



CURSO:

"INGENIERIA MARITIMA"

IX JORNADAS DE INGENIERIA CIVIL

TEMA VII

AMBIENTE MARINO

PROF. R. SAENGER

12 AL 17 DE JULIO DE 1982

GUAYAQUIL, ECUADOR

TRANSPORTE LITORAL

Es de suma importancia hacer análisis del arrastre de material que se efectúa en una playa, especialmente, si la zona a considerar es la boca de una laguna o de un estuario, o si se planea la construcción de una obra marítima que modifique la configuración costera.

El movimiento de los granos de arena puede darse en dos direcciones: uno normal y otra longitudinal a la playa.

La forma en que los granos se mueven puede ser:

- a) En la zona de lavado y generalmente en zig-zag en dirección de la incidencia de oleaje; es por arrastre.
- b) Por corrientes litorales provocadas por/hacia el ángulo, incidencia del oleaje y se genera desde la primera línea de rompiente hasta la playa. Se produce en el fondo y por suspensión.
- c) Por corriente de retorno, es en suspensión y hacia el mar.

La cantidad y dirección del transporte se puede evaluar por medio de:

I mediciones de campo

II fórmulas

III modelos

I) METODOS DE CAMPO

Los métodos directos de medición sirven para ajustar las fórmulas empíricas que se han desarrollado.

Es recomendable efectuar una serie de trabajos previos tales como una batimetría, análisis granulométrico, análisis de vientos locales, observación de oleaje y mareas y medición de corrientes.

Se procura obtener cuantificación del material que se mueve en el fondo como en suspensión a la vez que se toman mediciones de velocidad, graficando líneas de igual concentración y líneas de igual velocidad en perfiles perpendiculares a la costa. Esta medición deberá cubrir como mínimo un año.

a) Muestreadores y trampas

a.1) De material en suspensión

Se usan aditamentos que capturen o muestras de agua o solamente el material en suspensión

Los primeros son recipientes de volumen conocido que se cierran a la profundidad deseada.

Botellas Van Dorn

Botellas de Vacío

o por medio de mangueras de succión.

Los segundos son recipientes que se instalan a una profundidad en la que permanecen un cierto tiempo capturando el material que pasa por una abertura de area conocida.

Muestreador Bambú

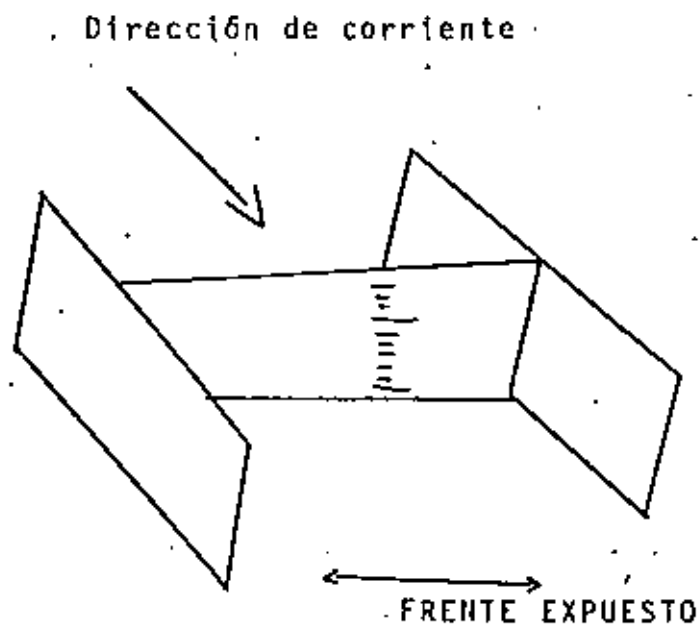
Botella direccional

a.2) Muestreadores de fondo

Son trampas de volumen conocido que se entierran hasta el borde superior el que es abierto a cierto tiempo y se calcula el tiempo en que acumula ciertos volúmenes de material. Pueden ser tambos de 200 lts.

Escolleras submarinas graduadas.

Son pequeñas estructuras que se sitúan perpendicularmente a la corriente y se mide el tiempo en el que acumulan la arena.



b) Mediante alteración del prototipo

Otra manera de cuantificar el arrastre es por medio de construcción de obras en la zona de estudio, ya sea por

Espigones ó

Dragado

b.1) Los espigones deben construirse considerando el ancho de la línea de rompientes. La altura máxima de ola predicha, deben ser impermeables y deben tener una vida útil de un año mínimo.

Se diseñan para que el material transportado, ya sea en suspensión o arrastre de fondo sea detenido.

La cuantificación se logra haciendo batimetrías antes de construirlo y después con lo que se obtienen los volúmenes atrapados.

El método altera las condiciones naturales y solo es costeable si se pretende construir una estructura mayor encima.

La cuantificación es a largo plazo.

b.2) Dragado este método es costoso y funciona como una gran trampa, el volumen se cuantifica mediante batimetrías. El inconveniente es que el material llega de todas direcciones. Se recomienda usarlo en obras ya construidas.

c) Mediante trazadores.

Los trazadores son partículas de arena obtenidas del lugar de estudio a las que se marca, para poderlas seguir. Son efectivos para informar la dirección de transporte y algunas veces la cantidad de transporte.

Se pueden marcar mediante métodos

Radiactivos, ó

Fluorescentes

La técnica es sembrando los granos marcados y coleccionarlos a tiempos prefijados, sacando así líneas de concentración.

La recolección puede ser superficial usando tarjetas con algún aditivo que se apoyan en el fondo para fijar el material o haciendo núcleos en los que se analizan los trazadores por capas.

El conteo se hace para los fluorescentes visualmente, los radiactivos mediante contador geiger.

Con los dos métodos se pueden realizar siembras simultáneas en unos cambiando el color y en otros las longitud de emisión de ondas gamma.

Cuando se recupera con núcleos el gasto Q se puede obtener que:

$$Q = P A V E$$

donde:

P = peso volumétrico

A = Ancho de la zona de transporte se obtiene sacando la distancia del diámetro mayor de la curva de iso

conteo de valor menor. Es perpendicular a la trayectoria de los granos.

V = Velocidad de desplazamiento. Se obtiene el centro de la nube de isoconteo de un determinado tiempo. La distancia y el tiempo de la siembra al centro de isoconteo dan la velocidad.

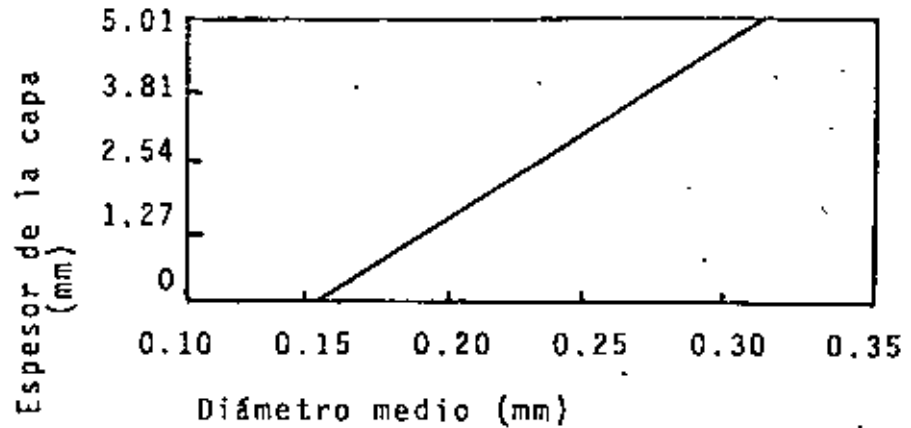
E = Espesor donde se da el transporte. Esta capa de arena se obtiene mediante el conteo en capas de los núcleos. Hay que tener en cuenta que parte de los granos marcados son cubiertos por otros naturales con lo que el espesor de esta capa aumenta.

Espesor de la capa en que se produce el movimiento de fondo.

Si consideramos que solo el material superior de la interface fondo-agua es el que está en movimiento constante se puede suponer que, puede ser más fácilmente removido por el movimiento orbital de las olas.

El criterio de Einstein propone una capa límite igual a 2 veces el tamaño medio de la arena. Este criterio es bueno si no se considera la resuspensión.

El criterio de Ingle propone mediante una deducción empírica la siguiente tabla



El criterio de las concentraciones supone que la totalidad del material en suspensión proviene del fondo. La distribución vertical de dicha concentración la da

$$\text{Espesor} = K \sum_{i=1}^n \Delta H_i C_i$$

K es un coeficiente adimensional

K = 1 si C_i está en volumen

K = γ/γ_u si está en peso

H_i , la distancia para la que la concentración C_i se mantiene

constante. (vertical)

SIMBOLOS

- b = Subíndice que indica fondo
- b = Distancia entre ortogonales contiguas en la zona de rompientes (L)
- b_o = Distancia entre ortogonales contiguas en aguas profundas (L)
- E_b = Eficiencia de transporte de fondo (adimensional)
- g = Aceleración de gravedad (9.81 m/seg² = 32.2 pie/seg²) (LT⁻²)
- m = Pendiente de la playa
- n = Coeficiente de rugosidad de Manning
- o = Subíndice que indica aguas profundas
- q_s = Transporte litoral a lo largo de la playa por unidad de ancho (L²T⁻¹)
- s = Coeficiente adimensional (fórmula de Castanho)
- s = Subíndice que refiere al sedimento
- C_n = Velocidad del grupo de olas (LT⁻¹)
- D = Diámetro del material
- E = Componente de la energía del oleaje incidente, paralela y por unidad de playa (FT⁻¹)
- EC_n = Flujo de energía del oleaje en la zona de rompientes

- H = Altura de ola en el punto de observación (L)
 H_0 = Altura de ola en aguas profundas (L)
 I_i = Transporte litoral expresado en peso sumergido (LT^{-1})
 K = Factor de proporcionalidad (adimensional)
 K = Coeficiente de rugosidad $0.004 \leq K \leq 0.010$ (Costancho)
 K_r = Coeficiente de refracción (adimensional) $K_r = (b_0/b)^{1/2}$
 L = Longitud de onda en el punto de observación (L)
 L_0 = Longitud de onda en aguas profundas (L)
 P_{tl} = Potencia del oleaje transmitida paralelamente a la playa (E/T)
 Q_s = Transporte litoral expresado en volumen (L^3T^{-1})
 T = Periodo de oleaje (T)
 U = Velocidad orbital horizontal en el fondo justo antes de romper la ola (LT^{-1})
 V = Velocidad de la corriente litoral (LT^{-1})
 W_s = Velocidad de caída de las partículas en suspensión (LT^{-1})
 α = Angulo de incidencia del oleaje
 γ = Peso específico del agua (FL^{-3})
 γ_s = Peso específico del sedimento (FL^{-3})
 γ_v = Peso volumétrico del sedimento (FL^{-3})
 η = Factor de grupo (adimensional) = $1/2 \left(1 + \frac{4\pi d/L}{\sin \alpha(4\pi d/L)} \right)$

ρ = Densidad del agua (ML^{-3})

ρ = Densidad del sedimento (ML^{-3})

θ = Angulo de la pendiente natural del sedimento

II METODOS EMPIRICOS

La obtención de una expresión matemática que represente el monto del transporte litoral, ha sido a base de correcciones empíricas de coeficientes.

Las investigaciones de este tipo, así como las formulas obtenidas son factibles de corregir y afinar con datos de campo donde se aplican en una área distinta a la que originalmente fueron aplicados. La corrección generalmente es necesaria, ya que las condiciones de tamaño de grano, estadística de la población, densidad y forma de material, regimen de oleaje y geomorfología son diferentes.

Las diferentes aproximaciones que se han logrado varían desde las que consideran solamente el oleaje producido localmente, hasta las que consideran corriente litoral, tamaño y forma del grano, oleaje distante etc.

a) Fórmulas que evalúan el transporte considerando solamente la energía del oleaje.

Este conjunto de formulas consideran el transporte total sin diferenciar si es en suspensión o de fondo y relacionan la energía del oleaje por unidad de longitud de playa con el volumen transportado en un intervalo de tiempo.

Esta formulas se desarrollaron para resolver un problema específico, algunas veces son aplicables sin hacer ajustes, pero es recomendable comparar con mediciones directas del campo y ajustar los coeficientes o los exponentes.

a.1) Cadwell

$$Q_s = 210 E^{0.8} \quad (1)$$

Q_s = esta dado en yardas cúbicas por día

E = Esta en millones de libras-pie por día y por pie de playa (Fig 1)

Para sistema métrico

$$Q_s = 2068 \left[H^2 \frac{L}{T} n \sin \alpha \cos \alpha \right]^{0.8} \quad (2)$$

Q_s en m^3 /día

n = 1 para aguas someras

n = 1/2 para profundas

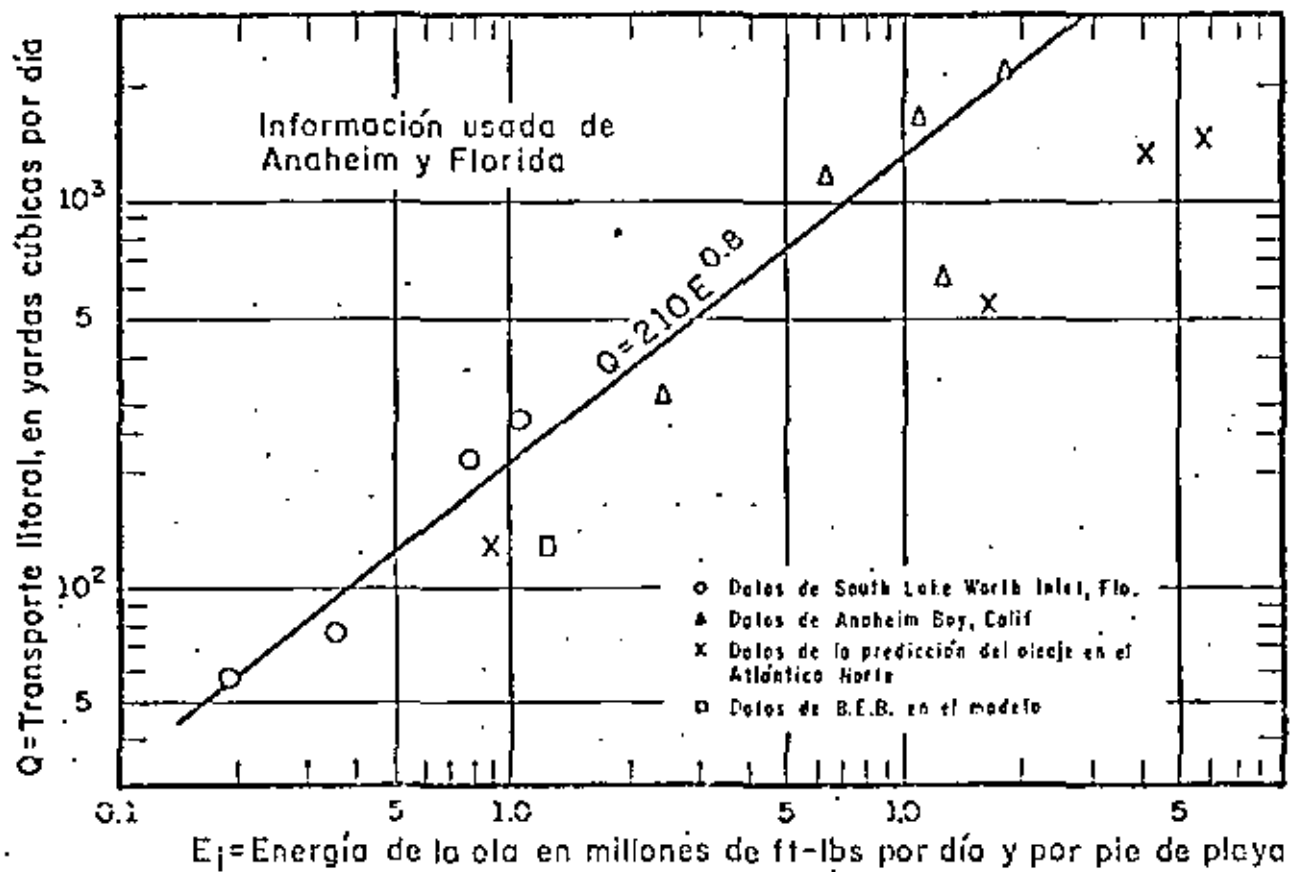


Fig .1 Relación del transporte litoral a la energía de la ola a lo largo de la costa (Cadwell)

a.2) Coastal Engineering Research Center

El C.E.R.C propuso originalmente una ecuación similar a la anterior (Fig 2 y 3).

$$Q_s = 125 E \quad (3)$$

en la que Q_s y E están en las mismas unidades.

