$$

$$V_{LF} = \pi \frac{H}{T} \frac{1}{\sinh \frac{2\pi d}{L}} \quad ; \quad V_{LF} = \text{mayor}$$

$$4.7 D_{50}^{0.28} d^X = \pi \frac{H}{T} \frac{1}{\sinh \frac{2\pi d}{L}}$$

$$d = \left[ \frac{\pi H}{T} \frac{1}{\sinh \frac{2\pi d}{L}} \frac{1}{4.7 D_{50}^{0.28}} \right]^{1/X}$$

Para cond. 3 d

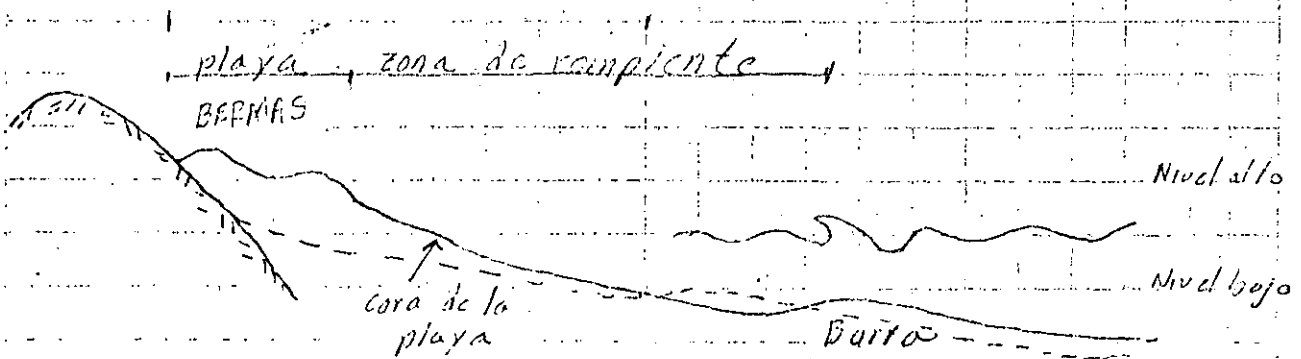
$$H = H_0 = 249 \text{ m} \quad ; \quad d = d_0 = 2.89 \text{ m} \Rightarrow L = 200.62 \text{ m}$$

$$d = \left[ \frac{\pi (2.49)}{7} \frac{1}{\sinh 2\pi (2.30)} \frac{1}{4.7 (0.0009)^{3.22}} \right]^{1/0.41} = 35.68$$

$d \neq d_1$

PLAYA: es la frontera entre el mar y la masa continental formada por material suelto no consolidado.  
(arena, grava o bolso)

Estado de equilibrio, se altera si se construye alguna obra (escollera o rompeolas)



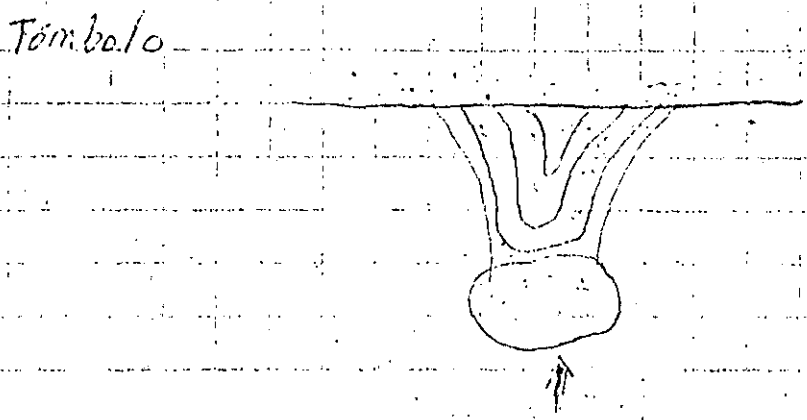
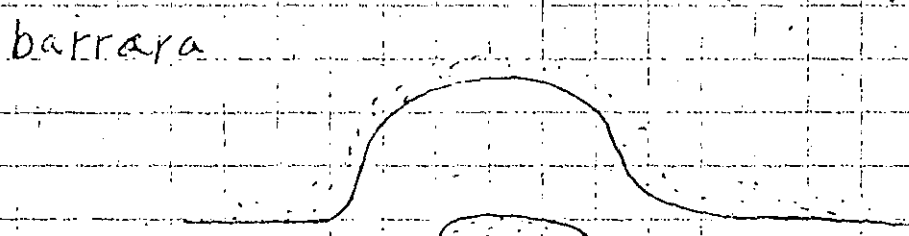
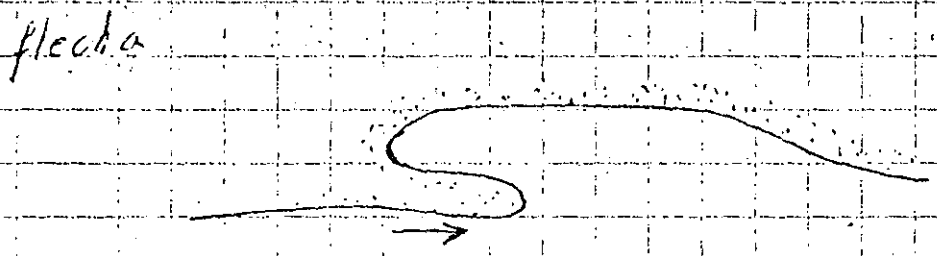
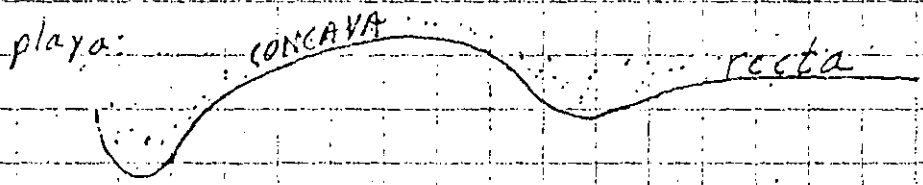
perfil de verano ———  
perfil de invierno - - - -

Origen: { Mat. de ríos  
 rocas cercanas a la costa  
 microlova y vidrio volcánico  
 origen orgánico  
 desperdicios

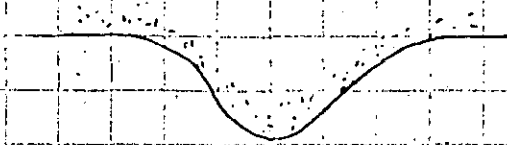
15/Marzo/85

Formaciones playeras

a. Exteriores

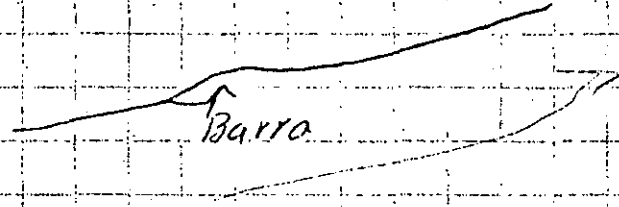
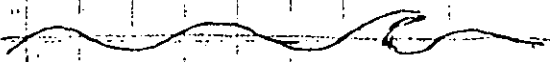


Cuspate

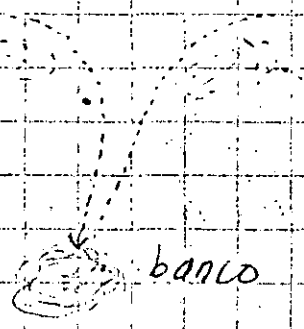
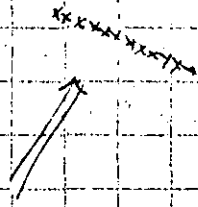
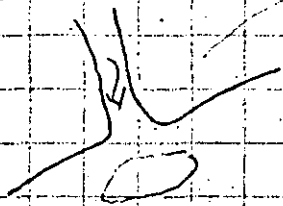


b - Interiores

Barra

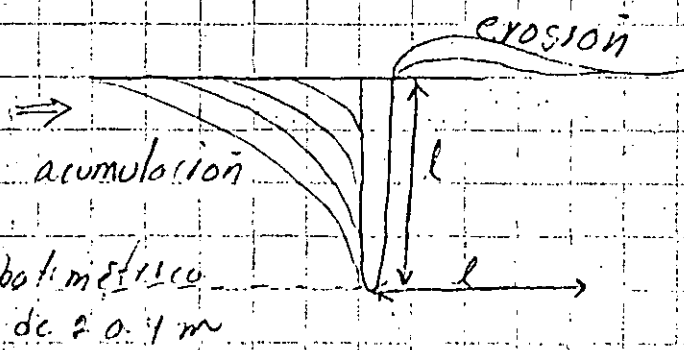


banco

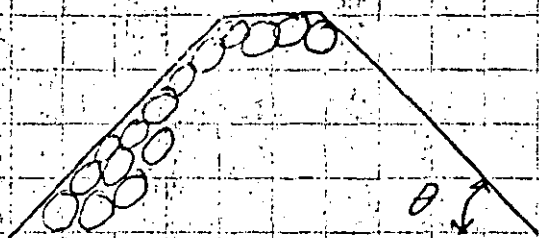


banco

ESPIGONES



1. Los elementos de los espigones son del mismo tamaño.



$$0.22 W_{50} \leq W \leq 3.6 W_{50}$$

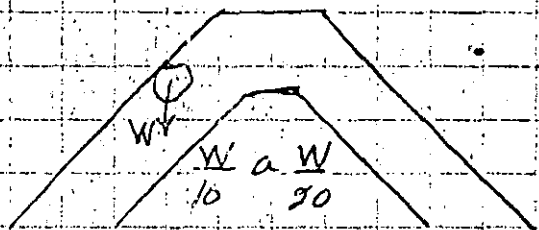
$$y \quad H \leq 1.5 \text{ m}$$

$$W_{50} = \frac{\gamma_s H^3}{K_{rr} S_s \cot \theta}$$

si el oleaje es rompiente  $K_{rr} = 2$

si el oleaje es no rompiente  $K_{rr} = 2.5$

2. Se tienen dos secciones o capas.



$$H > 1.5 \text{ m}$$

$$0.75 W_{50} \leq W < 1.25 W_{50}$$

$K_{rr} = 3.9$  (oleaje rompiente)

$K_{rr} = 4.5$  (oleaje no rompiente)

En ambos caso la colocación es al azar, o a voltea

W/P SENTE

DSC L



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

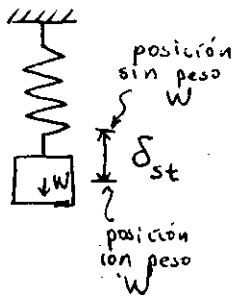
CURSO: HIDRAULICA MARITIMA Y DE ESTUARIOS  
DEL 11 DE MARZO AL 3 DE JUNIO  
MEXICO, D.F.

ONDAS DE LARGO PERIODO

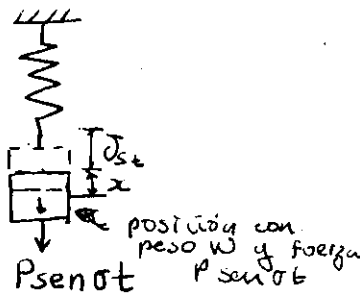
ING. OSCAR FUESTES MARILES.  
JUNIO 1985



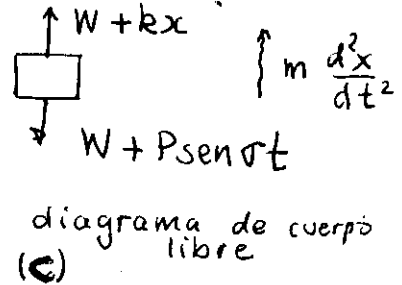
## 7. ONDAS DE LARGO PERIODO



(a)



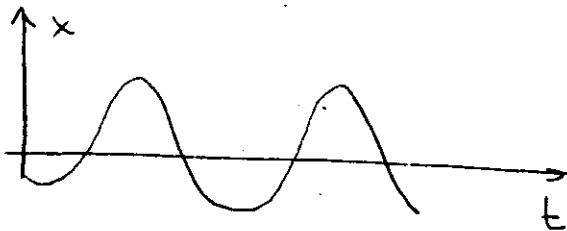
(b)



(c)

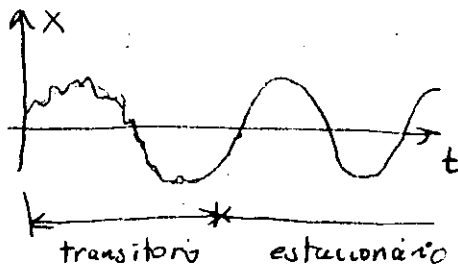
$$W - (W + Kx) + P \sin \sigma t = m \frac{d^2 x}{dt^2}$$

$$\boxed{m \frac{d^2 x}{dt^2} + Kx = P \sin \sigma t} \quad \dots (1)$$



en general cuando el modelo es la gráfica de desplazamientos  $x$  es

$$a \frac{d^2 x}{dt^2} + b \frac{dx}{dt} + kx = F$$



cuando interesa el estado estacionario, si para (1) se propone  $x = A \sin \sigma t$

entonces  $\frac{dx}{dt} = A\sigma \cos \sigma t$  ;  $\frac{d^2 x}{dt^2} = -A\sigma^2 \sin \sigma t$

sust. en (1)

$$-m A \sigma^2 \sin \sigma t + K A \sin \sigma t = P \sin \sigma t$$

$$A(-m\sigma^2 + K) = P \quad ; \quad A = \frac{P}{-m\sigma^2 + K} = \frac{\frac{P}{K}}{1 - \frac{m}{K}\sigma^2}$$

$$\text{si } \frac{K}{m} = \sigma_n^2 \quad ; \quad A = \frac{P/K}{1 - \sigma^2/\sigma_n^2}$$

$$A = \frac{P}{K} \left[ \frac{1}{1 - \sigma^2/\sigma_n^2} \right]$$

factor de amplificación

$$\text{cuando } \frac{\sigma^2}{\sigma_n^2} = 1$$

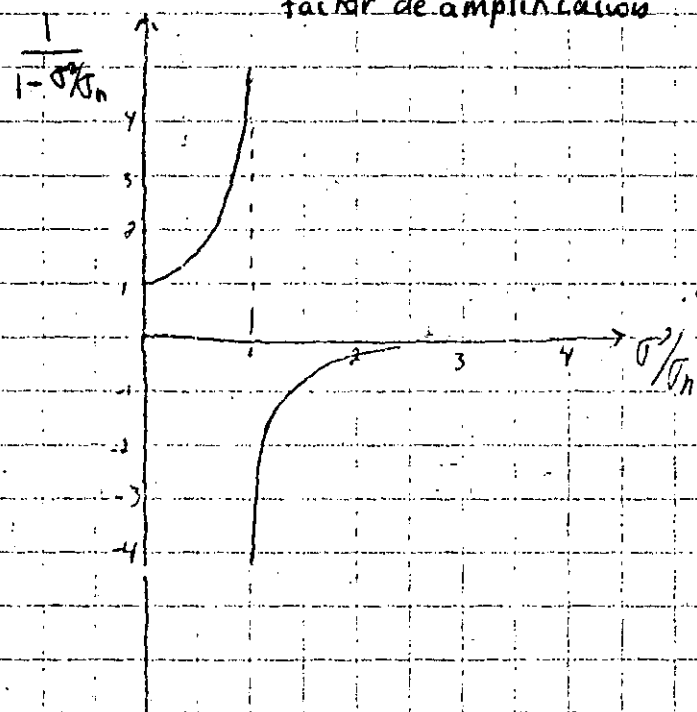
$$\text{entonces } \sigma^2 = \sigma_n^2$$

esta es la condición para la cual hay resonancia.

eso se evita si

$$\sigma_n^2 \neq 1$$

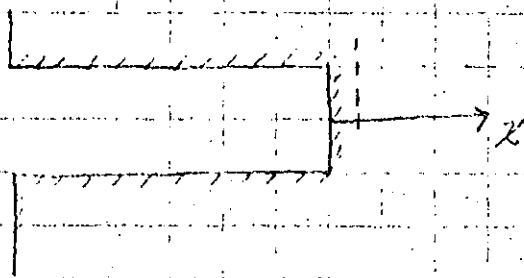
$$\text{y } \therefore \chi \neq m$$



por otra parte

Recordando la Ec. de Helmholtz

$$\frac{\partial^2 \eta}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \eta}{\partial y^2} + k^2 \eta = 0$$



$$\frac{\partial^2 \eta}{\partial x^2} + k^2 \eta = 0$$

el eje y no se toma en cuenta

utilizando la serie de Taylor para representar la ecuación.

$$f(x+\Delta x) = f(x) + f'(x)\Delta x + \frac{f''(x)\Delta x^2}{2!} + \frac{f'''(x)\Delta x^3}{3!} + \dots$$

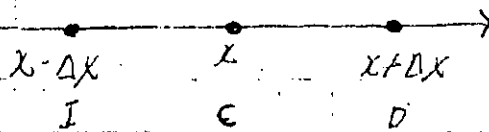
$$f(x-\Delta x) = f(x) - f'(x)\Delta x + \frac{f''(x)\Delta x^2}{2!} - \frac{f'''(x)\Delta x^3}{3!} + \dots$$

sumando las dos expresiones anteriores.

$$f(x+\Delta x) + f(x-\Delta x) = 2f(x) + f''(x)\Delta x^2 + \dots$$

$$f''(x) \approx \frac{f(x+\Delta x) - 2f(x) + f(x-\Delta x)}{\Delta x^2}$$

esta es una aproximación en diferencias finitas de una segunda derivada.



$$f'' \approx \frac{f_D - 2f_C + f_I}{\Delta x^2}$$

utilizando este resultado en la Ec. de Helm.