Para sistema métrico

$$Q_s = 1819 H_o^2 T K_r^2 \sin \alpha \cos \alpha \quad (4)$$

Después propusieron una modificación de la fórmula quedando

$$Q_s = 7.5 \times 10^{-3} P_{1s} \quad (5)$$

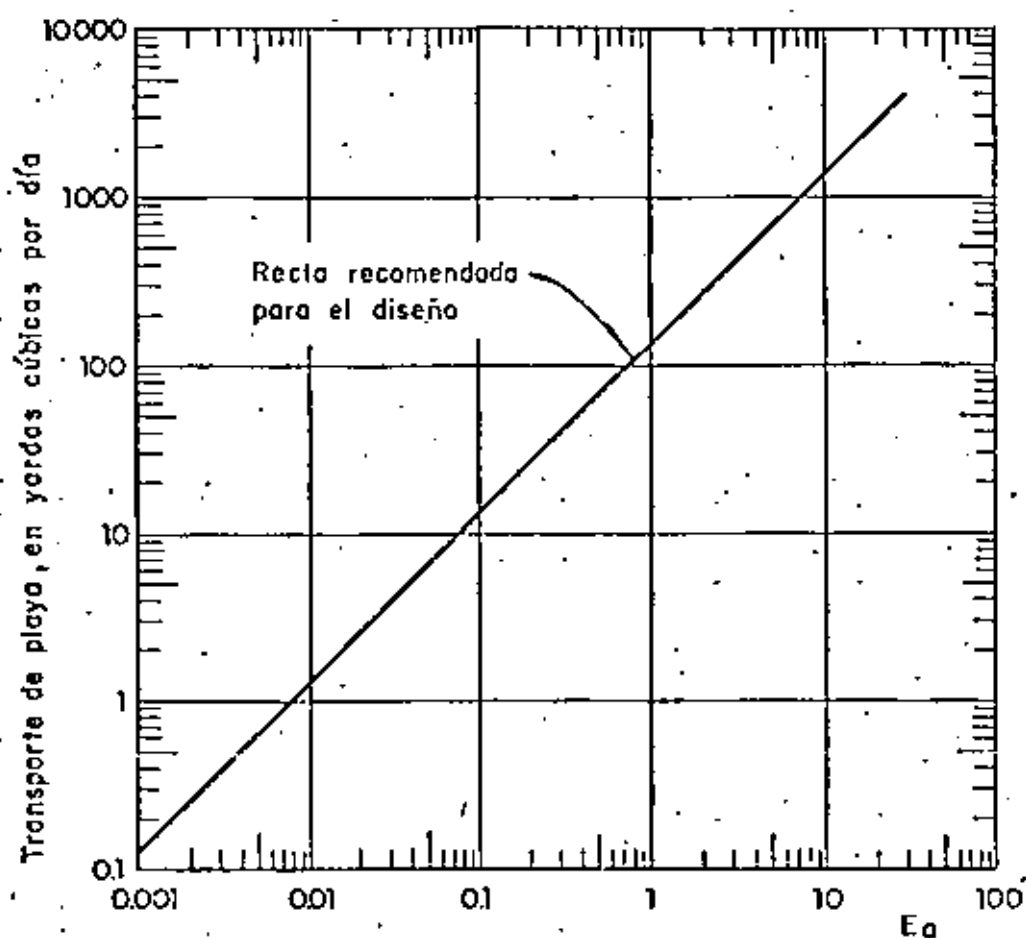
donde P_{1s} es el factor de flujo a lo largo de la costa (en pies-libra/segundo/pie de playa) y es proporcional al flujo de energía P , calculado para una onda periódica simple (teoría senoidal)

$$P = EC_g \quad (6)$$

donde

$$E = \text{energía específica de la ola} = \gamma H^2/8$$

$$C_g = \text{celeridad de grupo}$$



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

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

E_o , energía de la ola en aguas profundas

$$E_o = \frac{\gamma H_o^2 L_o}{8}$$

α , ángulo entre el frente de ola y playa en la rompiente

K_r , coeficiente de refracción

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

b_o , distancia entre ortogonales contiguas en aguas profundas

b , distancia entre ortogonales contiguas en la rompiente

Fig. 2 Relación entre la componente de energía paralela a la playa y el transporte de arena en la misma

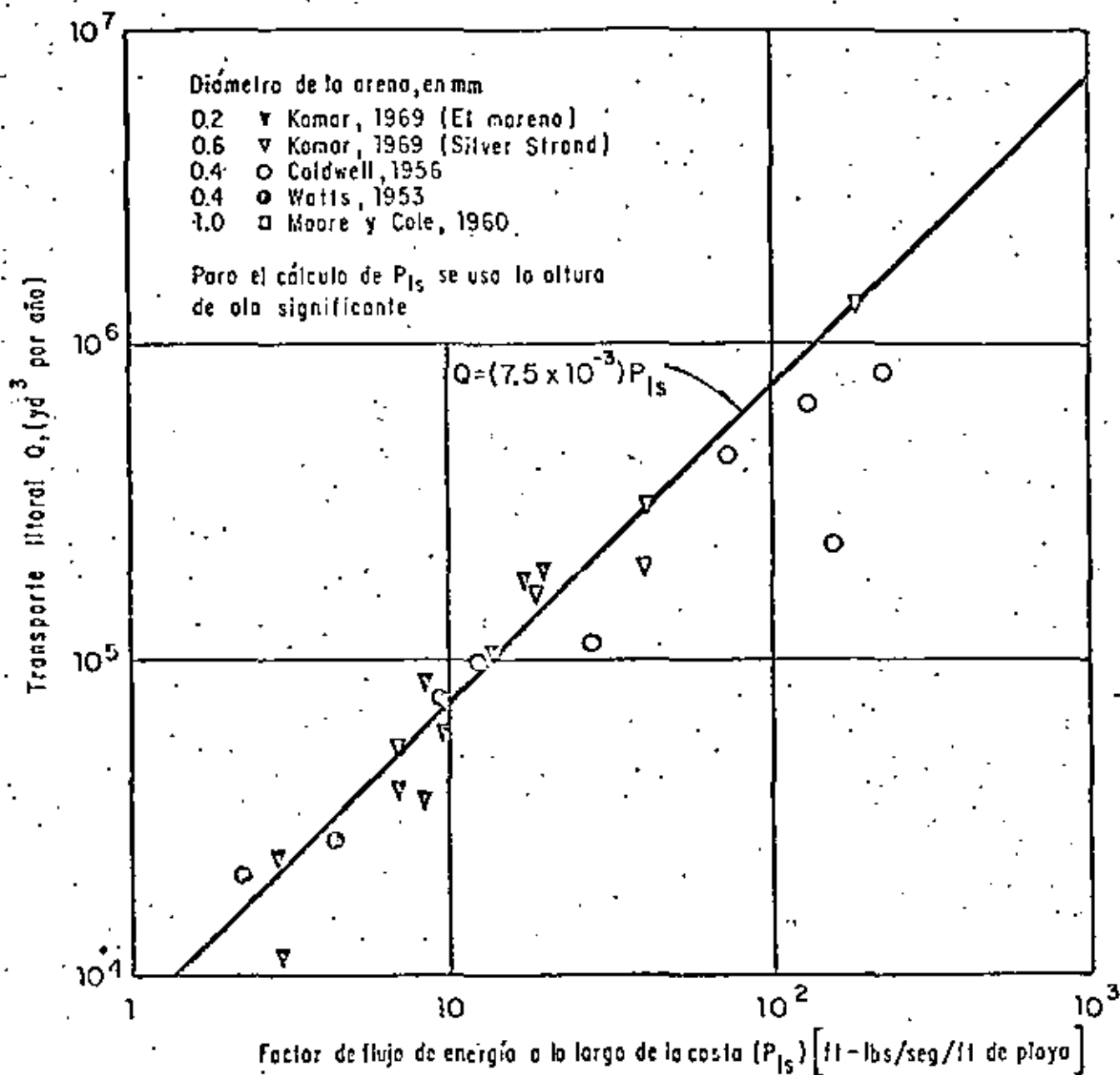


Fig 3a Curva de diseño para la relación del transporte litoral con el factor de flujo de energía. Únicamente se incluyen datos de campo

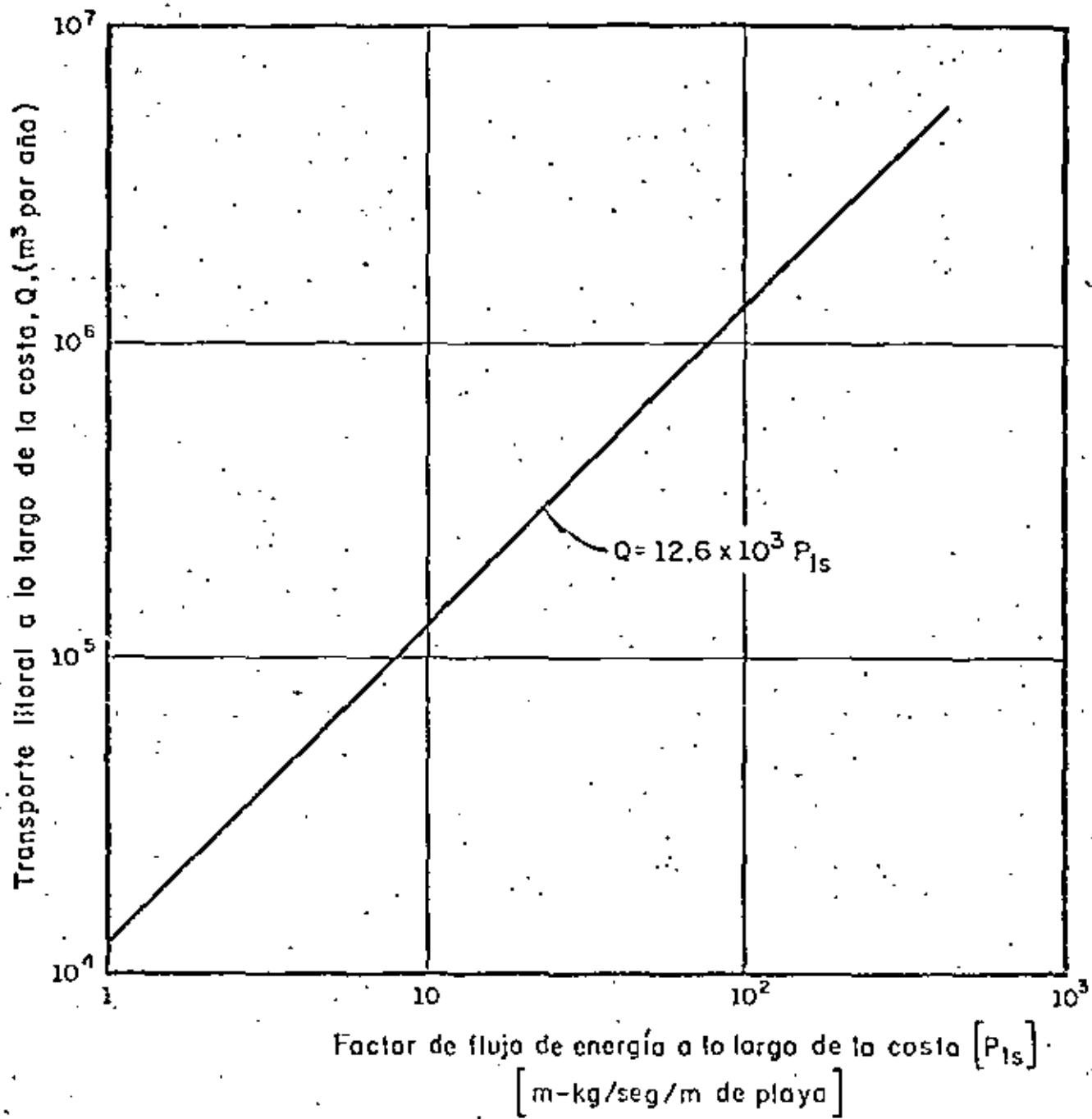
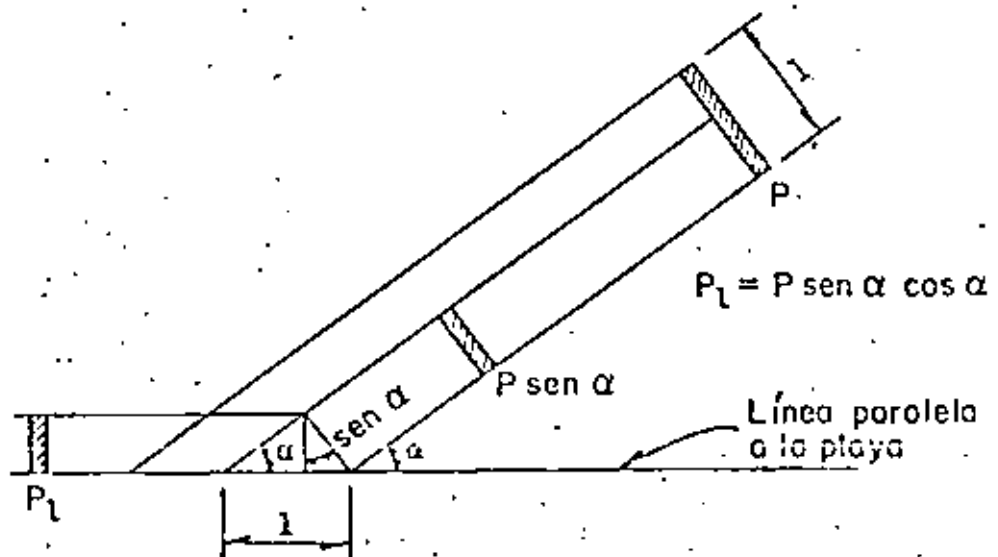


Fig .3b Curva de diseño propuesta por el CERC (1973)

Para el flujo paralelo a la costa P_1 tendremos

$$P_1 = P \cos \alpha \sin \alpha \quad (7)$$



Se debe considerar el lugar donde se midan las características del oleaje para obtener el valor de P_1 , si es en aguas someras (rompientes) o en aguas profundas (¿antes de la rompiente?), para aplicar la teoría senoidal o de la onda solitaria.

La tabla siguiente hace un resumen de la obtención de datos y de la aproximación de teoría de oleaje requerida

Datos medios	P (pie-libra/seg/pie de playa)	
H_b, α_b	$32.1 H_b^{5/2} \text{ sen } 2 \alpha_b$	(8)
H_o, α_o	$18.3 H_o^{5/2} (\text{cos } \alpha_o)^{1/4} \text{ sen } 2\alpha$	(9)
$T, H_o, \alpha_o, \alpha_b$	$20.5 T H_o^2 \text{ sen } \alpha_b \text{ cos } \alpha_o$	(10)
T, H_b, α_o	$100.6 (H_b^3 / T) \text{ sen } \alpha_o$	(11)

Al utilizar las ecuaciones (5), (7), y (10) en sistema metrico tenemos

$$Q_s = 3456 H_o^2 T K_r \text{ sen } \alpha \text{ cos } \alpha \quad (12)$$

Si comparamos (12) con (4) tenemos que el coeficiente es 1.9 mayor en (12)

a.3) Watts

$$Q_s = 240 E^{0.9} \quad (13)$$

a.4) Lee

$$Q_s = KE^{-.97} \quad (14)$$

Estas expresiones (13) y (14) están en sistema inglés.

a.5) Komar e Inman

$$I_i = KEC_n \operatorname{sen} \alpha \cos \alpha \quad (15)$$

El transporte I_i está en peso sumergido transportado en unidad de tiempo.

K es adimensional e igual a 0.77 lo que facilita el uso en sistema inglés o en métrico

Para convertir I_i a volumen se usa

$$S_i = I_i / (\gamma_s - \gamma) a' \quad (16)$$

donde $a' = 0.6$

a.6) Castanho

$$Q_s = \frac{P_{t1}}{\gamma_v} \frac{\gamma_s}{\gamma_s - \gamma} \frac{S}{\tan \theta} \quad (17) \quad (17)$$

donde

P_{tl} = se calcula de

$$P_{tl} = 2.2 \gamma H_b^3 \text{ sen } \alpha_0 / T \text{ (onda solitaria)} \quad (18a)$$

$$P_{tl} = (\gamma/16) H_o^2 L_o \text{ se } \cos \alpha_0 / T \text{ (Onda senoidal)} \quad (18b)$$

s se obtiene de

$$s = 1.93 (107 E - E^2) \quad (19)$$

$$E = -1.72 A^1 ((1.72 A)^2 \text{ (8)})^{1/2} \quad (20)$$

$$A = (m\delta) / (K \tan \alpha) \quad (21)$$

m = pendiente de

δ = esbeltez de $\alpha = H_o/L_o$

K = rugosidad $0.001 \leq K \leq 0.010$

o bien s se puede obtener de figura 4 obtenido ya el valor de A

a.7) Larras

$$Q_s = K_g H^2 T \text{ sen } \quad (22)$$

Q_s está en m^3/seg

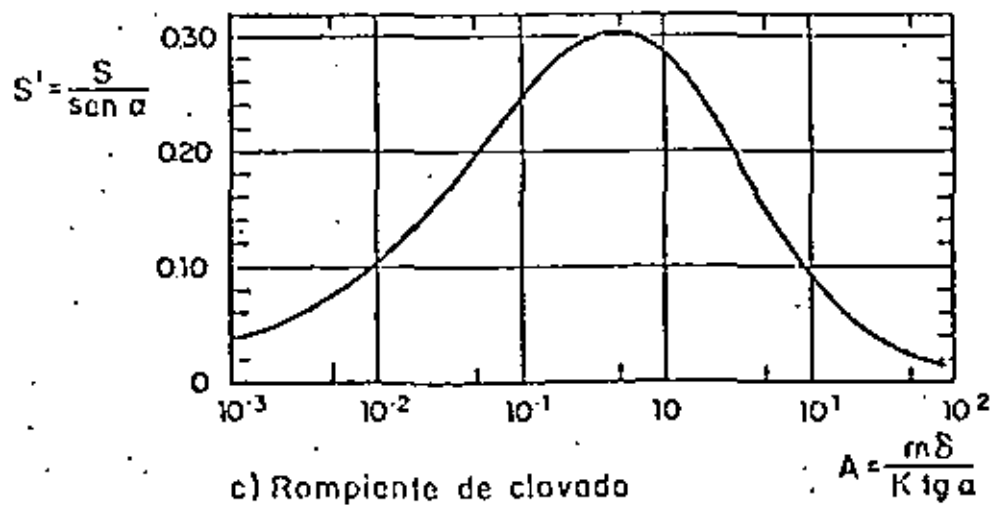
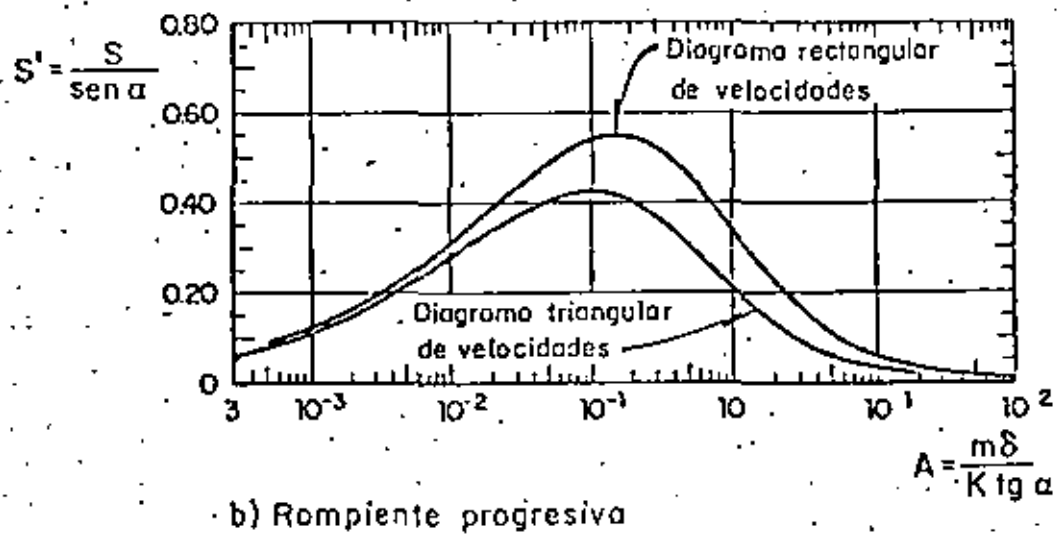
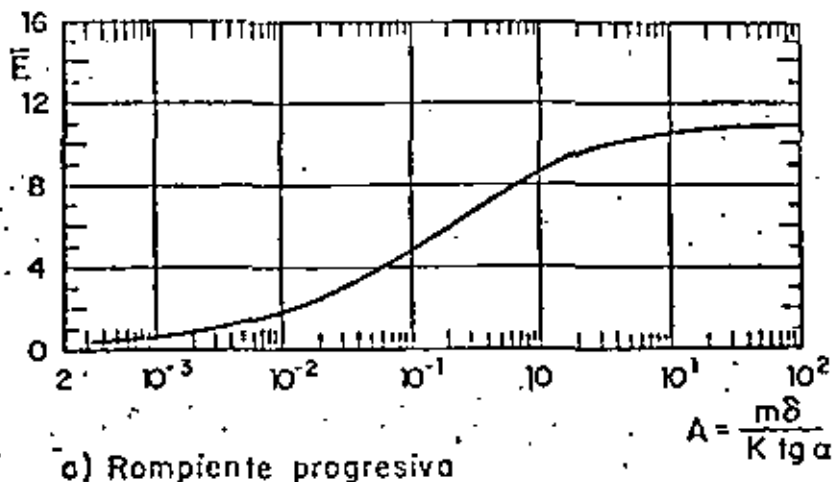


Fig. 4

$$K = 1.18 \times 10^{-6} D^{-1/2} L_0/H_0 \quad (23)$$

dependiendo de la esbeltez de la onda $\delta = H_0/L_0$ expresada en metros y el D diámetro del material en milímetros.

a.8) Pychkine

$$Q_s = 1.2 \times 10^{-6} H^2 L (g/D)^{1/2} \text{ sen } 2\alpha \quad (24)$$

$$Q_s = \text{m}^3/\text{seg si } H, L \text{ y } D \text{ están en metros}$$

a.9) Bonnefille y Pernecker

$$Q_s = K \left(\frac{H_0/L_0}{2.75} D \right) \frac{H_0^3}{T} \frac{f(\alpha)}{f(20^\circ)} \quad (25)$$

K depende de δ y del diámetro se obtiene en la figura 5.

b) Fórmulas que implican las corrientes playeras

La aproximación del oleaje a la playa con un cierto ángulo

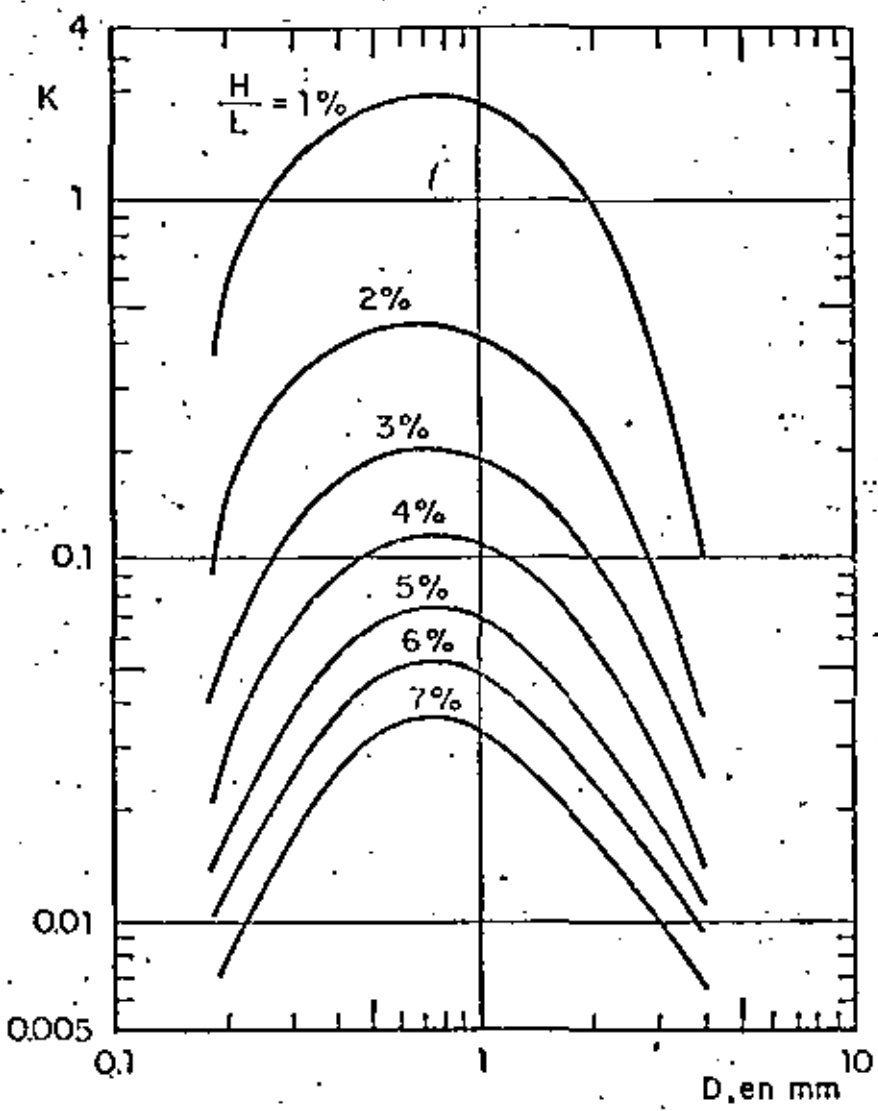


Fig 5 Factor K de la fórmula de Bonnefille y Pernecker, en función de la relación de esbeltez y del diámetro del material

de incidencia genera una corriente a lo largo de esta y con una velocidad relacionada con la energía del oleaje.

La sola velocidad, descontando el efecto de fondo del oleaje, es capaz de provocar un transporte en el fondo y resuspendiendo el material.

Por otra parte, el oleaje, por su movimiento orbital en el fondo también resuspende y transporta las partículas cada vez que pasa una ola.

Las fórmulas siguientes consideran esto:

b.1) Inman y Bagnold

$$I_i = K' (E C_u)_b \cos \alpha_b \quad V/u_m \quad (25)$$

K' es adimensional e igual a 0.28 lo que facilita el uso indiscriminado del sistema de unidades.

El coeficiente K' considera

El movimiento orbital es producido por oleaje sin que

se genere transporte neto.

Una corriente que se añada al movimiento orbital si produce arrastre neto.