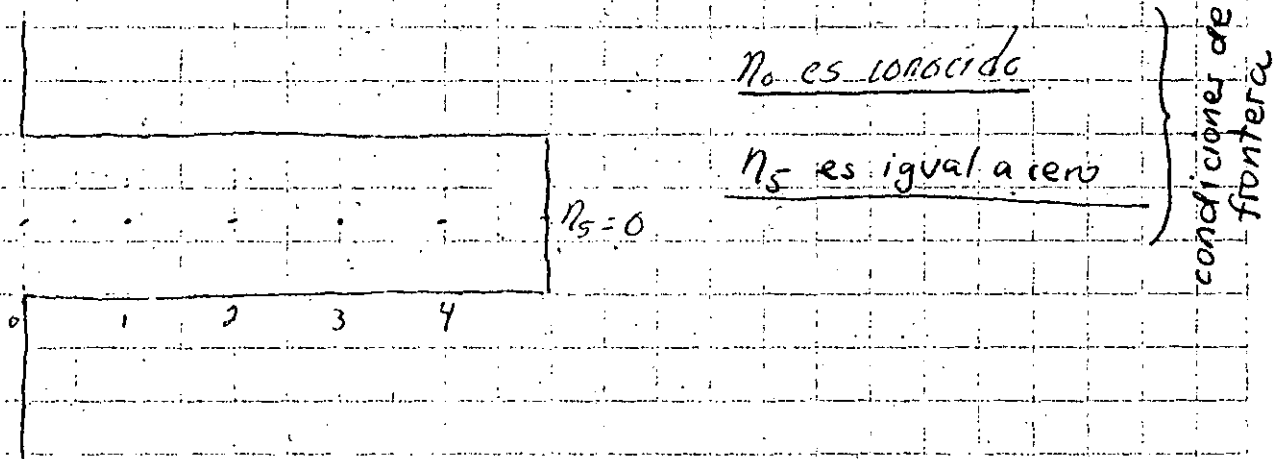
$$\frac{n_0 - 2n_c + n_c + k^2 n_c}{\Delta x^2} = 0$$

$$n_0 + n_c + (k^2 \Delta x^2 - 2) n_c = 0$$

$$\text{si } R = k^2 \Delta x^2$$

$$n_0 + n_c + (R - 2) n_c = 0$$

Aplicación de esta expresión



$$\text{En } \textcircled{1} \quad n_2 + n_0 + (R - 2) n_1 = 0$$

$$\text{En } \textcircled{2} \quad n_3 + n_1 + (R - 2) n_2 = 0$$

$$\text{En } \textcircled{3} \quad n_4 + n_2 + (R - 2) n_3 = 0$$

$$\text{En } \textcircled{4} \quad n_5 + n_3 + (R - 2) n_4 = 0$$

En  $\textcircled{5}$  se tienen 4 Ec. con cuatro incógnitas

Análisis para saber si el sistema tiene solución.

$$\begin{pmatrix} (R-2) & 1 & 0 & 0 \\ 1 & (R-2) & 1 & 0 \\ 0 & 1 & (R-2) & 1 \\ 0 & 0 & 1 & (R-2) \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \eta_1 \\ \eta_2 \\ \eta_3 \\ \eta_4 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -R_0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

El rango indica el número de ecuaciones linealmente independientes.

Se recuerda que el sistema tiene solución si el det. del coeficientes es diferente de cero.

Desarrollando el determinante.

$$(R-2)^4 - 3(R-2)^2 + 1 = 0 \quad (\text{depende de } R)$$

$$\text{Si } Z = (R-2)^2$$

$$Z^2 - 3Z + 1 = 0 \quad Z = \frac{3 \pm \sqrt{9-4}}{2}$$

$$Z_1 = \frac{3 + \sqrt{5}}{2}; \quad Z_2 = \frac{3 - \sqrt{5}}{2}$$

$$(R-2)^2 = \frac{3 + \sqrt{5}}{2}$$

$$(R-2)^2 = \frac{3 - \sqrt{5}}{2}$$

$$R_1 = 3.618$$

$$R_3 = 1.382$$

$$R_2 = 2.618$$

$$R_4 = 0.382$$

Cálculo de las desconocidas por la regla de Cramer

$$Q_1 = \begin{vmatrix} =N_0 & 1 & 1 & 0 \\ \varphi & R-2 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & R-2 & 1 \\ 0 & 0 & 1 & R-2 \\ R-2 & 1 & 0 & 0 \\ 1 & R-2 & 1 & 0 \\ 0 & 1 & R-2 & 1 \\ 0 & 0 & 1 & R-2 \end{vmatrix}$$

si  $R = 3.618$   $N_1$  tiende a infinito

si  $R = 3.61$   $N_1$  tiene un valor muy grande.

$R = R^2 \Delta X^2$  (igualdad anterior, definida)

$$R = \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 \Delta X = \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 \left(\frac{T}{T}\right)^2 \Delta X^2$$

$$R = \left(\frac{2\pi}{C}\right)^2 \left(\frac{\Delta X}{T}\right)^2 ; C = \sqrt{g \cdot d}$$

$$R = \frac{(2\pi)^2}{g \cdot d} \left(\frac{\Delta X}{T}\right)^2$$

$$T = \frac{2\pi}{\sqrt{g \cdot d}} \frac{\Delta X}{\sqrt{R}}$$

si  $\Delta X = 50 \text{ m}$ ,  $d = 15 \text{ m}$ ,  $T = \frac{25.898 \text{ m}}{\sqrt{R}}$ ,  $N_0 = 1 \text{ m}$

$$R_1 = 3.618$$

$$T_1 = 13.61 \text{ seg}$$

$$R_2 = 2.618$$

$$T_2 = 16 \text{ seg}$$

$$R_3 = 1.382$$

$$T_3 = 22 \text{ seg}$$

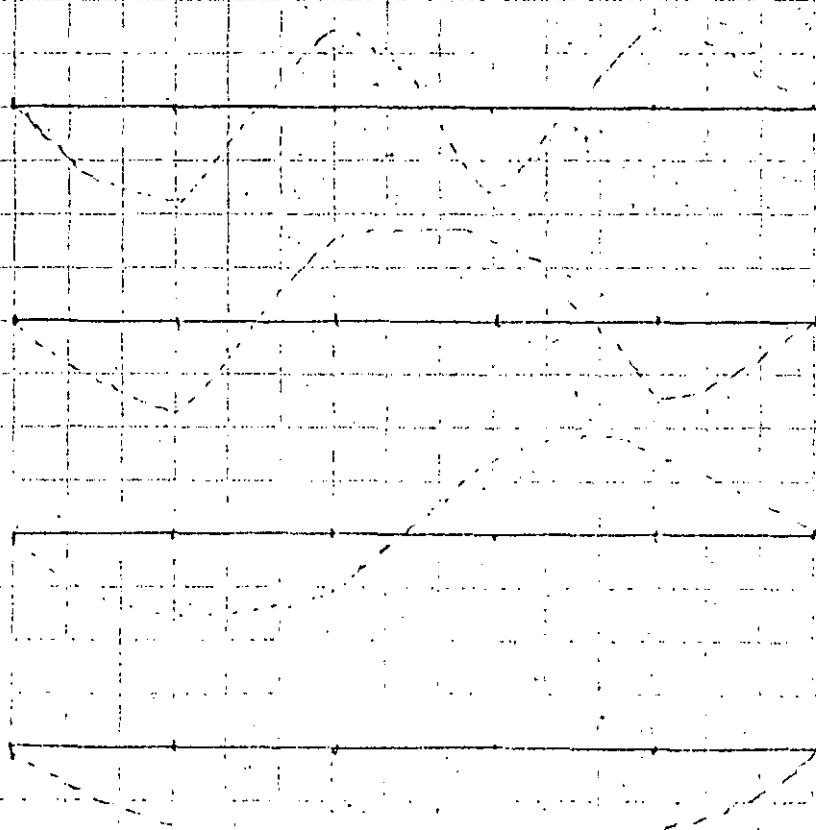
$$R_4 = 0.382$$

$$T_4 = 41.7 \text{ seg}$$

| T                 | $\frac{1}{ \Delta }$ | $\eta_0$ | $\eta_1$ | $\eta_2$ | $\eta_3$ | $\eta_4$ |
|-------------------|----------------------|----------|----------|----------|----------|----------|
| 13.6 <sup>5</sup> | 16.51                | 1        | -2.76    | 3.64     | -3.35    | 1.9978   |
| 13.6              | 47.05                |          |          |          |          |          |
| 13.61             | -57.98               | 1        | 57.17    | -93.37   | 93.68    | -57.98   |
| 13.62             | -18.20               |          |          |          |          |          |
| 13.64             | -10.88               |          |          |          |          |          |
| 13.615            | 525                  | 1        | -526     | 850      | -850     |          |

20/Marzo/85

| (seg)          | $\frac{1}{ \Delta }$ | $\eta_0$ | $\eta_1$ | $\eta_2$ | $\eta_3$ | $\eta_4$ |
|----------------|----------------------|----------|----------|----------|----------|----------|
| $T_1 = 13.615$ | 525.1053             | 1        | -526.41  | 850.41   | -850.58  | 525.60   |
| $T_2 = 16.005$ | -1135.6507           | 1        | -1135.96 | 701.42   | 702.23   | -1135.65 |
| $T_3 = 22.03$  | 8664.2990            | 1        | 8663.99  | -5355.28 | 5354.77  | 8664.30  |
| $T_4 = 41.9$   | 7812.1116            | 1        | 7811.30  | -2931.81 | 2931.92  | -1812    |
| $T = 14$       | -1.0232              | 1        | 0.0322   | -1.05    | 1.46     | -1.02    |



son  
armónicas

$$\frac{\partial^2 \eta}{\partial x^2 + \partial y^2} = c^2 \left( \frac{\partial^2 \eta}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \eta}{\partial y^2} \right) \quad (1)$$

Esta es la ecuación de la onda en dos dimensiones

$$\text{con } \eta = \bar{\eta}(x, y) e^{i\sigma t}$$

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} = \bar{\eta}(x, y) i\sigma e^{i\sigma t} \quad \frac{\partial^2 \eta}{\partial t^2} = \bar{\eta}(x, y) (-\sigma^2 e^{i\sigma t})$$

$$\frac{\partial^2 \eta}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 \bar{\eta}}{\partial x^2} e^{i\sigma t}$$

$$\frac{\partial^2 \eta}{\partial y^2} = \frac{\partial^2 \bar{\eta}}{\partial y^2} e^{i\sigma t}$$

$$\bar{\eta} e^{i\sigma t} (-\sigma^2) = c^2 \bar{\eta} e^{i\sigma t} \left[ \frac{\partial^2 \bar{\eta}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \bar{\eta}}{\partial y^2} \right]$$

$$\frac{\partial^2 \bar{\eta}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \bar{\eta}}{\partial y^2} + \bar{\eta} \frac{\sigma^2}{c^2} = 0$$

$$\text{como } c = \frac{\lambda}{T} = \frac{2\pi L}{2\pi T} = \frac{v}{k} \quad ; \quad k^2 = \frac{\sigma^2}{c^2}$$

La Ec. llamada de Helmholtz queda

$$\frac{\partial^2 \bar{\eta}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \bar{\eta}}{\partial y^2} + k^2 \bar{\eta} = 0$$



se recuerda que en este caso, sólo se considera la parte real, por tanto

$$e^{i\omega t} = \cos \omega t + i \overset{\rightarrow = 0}{\sin \omega t}$$

$$T = \frac{2\pi}{\sqrt{R}} \frac{\Delta x}{\sqrt{gd}} \quad ; \quad \Delta x = \frac{T \sqrt{R} \sqrt{gd}}{2\pi}$$

si  $d = 15 \text{ m}$

$R = 3.618$

$T = 13.618 \text{ s}$

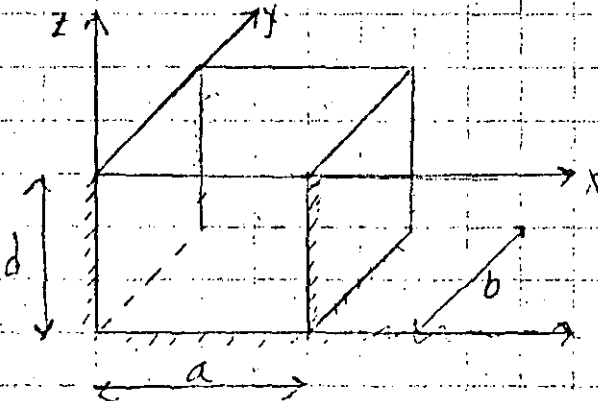
$\Rightarrow \Delta x = 50 \text{ m}$

$\Rightarrow$  se debe tomar

$\Delta x = 55 \text{ m}$ , por ejemplo,  $\Delta x \neq 50$

si  $L = 255 \text{ m}$ ,  $\Delta x = \frac{255}{5} = 51 \text{ m}$

$R = 3.618$   $d = 15 \text{ m}$  y  $T = 13.89 \text{ s} \neq 13.61 \text{ s} \Rightarrow \eta \rightarrow 0$



es lago rectangular con profundidad uniforme

$$T = \frac{2}{\sqrt{gd}} \sqrt{\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2}}$$

$m = 0, 1, 2, \dots$

$n = 0, 1, 2, \dots$

seiche



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

CURSO: HIDRAULICA MARITIMA Y ESTUARIOS  
DEL 11 DE MARZO AL 3 DE JUNIO  
MEXICO, D.F.

ELEMENTOS DE HIDROLOGIA DE COSTAS Y ESTUARIOS

M. EN I. JESUS GRACIA S.  
JUNIO 1985.

Profesor :

M. I. Jesús Gracia S.

1985

8.

#### ELEMENTOS DE HIDROLOGIA DE COSTAS Y ESTUARIOS

---

Al acercarse a sus desembocaduras, los ríos de las zonas costeras suelen tener pendientes menores, cauces más profundos y anchos mayores. Cuando estos fenómenos se acentúan, se forman los estuarios; pero si ellos no son muy marcados y el gasto sólido transportado es fuerte, se generan los deltas.

En cualquier caso, ya sea que se trate de una desembocadura común, o de un estuario, el funcionamiento hidráulico del río, en la proximidad del mar, resulta influenciado por las mareas. Esta influencia puede estudiarse, en términos generales, con el método de las características, descrito brevemente en el apéndice I (pág A.I.62). Los procesos más complicados, como las corrientes de densidad, aún son mal conocidos y exceden los límites de este Manual. El lector interesado puede acudir al libro editado por Ippen\*.

Para los fines del Manual es suficiente con recordar las transformaciones, descritas arriba, que sufren los ríos en la zona de sus desembocaduras. Por otra parte, el acarreo litoral da lugar, con frecuencia, a la formación de lagunas costeras, que suelen estar comunicadas con el mar y cuyo funcionamiento hidráulico está íntimamente relacionado con las mareas. Además, en las zonas bajas de las planicies costeras, se forman lagunas de inundación que regu

---

\* Estuary and Coastline Hydrodynamics Mc, Graw, N. York, 1966.

lan las avenidas de los ríos que cruzan estas regiones.

Tanto las lagunas costeras, como las de inundación, adquieren un equilibrio con el paso del tiempo, el cual puede verse alterado si se introducen obras en la región, que modifiquen el estado de cosas. Por ejemplo, al desviar un cauce importante hacia una laguna costera, que originalmente recibía sólo pequeñas aportaciones de agua dulce, pueden propiciarse inundaciones, o descargas muy fuertes, que aumentan el área de comunicación con el mar, lo cual propicia una invasión de agua salada, en la época de estiaje, capaz de alterar las condiciones de vida de los organismos que habitan en las lagunas. Por otro lado, al suprimir mediante rellenos o bordos, a las lagunas de inundación; también pueden propiciarse inundaciones, o bien es posible incrementar considerablemente el acarreo de material sólido llevado por los ríos, el cual, al depositarse a la salida, es capaz de producir remansos; más aún, este material sólido, al llegar al mar y ser arrastrado por las corrientes litorales, puede depositarse, por ejemplo, en los canales de acceso de los puertos vecinos.

Por todos estos motivos, es necesario que el diseñador comprenda y cuantifique todos estos fenómenos, antes de decidir si las alteraciones indeseables producidas por las otras que propone, se pueden prevenir dentro de límites económicos adecuados.

La hidrología de costas, que trata con estas cuantificaciones, será estudiada brevemente en este capítulo.

### 5.1 ESTABILIDAD DE LAGUNAS COSTERAS

Se dice que una laguna costera es estable si las corrientes creadas por el flujo y reflujo de la marea que penetra y sale de ellas es capaz de mantener abierta la boca de la laguna que la comunica con el mar. De otro modo, en alguna época del año esta boca tenderá a cerrarse y la laguna quedará aislada del mar. La estabilidad depende del tamaño del prisma de marea y del área de la boca. Se llama prisma de marea al producto del área de su superficie libre por la amplitud total de la marea, es decir el desnivel entre la pleamar y la bajamar (ver párrafo 2.1). El área de la boca se estima hasta el nivel medio del mar.

PARA ANALIZAR LA ESTABILIDAD DE UNA LAGUNA COSTERA SE USARÁ LA FIG 14.37 PÁG 380 DEL LIBRO DE WIEGEL (PÁG GT 19). SE CALCULARÁ EL PRISMA DE MAREA EN  $\text{ft}^3$  ( $1 \text{ ft}^3 = 0.0284 \text{ m}^3$ ).

ASÍ COMO EL ÁREA DE LA BOCA EN  $\text{ft}^3$  ( $1 \text{ ft}^3 = 0.093 \text{ m}^3$ ). CON ESTOS VALORES SE DEFINIRÁ UN PUNTO EN LA FIGURA DE REFERENCIA Y SI ESTE QUEDA SITUADO POR/ENCIMA DE LA RECTA QUE APARECE EN ELLA, SE CONSIDERARÁ QUE LA LAGUNA PUEDE SER ESTABLE.

## 5.2 DETERMINACION DE LAS AVENIDAS EN LOS RIOS DE LAS ZONAS COSTERAS

Estando disponibles, se deberán preferir siempre los datos de mediciones directas para la determinación de hidrogramas, o curvas que marcan la evolución, en el tiempo, de los gastos transportados por las corrientes. Cuando esto no sea posible, se necesita hacer la determinación por medio del análisis de la relación lluvia-escorrimento. Existen varios procedimientos para ello, que pueden verse en la abundante bibliografía sobre el tema. El método que se presenta a continuación tiene, como ventaja esencial, su sencillez. Requiere del conocimiento del área de captación o cuenca de la corriente en estudio, así como de la altura de precipitación,  $h$ , en esta área  $A_c$ , y del tiempo en que ella se ha alcanzado,  $t_D$ . Además, necesita determinarse un coeficiente de escorrimento, consignado por la experiencia, cuyo valor suele estar entre 0.25 y 0.05, siendo mayor entre más impermeable es el suelo y más cubierta de vegetación es la zona. Un valor medio aproximado de 0.10 es acertado en la mayor parte de los casos. En ausencia de mayor información se puede aceptar que los hidrogramas son triangulares, como se indica en la fig 5.2.1. El tiempo que "tarda" el hidrograma, llamado tiempo base,  $T_B$ , se considera igual a  $f t_D$ , en donde  $f$  varía entre 3 y 4. El primer valor es más conservativo y por lo mismo, es aconsejable en casos de duda. De todas maneras es prudente comprobar los resultados del cálculo con cualquier tipo de información disponible, como por ejemplo, las huellas dejadas por el agua en avenidas anteriores.

Por otra parte, debe tenerse presente que, en la época de lluvias, aún cuando no esté lloviendo, escurre por los ríos un cierto gasto base,  $Q_B$ , práctica-

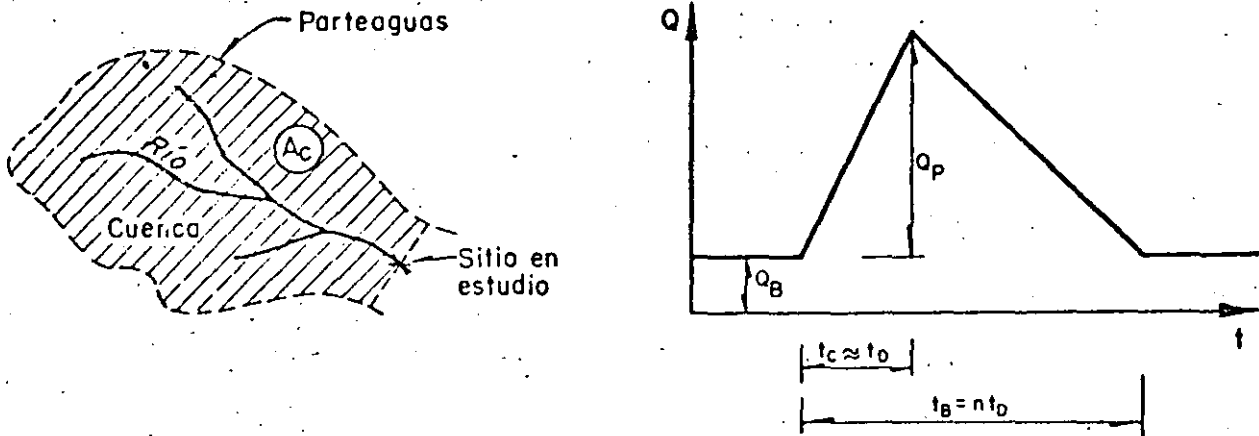


Fig 5.2.1

mente constante, de modo que el gasto total, para efectos de cálculo, será la suma de éste más el correspondiente del hidrograma en el instante considerado, tal y como se indica en la fig 5.2.1 .

PARA DEFINIR EL HIDROGRAMA TRIANGULAR EN ALGÚN SITIO DE INTERÉS EN UN CAUCE SE EMPEZARÁ POR CALCULAR EL GASTO DE PICO  $Q_P$  ( $m^3/seg$ ) DE ACUERDO CON LA SIGUIENTE FÓRMULA

$$Q_P = \frac{2 C A_c \bar{h}}{f t_D} \quad (5.2.1)$$

EN ELLA  $A_c$  ( $m^2$ ) ES EL ÁREA DE LA CUENCA,  $\bar{h}$  ( $m$ ) ES LA ALTURA DE LA LLUVIA ALCANZADA EN  $t_D$  ( $seg$ );  $C$  ES EL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO Y  $f t_D$  EL DE TIEMPO BASE, SELECCIONADOS COMO ANTES SE INDICÓ. SE SUPONDRÁ QUE SE ALCANZA EL GASTO DE PICO EN UN TIEMPO  $t_c = t_D$  Y QUE ESTE GASTO "TARDA" EN BAJAR  $(f-1)t_D$ . SE ADMITIRÁ UNA VARIACIÓN LINEAL ANTES Y DESPUÉS DE ALCANZAR EL GASTO DE PICO, SEGÚN SE INDICA EN LA FIG 5.2.1 . PARA LOS EFECTOS DE CÁLCULO, NO DEBE OLVIDARSE DE SUMAR EL GASTO BASE,  $Q_B$  \*.

\* En el caso de que exista información estadística sobre la lluvia, se recomienda escoger  $\bar{h}$  para períodos de retorno de unos diez a veinticinco años. De otro modo se pueden obtener resultados poco realistas. En todo caso el período de retorno no debe ser menor de 5 años.

Es interesante observar que el cociente  $\bar{h}/t_D = i$ , llamado intensidad de lluvia, permite escribir la fórmula (5.2.1) en la forma

$$Q_p = \left[ \frac{2C}{f} \right] A_c i \quad (5.2.2)$$

Esta es la fórmula "racional" ampliamente usada en Hidrología. Los coeficientes  $C_o = \left[ \frac{2C}{f} \right]$  están consiguados en varias publicaciones sobre el tema, lo cual permite constatar si los coeficientes  $C$  y  $f$  seleccionados resultan adecuados.

### 5.3 FUNCIONAMIENTO HIDROLOGICO DE LAGUNAS DE INUNDACION

El análisis del funcionamiento hidrológico de una laguna de inundación tiene por objeto determinar la máxima elevación alcanzada por el agua en la laguna y el máximo gasto descargado, cuando ingresa a ella una avenida definida como se indica en el párrafo anterior. Para hacer el análisis hidrológico se requiere conocer:

1. Una topografía confiable de la laguna, que permita trazar una curva elevaciones,  $Z$  (m), contra volúmenes  $V$  ( $m^3$ ) almacenados en ella, como se indica en la fig 5.3.1.

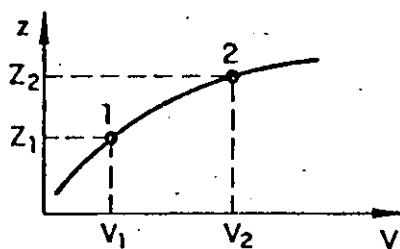
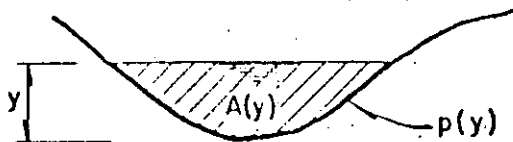


Fig 5.3.1

2. Una sección representativa del río que desagua a la laguna, de modo que pueda establecerse una relación entre el tirante  $y$  (m) en la sección, el área  $A(y)$ , en  $m^2$  y el perímetro mojado  $p(y)$ , en m, como se muestra en la fig 5.3.2.



3. Datos confiables para establecer una pendiente  $S$  representativa del río que desagua a la laguna y del coeficiente de fricción,  $n$ , característico.
4. Datos suficientes para determinar la relación entre el nivel del agua en la laguna y el gasto descargado por ella, como se indica en la fig 5.3.3.

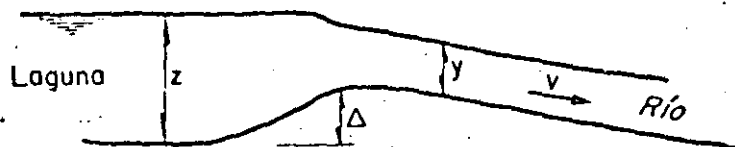


Fig 5.3.3

PARA HACER EL ANÁLISIS HIDROLÓGICO DE UNA LAGUNA DE INUNDACIÓN, A LA CUAL INGRESA UNA AVENIDA CON UN HI DROGRAMA DEFINIDO, SE PROCEDERÁ COMO SIGUE:

- I. DENTRO DE LA ZONA EN QUE SE SUPONE QUE VARIARÁ EL NIVEL DEL AGUA EN LA LAGUNA, SE ESCOGERÁN DOS PUNTOS, 1 y 2 SOBRE LA CURVA ELEVACIONES VOLÚMENES DE LA LAGUNA (VER FIG 5.3.1). CON LOS VALORES DE LAS COORDE NADAS DE ESTOS PUNTOS ( $V_1, Z_1$ ) Y ( $V_2, Z_2$ ) SE CALCULA RÁ EL COEFICIENTE  $m$  CON LA FÓRMULA

$$m = \frac{\log (V_2/V_1)}{\log (Z_2/Z_1)} \quad (5.3.1)$$

CONOCIDO EL VALOR DE  $m$ , SE CALCULARÁ EL COEFICIENTE  $K$  MEDIANTE

$$K = \frac{V_2}{Z_2^m} \quad (5.3.2)$$

DE ESTE MODO PODRÁ ESTABLECERSE LA FÓRMULA GENERAL

$$V = K Z^m \quad (5.3.3)$$

ES ACONSEJABLE COMPROBAR QUE, PARA PUNTOS INTERME-



DIOS ENTRE EL 1 Y EL 2, LA FÓRMULA (5.3.3) DESCRIBE ADECUADAMENTE A LA CURVA ELEVACIONES-VOLÚMENES.

- II. CONOCIDOS EL TIRANTE  $y$ (m) CON EL CUAL CIRCULA UN GAS TO  $Q$ (m<sup>3</sup>/seg), SE DETERMINARÁN EL AREA  $A$ ( $y$ ) Y EL PERÍMETRO MOJADO  $p$ ( $y$ ) COMO SE INDICA EN LA FIG 5.3.2 . DESPUÉS SE CALCULARÁ EL RADIO HIDRÁULICO  $r = A/p$  . ADEMÁS, CON LOS DATOS DE LA TOPOGRAFÍA SE DEDUCIRÁ UNA PENDIENTE DEL CAUCE,  $S$ . CON TODOS ESTOS VALORES Y CON AYUDA DE LA FÓRMULA (5.3.4) SE DEFINIRÁ EL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD,  $n^*$ .

$$Q = A \frac{S^{1/2}}{n} r^{2/3} \quad (5.3.4)$$

SE COMPROBARÁ QUE EL VALOR DE  $n$  DEDUCIDO SEA CONGRUENTE CON EL TIPO DE CAUCE EN ESTUDIO.

- III. DENTRO DEL RANGO DE VALORES EN EL QUE SE SUPONE QUE PUEDE VARIAR  $y$ , SE ESCOGERÁN DOS, PARA LOS CUALES SE CALCULARÁN

$$v_i = \frac{S^{1/2}}{n} r_i^{2/3} \quad (5.3.5)$$

$$y \quad Q_i = A_i v_i \quad (5.3.6)$$

PARA CADA UNO DE LOS VALORES  $y_i$  SE ESTABLECERÁ LA RELACIÓN CON EL NIVEL  $Z_i$  DEL AGUA EN LA LAGUNA (VER FIG 5.3.3) HACIENDO

$$Z_i = \Delta + y_i + \frac{v_i^2}{2g} \quad (5.3.7)$$

- IV. CON LOS VALORES ( $Z_1$ ,  $Q_1$ ) Y ( $Z_2$ ,  $Q_2$ ) OBTENIDOS CON LAS FÓRMULAS (5.3.6) Y (5.3.7) SE CALCULARÁ EL COEFICIENTE  $r$ , MEDIANTE LA FÓRMULA

\* Debe tenerse la precaución de comprobar que el posible remanso no invalide el establecimiento de la fórmula (5.3.4).

$$r = \frac{\log (Q_2/Q_1)}{\log (Z_2/Z_1)} \quad (5.3.8)$$

CONOCIDO EL VALOR DE  $r$ , SE CALCULARÁ  $R$ , POR MEDIO DE

$$R = \frac{Q_2}{Z_2^r} \quad (5.3.9)$$

CON AYUDA DE ESTOS COEFICIENTES SE PUEDE ESTABLECER LA FÓRMULA GENERAL

$$Q = R Z^r \quad (5.3.10)$$

NUEVAMENTE DEBERÁ COMPROBARSE QUE, PARA PUNTOS INTERMEDIOS, LA FÓRMULA (5.3.10) DA RESULTADOS SATISFACTORIOS.

V. SE ESCOGERÁ UN INTERVALO DE TIEMPO  $\Delta t$  (seg) Y SE DETERMINARÁN, EN EL HIDROGRAMA DE INGRESO, LOS VALORES DE LOS GASTOS DE ENTRADA  $I_j$  ( $m^3$ /seg), PARA VALORES DE  $j$  IGUALES A  $0\Delta t$ ,  $\Delta t$ ,  $2\Delta t$ ,  $3\Delta t$ , ETC.

VI. CONOCIDO EL VALOR INICIAL DE LA ELEVACIÓN EN LA LAGUNA,  $Z_0$ , LOS VALORES QUE TOMA LA ELEVACIÓN EN LOS INTERVALOS SUCESIVOS 1, 2, 3, ETC, CORRESPONDIENTES A  $\Delta t$ ,  $2\Delta t$ ,  $3\Delta t$ , ETC, SE CALCULARÁN UTILIZANDO LA FÓRMULA

$$Z_{j+1} = Z_j + \frac{0.5(I_j + I_{j+1}) - R Z_j^r}{\frac{mK}{\Delta t} Z_j^{m-1} + \frac{rR}{2} Z_j^{r-1}} \quad (5.3.11)$$

PARA EMPLEAR LA FÓRMULA (5.3.11) SE EMPEZARÁ HACIENDO  $j = 0$ , LO QUE PERMITIRÁ CONOCER  $Z_1$ , NIVEL EN LA LAGUNA EN EL INSTANTE  $t = \Delta t$ . DESPUÉS SE HARÁ  $j = 1$ , PARA ENCONTRAR  $Z_2$ , NIVEL EN EL INSTANTE  $t = 2\Delta t$ , Y ASÍ SUCESIVAMENTE.