La energía disipada al poner la arena en movimiento es proporcional a:

El flujo de energía por longitud de playa y a la velocidad de fricción relativa en el fondo en las rompientes.

La velocidad de fricción es proporcional a la componente horizontal máxima de la velocidad orbital cerca del fondo, justamente antes de romper la ola.

$U_m = gH/2 C \cos h (2\pi d/L)$ (27) y se obtiene de la teoría senoidal.

b.2 Einstein corregido

$$Q_s = Q_b (1 - I_1 \log_e (33 h/r) + I_2) B$$

El gasto sólido está en m^3/seg y se calcula considerando el arrastre de fondo Q_b

$$Q_b = 5 - (\mu\tau/\rho)^{1/2} \text{Exp}(-0.27\Delta D\gamma/\mu\tau)$$

$$\tau = (1 + (\xi U_0/\nu)^2/2)\tau_c$$

$$\tau_c = \gamma\nu^2/C^2$$

$$\xi = 0.0575 C$$

I_1 e I_2 se obtienen de las figuras 6.a y 6b en función de z y A

h = profundidad

r = la semialtura de los ripples o rizos

b = ancho de la corriente litoral

D = diámetro de la arena

μ = coeficiente en el esfuerzo cortante total τ debido a los ripples

τ = esfuerzo cortante total (oleaje y corriente)

τ_c = esfuerzo cortante por corriente

Δ = densidad relativa

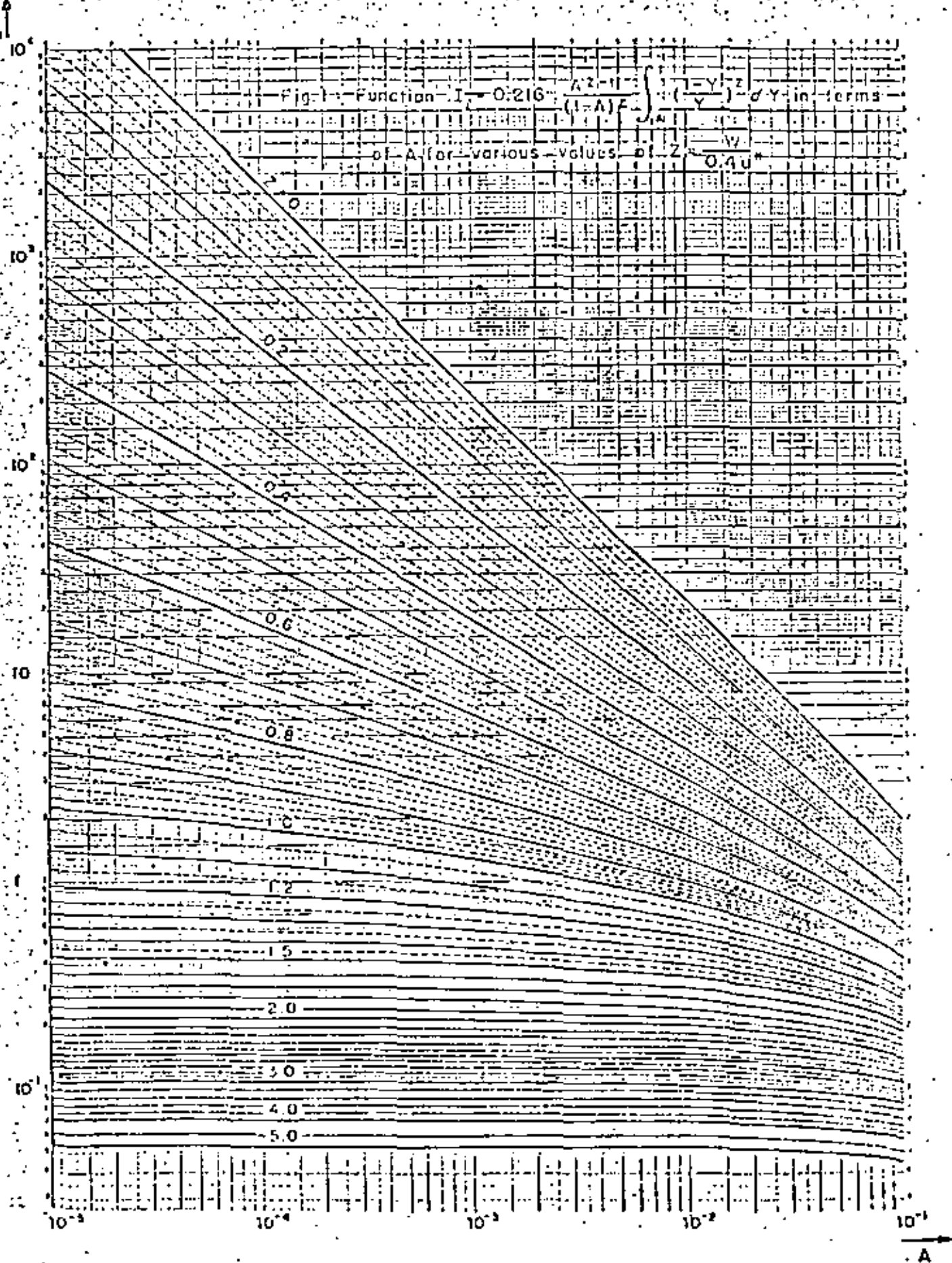


Fig. 6a Valores de I_1 empleados en el método de Einstein

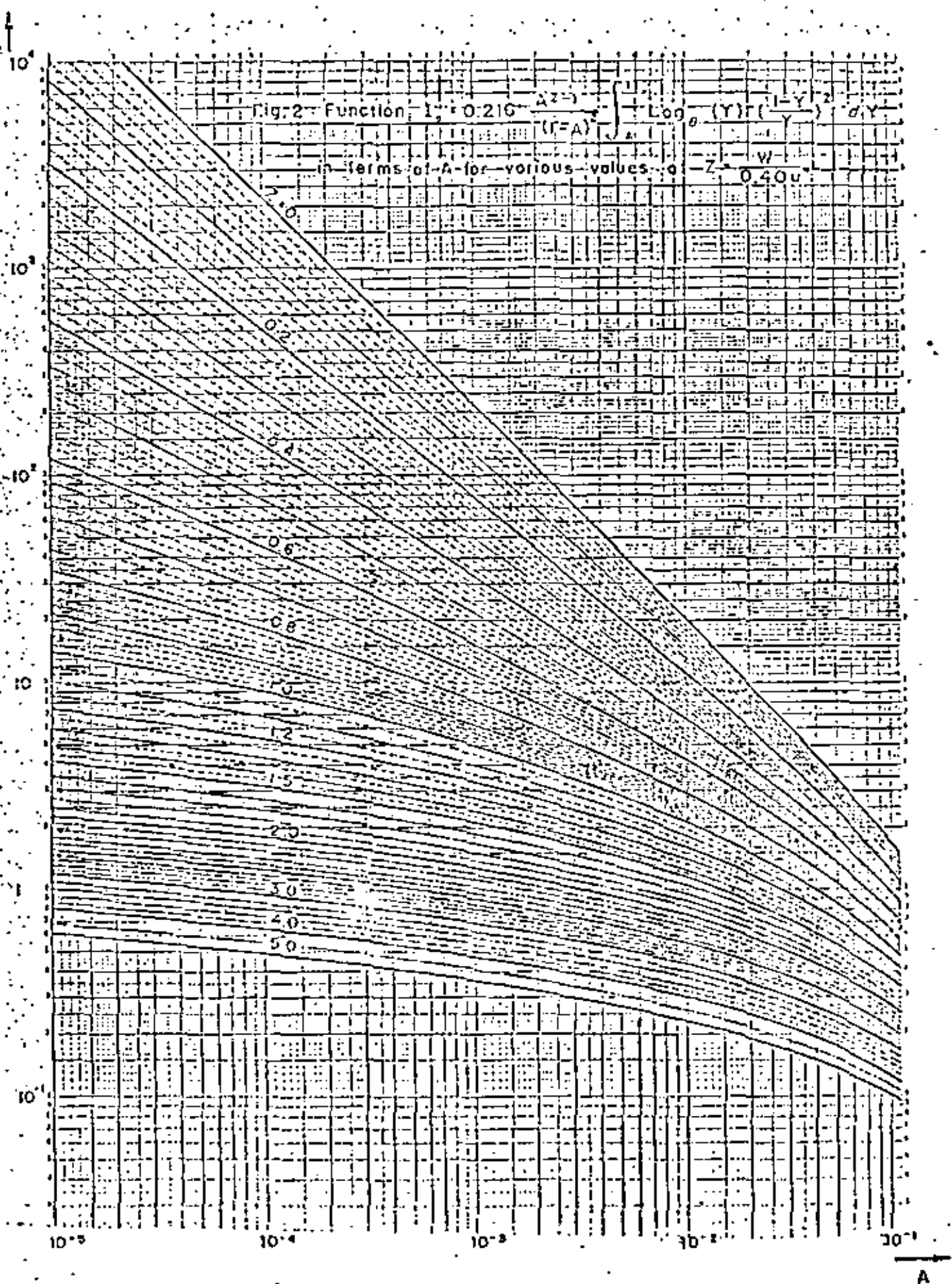


Fig Gb Valores de I_2 empleados en el método de Einstein

ξ = coeficiente determinado del coeficiente
C de Chezy y

u_0 = magnitud de la velocidad tangencial en el
fondo

v = velocidad de corriente

K = constante de Von Karman

W = velocidad de caída de las partículas

$Z = \frac{H}{Kv^*}$ = exponente de distribución de concen-
traciones

$v^* = (\tau_c/\rho)^{1/2}$ = velocidad del esfuerzo cortante

$A = 2D/H$ = Relación entre el grueso de la capa
donde hay arrastre y el tirante H .

- c) Formulas que predicen la corriente e incluyen
las características de la playa

El grupo anterior de fórmulas supone conocer la
velocidad media de la corriente litoral, cosa de
difícil obtención

c.1) Eagleson

$$v^2 = 3/8 (g H_b N_b) / d \left(\frac{\sin m \sin \alpha \sin 2\alpha}{f} \right)$$

N_b = factor de grupo (η)

f = coeficiente de Darcy - Weisbach
 $= (2 \log_{10} (d/Re) + 1.74)^{-2}$

$K_E = D_{65} \delta 0.00093$ si-no existe granulometria

c.2) Galvin

$$V = K g m T \text{ sen } 2\alpha; \quad K = 1$$

c.3) Brunn

$$V = c'_f (H_b)^{3/2} m \frac{\text{sen } 2\alpha}{T}^{1/2}; \quad c'_f = 14.3$$

c.4) Putnam

$$V = (6.97 g s/f (m H_b^2)/T \text{ sen } 2\alpha)^{1/3}$$

c.5) Inman y Quinn

$$V = ((0.25 R'^2 + (2.28 g H_b)^{1/2} \text{ sen } \alpha)^{1/2} + 1/2 R)^2$$

VARIACION A LARGO PLAZO DE NIVEL DE MAR

Consideremos un plano imaginario, definido por un océano ideal cuya superficie no varía, al cual llamaremos nivel de mar.

Este nivel, en un océano real sufrirá una serie de modificaciones que por su duración clasificaremos en variaciones a corto y largo plazo.

Esta clasificación obedece al agente generador, en el cuadro uno aparecen los tipos de ondas y sus causas.

La localización del nivel de mar como plano de referencia requiere del conocimiento de una serie continua de mediciones de la altura del agua, para poder ir filtrando las modificaciones que produzcan ciertos agentes y dejar las modificaciones más constantes y periódicas y sobre éstas estandarizar.

CAUSAS DE VARIACION DEL NIVEL DE MAR

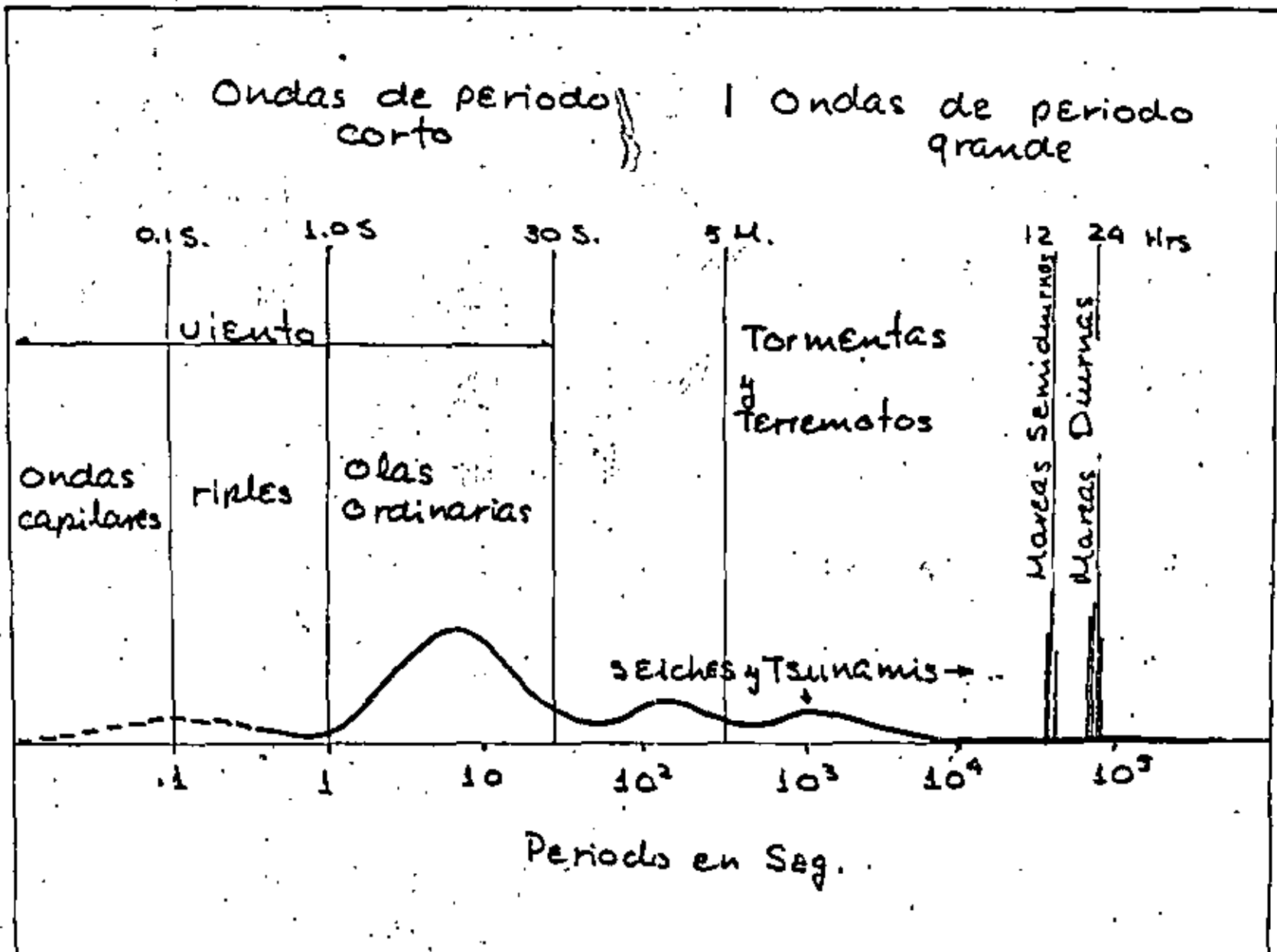
Descartando las variaciones producidas por el viento, fuerza gravitacional, tormentas y terremotos, los factores que intervienen en el cambio estacional o extraordinario del nivel serían:

- a) Factores oceanográficos, como el cambio de densidad de la columna de agua a lo largo del año, debidos a diferencias de salinidad y temperatura.