VII. EL PROCEDIMIENTO INDICADO PERMITIRÁ IDENTIFICAR EL MÁXIMO VALOR DE  $Z$  Y, CON AYUDA DE LA FÓRMULA (5.3.10), EL DE LA MÁXIMA DESCARGA. POSTERIORMENTE, CON AYUDA DE (5.3.4), SE PODRÁ TAMBIÉN CONOCER

EL MÁXIMO TIRANTE ALCANZADO EN EL RÍO. LOS VALORES DE  $Z_{MAX}$  Y  $Y_{MAX}$  SEÑALARÁN EL RIESGO DE INUNDACIONES Y, EL DE  $Q_{MAX}$ , EL PELIGRO DE TRANSPORTE DE MATERIAL SÓLIDO MUY GRANDE.

#### 5.4 FUNCIONAMIENTO HIDROLOGICO DE LAGUNAS COSTERAS

El análisis hidrológico de una laguna costera tiene también por objeto determinar el máximo nivel alcanzado por el agua en la laguna y la mayor descarga de ésta hacia el mar, cuando ingresa a ella una avenida con un hidrograma predeterminado. Para hacer el análisis se necesita conocer:

1. La curva elevaciones volúmenes de la laguna, como se describió en el párrafo 5.3.
2. El ancho B(m) de la boca de la laguna y el coeficiente de descarga C (generalmente igual a 0.8), con el objeto de establecer la fórmula general

$$Q = C B \sqrt{2g} y \sqrt{Z - y} \quad (5.4.1)$$

En esta fórmula Q es el gasto descargado por la laguna hacia el mar, Z es el nivel en la laguna, medido desde el fondo y y, el nivel en el mar, medido desde el mismo origen.

3. La variación del nivel en el mar de acuerdo con las mareas, dado, generalmente, por expresiones de la forma

$$y = y_{mm} + \frac{a}{2} \operatorname{sen} \left[ \frac{360}{t_M} t - \theta \right] \quad (5.4.2)$$

En esta expresión  $y_{mm}$  es el nivel del mar en bajamar, a es la amplitud de la marea, es decir, la diferencia de nivel entre pleamar y bajamar;  $t_M$  es el periodo de la marea (generalmente 24 horas y, en ocasiones, 12 horas); t es el tiempo, en horas, transcurrido desde que se inicia el análisis; y,  $\theta$ , es un ángulo de fase para iniciar el cálculo en el momento que se considere oportuno (ver pág A.I.75)

Obsérvese que, de esta manera  $y_j$ , el nivel del mar en el instante  $t_j = j(\Delta t)$ , se puede calcular fácilmente.

PARA HACER EL ANÁLISIS HIDROLÓGICO DE UNA LAGUNA COSTERA, SUJETA A LA ACCIÓN DE LA MAREA, DADA POR LA FÓRMULA (5.4.2) (O UNA SIMILAR) Y A LA CUAL INGRESA UNA AVENIDA DE HIDROGRAMA CONOCIDO, SE PROCEDERÁ COMO SIGUE:

- I. SE DEFINIRÁN LOS COEFICIENTES  $m$  y  $k$  DE LA LAGUNA SIGUIENDO EL PROCEDIMIENTO INDICADO EN EL PÁRRAFO 5.3.I.
- II. SE DETERMINARÁN LOS GASTOS DE INGRESO  $I_j$ , COMO SE INDICA EN EL PÁRRAFO 5.3.V.
- III. SELECCIONADO EL INSTANTE INICIAL, A PARTIR DEL CUAL VA A PRINCIPIAR EL ANÁLISIS, SE CALCULARÁ  $y_0$  POR MEDIO DE LA FÓRMULA (5.4.2). USANDO ESTE VALOR Y  $Q_B$  ( $m^3/\text{seg}$ ) EL GASTO BASE DEL HIDROGRAMA UTILIZADO (VER PÁRRAFO 5.2), SE CALCULARÁ EL NIVEL INICIAL DE LA LAGUNA,  $z_0$ , HACIENDO

$$z_0 = y_0 + \left[ \frac{Q_B}{C B \sqrt{2g} y_0} \right]^2 \quad (5.4.3)$$

- IV. PARA VALORES DE  $j = 1, 2, 3$ , ETC, CORRESPONDIENTES A LOS INSTANTES  $t = \Delta t$ ,  $t = 2\Delta t$ ,  $t = 3\Delta t$ , PARA EL INTERVALO  $\Delta t$  SELECCIONADO, LOS VALORES DEL NIVEL DEL AGUA EN LA LAGUNA SE CALCULARÁN UTILIZANDO SUCESIVAMENTE LA FÓRMULA

$$0.5 \left( I_j + J_{j+1} \right) + \frac{K}{\Delta t} z_j^m - \frac{C B \sqrt{2g}}{2} y_j \sqrt{z_j - y_j} = \frac{K}{\Delta t} z_{j+1}^m + \frac{C B \sqrt{2g}}{2} y_{j+1} \sqrt{z_{j+1} - y_{j+1}} \quad (5.4.4)$$

EL CÁLCULO DE  $z_{j+1}$  SE DEBE HACER, PARA CADA VALOR DE  $j$ , POR APROXIMACIONES SUCESIVAS.

- V. EL CÁLCULO INDICADO EN EL PÁRRAFO ANTERIOR PERMITE CONOCER LA EVOLUCIÓN DE VALORES DE  $z$ , NIVEL EN LA LAGUNA, TENIENDO EN CUENTA EL HIDROGRAMA DE INGRESO Y LA VARIACIÓN DE LA MAREA.

VI. PARA CONOCER EL MÁXIMO VALOR DE Z ES NECESARIO INICIAR EL CÁLCULO EN DIFERENTES ETAPAS DE MAREA, PORQUE, INICIÁNDOLO EN BAJAMAR, SE DISPONDRÁ DE MENOS CAPACIDAD REGULADORA; PERO INICIÁNDOLO EN EL NIVEL MEDIO DEL MAR PODRÍAN COINCIDIR LA PLEAMAR CON EL INSTANTE EN QUE INGRESA EL MÁXIMO VOLUMEN. COMO PUEDE VERSE, LA DETERMINACIÓN DEL MÁXIMO NIVEL NO RESULTA OBVIA.

Es interesante hacer notar que la fórmula (5.4.4) funciona también si ingresa un gasto constante a la laguna. Es más, puede así mismo utilizarse si este gasto es nulo; pero en tal caso, deben hacerse las modificaciones necesarias, teniendo en cuenta que, de bajamar a pleamar, la laguna descarga hacia el mar, en tanto que, de pleamar a bajamar, la laguna es llenada por el mar.

## 5.5 PROBLEMAS ILUSTRATIVOS

### P.5.1 ENUNCIADO

En la figura 5.5.1.1 se muestra un río que corre en una planicie de inundación y está interceptado por una laguna que regula su escurrimiento. La distancia desde la salida de la laguna, hasta la desembocadura, es de 10 km. El ancho medio del río es 60 m, salvo en los últimos 3 km, en donde se amplía lentamente hasta 150 m. La fig 5.5.1.2 muestra un corte longitudinal del río; allí puede verse que el fondo de éste y el de la laguna, tienen la misma elevación de - 1.00 en el lugar en que el río sale de la laguna. Los terrenos más altos, en la zona que circunda a la laguna están a la elevación + 4.00 m.

Para fines de cálculo puede suponerse que la sección transversal del río es rectangular. En la época de lluvias el río lleva un gasto de  $40 \text{ m}^3/\text{seg}$ , con un tirante de 2 m. Además, drena una cuenca de  $288 \text{ km}^2$  y se estima que una tormenta generalizada en ella puede alcanzar 0.15 m en 4 horas. Pensando en que el suelo está húmedo en esa época; pero que es permeable y que la zona está muy vegetada, se ha pensado en un coeficiente de escurrimiento  $C = 0.10$ .

La marea ordinaria varía, en 24 horas, entre las cotas - 0.5 y + 0.5, de manera que no causa un remanso importante en la descarga de la laguna.

En época de estiaje, cuando no hay escurrimiento, en la bajamar el nivel de la laguna desciende a la cota - 0.5 y entonces se estima que el volumen almacenado por ella es de 230 000 m<sup>3</sup>. En cambio, en época de lluvias, con tormentas muy fuertes, se considera que el nivel en la laguna puede ascender hasta la cota 3.00. En esas condiciones, el volumen almacenado en la laguna, según las curvas de nivel, puede llegar a 6 960 000 m<sup>3</sup>.

Se desea saber cuál es la máxima descarga de la laguna y el mayor nivel alcanzado, en condiciones actuales, si ocurre una avenida como la que puede presentarse cada 20 años. Y, suponiendo que se invadiera totalmente a la laguna de inundación, poniendo un bordo como el mostrado en la fig 5.5.1.2, se desea conocer la altura de ese bordo y el riesgo de un acarreo de material sólido mayor que el que puede esperarse en condiciones actuales.

#### SOLUCION

- I. Siguiendo la metodología expuesta en el párrafo 5.3 se procederá a calcular los coeficientes  $m$  y  $K$  para la laguna. De los datos enunciados, se obtendrá

$$m = \frac{\log (6.96/0.23)}{\log (3/0.5)} = 1.9$$

$$y \quad K = \frac{6.96 * 10^6}{3^{1.9}} = 863 * 10^3$$

Por lo tanto, la fórmula que da el volumen almacenado en función de la elevación en la laguna (medida desde el fondo, que coincide con el del río en el principio) será

$$V = 863 * 10^3 \quad Z^{1.9}$$

- II. Puesto que la sección del río puede considerarse rectangular, con 60 m de ancho y el río lleva 40 m<sup>3</sup>/seg con un tirante de 2 m, se tendrá

$$A = 60 * 2 = 120 \text{ m}^2 \quad ; \quad p = 60 + 2(2) = 64$$

$$\therefore r = \frac{120}{64} = 1.875 \quad ; \quad r^{2/3} = 1.52$$

De la fig 5.5.1.2 se concluye que la pendiente en el río es

$$s = \frac{0.5}{10\,000} = 0.00005$$

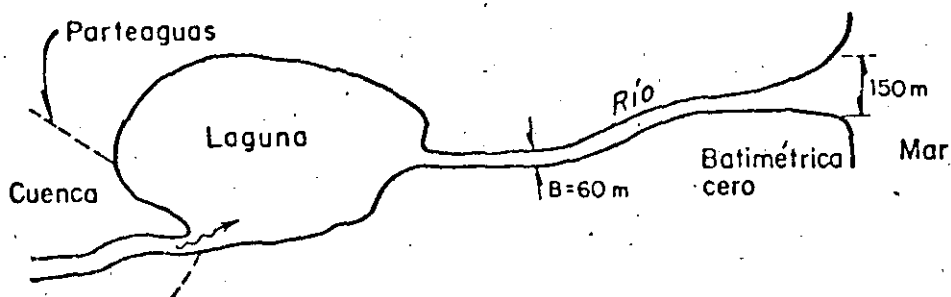


Fig 5.5.1.1

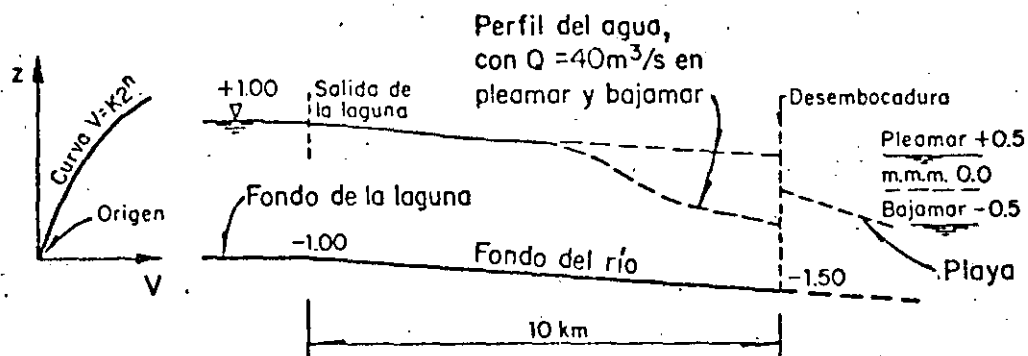


Fig 5.5.1.2

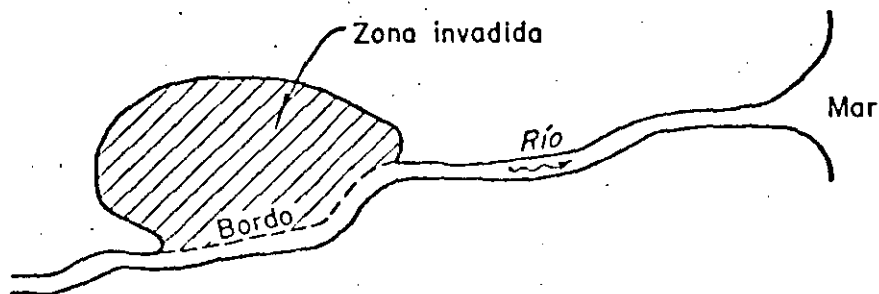


Fig 5.5.1.3

Utilizando la fórmula (5.3.4) y sustituyendo resulta que el coeficiente de rugosidad vale

$$n = \frac{120}{40} * 1.52 * (0.00005)^{1/2} = 0.0323$$

Este valor, comprendido entre 0.025 y 0.045 parece adecuado, con él puede calcularse

$$\frac{S^{1/2}}{n} = \frac{(0.00005)^{1/2}}{0.0323} = 0.2189$$

Por lo tanto las velocidades en el río valdrán

$$v = 0.2189 r^{2/3}$$

y los gastos  $Q = A v$

En tales condiciones, para  $y = 2$ , como  $r^{2/3} = 1.52$ , resulta

$$v = 0.2189 * 1.52 = 0.333 \text{ m/seg}$$

Por lo tanto  $v^2/2g = 0.006$ . Teniendo en cuenta que el fondo del río y el de la laguna coinciden en el arranque, para  $y = 2$ ,  $Z = 2.006 \text{ m/y}$

$$Q = 120 * 0.333 = 39.96 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Procediendo en forma análoga para  $y = 4 \text{ m}$ , teniendo en cuenta la máxima elevación de los terrenos vecinos, se obtiene

$$A = 240 ; p = 68 , r = 3.529$$

$$v = 0.2189 (3.529)^{2/3} = 0.5075 ; v^2/2g = 0.013$$

De esta manera se concluye que para  $y = 4 \text{ m}$

$$Z = 4.013 \text{ m} \quad \text{y} \quad Q = 121.8 \text{ m}^3/\text{seg}$$

De acuerdo con estos resultados, al usar la fórmula (5.3.8) se obtiene

$$r = \frac{\log \left( \frac{121.8}{39.96} \right)}{\log \left( \frac{4.013}{2.006} \right)} = 1.608$$

De aquí se puede calcular también

$$R = \frac{121.8}{(4.013)^{1.608}} = 13.04$$



Por lo tanto, la fórmula (5.3.10) puede escribirse de modo aproximado estableciendo

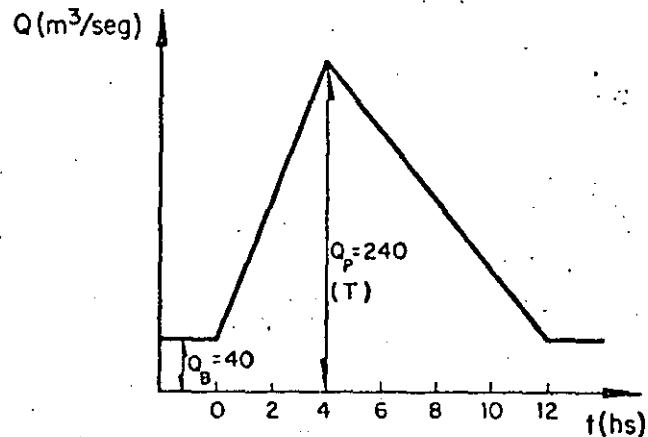
$$Q = 13.04 \cdot Z^{1.61}$$

III. Teniendo en cuenta los datos consignados en el enunciado, al sustituir en la fórmula (5.2.1) se encontrará que el gasto de pico vale

$$Q_p = \frac{2 * 0.1 * 288 * 10^6}{3 * 4 * 3600} = 200 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Considerando que el gasto base es  $Q_B = 40 \text{ m}^3/\text{seg}$ , teniendo en cuenta que el tiempo de pico es  $t_p = 4$  horas y el tiempo base es  $t_B = 3 \times 4 = 12$  horas, para un intervalo  $\Delta t = 1$  hora = 3600 seg, se ha calculado la siguiente tabla para definir a los gastos de ingreso.

| j  | t (hs) | I (m <sup>3</sup> /seg) |
|----|--------|-------------------------|
| 0  | 0      | 40                      |
| 1  | 1      | 90                      |
| 2  | 2      | 140                     |
| 3  | 3      | 190                     |
| 4  | 4      | 240                     |
| 5  | 5      | 215                     |
| 6  | 6      | 190                     |
| 7  | 7      | 165                     |
| 8  | 8      | 140                     |
| 9  | 9      | 115                     |
| 10 | 10     | 90                      |
| 11 | 11     | 65                      |
| 12 | 12     | 40                      |



IV. Con los valores encontrados de m, K, r y R por una parte, y con  $\Delta t = 1$  hora = 3600 seg por otra, se calcularán

$$\frac{n K}{\Delta t} = \frac{1.9 \times 863 * 10^3}{3.6 \times 10^3} = 455.47$$

$$y \quad \frac{r R}{2} = \frac{1.61 * 13.04}{2} = 10.50$$

A su vez, estos nuevos datos permiten preparar la ecuación 5.3.11 que, en este caso, resulta

$$Z_{j+1} = Z_j + \frac{0.5 (I_j + I_{j+1}) - 13.04 Z_j^{1.61}}{455.47 Z_j^{0.9} + 10.5 Z_j^{1.61}}$$

Obsérvese que el segundo término del numerador, según la fórmula (5.3.10) es el gasto que sale de la laguna en el instante  $j$ . Aprovechando esta circunstancia se ha formado la tabla que se muestra después y que indica la variación de  $Z_j$  y  $Q_j$  en el transcurso del tiempo. Como ejemplo, se calcula  $Z_1$  a partir de  $Z_0$ .

$$\begin{aligned} Z_1 &= 2.006 + \frac{0.5(40 + 90) - 13.04 (2.006)^{1.61}}{455.47 (2.006)^{0.9} + 10.5 (2.006)^{0.61}} \\ &= 2.006 + \frac{65 - 39.997}{852.232 + 16.005} \end{aligned}$$

$$Z_1 = 2.035 \text{ m}$$

| $j$ | $Z_j$ (m) | $Q_j$ (m <sup>3</sup> /seg) |
|-----|-----------|-----------------------------|
| 0   | 2.006     | 39.997                      |
| 1   | 2.035     | 40.932                      |
| 2   | 2.119     | 43.687                      |
| 3   | 2.252     | 48.185                      |
| 4   | 2.425     | 54.283                      |
| 5   | 2.593     | 60.464                      |
| 6   | 2.723     | 65.419                      |
| 7   | 2.821     | 69.251                      |
| 8   | 2.892     | 72.079                      |
| 9   | 2.938     | 73.933                      |
| 10  | 2.961     | 74.868                      |
| 11  | 2.963     | 74.949                      |
| 12  | 2.945     |                             |

El cálculo se ha interrumpido en el instante  $j = 12$  porque en el intervalo anterior se alcanzó el valor máximo de  $Z$  y el correspondiente de  $Q$ . A partir de ese momento, ambos empezarán a declinar.