Para filtrar estos cambios de nivel se puede computar un nivel "estérico" y considerar que cualquier cambio de densidad en la columna de agua sin cambiar de masa

(39)

Amplitud relativa



esta regido por:

$$z = \frac{1}{g} \int_{P_a}^{P_0} \Delta \alpha \, dp$$

donde z es el nivel de referencia o estérico, en cualquier lugar de la columna. Por la presión en este nivel, P_a la presión atmosférica y $\Delta \alpha$ la anomalía en el volumen específico.

Para hacer estos cálculos se requiere diseñar un nivel estérico inicial y su P_0 , mediante la media de los valores obtenidos anteriormente y de ahí calcular $\Delta \alpha$

- b) Factores climatológicos. De este grupo el más importante es la presión barométrica y su efecto se puede considerar que actúa en relación lineal en la superficie del océano.

$$s = a (P_a)$$

Si conocemos los valores medios de la superficie \bar{s} y de la presión \bar{P}_a se puede ajustar un coeficiente a y para un caso dado tendremos:

$$(s - \bar{s}) = a (P_a - \bar{P}_a)$$

- c) Cambios eustáticos - Debidos a aumento en el volumen de agua del océano por deglaciación. Estos cambios son notorios, en cuanto a un incremento de nivel, en las zonas en que la disminución de peso de hielo no provoca reacomodo de la corteza terrestre.

- d) Cambios de la corteza. Si los continentes se encuentran en movimiento provocaran un cambio de volumen en las cuencas oceánicas adyacentes y en altura relativa desde el centro terrestre.
- e) Cambios de las superficies geopotenciales. La asociación del efecto de Coriolis, densidad, localización geográfica y régimen climatológico, produce una superficie geopotencial. Esta superficie puede cambiar de un lugar a otro y por lo tanto se produce una diferencia de niveles de un lugar a otro, por ejemplo el nivel del mar es 0.5 m. más alto en el mar Báltico que en el Mediterráneo.

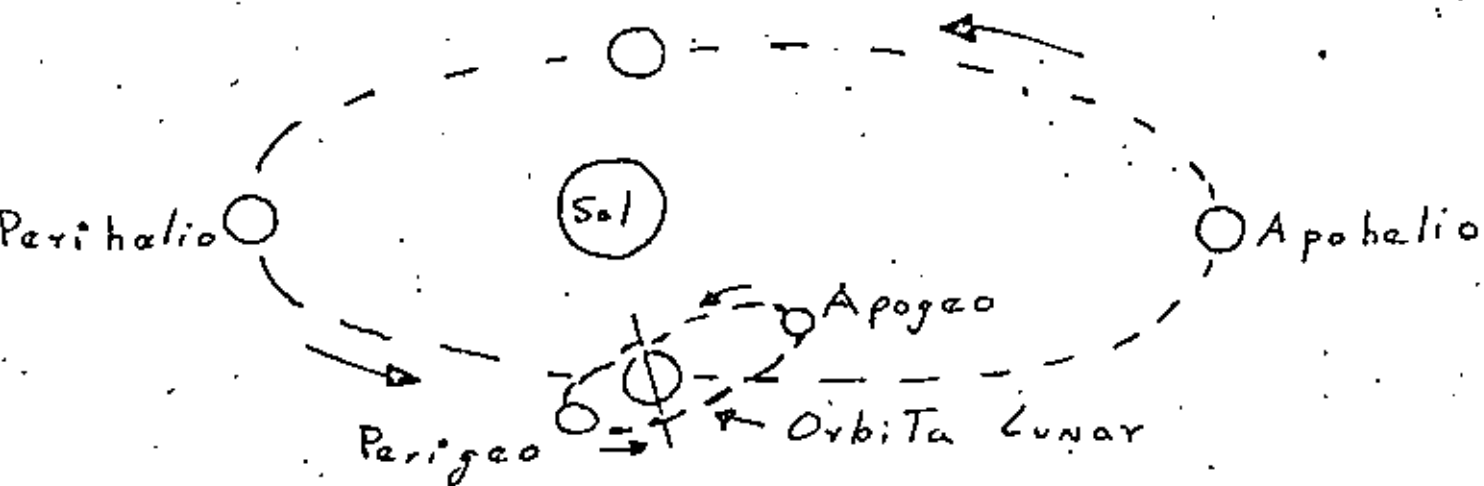
MAREAS

Las masas de agua oceánica responden de una manera compleja a las fuerzas generadoras de marea de la tierra y los cuerpos celestes.

Los efectos de la topografía costera y submarina, la resonancia en bahías y estuarios cambian las características de la marea. Por esto las mareas deben calcularse con los datos que provengan del propio lugar, mediante un análisis de las armónicas y filtrando las diferencias que provengan de otras causas.

Teoría de Equilibrio de las mareas:

Las variaciones de marea significantes se pueden considerar como producto de la posición y movimiento del sistema sol-tierra-luna.

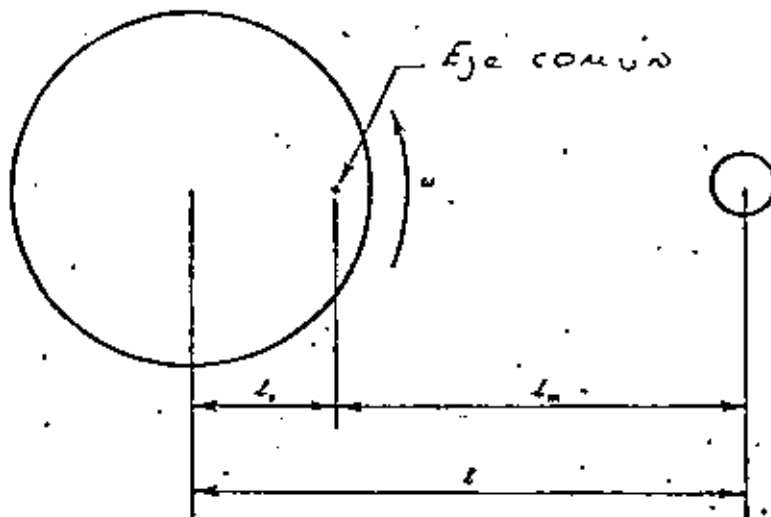


Darwin presentó una teoría de equilibrio de mareas considerando un solo cuerpo generador actuando sobre una lámina de agua en un cuerpo esférico que no gira y analizó la

(43)

forma de equilibrio resultante.

El sistema tierra-luna estaría girando alrededor de un eje común.



$$M_e \omega^2 l_e = G \frac{M_e M_m}{l^2}$$

Balace de fuerzas
terrestre

$$M_m \omega^2 l_m = G \frac{M_e M_m}{l^2}$$

Balace de fuerza
lunar

$$M_e \omega^2 l_e = G \frac{M_e M_m}{l^2} \quad (1)$$

$$M_m \omega^2 l_m = G \frac{M_e M_m}{l^2} \quad (2)$$

la distancia l sería

$$l = l_e + l_m \quad (3)$$

De estas 3 ecuaciones podemos encontrar la distancia l_e a la que se encuentra el eje común del centro de la tierra y el período T del sistema.

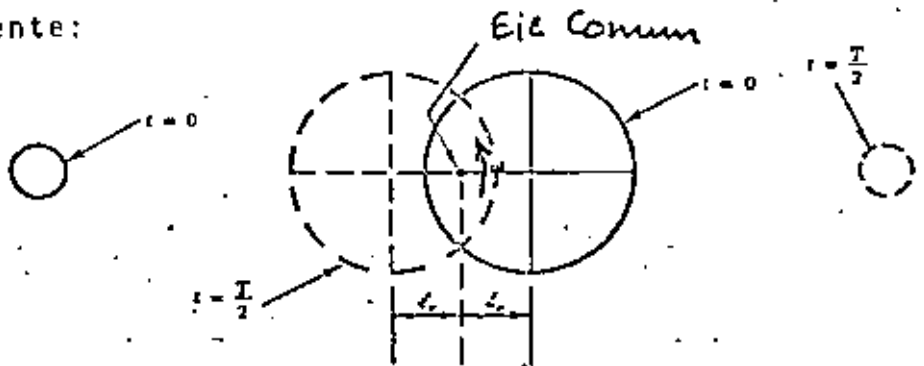
$$l_e = \frac{l}{1 + \frac{M_e}{M_m}} \quad (4)$$

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \sqrt{\frac{l^3}{GM_m \left(1 + \frac{M_e}{M_m}\right)}} \quad (5)$$

(44)

Resolviendo estas ecuaciones se encontró que $l_e = 4,666$ Km. o sea menor que el radio terrestre y el periodo es de 27.3 días.

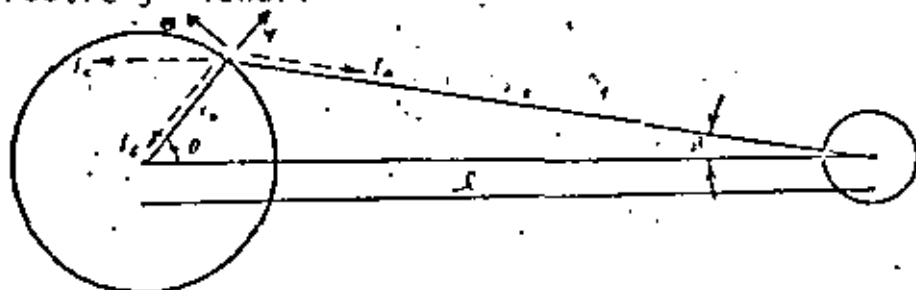
Si este sistema está girando ofrecería un esquema como el siguiente:



A).- La fuerza centrífuga de una unidad de masa de agua - dependería de:

$$f_c = \omega^2 l_e$$

y actuaría opuesta a la luna y paralelamente a la línea que uniera los centros - terrestre y lunar.



usando (1) la ecuación de fuerza centrífuga será:

$$f_c = \frac{GM_m}{l^2} \quad (2)$$

(45)

y puesto que la fuerza atractiva de la tierra es:

$$g = \frac{G M_a}{r_a^2} \quad G = g \frac{r_a^2}{M_a}$$

la ecuación (6) quedaría

$$F_c = g \left(\frac{M_m}{M_a} \right) \left(\frac{r_c}{l} \right)^2$$

B).- La fuerza atractiva de la luna f_a sería siempre hacia el centro lunar.

$$f_a = \frac{G M_m}{s^2} = g \left(\frac{M_m}{M_a} \right) \left(\frac{r_c}{s} \right)^2$$

s = a la distancia de una partícula de agua hasta el centro lunar.

C).- La fuerza atractiva de la tierra será simplemente:

$$F_g = g$$

Si resolvemos para la última figura en los componentes radial y tangencial tenemos:

$$\begin{aligned} F_r &= -f_g - f_c \cos \theta + f_a \cos (\theta + \beta) \\ &= -g + g \left(\frac{M_m}{M_a} \right) r_c^2 \left[\frac{\cos (\theta + \beta)}{s^2} - \frac{\cos \theta}{l^2} \right] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_\theta &= f_c \sin \theta - f_a \sin (\theta + \beta) \\ &= g \left(\frac{M_m}{M_a} \right) r_c^2 \left[\frac{\sin \theta}{l^2} - \frac{\sin (\theta + \beta)}{s^2} \right] \end{aligned}$$

(46)

Aproximando y quitando los términos que no tengan un valor representativo.

$$F_r = -g$$

$$F_\theta = -\frac{3}{2} g \left(\frac{M_m}{M_e} \right) \left(\frac{r_e}{l} \right)^3 \sin 2\theta$$

Superficie de equilibrio:

La superficie resultante η para cualquier punto estaría dada por:

$$\frac{d\eta}{dx} = \frac{d\eta}{r_e d\theta} = -\frac{F_\theta}{F_r} = -\frac{3}{2} \left(\frac{M_m}{M_e} \right) \left(\frac{r_e}{l} \right)^3 \sin 2\theta$$

integrando

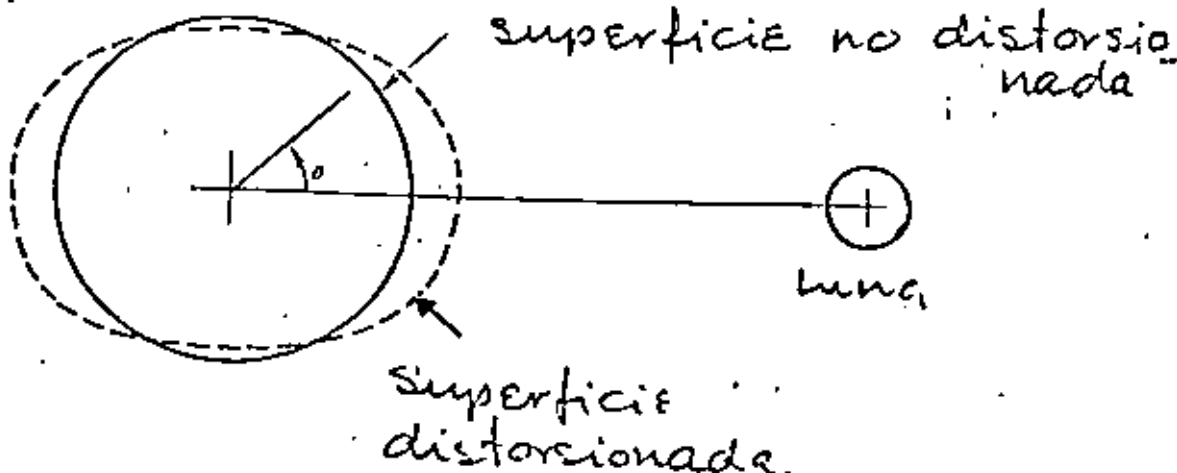
$$\eta = \frac{r_e}{4} \left(\frac{M_m}{M_e} \right) \left(\frac{r_e}{l} \right)^3 (3 \cos 2\theta + C)$$

C es la constante de integración que determina la cantidad de agua necesaria para encontrar la superficie de equilibrio, como debe de ser la misma cantidad antes y después de la deformación $C = 1$

La ecuación representa un esferoide con su eje mayor hacia la luna.

El valor máximo de η ocurre para $\theta = 0^\circ$ y 180° $\eta = 0.5273 \text{ m.}$

y el mínimo para $\theta = 90^\circ$ $\eta = -0.1786 \text{ m.}$



(47)

Si la luna gira sobre el plano ecuatorial de la tierra y considerando un punto de observación a una latitud, θ , debemos proyectar el punto de observación al plano ecuatorial.

$$x' = r_E \cos \phi \cos \lambda \quad x' = \text{proyección}$$

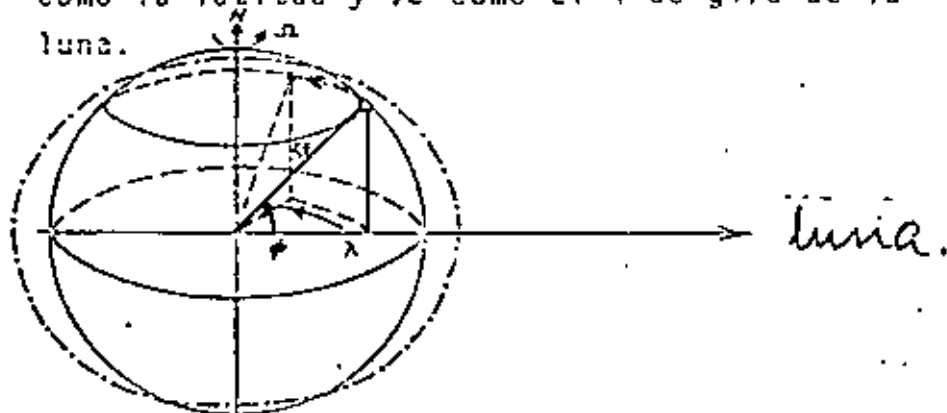
$$\cos \theta = \frac{x'}{r_E} = \cos \phi \cos \lambda$$

$$\cos 2\theta = 2 \cos^2 \theta - 1$$

$$\eta = \frac{r_E}{2} \left(\frac{M_m}{M_e} \right) \left(\frac{r_E}{\lambda} \right)^3 (3 \cos^2 \phi \cos^2 \lambda - 1)$$

η define cualquier ϕ y λ

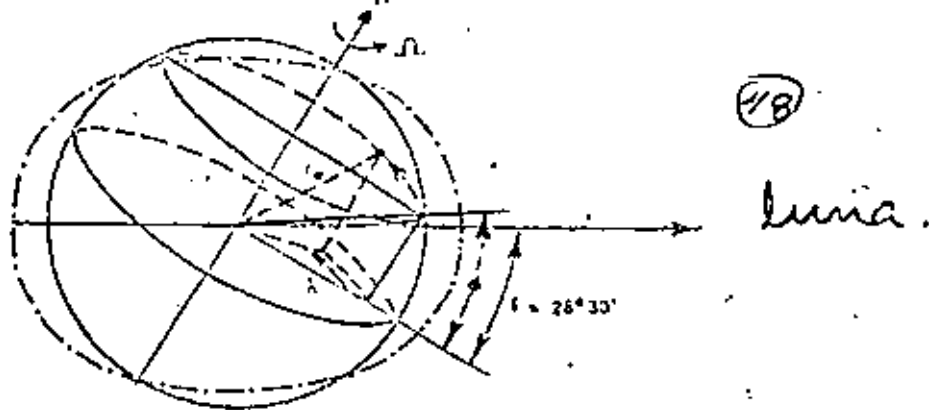
ϕ como la latitud y λ como el 4° de giro de la luna.



Si la luna gira en un plano diferente al ecuatorial.

$$\eta = \frac{r_E}{2} \left(\frac{M_m}{M_e} \right) \left(\frac{r_E}{\lambda} \right)^3 \left[(3 \sin^2 \phi \sin^2 \delta - 1) + \frac{3}{2} \sin 2\phi \sin 2\delta \cos \lambda + 3 \cos^2 \phi \cos^2 \delta \cos^2 \lambda \right]$$

donde δ es la declinación lunar en el plano ecuatorial, -- siendo la máxima $28^\circ 30'$.



Las mareas se desplazan en las cuencas oceánicas con una velocidad dependiente de la profundidad.

Si T_n es el "Período Natural" de una cuenca considerado como el tiempo necesario para recorrer 2 veces la cuenca a una celeridad \sqrt{gh}

tendremos para el Océano Atlántico

$$\begin{aligned} \text{largo } S &= 2.2 \times 10^7 \text{ ft} \\ \text{prof. media } \bar{h} &= 12,900 \text{ ft} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_n &= \frac{2S}{\sqrt{gh}} = 68.3 \times 10^3 \text{ seg} \\ &= 19 \text{ horas} \end{aligned}$$

Para el Pacífico

$$\begin{aligned} \text{largo } S &= 5.1 \times 10^7 \text{ ft} \\ \text{prof. media } \bar{h} &= 14,040 \text{ ft} \end{aligned}$$

$$T_n = 42 \text{ horas}$$

Las distancias y profundidades son ecuatoriales.

Elevaciones y Corrientes de Marea en un canal.

El efecto de rotación provoca que una onda progresiva en un canal genere corrientes transversales aparte de las elevaciones y corrientes longitudinales.

Para un canal de geometría regular y aplicando las ecuaciones de continuidad, movimiento, considerando Coriolis y condiciones frontera.

Las elevaciones y las corrientes laterales y longitudinales se regirán por:

$$\left. \begin{aligned} \eta &= z \cos(\sigma t - Kx) \\ u &= U \cos(\sigma t - Kx) \\ v &= V \sin(\sigma t - Kx) \end{aligned} \right\} \textcircled{1}$$

siendo z , U y V funciones de y la frecuencia rotacional σ se considera la de la marea y K se determina de:

$$\textcircled{2} \quad \frac{\sigma}{K} = \frac{L}{T} = C = \sqrt{g \bar{h}} \quad \text{como aproximación}$$

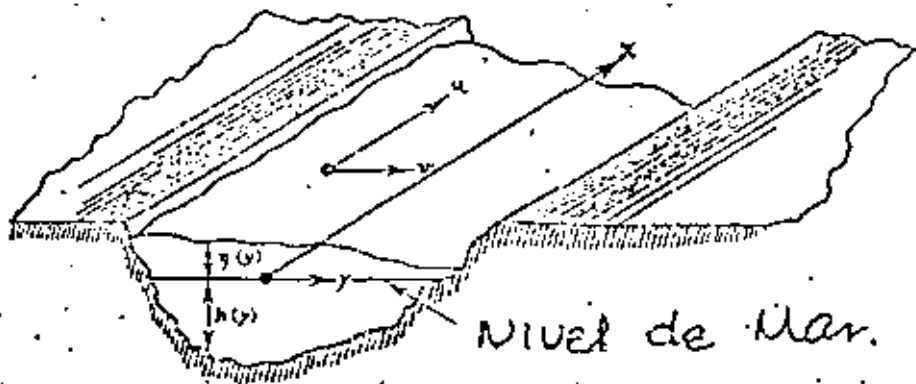
\bar{h} = prof. media

esta aproximación funciona si la relación

$$\sigma^2 b^2 / g h_0 \text{ es pequeña.}$$

(50)

b es el semi-ancho del canal y h_0 es la profundidad de referencia.



Corrientes:

Si de las ecuaciones (1) suponemos que:

$$v = u/2 \quad \text{y siendo} \quad x = 0$$

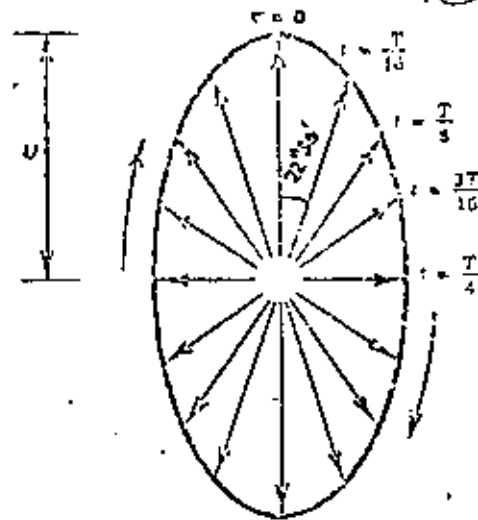
las corrientes transversales y longitudinales

$$\left. \begin{aligned} \frac{u}{\mu} &= \cos \sigma z \\ \frac{v}{\mu} &= \frac{1}{2} \sin \sigma z \end{aligned} \right\} (3)$$

simplificando

$$\left(\frac{u}{\mu}\right)^2 + \left(\frac{v}{\frac{1}{2}\mu}\right)^2 = 1 \quad (4)$$

esta ecuación representa una elipse.



Esto significa que las corrientes de marea varían con el tiempo de dirección y magnitud.

Asimismo varía la excentricidad elíptica con la profundidad a tiempos iguales en un punto.

Efecto de la Configuración terrestre.

Si se están generando alturas debido a la fuerza atraccional de los cuerpos celestes deben generarse alturas iguales al mismo tiempo. A la vez se puede pensar que habrá lugares donde se presente la máxima altura en tiempos distintos.

Las líneas que unen las líneas de igual altura son líneas de co-rango.

Las de igual tiempo son líneas cotidales.

MARCA DE TORMENTA

Los problemas de elevación de nivel por efecto de tormentas se pueden dividir en varios casos y considerarlos como sigue:

- A).- Lagos cerrados y presas.
 - 1. Canal rectangular y de profundidad constante.
 - 2. De forma regular.
 - 3. De forma semiregular.
 - 4. De forma muy irregular.

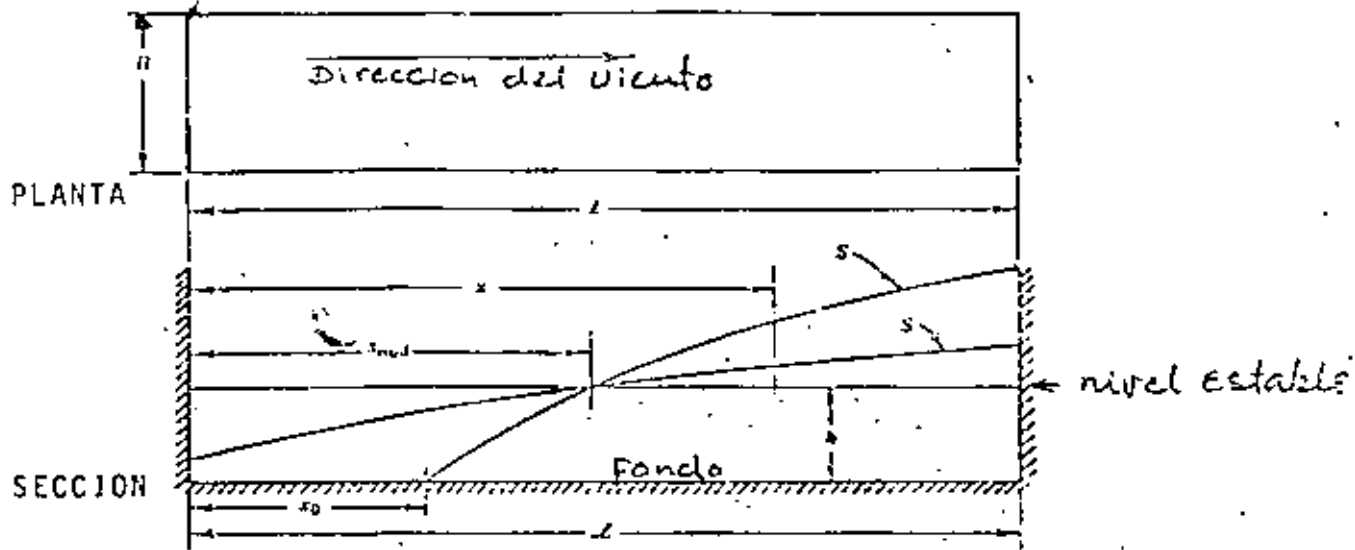
- B).- Fuera de la costa o en la Plataforma Continental.
 - 1. Fondo de profundidad constante.
 - 2. Fondo de pendiente constante.
 - 3. Perfil de fondo ligeramente irregular.
 - 4. Perfil de fondo irregular.

- C).- En la línea de costa.
 - 1. Línea de costa regular.
 - 2. Línea de costa algo irregular.
 - 3. Línea de costa con salientes.

- D).- Entre relieves de la topografía costera.
 - 1. Barreras naturales bajas
 - 2. Barreras naturales medias
 - 3. Barreras naturales altas.

- E).- Bahías y Estuarios Abiertos
 - 1. Entrada seguida de un cuerpo de agua grande y con movimiento libre del agua.
 - 2. Entrada seguida de un cuerpo de agua pequeño y con movimiento libre del agua.

3. Entrada pequeña o suficientemente obstruida para impedir el flujo de marea.



A).- Lagos cerrados y Presas.

1. Canal rectangular y de profundidad constante.

Para viento de velocidad constante y paralelo al eje del canal Hollstrom, Langhaar Venligan, proponen ecuaciones como las siguientes:

$$\textcircled{1} \quad \frac{ds}{dx} = \frac{(\gamma_s + \gamma_F)}{\rho g (h+s)} \quad (\text{angulo de la sup. del agua})$$

$$\textcircled{2} \quad \int_0^l (h+s) dx = lh \quad (\text{conservación de volumen, fondo no expuesto}).$$

$$\textcircled{2b} \quad \int_{x_0}^l (h+s) dx = lh \quad (\text{fondo expuesto})$$

(54)

donde S es el aumento de nivel por viento x la distancia horizontal, T_s esfuerzo del viento, T_f esfuerzo en el fondo, h la profundidad del agua, l largo del canal, x_0 el largo de la superficie expuesta.