- V. Como puede verse, el máximo nivel en la laguna, en condiciones actuales, apenas si llega a un poco menos de 3 m, valor supuesto en los datos. Además, la capacidad reguladora de la laguna hace que a pesar de que el máximo gasto de ingreso sea de 240 m<sup>3</sup>/seg, la mayor descarga es de 74.95 m<sup>3</sup>/seg, menor que la tercera parte del máximo gasto in

gresado. Con un tirante  $y = 2.95$  m y empleando la fórmula (5.3.4) se obtiene

$$A = 177 \text{ m}^2 ; \quad p = 65.90 \text{ m} ; \quad \text{como } \frac{S^{1/2}}{n} = 0.2189 \text{ resulta}$$

$$\text{que } v = 0.2189 \left[ \frac{177}{65.9} \right]^{2/3} = 0.42 \text{ m/seg y con ello}$$

$$Q = 74.87 \text{ m}^3/\text{seg} = 74.95$$

VI. Como puede verse, en condiciones actuales, se requiere de un tirante  $y = 2.95$  m para desalojar el gasto de salida y la velocidad correspondiente (0.42 m/seg) no es mucho mayor que la que se requiere para el gasto base, que es 0.333 m/seg (ver inciso II).

VII. En cambio si se suprime la laguna de inundación, habría que pensar en transportar un gasto próximo a  $240 \text{ m}^3/\text{seg}$ . (En realidad sería un poco menor porque habría un cierto efecto regulador del cauce mismo). Con  $y = 6.15$  m se tendría

$$A = 369 \text{ m}^2 ; \quad p = 72.3 \text{ m} ,$$

por lo que la velocidad sería

$$v = 0.2189 \left[ \frac{369}{72.3} \right]^{2/3} = 0.65 \text{ m/seg y el gasto}$$

$$Q = 369 * 0.65 = 240.06 \text{ m}^3/\text{seg}$$

De acuerdo con este resultado, el bordo, en la zona de la salida, tendría que ser mayor que 6.15 m, aun cuando las tierras vecinas apenas están a la elevación + 4.00. Además, la velocidad alcanzada (0.65 m/seg) sería casi el doble de la correspondiente al gasto base, lo que pone de manifiesto el incremento potencial de gasto sólido.

#### P.5.2 ENUNCIADO

Supóngase ahora que, como se indica en la fig 5.5.2.1, la laguna del problema anterior está localizada en la proximidad del mar, al cual está unida por una boca con ancho de 60 m. Esta boca puede cerrarse en estiaje y la laguna queda aislada del mar; pero en la temporada de lluvias, las pequeñas aporta-

ciones de agua dulce propician la apertura en las condiciones mencionadas.

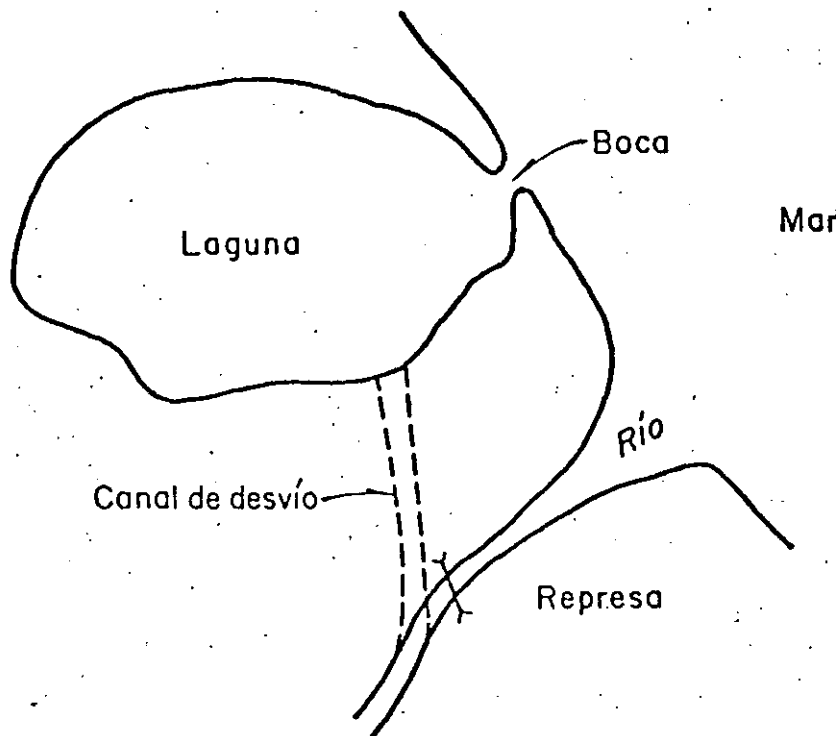


Fig 5.5.2.1

Cerca de la laguna costera para un río con las características del estudiado en el problema P.5.1, de manera que puede conducir una avenida con las características mostradas en la página 5.15

Se desea saber cómo funcionaría la laguna, si el río se desviara hacia ella, en el caso de que ocurriera una avenida como la especificada. Se supone que la creciente empezaría a presentarse al producirse la bajamar.

#### SOLUCION

- I. Como el período de la marea es de 24 horas, su amplitud es de 1.00 m, el instante inicial corresponde a la bajamar y el fondo de la laguna está a la elevación - 1.00 (ver fig 5.5.1.2), la fórmula (5.4.2), para  $t$  expresado en horas, tomará la forma

$$y = 1.00 + 0.5 \operatorname{sen} \left[ \frac{360}{24} t - 90^\circ \right]$$

De acuerdo con esta fórmula se calculan los valores del nivel del mar,  $y_i$  en los primeros 14 intervalos.

| $j = 0$ | $t = 0$ (hs) | $y_j$ (m) |
|---------|--------------|-----------|
| 1       | 1            | 0.5       |
| 2       | 2            | 0.517     |
| 3       | 3            | 0.567     |
| 4       | 4            | 0.646     |
| 5       | 5            | 0.750     |
| 6       | 6            | 0.871     |
| 7       | 7            | 1.000     |
| 8       | 8            | 1.129     |
| 9       | 9            | 1.250     |
| 10      | 10           | 1.354     |
| 11      | 11           | 1.483     |
| 12      | 12           | 1.500     |
| 13      | 13           | 1.483     |
| 14      | 14           | 1.433     |

II. Utilizando la fórmula (5.4.3) se calcula el valor inicial de la elevación en la laguna

$$z_0 = 0.5 + \left( \frac{40}{0.5 * 0.8 * 60 \sqrt{2g}} \right)^2 = 0.642 \text{ m}$$

Además pueden calcularse

$$\frac{K}{\Delta t} = \frac{863 \times 10^3}{3.6 * 10^3} = 239.722 \quad ; \text{ recuérdese que } m = 1.90$$

$$y \quad \frac{CB}{2} \sqrt{2g} = \frac{0.8 * 60 \sqrt{19.62}}{2} = 106.307$$

La ecuación (5.4.4) toma entonces la forma

$$0.5 (I_j + I_{j+1}) + 239.722 z_j^{1.90} - 106.307 Y_j \sqrt{z_j - Y_j} = 239.722 z_{j+1}^{1.90} + 106.307 Y_{j+1} \sqrt{z_{j+1} - Y_{j+1}}$$

Utilizando los valores  $I_j$  mostrados en la pág 5.15 y los de  $Y_j$  de esta misma página, se ha elaborado la tabla que se muestra a continuación, misma que indica la variación de  $Z$  en el tiempo. Como ejemplo se incluye el cálculo detallado para el primer intervalo.

$$0.5 (40 + 90) + 239.722 (0.642)^{1.91} - 106.307 * 0.5 \sqrt{0.142} = 147.795$$

Primer tanteo  $Z_{j+1} = 0.7$

$$F = 239.722 (0.7)^{1.91} + 106.307 * 0.517 \sqrt{0.7 - 0.517} = 143.807$$

Segundo tanteo  $Z_{j+1} = 0.75$  ;  $F = 164.91$

Tercer tanteo  $Z_{j+1} = 0.71$  ;  $F = 148.722$

Cuarto tanteo  $Z_{j+1} = 0.708$  ;  $F = 147.977$  ok.

Se acepta  $Z_1 = 0.708$  m

|         | $Z_j$ | $Y_j$ | $Z_j - Y_j$ |
|---------|-------|-------|-------------|
| $j = 0$ | 0.642 | 0.5   | 0.142       |
| 1       | 0.708 | 0.517 | 0.191       |
| 2       | 0.866 | 0.567 | 0.418       |
| 3       | 1.064 | 0.646 | 0.528       |
| 4       | 1.278 | 0.750 | 0.572       |
| 5       | 1.443 | 0.871 | 0.528       |
| 6       | 1.528 | 1.000 | 0.430       |
| 7       | 1.559 | 1.129 |             |
| 8       | 1.559 | 1.250 |             |
| 9       | 1.545 | 1.354 |             |
| 10      | 1.532 | 1.433 |             |
| 11      | 1.527 | 1.483 |             |
| 12      | 1.521 | 1.500 |             |

El cálculo se interrumpió en el intervalo 12 tanto porque ya transcurrió la avenida (y a partir de entonces los niveles  $Z_j$  y  $Y_j$  serán ligeramente diferentes) como porque el valor de  $Z$  empezará a decrecer sucesivamente.

III. En la tabla puede verse que el máximo nivel alcanzado es casi 0.56 m más alto que el que se presenta en condiciones actuales, cuando ocurre la pleamar. El riesgo de inundaciones no parece muy grande, como sucede en el problema anterior.

En cambio, en la tabla también puede verse que el máximo desnivel  $Z - Y$  es de 0.572 m. Esto significa que el máximo gasto descargado será, según la fórmula 5.4.2 igual a

$$Q = 2 (106.307) * 0.871 \sqrt{0.572} = 140.06 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Resulta así que la laguna costera tiene una capacidad reguladora menor que la de inundación. (Recuérdese que la máxima descarga en el problema anterior fué de poco menos de 75 m<sup>3</sup>/seg, es decir casi la mitad de la ahora calculada).

Por otra parte, la velocidad alcanzada con esta descarga será

$$v = \frac{140.06}{60 * 0.871} = 2.68 \text{ m/seg}$$

De acuerdo con este resultado la boca se abriría considerablemente durante la descarga, siendo dudoso que pudiera volver a cerrarse, como ocurre en las condiciones actuales.



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

**CURSO: HIDRAULICA MARITIMA Y ESTUARIOS  
DEL 11 DE MARZO AL 3 DE JUNIO  
MEXICO, D.F.**

**E S T U A R I O S**

**M. EN I. JESUS GRACIA S.  
JUNIO 1985.**



ESTUARIOS

Introducción

Cuando desemboca un río en el mar, se distingue una zona donde ocurre el mezclado del agua del río ("agua fresca") y la del mar ("agua salada"); a esta zona comúnmente se le denomina estuario. Según las características del mezclado, pueden presentarse tres casos típicos que pueden determinarse mediante la ecuación

$$K = \frac{Q_r T'}{P} \quad (1)$$

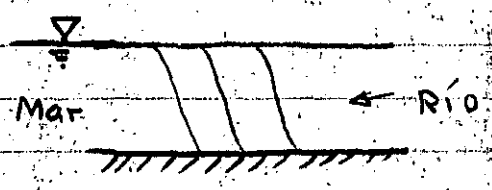
- donde K: Parámetro de mezclado
- P: Volumen de agua salada de la marea entrante
- Q<sub>r</sub>: gasto del río
- T': Período de la marea

Los tres casos son:

K: Clasificación del estuario

Diagrama de haloclinas

< 0.1 Mezclado



0.2-0.5 Parcialmente Mezclado



> 7 Estratificado

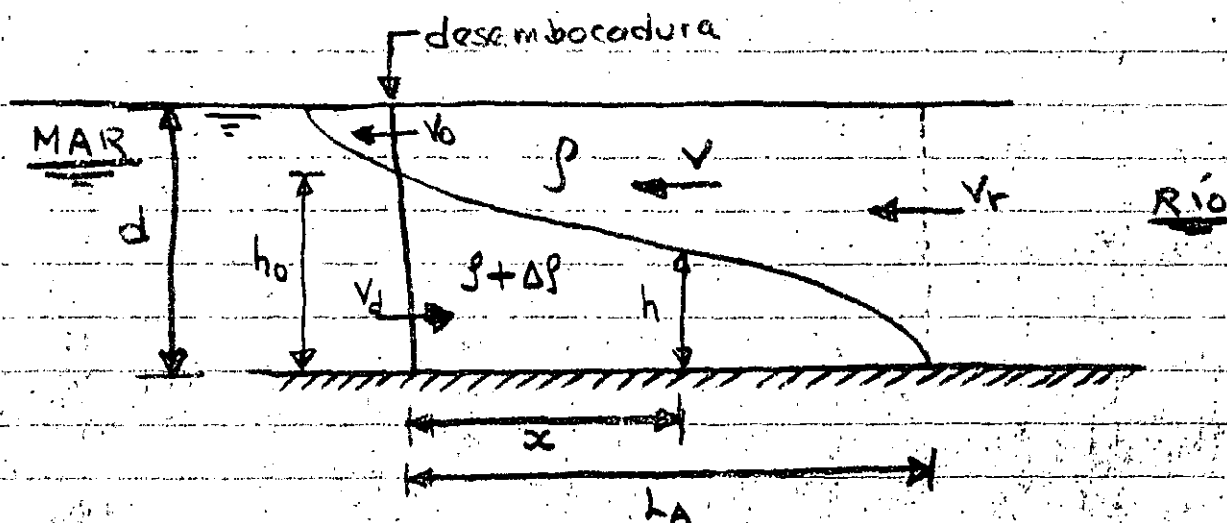


Como se puede observar en la clasificación anterior, la problemática en cada caso será diferente, puesto que de las condiciones de mezclado dependerán, la dilución de contaminantes, el depósito de sedimento y la sobrevivencia de flora y fauna susceptibles a los cambios de salinidad.

De una manera simple se puede describir el comportamiento hidráulico de un estuario de la siguiente manera. Al descargar un río en el mar, existe una intrusión (cuña) salina hacia "aguas arriba", la cual viaja por el fondo y cuyo alcance dependerá y variará con la marea. Esta situación será mejor entendida al analizar el caso de un estuario estratificado que en general se ha considerado la más simple, aunque también es la más poco probable.

### Estuario Estratificado

En la siguiente figura se muestra la simplificación teórica para este caso.



La velocidad de la cuña salina puede calcularse con la ecuación

$$V_d = \sqrt{(\Delta\rho/\rho_m)gd} \dots\dots (2)$$

donde  $\rho_m$  es la densidad media =  $(2\rho + \Delta\rho)/2$ , aunque en general se ha observado que  $\Delta\rho = 0.03$  y  $\rho_m = 1.015$

Para determinar  $L_A$ , Kaulegan ha propuesto

$$\frac{L_A}{d} = \left[ \frac{0.88}{280(R_d)^{-1} + 0.148(R_d)^{-1/4}} \right] (2 F_d)^{-5/2} \dots\dots (3)$$

siendo  $R_d$  el Número densimétrico de Reynolds

$$R_d = \frac{V_d d}{\gamma} \dots\dots (4)$$

$(\gamma = 11 \times 10^{-6} \text{ ft}^2/\text{sec.})$

y  $F_d$  el Número densimétrico de Froude

$$F_d = V_r / V_d \dots\dots (5)$$

Para aplicar en la práctica las ecuaciones anteriores se han propuesto soluciones gráficas como las mostradas en las figuras 1 y 2. En la primera, conocido  $d$  y  $V_r$  es posible determinar el alcance máximo ( $L_A$ ) de la cuña salina. En la segunda, también con  $d$  y  $V_r$  es posible conocer  $h_0$  (en el cuadrante interior) y proponiendo diferentes " $\alpha$ " y usando el valor de  $L_A$  obtenido antes, se pueden determinar valores de " $h$ " y por consiguiente es posible configurar el perfil de la cuña.

### Estuario parcialmente mezclado.

Como se puede ver fácilmente en la ecuación (1) el caso de un estuario estratificado, esto es si la marea es pequeña (varia poco el nivel del agua)  $K \rightarrow 1$ . Sin embargo para los casos más frecuentes  $K < 1$ , y por lo tanto el proceso de mezclado es muy importante.

La cuantificación de la dilución (mezclado) del agua salada y el agua dulce es un proceso muy complejo, pues ello dependerá de las condiciones de velocidad, turbulencia y difusión molecular propias de los fluidos de cada caso particular. Una primera aproximación para esta cuantificación es la ley de Fick que puede ser presentada como

$$Q = DA \partial C / \partial x \quad \dots \quad (6)$$

donde  $Q$  es la transferencia en la dilución;  $D$  es el coeficiente de difusión;  $A$  el área del fluido a través de la cual ocurre la dilución y  $\partial C / \partial x$  el cambio de la concentración en la dirección normal a la superficie donde ocurre el cambio.

Si se usan los coeficientes para flujo en tuberías y se considera que existe una variación logarítmica de la distribución de la velocidad en un plano vertical, El der propone

$$D = 5.86 d U \sqrt{f} \quad \dots \quad (7)$$

y si se toma en cuenta la difusión lateral

$$D = 6.09 d U \sqrt{f} \quad \dots \quad (8)$$

sin embargo Sooky ha indicado que los resultados obtenidos con estas ecuaciones difieren de 10 a 40 veces con casos experimentales. Las razones de tal discrepancia son: a) No se consideran las variaciones transversales de la velocidad, b) Los coeficientes obtenidos son para sección rectangular en canales rectos, por lo cual los cambios de sección y tirante, las curvas, islas, etc. no son considerados, c) la existencia de corrientes secundarias tampoco se toman en cuenta.

Sooky propone una distribución de tipo exponencial para la dist. de velocidades del tipo

$$u = U_{max} (z/d)^{1/n} \quad (9)$$

siendo  $u$  la velocidad normal a diferentes tirantes  $z$ , "d" el tirante y "n" la potencia a la cual varía el número de Reynolds ( $4uR/d$ ). En la figura No 3, se muestra para diferentes tipos de sección transversal, una gráfica para determinar el valor de  $D$ , según el criterio de Sooky; esta gráfica es válida para Reynolds de  $3 \times 10^3$ , si se desea conocer la variación de  $D$  para otros  $Re$  mayores se puede utilizar la gráfica de la figura No 4.

Para el cálculo de la variación de la salinidad a lo largo de la cuña salina, Ippen ha propuesto las siguientes relaciones. Cuando el nivel de la marea es mínimo, la salinidad media en la "boca" ( $x=0$ ) será menor que  $S_0$  (salinidad máxima), por lo cual el punto hipotético donde  $\bar{S} = S_0$ , o sea, donde la salinidad de la corriente es igual a la del mar

se encontrará a una distancia ( $x'$ ) de la "boca".

$$x' = \frac{T \sqrt{gd}}{2\pi} \left( 1 - \cos \frac{2\pi t}{T} \right) \quad (10)$$

Conociendo la salinidad media a la entrada ( $\bar{S}$ ) para el nivel mínimo de la marea se puede calcular el coeficiente de difusión con la expresión:

$$D = \frac{-v_r x'}{2 \ln(\bar{S}/S_0)} \quad (11)$$

$v_r \rightarrow$  Vel. del agua dulce que es un caso particular ( $x=0$ ) de la ecuación

$$\frac{\bar{S}}{S_0} = \exp \left[ \left( \frac{-v_r}{2x'D} \right) (x+x')^2 \right] \quad (12)$$

En general se puede aceptar siempre que  $S_0 = 19,000$  ppm. La ecuación anterior (12) permite calcular la concentración media ( $\bar{S}$ ) a una distancia  $x$  de la entrada.

Cuando se conoce la salinidad media en un sitio en el momento de marea mínima ( $L_{lws}$ ) es posible conocer el punto donde la concentración es igual pero en el momento de máxima marea ( $L_{hws}$ ) a través de la ecuación:

$$L_{hws} = \left( \frac{T \sqrt{gd}}{2\pi} - L_{lws} \right) [1 - \exp(-H/d)] + L_{lws} \quad (13)$$

$H \rightarrow$  Amplitud de la marea

Si por el contrario se desean conocer la ubicación de puntos de diferente concentración salina a lo largo del estuario, Ippen propone

$$L_{95} = x' (K \sqrt{d/v_r x'} - 1) \quad (14)$$

donde K se obtiene de la siguiente tabla:

|               |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
|---------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| $\bar{S}/S_0$ | 0.01 | 0.02 | 0.03 | 0.04 | 0.05 | 0.1  | 0.2  | 0.3  | 0.4  | 0.5  |
| K             | 3.03 | 2.80 | 2.65 | 2.53 | 2.45 | 2.15 | 1.80 | 1.55 | 1.35 | 1.18 |

La ecuación (14) permite calcular la ubicación ( $L_{95}$ ) del sitio donde la concentración donde la salinidad media ( $\bar{S}$ ) es cierta proporción de  $S_0$ , cuando el nivel de la marea es mínimo.

Un criterio alternativo basado en mediciones hechas en Rotterdam han permitido proponer a Van der Burgh lo siguiente:

$$\bar{S}/S_0 = \exp(-1.655V_0) \quad (15)$$

donde  $V_0 = \frac{v_r d T}{v_f d T/2}$  siendo  $v_f$  la velocidad

media de la marea entrante,  $d$  tirante de la corriente de agua dulce. La ecuación (15) permite conocer la concentración media ( $\bar{S}$ ) a la entrada, con la cual es posible conocer la variación de la concentración ( $\Delta S$ ) a una cierta distancia ( $\Delta x$ ) usando la grafica de la figura 5. Siendo  $V_{ebb}$  la velocidad media en el refluo calculada como:

$$V_{ebb} = \frac{\text{Volumen del refluo por marea}}{\text{Area media en la marea} \times 44,700 \text{ seg.}} \quad (16)$$

El procedimiento de cálculo sería como sigue.

1º Calcular  $\bar{S}/s_0$  (Ec. 15)

2º Usando la gráfica de la fig No 5, entrar con  $\bar{S}/s_0$  y calcular  $\frac{\Delta S}{\Delta x} \frac{19 \times 10^4}{V_{ebb}}$

3º proponer un valor para  $\Delta x$  y calcular  $\Delta S$  con la expresión de (2º)

4º Calcular la nueva  $(\bar{S}/s_0)_n = (\bar{S}/s_0) - \Delta S$

5º Volver al punto No 2 con  $(\bar{S}/s_0)_n$  y repetir el cálculo hasta cubrir toda la longitud (L) deseada, Nótese que  $L = \bar{S} \Delta x$ .

Como se ha podido observar, hasta ahora, se han calculado las salinidades medias ( $\bar{S}$ ). Si se deseara conocer la salinidad en el fondo y la superficie de un perfil, se tendría entonces que usar la relación propuesta por el mismo Van der Burgh, y cuya gráfica se muestra en la figura No 6, de la siguiente manera:

1º Hacer  $V = V_0$

2º Entrando a la gráfica con  $V$  y pivotando en la curva con el pendiente de "d" determinar  $d\bar{S}$

3º Calcular la concentración en el fondo

con  $\bar{S}_b = \bar{S} + d\bar{S} (S)$

y en la superficie

$\bar{S}_s = \bar{S} - d\bar{S} (S)$



Como se puede intuir facilmente, no tiene caso tratar aparte el caso de los estuarios bien mezclados por ser solamente el caso extremo de los estuarios parcialmente mezclados, por lo cual la teoria expuesta es valida para ambos casos. Sin embargo otro aspecto importante que será necesario tratar aparte es la polucion o contaminacion de un estuario.

### Polucion de Estuarios.

Debido principalmente a las caracteristicas hidraulicas, antes presentadas, es necesario extremar las precauciones al arrojar contaminantes a un estuario, ya que su dilucion o dispersion pueden ser insuficientes para no alterar el equilibrio ecologico. Por lo regular un estuario es un lugar adecuado para la ubicacion de puertos, plantas generadoras de electricidad o de productos quimicos, industrias y en general obras que para su funcionamiento requieren de altas cargas de contaminantes; Todo esto aunado al hecho de que tambien es un lugar donde se favorece el deposito de sedimento, hacen que el precario equilibrio de la flora y la fauna pueda ser facilmente alterado. En estas notas no se trataran los aspectos bio-quimicos de un estuario, ya que sale fuera del alcance del analisis hidraulico que aqui se desea presentar sin embargo si conviene señalar que en muchos estuarios esos son los problemas mas importantes. En la lista de referencias anexada al final se han incluido algunas cuyo principal preocupacion es lo relacionado con la contaminacion.

En una región donde la intrusión salina no tiene concentraciones uniformes, ni tirantes, ni longitudes estables, la mezcla es favorecida por corrientes verticales, por lo cual el coeficiente de dispersión es muy variable y por consiguiente su análisis teórico es muy complejo. Hasleman propone valor la dispersión con la ecuación:

$$D = \frac{V_r C_x (\Delta x)}{(C_{x+\Delta x} - C_{x-\Delta x})} \quad (17)$$

donde  $C_x$  es la concentración media a una distancia  $x$  de la entrada,  $\Delta x$  es una distancia hacia "aguas arriba" y "aguas abajo" de  $x$  y  $C_{x+\Delta x}$ ,  $C_{x-\Delta x}$  son las concentraciones medidas en esos puntos.

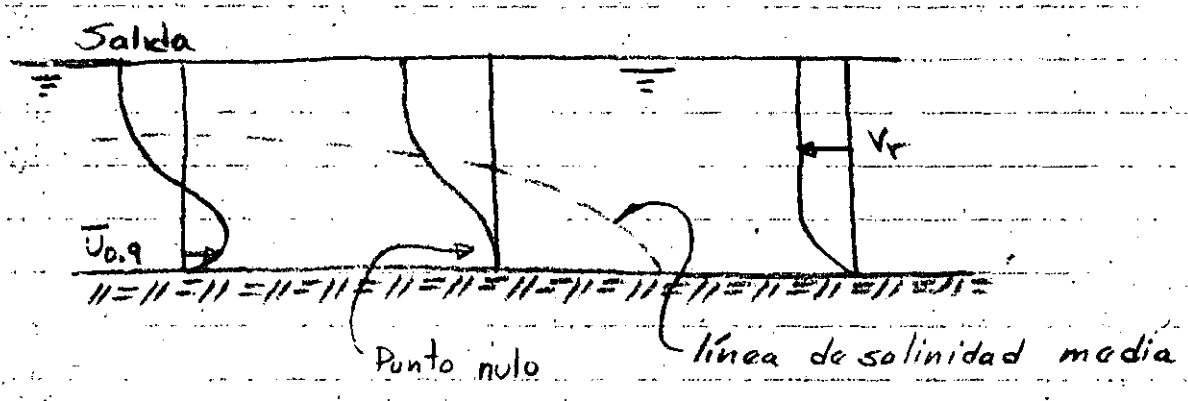
Si se supone que el contaminante se administra de manera discreta (no continua) y se acepta que su concentración de acuerdo con una distribución Gaussiana se tiene:

$$C = \frac{M}{\rho A (\pi D t)^{1/2}} \exp\left(-\frac{(x-ut)^2}{4Dt}\right) \quad (18)$$

donde  $M$  es la masa del contaminante,  $\rho$  la densidad del agua y  $A$  la sección transversal del río.

Un procedimiento alternativo a estos es el denominado "prisma de mareas" propuesto por Ketchum, el cual propone dividir el estuario en segmentos (ver sig. figura) de igual longitud a la del promedio del movimiento de las partículas en un ciclo de marea. Cuando el nivel es máximo el agua en cada segmento se considera como totalmente mezclada. Durante el refluo el intercambio ocurre entre dos segmentos adyacentes. En la rel. 3. se muestra el procedimiento.

El problema de sedimentación en un estuario puede ser fácilmente entendido si se observa la figura de abajo, donde se muestra la distribución de velocidades promedio en un ciclo de marea.



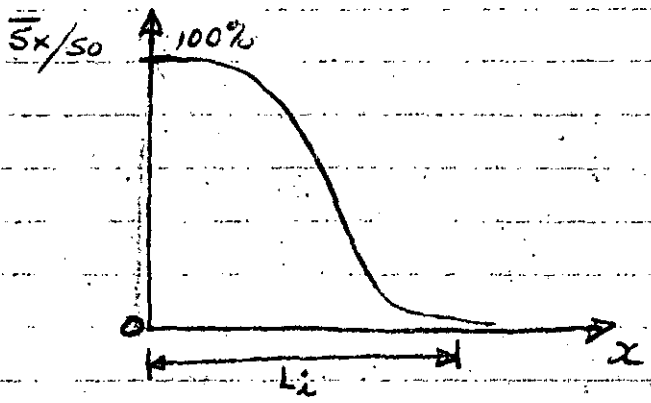
Como se puede observar existe un punto (zona) donde la velocidad promedio cerca del fondo es nula y por lo tanto el transporte en el fondo.

Harleman e Jppen han propuesto la siguiente ecuación para determinar la salinidad en el punto nulo.

$$\frac{S_n}{S_0} = \frac{1 \times 10^6}{0.7 S_0 F_n^2} \frac{v_r^2}{g d} \quad (19)$$

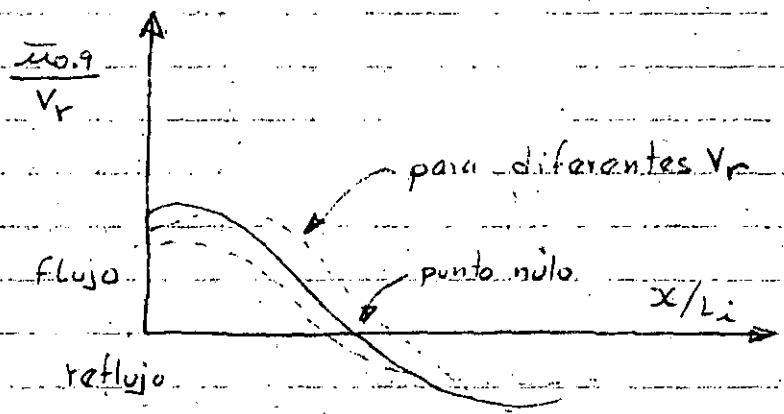
donde  $F_n$  es el Número de Froude en el punto nulo, cuya determinación es la principal dificultad para aplicar la ecuación anterior. Un procedimiento propuesto en la referencia 1 es el siguiente

1º Construir una gráfica como la mostrada a continuación

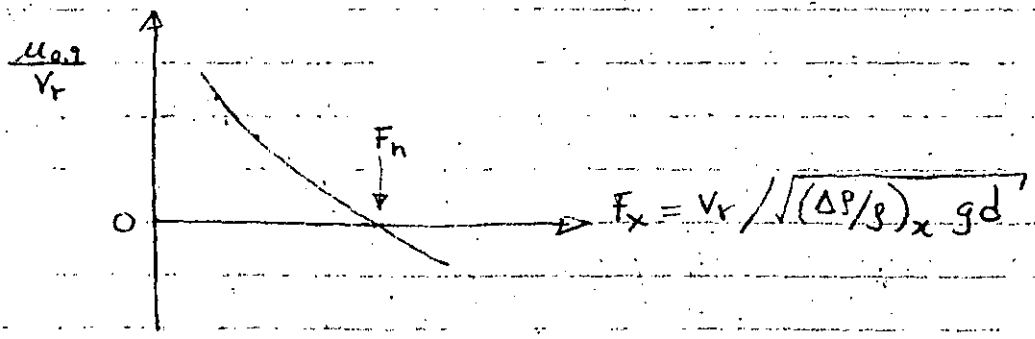


donde  $L_i$  es la longitud de la intrusión salina con  $\frac{s_x}{s_0} = 1\%$

2º Para cada  $x/L_i$  graficar



3º Finalmente, usando las gráficas anteriores construir



recordar que  $\left(\frac{\Delta \rho}{\rho}\right)_x = \frac{0.7}{1 \times 10^6} \bar{s}_x$

Notase que para  $\frac{u_{0.9}}{v_r}$  se obtiene  $F_n$ .