En forma empírica se ha calculado para:

$$T_s / \rho g = 3.0 \times 10^{-6} \mu^2 / g$$

y que

$$T_f / T_s \approx 0.1$$

por lo que la ecuación (2) quedaría

$$\frac{dS}{dx} = \frac{K \mu^2}{g(h+S)} \quad (3)$$

donde $K = 3.3 \times 10^{-6}$ y μ la velocidad del viento.

Para cuando el fondo no se expone $x_0 = 0$ la ecuación 2a se usa para encontrar la constante de integración para la ecuación 1.

Para el fondo expuesto la constante será x_0 mientras que el aumento de nivel entre $x=0$ y $x_0=x$ será $S=-h$

El punto nodal ($x = x_{nodal}$, $S = 0$) se registrará por:

$$\frac{x_{nodal}}{l} = 1 - \frac{S_{max}^2 + 2 \max^h}{2K \mu^2 l} \quad (4)$$

cuando $S = S_{max}$ en $x = l$

TABLA PARA FONDO NO EXPUESTO

$\frac{\kappa U^2 \ell}{g h^2}$	$\frac{x_{nod}}{\ell}$	x/ℓ 0	.1	.2	.3	.4	.5	.6	.7	.8	.9	1.0
Values of S/h corresponding to x/ℓ and $\frac{\kappa U^2 \ell}{g h^2}$												
.201	.492	-.104	-.082	-.060	-.039	-.018	.002	.021	.041	.060	.079	.097
.209	.492	-.109	-.086	-.063	-.041	-.019	.002	.022	.043	.063	.082	.101
.218	.491	-.114	-.089	-.066	-.043	-.020	.002	.024	.045	.065	.086	.105
.228	.491	-.119	-.094	-.069	-.045	-.021	.002	.025	.047	.068	.089	.110
.239	.490	-.125	-.098	-.072	-.047	-.022	.002	.026	.049	.072	.094	.115
.251	.489	-.132	-.103	-.076	-.049	-.023	.003	.027	.052	.075	.098	.121
.265	.488	-.139	-.107	-.080	-.051	-.024	.003	.029	.054	.079	.104	.127
.280	.488	-.147	-.115	-.084	-.051	-.025	.003	.031	.058	.084	.109	.134
.296	.488	-.157	-.122	-.089	-.057	-.026	.004	.033	.061	.089	.116	.142
.315	.487	-.167	-.130	-.095	-.061	-.028	.004	.035	.065	.094	.123	.150
.337	.485	-.180	-.140	-.101	-.065	-.029	.005	.038	.070	.101	.131	.160
.361	.485	-.194	-.150	-.109	-.069	-.031	.005	.041	.075	.108	.140	.171
.390	.481	-.211	-.163	-.117	-.074	-.033	.006	.044	.081	.117	.151	.184
.423	.482	-.230	-.177	-.127	-.080	-.035	.008	.049	.088	.126	.163	.199
.463	.480	-.255	-.195	-.140	-.087	-.038	.009	.054	.097	.138	.178	.217
.511	.478	-.286	-.217	-.154	-.095	-.041	.011	.060	.108	.155	.196	.239
.571	.476	-.324	-.244	-.172	-.106	-.044	.014	.069	.121	.171	.219	.265
.648	.472	-.377	-.280	-.195	-.118	-.048	.018	.080	.138	.194	.247	.293
.750	.467	-.452	-.329	-.226	-.134	-.052	.024	.095	.162	.224	.284	.341
.894	.464	-.587	-.409	-.274	-.160	-.059	.032	.115	.192	.265	.334	.399
.930	.458	-.614	-.421	-.278	-.159	-.055	.039	.125	.205	.280	.350	.418
.971	.455	-.659	-.443	-.290	-.164	-.055	.043	.132	.215	.292	.365	.434
1.015	.452	-.715	-.467	-.302	-.169	-.055	.047	.140	.226	.305	.382	.453
1.066	.449	-.794	-.494	-.315	-.174	-.054	.053	.150	.239	.322	.401	.475
1.125	.444	-1.000	-.526	-.329	-.178	-.051	.061	.162	.255	.342	.423	.509

PARA FONDO EXPUESTO

$\frac{\kappa U^2 \ell}{g h^2}$	$\frac{x_0}{\ell}$	$\frac{x_{nod}}{\ell}$	0	.1	.2	.3	.4	.5	.6	.7	.8	.9	1.0
Values of S/h corresponding to x/ℓ and $\frac{\kappa U^2 \ell}{g h^2}$													
1.125	0	.444	-1.0	-.526	-.329	-.178	-.051	.061	.162	.255	.342	.423	.509
1.20	.021	.438	-1.0	-.555	-.343	-.182	-.047	.072	.179	.276	.357	.452	.543
1.40	.070	.428	-1.0	-.712	-.397	-.158	-.039	.097	.218	.328	.429	.524	.613
1.60	.112	.423	-1.0	-1.000	-.466	-.222	-.036	.116	.251	.373	.485	.589	.687
1.80	.145	.423	-1.0	-1.0	-.556	-.253	-.042	.130	.280	.413	.536	.649	.754
2.00	.175	.425	-1.0	-1.0	-.681	-.292	-.050	.141	.305	.450	.582	.704	.817
2.20	.200	.423	-1.0	-1.0	-1.00	-.333	-.063	.148	.326	.483	.624	.755	.876
2.40	.223	.432	-1.0	-1.0	-1.0	-.393	-.079	.153	.345	.513	.664	.802	.921
2.60	.241	.436	-1.0	-1.0	-1.0	-.459	-.099	.155	.361	.540	.701	.847	.973
2.80	.262	.441	-1.0	-1.0	-1.0	-.539	-.121	.155	.376	.566	.735	.890	1.017
3.00	.279	.446	-1.0	-1.0	-1.0	-.643	-.147	.152	.388	.590	.763	.931	1.080
3.20	.294	.450	-1.0	-1.0	-1.0	-.805	-.177	.148	.399	.612	.792	.969	1.120
3.40	.308	.455	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-.210	.142	.408	.632	.829	1.006	1.169
3.60	.321	.460	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-.248	.134	.416	.651	.855	1.041	1.219
3.80	.333	.465	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-.289	.125	.423	.669	.883	1.075	1.251
4.0	.345	.470	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-.336	.114	.429	.685	.903	1.108	1.296
4.20	.355	.475	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-.389	.102	.433	.701	.933	1.139	1.327
4.60	.375	.483	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-.517	.074	.440	.730	.973	1.202	1.399
5.00	.392	.492	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-.712	.041	.443	.755	1.031	1.255	1.466
5.40	.407	.505	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	.0011	.443	.778	1.059	1.307	1.530
6.00	.423	.511	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-.058	.440	.808	1.114	1.381
7.0	.456	.523	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-.218	.418	.847	1.194	1.492
8.0	.480	.542	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-.433	.286	.877	1.273	1.623
9.0	.500	.555	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-.642	.097	.897	1.323	1.683

2.- De forma regular

Si para el caso presente usamos las fórmulas anteriores se pueden hacer consideraciones como $\bar{h} = h$ como primera aproximación.

Una segunda aproximación sería hacer segmentos y usar las ecuaciones 1 y 2.

Para reducir el rango de error que esto implica se puede incorporar un término de 2o. orden.

$$\textcircled{1} \quad \Delta S_i = h_T \left[\sqrt{\frac{2NKU^2 \Delta x}{g(h_T)^2} + 1} - 1 \right]$$

$$\textcircled{2} \quad h_T = \bar{h}_i + \sum_{i=1}^{i=N-1} \Delta S_i$$

$$\textcircled{3} \quad S_m = \sum_{i=1}^{i=N} \Delta S_i$$

ΔS_i = incremento de altura en la i -sección.

Δx = el largo de la sección.

h_T = la altura original de la sección.

\bar{h}_i = la profundidad media en la sección.

N = factor de forma plana.

i = número de la sección.

(57)

Un valor efectivo de el esfuerzo para esta fórmula se obtiene:

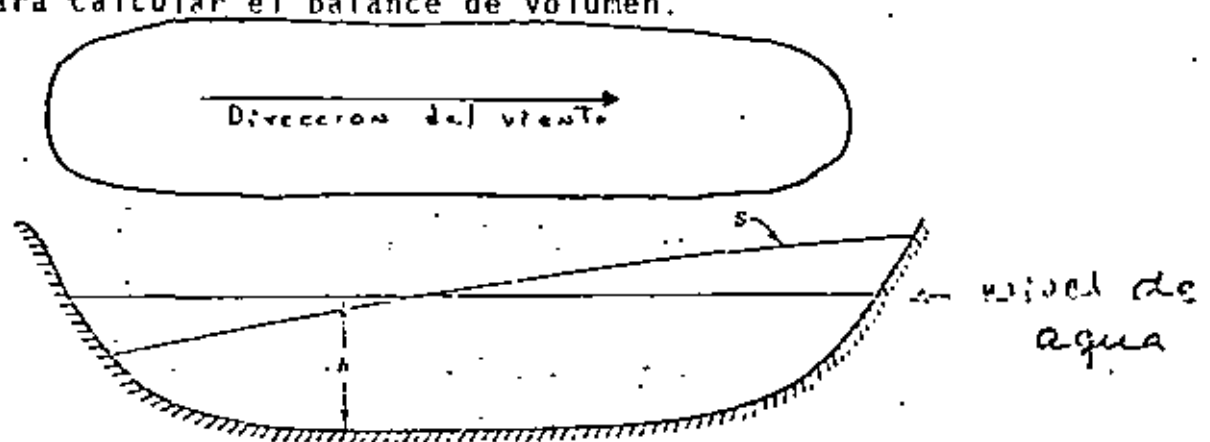
$$\textcircled{8} \quad \frac{K u^2 l}{g h^2} = \sum_{i=1}^m \left(\frac{K u^2 \Delta x}{g (h_i)^2} \right)$$

de las tablas anteriores, se calcula el punto nodal de -- donde se empiezan los cálculos.

Se usa

$$\textcircled{9} \quad \sum_{i=1}^m \theta_i S_i \Delta x = 0$$

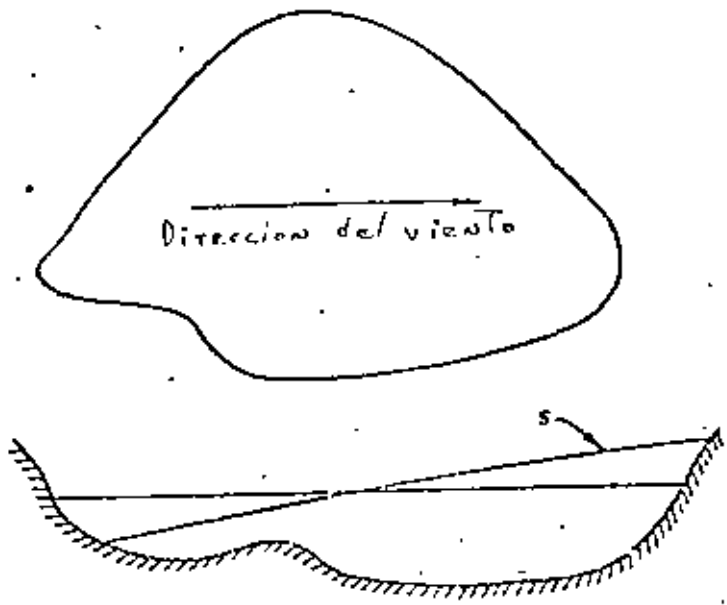
para calcular el balance de volumen.



3.- De forma semiregular

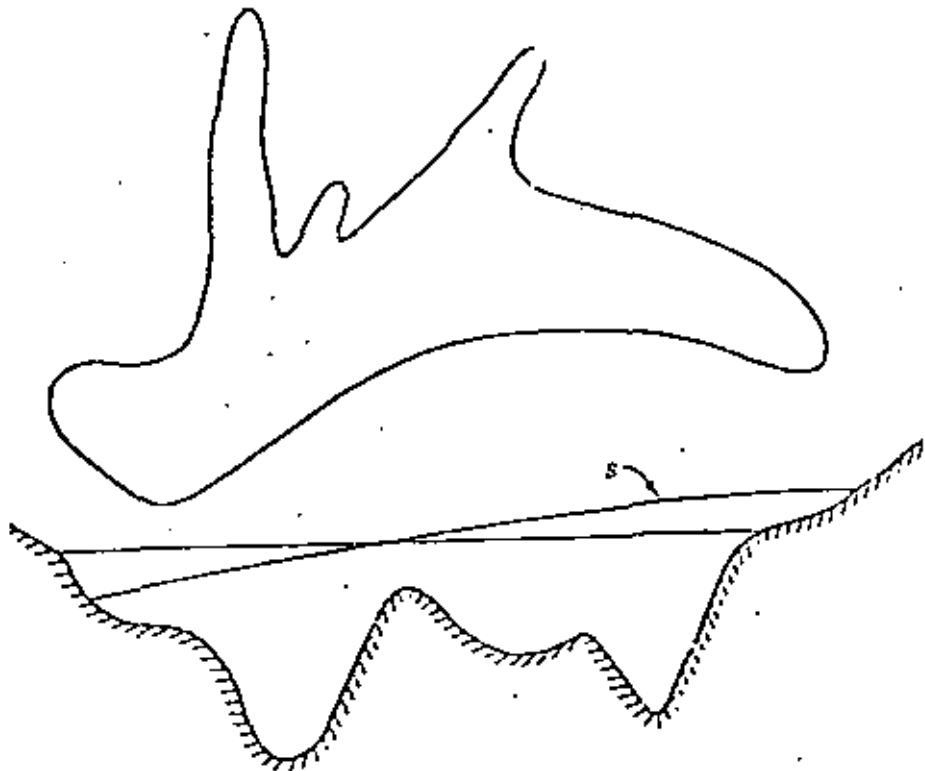
Se puede proceder como en el caso anterior.

(58)



4.- De forma muy irregular.

Para estos casos no es posible definir una diferencia de alturas especialmente si la dirección del viento es cambiante.



5.- Viento incidiendo en un ángulo al eje mayor del reservorio.