### Problemas resueltos

5: Se tiene un río que descarga al mar 150,000 cfs, el ancho es de 1/2 milla y la prof. promedio de 42 ft. Se desea instalar una toma de riego 5 millas aguas arriba de la desembocadura. Indicar cual debe ser la profundidad mínima de la toma para no tomar agua salada. ( $\Delta S/S = 0.02$ ). En el lugar la variación de la marea es mínima.

$$V_r = \frac{150,000}{\frac{5280}{2} \times 42} = 1.35 \frac{ft}{seg} \quad 1 \text{ milla} = 5280 \text{ ft}$$

Con  $V_r$  y  $d = 42 \text{ ft}$  entrando en la gráfica 1  $\rightarrow L_A = 17 \text{ millas}$

En el cuadrante inferior de la fig 2, entrando con  $d = 42$  y  $v = 1.35 \rightarrow h_0 = 25 \text{ ft}$   
 y pivotando al cuadrante superior con  $x/L_A = 5/17 = 0.294 \rightarrow h = 15 \text{ ft}$ .

Finalmente la profundidad mínima a la que podría instalarse la toma es  $42 - 15 = 27 \text{ ft}$ .

Nota: Si el gasto fuera menor, por ejemplo 100,000  $\text{ft}^3/\text{seg}$  siguiendo el mismo procedimiento se obtendría

$$V_r = 1.0 \rightarrow L_A = 40$$

$$\frac{x}{L_A} = 0.125 \rightarrow h = 22 \text{ ft}$$

por lo tanto la prof. mínima sería  $42 - 22 = 20 \text{ ft}$ , o sea que debería estar más somera, por esto se recomienda en este tipo de diseños usar el gasto mínimo.

2: En el caso del probl. anterior, encontrar las características de la marea para pasar del caso "mezclado" al "parcialmente mezclado" y luego al "estratificado".

$$K \geq 0.2 = \frac{V_1}{V_2} \quad (\text{parcialmente mezclado})$$

$$q_1 = \frac{150,000}{5280/2} = \frac{56.8 \text{ ft}^3}{\text{seg} \cdot \text{ft}}$$

$$V_1 = 56.8 * (44,700) = 254,000 \text{ ft}^3/\text{ft}$$

$$V_2 = U_{\text{prom}} (d + H/4) T/2$$

$$V_2 = U_{\text{máx}} \left( \frac{2}{\pi} \right) (d + H/4) T/2 = \frac{H g^{1/2}}{2 d^{1/2}} \left( \frac{2}{\pi} \right) (d + \frac{H}{4}) \frac{T}{2}$$

$$V_2 = \frac{H (32.2)^{1/2}}{2 (42)^{1/2}} \frac{2}{\pi} (42 + \frac{H}{4}) \frac{44700}{2}$$

$$K = 0.2 = \frac{56.8 * 44,700 (2\pi) (42)^{1/2}}{H (32.2)^{1/2} (42 + H/4) 44700}$$

Resolviendo la ecuación anterior  $\rightarrow H = 3.7 \text{ ft}$  si  $H$  es mayor que el valor anterior será "parcialmente mezclado", procediendo de manera similar para  $K = 0.7 \rightarrow H = 13.0$  si  $H$  fuera mayor será "estratificado".

3: Compar los coeficientes de dispersión para un estuario de 3,000 ft de ancho, suponiendo que las secciones fueran rectangular, triangular, o de segmento de círculo, en todos los casos el área es constante ( $80,000 \text{ ft}^2$ ) y el gasto medio tiene una velocidad de 1 ft/seg.

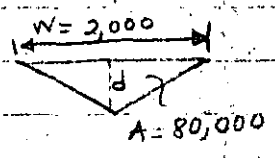
a) Rectangular

$$d = \frac{80,000}{2,000} = 40 \text{ ft}$$

Según Elder  $D = 6.09 d U \sqrt{F} = 6.09 \times 40 \times 1 \sqrt{F} = \boxed{244 \sqrt{F}}$

b) Triangular

$$A = \frac{1}{2} b d \quad \therefore d = \frac{A}{b/2} = \frac{80,000}{2000/2} = 80 \text{ ft}$$



$$\text{si } R = \frac{80,000}{2,000} = 40 \text{ ft} \quad \therefore \frac{W}{R} = \frac{2000}{40} = 50 \text{ ft}$$

usando la fig 5 con  $W/R$  y Triang.  $\rightarrow D/R U \sqrt{F}$

Casos extremos

$$\text{para } W/R = 0.5 \rightarrow D = 315 (40) (1) \sqrt{F} = \boxed{12,600 \sqrt{F}}$$

$$\text{para } W/R = 0 \rightarrow D = 1300 (40) (1) \sqrt{F} = \boxed{52,000 \sqrt{F}}$$

c) Para seccion circular

$$W^2 = 2.44 \frac{A^2}{d^2} - 4 d^2 ; (2000)^2 = 2.44 \frac{(80,000)^2}{d^2} - 4 d^2$$

Resolviendo para d  $\rightarrow d = 62.3 \text{ ft}$

$$\text{usando } \frac{W}{R} = 50 \rightarrow 160 = \frac{D}{R U \sqrt{F}} \quad \therefore D = 160 \times 40 \times 1 \sqrt{F} \\ \therefore D = \boxed{6,400 \sqrt{F}}$$

En resumen:

- Rect  $D = 252 \sqrt{F}$
- Triang  $\left\{ \begin{array}{l} D = 12,600 \sqrt{F} \\ D = 52,000 \sqrt{F} \end{array} \right.$
- Circular  $D = 6,400 \sqrt{F}$

} En la secc. rect. no se deben descargar con taminantes

Calculando  $R_n = 4uR/\gamma = 4 \times 1 \times 40 / 11 \times 10^6 = 1.45 \times 10^{-7}$ , usando la fig. 4, la dispersion real es del 230% mayor que la calculada.

4. Un estuario en la marea baja tiene 10m de prof., la salinidad media en ese punto es de 11,000 ppm (con  $V_r = 0.3 \text{ m/s}$ ). Encontrar la salinidad media a una distancia de 10km aguas arriba de la desembocadura. Se sabe que una hora después del nivel mínimo la salinidad media a la entrada en el mar es de 19,000 ppm. Si la marea es hasta de 1m, encontrar la localización de la zona donde la salinidad es similar a la estación 10km en el momento de marea baja. Encontrar la localización de la zona donde la salinidad media es 1% de la del mar en marea baja y en alta.

$$x' = \frac{T \sqrt{gD}}{2\pi} \left(1 - \cos \frac{2\pi t}{T}\right) \quad 44700 = 12.42 \text{ hs}$$

$$x' = \frac{44700 \sqrt{9.81 \times 10}}{2\pi} \left(1 - \cos \frac{2(\pi)(1)}{12.42}\right) = 8.8 \text{ km}$$

$$\frac{\bar{S}}{S_0} = e^{-\frac{V_r x'}{2D}} \quad \frac{11,000}{19,000} = e^{-\left(\frac{0.3 \times 8800}{2D}\right)}$$

$$D = \frac{0.3 \times 8800}{2 \times 0.5465} = 2415 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$\bar{S} = S_0 e^{-\frac{V_r}{2x'D} (x+x')^2} = 19,000 e^{-\frac{0.3(8800+10,000)^2}{2(8800 \times 2415)}}$$

$$\bar{S} = 1570 \text{ ppm}$$

$$L_{hws} = \left(\frac{T \sqrt{gD}}{2\pi} - L_{lws}\right) \left(1 - e^{-H/D}\right) + L_{lws}$$

$$L_{hws} = \left(\frac{44700 \sqrt{9.81 \times 10}}{2\pi} - 10,000\right) \left(1 - e^{-1/10}\right) + 10,000 = 15.7 \text{ km}$$



Para  $\bar{s}/s_0 = 1\%$  de la tabla correspondiente  $K = 3.03$

$$L_{1\%} = x' \left( K \sqrt{\frac{D}{v_f x'}} - 1 \right) = 8,800 \left( 3.03 \sqrt{\frac{2415}{0.3 \times 8800}} - 1 \right) = 16.7 \text{ Km}$$

$$L_{5\%} = \left( \frac{44700 \sqrt{9.81 \times 10^7}}{2\pi} - 16700 \right) (0.5) + 16700 = 22.1 \text{ Km}$$

5. Un río de sección uniforme y prof. media de 12m, tiene una vel. media de 0.4 m/s, el prom. de la vel. en el refluo es de 1.4 m/s y en el flujo de 1 m/s. Determinar la longitud de la intrusión cuando la salinidad media es del 5% y del 1% respecto de la del mar. También encontrar las salinidades en la superficie y en el fondo a 5 km aguas arriba de la entrada.

$$V_0 = \frac{v_r d T}{v_f d T/2} = \frac{0.4 \times 2}{1.0} = 0.8$$

$$\bar{s}/s_0 = Q^{(-1.655 V_0)} = Q^{(-1.655 \times 0.8)} = 0.266$$

Usando la gráfica No 5 y entrando con  $\bar{s}/s_0 = 0.266$  y  $d = 12\text{m} \rightarrow 2.9 = \frac{\Delta S \cdot 19 \times 10^9}{\Delta X (1.4)}$ ,  $v_{ebb} = 1.4$

$$\text{Si } \Delta X = 1000 \therefore \Delta S = \frac{2.9 \times 1.4 \times 1000}{19 \times 10^9} = 0.0214 \rightarrow 2.14\%$$

$$\therefore (\bar{s}/s_0)_n = 26.6 - 2.14 = 24.4$$

de nuevo entrando en la gráfica  $\frac{\Delta S}{\Delta X} \frac{19 \times 10^9}{(1.4)} = 2.8$

$$\text{Si } \Delta X = 1000 \therefore \Delta S = 2.8$$

Procediendo de manera similar se puede formar una tabla como la siguiente

| $x$<br>(10 <sup>3</sup> m) | $\bar{S}/s_0$<br>(%) | $\Delta S \cdot 19 \cdot 10^4$<br>$\Delta x$ Webb | $\bar{\Delta S}$<br>(%) |
|----------------------------|----------------------|---|-------------------------|
| 0                          | 26.5                 | 2.9   | 2.1                     |
| 1                          | 24.4                 | 2.8   | 2.1                     |
| 2                          | 22.3                 | 2.8   | 2.1                     |
| 3                          | 20.2                 | 2.7   | 2.0                     |
| 4                          | 18.2                 | 2.6   | 1.9                     |
| (R <sub>1</sub> ) → 5      | 16.3                 | 2.5   | 1.8                     |
| 6                          | 14.5                 | 2.4   | 1.8                     |
| 7                          | 12.7                 | 2.2   | 1.6                     |
| 8                          | 11.1                 | 2.0   | 1.5                     |
| 9                          | 9.6                  | 1.8   | 1.3                     |
| 10                         | 8.3                  | 1.6   | 1.2                     |
| 11                         | 7.1                  | 1.4   | 1.0                     |
| 12                         | 6.1                  | 1.2   | 0.9                     |
| (R <sub>2</sub> ) → 13     | 5.2                  | 1.1   | 0.8                     |
| 14                         | 4.4                  | 1.0   | 0.7                     |
| 15                         | 3.7                  | 0.9   | 0.6                     |
| 16                         | 3.1                  | 0.8   | 0.6                     |
| 17                         | 2.5                  | 0.7   | 0.5                     |
| 18                         | 2.0                  | 0.6   | 0.4                     |
| 19                         | 1.6                  | 0.5   | 0.4                     |
| (R <sub>2</sub> ) → 20     | 1.2                  | 0.4   | 0.3                     |
| 21                         | 0.9                  | —   | —                       |

De la tabla se concluye que la salinidad media del 5% se tiene entre las 13,000 y 14,000m (R<sub>1</sub>) y la del 1% entre las 20,000 y 21,000m (R<sub>2</sub>).

EL calculo de las salinidades superficial y de fondo a los 5000m se tiene (R<sub>2</sub>) →  $\bar{S} = 16.3$

con  $V=V_0=0.8$ ,  $d=12m$  y usando la grafica No 6 →  $d\bar{S} = 86\%$

∴  $\bar{S}_b = 16.3 + 0.86(16.3) = 30.3\%$

$\bar{S}_b = 5,760 ppm$

$\bar{S}_s = 16.3 - 0.86(16.3) = 2.3\%$

$\bar{S}_s = 434 ppm$

6º Para el río del ejemplo anterior, determine el coeficiente de dispersión a 1 Km y a 13 Km de la entrada.

$$D = \frac{0.4 \times 24.4 \overset{\text{"en 1,000"}}{(2 \times 1000)}}{12.5 - 22.3} = \frac{4650 \frac{m^2}{seg}}{5} = D_{1,000}$$

$\uparrow$  en "10"       $\uparrow$  en 2,000

$$D_{13,000} = \frac{0.4 \times 5.2 \times 2000}{16.1 - 4.4} = \frac{2447 \frac{m^2}{s}}{5}$$

Notas que D decrece hacia aguas arriba.

7º Un estuario de sección rectangular uniforme con una profundidad de 25 ft y variaciones de marea de 3.5 ft, tiene una  $D = 10,000 \text{ ft}^2/\text{s}$ . Se tira "un lote" de contaminante al río que se sabe tiene un mezclado transversal adecuado, si despues de 3 mareas se midiera la concentración, ¿que porcentaje de esta se tendria en otras 4 mareas? Se supone que el flujo del río es despreciable con las corrientes de la mareas.

La corriente media sería:

$$u = u_{max} \left( \frac{2}{\pi} \right) = \left( \frac{H g^{1/2}}{2 d^{1/2}} \right) \frac{2}{\pi} = \frac{3.5 (32.2)^{1/2}}{\pi (25)^{1/2}} = 1.26 \frac{ft}{s}$$

despues de tres mareas

$$C_1 = \frac{M}{\int A (4D\pi 3T)^{1/2}} \left( - \frac{(0 - 1.26 \times 3T)^2}{4D(3T)} \right)$$

$$C_2 = \frac{M}{\int A (4D\pi 7T)^{1/2}} \left( - \frac{(0 - 1.26 \times 7T)^2}{4D(7T)} \right)$$

haciendo  $C_2/C_1$

$$\frac{C_2}{C_1} = \sqrt{\frac{3}{7}} \left[ \frac{1.26^2}{4D} T (-7+3) \right] = 0.6546 \left[ \frac{1.26^2 \times 44700 (-4)}{4 \times 10,000} \right]$$

$$\frac{C_2}{C_1} = 0.6546 \times 8.3 \times 10^{-9} = .000542$$

o sea el 0.05%

8º En un estuario la salinidad promedio es la siguiente:

|  |    |    |    |      |    |    |    |    |
|--|----|----|----|------|----|----|----|----|
| Distancia desde la boca ( $\times 10^3$ ) ft | 10 | 20 | 30 | 40   | 50 | 60 | 70 | 80 |
| $\bar{S}$ (p.p.t) (partes por mil)           | 23 | 20 | 16 | 12.5 | 9  | 6  | 3  | 1  |

Se ha determinado el numero de Froude en el punto nulo y es de  $Fr = 0.25$ . ¿En donde se podría esperar de depósito de sedimento, si el tirante promedio es de 25ft y la vel. del río de 0.5 ft/seg? Si se dragara el canal y la profundidad fuera de 35ft, ¿dónde ocurriría ahora la sedimentación? Durante el invierno la descarga del río se duplica, ¿dónde ocurriría el depósito para ambas profundidades propuestas? Suponer que la distribución longitudinal de la salinidad no cambia sensiblemente con el gasto.

Con la ecuación  $\bar{S}_n/S_0 = \frac{1000000}{0.7 S_0 Fr^2} \frac{V_r^2}{gd}$

Como  $\bar{S}_n$  está en ppt.

$$\bar{S}_n = \frac{1000 \times 0.5^2}{0.7 (1.25)^2 (32.2) (25)} = 71 \text{ ppt}$$

lo cual indica que, según la tabla de datos, la sedimentación ocurrirá a los 53,000 ft.

$$\text{Para } d = 35 \text{ ft} \rightarrow \bar{S}_n = \frac{7.1 \times 25}{35} = 5.07 \text{ ppt}$$

la sedimentación ocurre a los 63,000 ft.  
duplicando la velocidad  $V_r = 0.5 \times 2 = 1 \text{ ft}$

$$\bar{S}_n = \frac{1000 \times 1^2}{.7 (.25)^2 (32.2) (25)} = 28.4 \text{ ppt} \quad (\text{sedimentación a la entrada})$$

$$\text{y } \bar{S}_n = \frac{1000 \times 1^2}{.7 (.25)^2 (32.2) (35)} = 20.3 \text{ ppt} \quad (\text{sedimentación a } 30,000 \text{ ft})$$

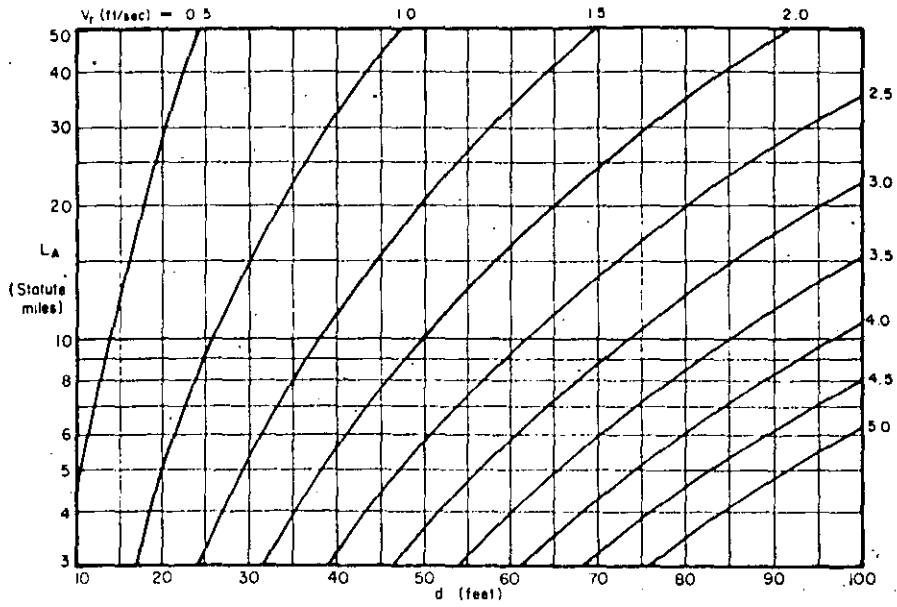


Fig No 1

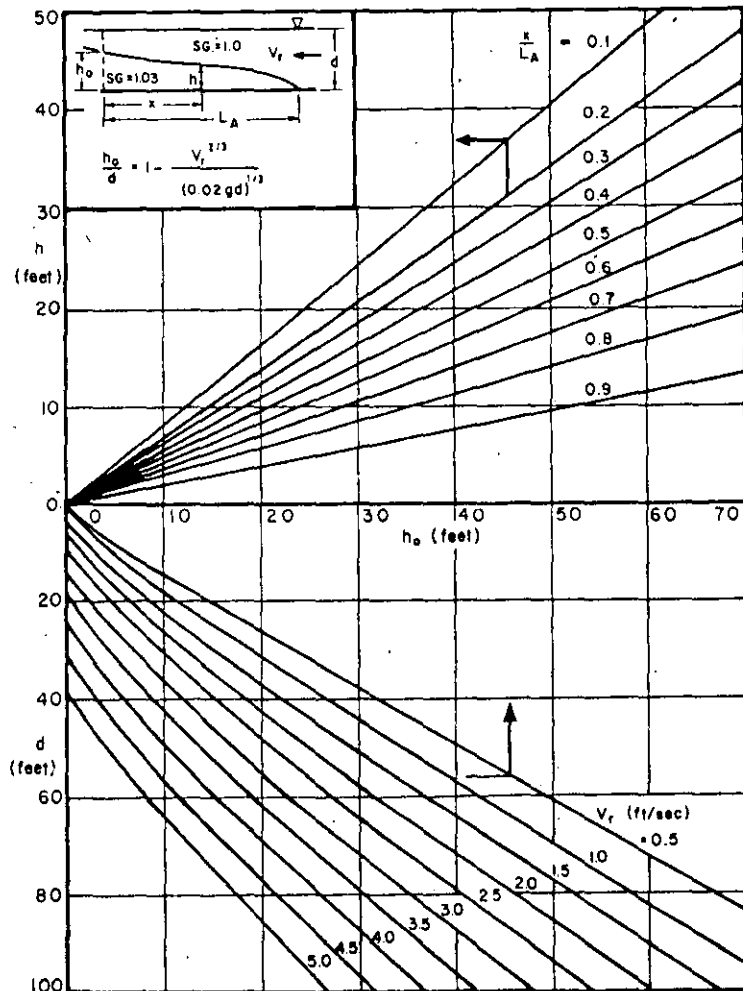


Fig No 2

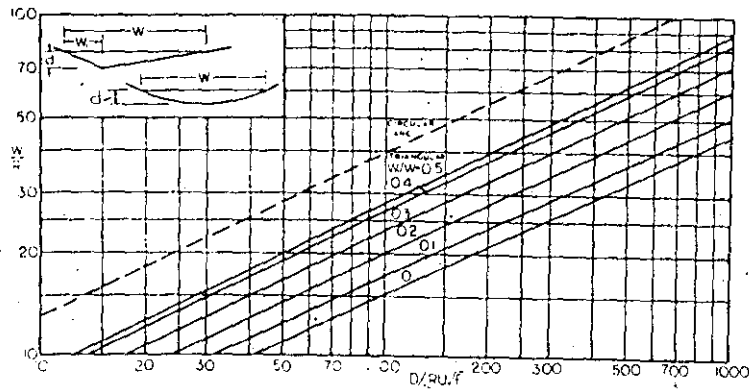


Fig. No 3

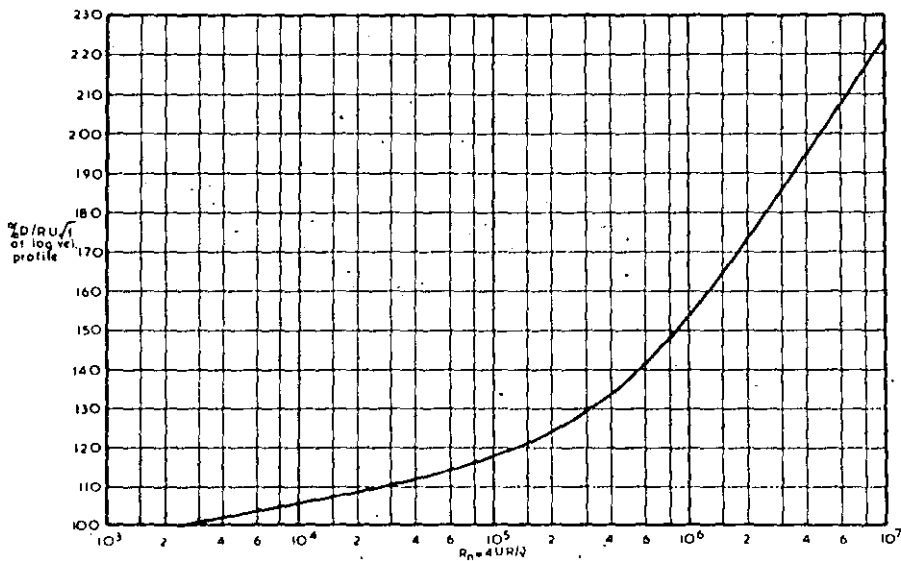


Fig. No 4

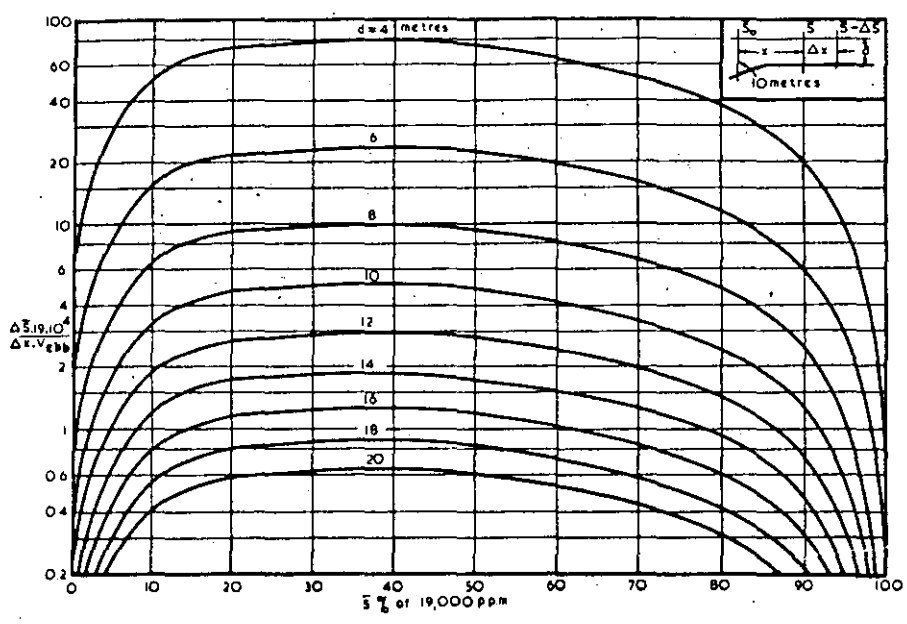


Fig. No 5

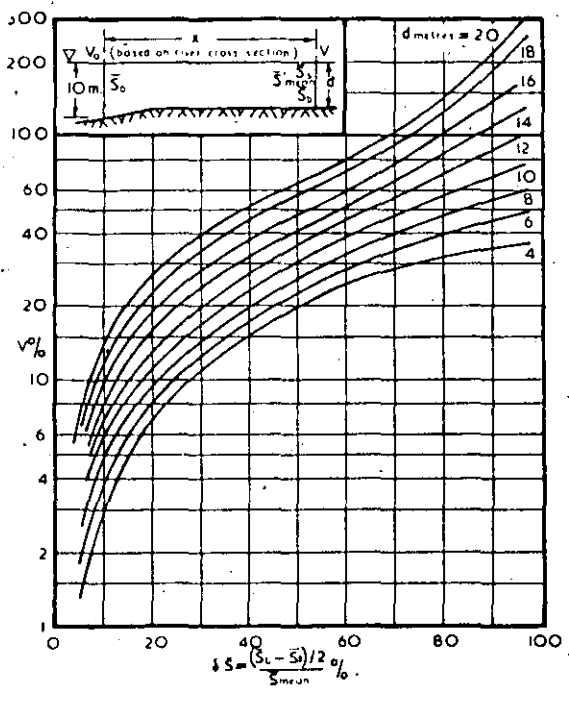


Fig No 6



## Bibliografía

- 1<sup>o</sup> Silvester, "Coastal Engineering, Vol. 1 y 2.", Elsevier, 1979
- 2<sup>o</sup> C.E.G. "Coastal Engineering, Vol. 1.", Coastal Engineering Group, Department of Civil Engineering, DELFT, 1982
- 3<sup>o</sup> Dyer K.R. "Estuaries: A Physical Introduction", John Wiley & Sons, G.B. 1973
- 4<sup>o</sup> Lauff G.H. "Estuaries", A. N. A. S., Washington D.C. 1969.
- 5<sup>o</sup> Mc. Dowell & O'Connor "Hydraulic Behaviour of Estuaries", Macmillan Press, LTD, G.B. 1977.

# FUNDAMENTOS DE MATEMATICAS E HIDRAULICA

## OBJETIVO.

Al terminar el curso el alumno será capaz de manejar los conceptos fundamentales de matemáticas e hidráulica, necesarios para la comprensión de los temas de la Especialidad de Obras Marítimas.

## PROGRAMA

### 1. CONCEPTOS BASICOS

Los números reales. Desigualdades. Valor absoluto. Conjuntos. Ecuaciones lineales. Ecuaciones simultáneas. Determinantes. Funciones. Gráfica de un polinomio. Trigonometría. Coordenadas polares. Números complejos. Exponentes y logaritmos. El teorema del Binomio. Segmentos de recta dirigidos y vectores. Adición. Sustracción. Multipliación. Angulo de vectores. Producto interno, producto externo. Aplicaciones.

### 2. CALCULO DIFERENCIAL E INTEGRAL

Límites. Derivada. Reglas fundamentales de diferenciación. La regla de la cadena. Derivada de la función inversa. Funciones implícitas. Ecuaciones paramétricas. Funciones vectoriales. Segunda derivada. Derivadas de orden mayor. Máximos y mínimos. La diferencial y las tangentes. Integral indefinida. Integral definida. El área. Propiedades básicas de la integral indefinida. El área bajo la curva.

### 3. FUNCIONES TRASCENDENTES ELEMENTALES

Las funciones seno y coseno. Identidades. Funciones angulares. Las funciones exponencial y logarítmica. La función exponencial compleja. Las funciones hiperbólicas. Relación entre funciones hiperbólicas y trigonométricas.

## 5. TEORIA DEL MUESTREO

Distribución muestral. Distribución muestral de medias. Distribución muestral de proporciones. Distribución muestral de diferencias y sumas. Distribución muestral de varianzas. Distribución de frecuencia relativa y ojivas. Cómputo de la media, varianza y momentos para datos agrupados.

## 6. TEORIA DE ESTIMACION

Estimas insesgadas y estimas eficientes. Estimaciones por puntos y estimaciones por intervalos. Estimaciones por intervalos de confianza. Intervalos de confianza para medias, para proporciones, para diferencias y sumas y para varianzas.

## 7. ENSAYOS DE HIPOTESIS Y SIGNIFICACION

Decisiones estadísticas. Hipótesis estadísticas. Hipótesis nula. Ensayos de hipótesis y significación. Errores de tipo I y II Nivel de significación. Ensayos referentes a la distribución normal. Ensayos de una y dos colas. Ensayos para grandes muestras. Ajustes de las distribuciones para muestras grandes.

## 8. CURVAS DE AJUSTE, REGRESION Y CORRELACION

Curva de ajuste. Regresión. Regresión múltiple. Coeficiente de correlación lineal. Interpretación probabilística de la regresión.

## 9. ANALISIS DE SERIES DE TIEMPO

Funciones periódicas. Series de Fourier. Coeficientes de Fourier. Funciones pares e impares. Función impulso. Función generalizada. Forma compleja de la serie de Fourier. Espectros de frecuencia compleja. Contenido de potencia de una función periódica. Representación de Fourier de funciones no periódicas. Teorema integral de Fourier. Espectros de magnitud y de fase.

## 10. PROPIEDADES DE LOS FLUIDOS

Definición de un fluido. Unidades de fuerza y masa. Viscosidad. Densidad. Volumen Específico. Peso específico. Densidad relativa. Presión. Módulo de elasticidad. Presión de vapor. Tensión superficial. Capilaridad.

## 11. ESTÁTICA DE LOS FLUIDOS

Presión en un punto. Variaciones de la presión en un fluido en reposo. Unidades y escalas de medida de la presión. Fuerzas sobre áreas planas. Componentes de las fuerzas debidas a la presiones sobre superficies curvas. Empuje. Estabilidad de flotación y cuerpos sumergidos. Equilibrio relativo.

## 12. CONCEPTOS Y ECUACIONES FUNDAMENTALES DEL MOVIMIENTO DE LOS FLUIDOS

Concepto de sistema y de volumen de control. Tipos de flujo. Ecuación de continuidad. Ecuación del movimiento de Euler a lo largo de una línea de corriente. Ecuación de Bernoulli. Ecuación de la energía. Ecuación de la cantidad de movimiento. Ecuaciones de momento de la cantidad de movimiento.

## 13. FLUJO CON POTENCIAL

Teoría del flujo potencial. El teorema de Bernoulli. El potencial de velocidad y función de corriente. Flujo uniforme Fuentes y sumideros. Vórtice potencial. El método de las imágenes. El potencial complejo. La función compleja. Velocidad compleja. Representación conforme. El potencial complejo para flujos uniformes, fuentes, sumideros. Circulación y teoría de Joukowski.

## BIBLIOGRAFIA

1. Streeter Victor L., "Mecánica de los Fluidos" McGraw-Hill, 1970.
2. Sotelo A., "Hidráulica General", Limusa, 1966
3. Daily, Harkman, "Dinámica de los Fluidos", Trillas 1975.
4. Hansen, A., "Mecánica de los Fluidos", Limusa 1934

5. Lehmann, Ch., "Algebra", Limusa-Wiley, 1962.
6. Lehmann, Ch., "Geometría Analítica", UTHEA, 1959
7. Kreyszig, E., "Matemáticas Avanzadas para Ingeniería", Limusa 1967 Vol. I y II
8. Kaplan W; Lewis D, "Cálculo y Algebra Lineal", Limusa 1973