Para vientos incidiendo en un ángulo la fórmula anterior se puede usar reemplazando:

$$U^2 \Delta x \text{ por } U U_x \Delta x$$

y resolver para ΔS_x o sea la elevación en la dirección X

Se repite para Y

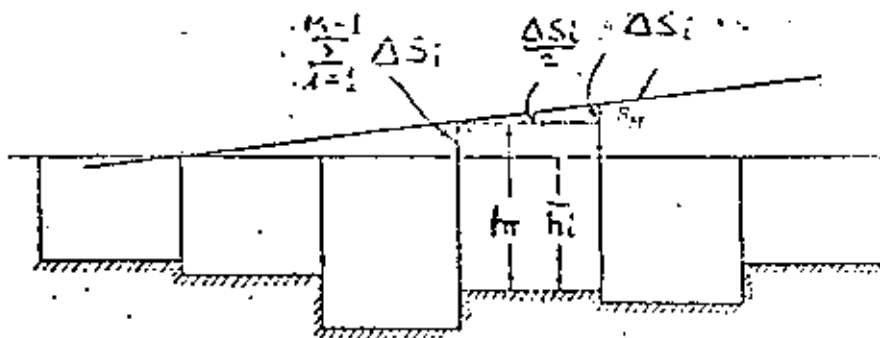
$$U^2 \Delta y \text{ por } U U_y \Delta y$$

obteniéndose ΔS_y o la elevación en Y

Las dos líneas nodales X_{nod}/L y Y_{nod}/L proporcionan el punto nodal en el lugar de su intersección.

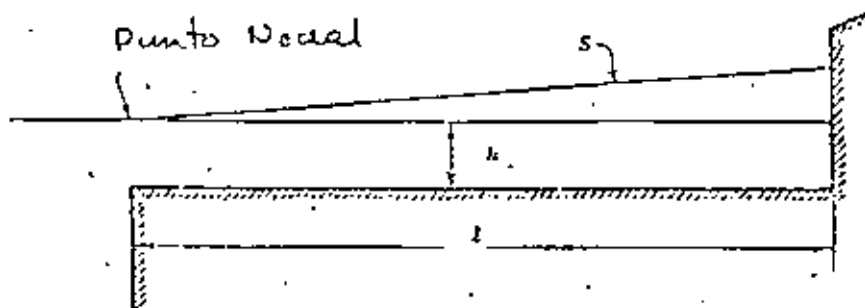
Los cálculos se inician en el punto nodal usando la ecuación (6), donde

$$\Delta S_i = \Delta S_x + \Delta S_y$$



B).- Fuera de la costa o en la Plataforma Continental.

1. Fondo de profundidad constante y viento perpendicular a la costa.



(60)

Si esta condición existiera la sobreelevación por efecto de viento estaría dada por la solución de (1)

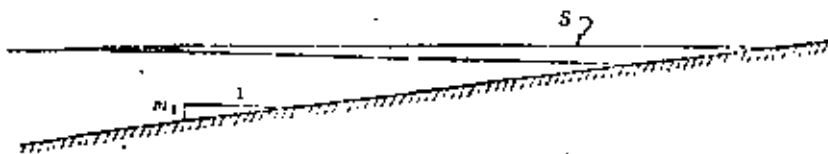
$$S = \frac{K U^2 x}{g \left(h + \frac{S}{2} \right)} \quad (10)$$

Siendo (10) cuadrática, la raíz positiva proviene de:

$$S = h \left[\sqrt{\frac{2K U^2 x}{g h^2} + 1} - 1 \right] \quad (11)$$

Las ecuaciones (6) y (11) son muy similares.

2.- Fondo de pendiente constante



El caso se puede resolver usando

$$S_{max} = K \frac{T_0}{C_1} \left[\frac{h_1}{h_0} \right]^{1/4} U_{max}^2 \quad (12)$$

donde

* $K = 3.0 \times 10^{-6}$ coeficiente de esfuerzo por viento.

h_1 = profundidad al margen de la plataforma.

h_0 = profundidad donde S_{max} afectará

(lugar de cómputo)

$$C_1 = \sqrt{g h_1}$$

$$C_0 = \sqrt{g h_0}$$

$$\bar{C} = \frac{1}{2} (C_1 + C_0)$$

$$T_0 = L / \bar{C}$$

* K no considera T en el fondo.

(6)

l = ancho de la plataforma continental,
 u_{max} = velocidad máxima del viento
 z = factor de repuesta

La ecuación (12) no toma en cuenta el efecto de 2o. orden debida a S cuando h_0 tiende a cero.

Si sustituimos $h_0 = S + h_0$ obtenemos una mejor aproximación en la línea de costa.

Es posible derivar una fórmula para este caso asumiendo.

Usando (3) y de la figura anterior

$$h = h_1 - m_1 x \quad (13)$$

donde

m_1 es la pendiente del fondo

e integrando de $x_1 = 0$ en h_1
 hasta x en h

El término S en el denominador de la parte derecha de la ecuación se puede aproximar en

$$S = m_2 x \quad (14)$$

donde m_2 es el término de 2o. orden, o sea, la pendiente media de la superficie del agua, y es considerada constante.

Con estas modificaciones (3) quedaría

$$S = \frac{\kappa u^2}{g(m_1 - m_2)} \ln \left[\frac{h_1}{h_1 - (m_1 - m_2)x} \right] \quad (15)$$

(62)

y de (13) y (14)

$$S = \frac{K u_x^2}{g(h_1 - h - S)} \ln \left[\frac{h_1}{h + S} \right] \quad (16)$$

Si para un fondo de profundidad constante $h_1 = h$, y usando el primer término

para $h/h + S$ entre 0 y 1

la ecuación (16) queda exacta a (10)

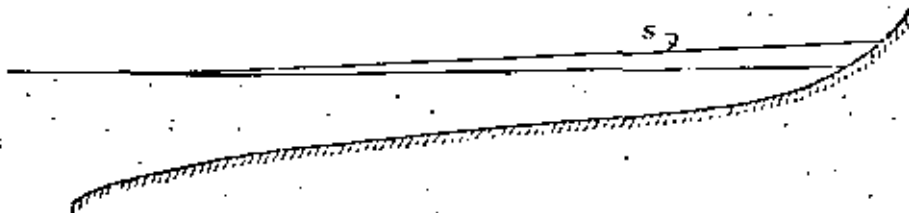
la ecuación (16) en este caso sirve bien como primera aproximación cuando la pendiente del fondo no es muy grande otro sistema de solución es usando (9)

Si el viento es variable en dirección y velocidad se puede aproximar sustituyendo u^2 por u_x^2

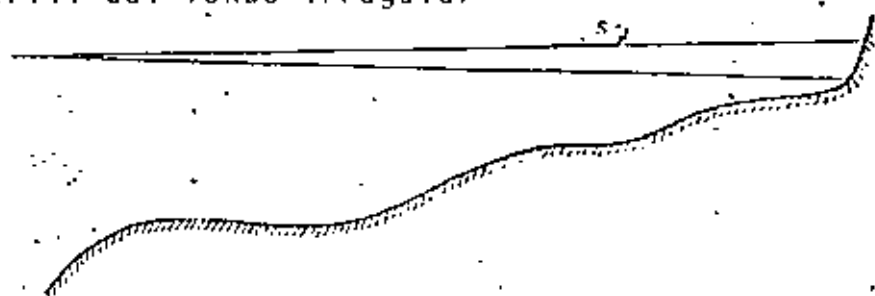
$$u_x^2 = \frac{1}{L} \int_{x_2}^{x_1} |u|(u_x) dx$$

donde $L = x_1 - x_2$

3.- Perfil de fondo ligeramente irregular. Como una buena aproximación se puede utilizar el método anterior o una serie de fondos de pendiente constante.



4.- Perfil del fondo irregular



La predicción de altura para este caso no resulta aceptable, al hacerla únicamente por el método propuesto. Si consideramos que dependiendo del lugar de generación de una tormenta podemos "predecir" el comportamiento de ésta; y a la vez como se dan familias de tormentas por época del año. Se puede predecir; si se conoce los datos de dirección de aproximación, velocidad y dirección de viento, velocidad de traslación, de tormentas pasadas, el comportamiento de las próximas, al conocer el nivel de agua y los datos de viento en la costa.

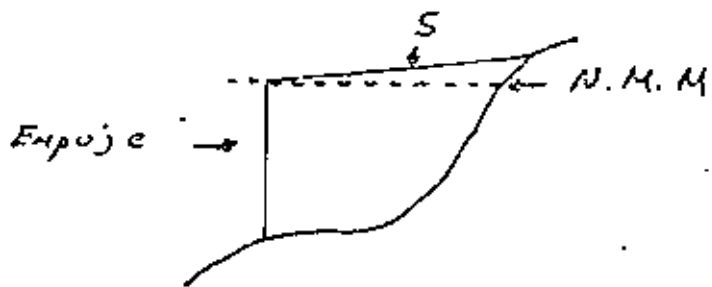
5.- Viento en ángulo a la Costa.

En las secciones B.1, B.3 y B.4 se considera el viento normal a la costa y constante.

En B.2 se considera una dirección de viento perpendicular a la costa como primera aproximación y después se descompone en componentes normal y paralelo, para cuando incide normalmente.

Si el viento corre paralelamente al contorno de la costa se produce una marea denominada batistrófica; o sea que esta creada por el empuje del agua o del viento en la plataforma y que crea un prisma en la costa.

(54)



La amplitud y de hecho la creación de la marea depende de la topografía submarina.

Realmente esta es una marea debida al efecto de Coriolis.

Si al cambio de nivel de mar S lo consideramos afectado por la fuerza de Coriolis solamente cuando haya un flujo paralelo a la costa tendremos:

$$\frac{ds}{dx} = \frac{k \cdot U \cdot U_x}{g(h+S)} + \frac{F \cdot F_y}{g(h+S)} \quad (18)$$

donde

U es el valor absoluto de la velocidad del viento.

U_x la componente del viento perpendicular a las líneas batimétricas.

$F = 2 \omega \sin \phi$ Coriolis

ω velocidad angular terrestre

ϕ la latitud

F_y el flujo paralelo a la costa cuando

$$F_y = \int_0^{(h+S)} v \, dz \quad (19)$$

v la velocidad del agua paralela a las batimétricas.

(55)

Si la ecuación para F_y es dependiente del tiempo se representa por:

$$\frac{\Delta F_y}{\Delta t} = K U u_y - \frac{K}{(h+S)^{3/2}} F_y^2 \quad (20)$$

siendo u_y el componente del viento paralelo a los contornos del fondo; para K el valor es de 3.0×10^{-6} y K debe estar entre un rango de 10^{-3} a 10^{-2} y se ajusta localmente.

Para un intervalo de tiempo de (const.) velocidad constante de tiempo, la solución de (20) quedara:

$$F_{y(t_2)} = \sqrt{\frac{K U u_y (h+S)^{3/2}}{K}} \operatorname{Tanh} \left[\sqrt{\frac{K U u_y (h+S)^{3/2}}{K}} (t_2 - t_1) \right. \\ \left. + \operatorname{Tanh}^{-1} \left[\frac{F_{y(t_1)}}{\sqrt{\frac{K U u_y (h+S)^{3/2}}{K}}} \right] \right]$$

(1) y (2) corresponden a los tiempos inicial y final.

C).- En la línea de costa

1.- Línea de costa recta o regular.

Los métodos anteriores se pueden usar para los diferentes fondos que se presenten. Se hace la consideración que, las barreras son lo suficientemente altas para impedir que el agua las cubra, cuando la zona costera a estudiar, sea una barrera.

Para un fondo de pendiente constante la elevación en la costa para $h=c$ usamos (12) que quedaria:

(60)

$$S = \frac{K U^2 x}{g(h, -S)} \ln \frac{h}{S} \quad (22)$$

En general la pendiente del fondo incrementa rápidamente al acercarse a la playa, entonces para las zonas de playa se usa (23) y para las partes más profundas (16) para cuando $h \neq 0$; si el fondo incrementa rápidamente su pendiente -- se puede resolver por secciones.

2.- Línea de costa algo irregular.

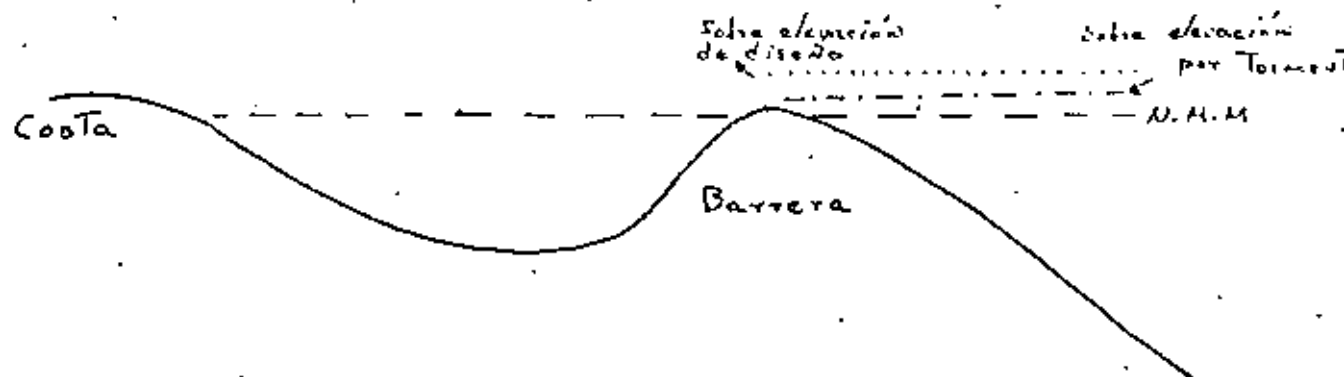
Se necesita hacer calibración de las fórmulas con datos anteriores.

3.- Línea de costa con salientes

En estos lugares para tener un buen diseño se debe enfatizar en recopilar datos anteriores y hacer una buena calibración.

Es necesario que se considere que en la playa y línea costera aumenta el nivel de agua por el oleaje generado por el viento de la tormenta; este incremento puede ser de 10 a 20 por ciento del valor de S .

D).- Entre relieves de la topografía costera



(67)

- 1.- Una barrera natural alta será aquella que la sobre elevación de diseño no llegue a cubrir.
- 2.- La barrera media aquella que la elevación creada - por tormenta no cubre, pero la de diseño si (fig. anterior).
- 3.- La barrera media aquella que la sobreelevación de tormenta cubre.

El caso D.1. se trata como problema del capítulo C.

El Caso D.3 es difícil de tratar, aunque cuando empiece la elevación de nivel a cubrir la barrera se utilice las fórmulas para vertedores; después se pierde significancia.

El otro caso se trata como vertedor si se conocen las dimensiones de la cuenca entre la barrera y la costa.

$$Q = C_1 L H^{3/2} \quad C_1 = 1.843$$

E).- Bahías y Estuarios

Si existe una barra que separe al cuerpo de agua del mar, es necesario calcular como en el inciso pasado si la sobreelevación por tormenta va a cubrirla. También debe considerarse el flujo que aporten los ríos y el tamaño de la cuenca receptora.

El gasto se puede obtener de:

$$Q = C_2 A \sqrt{2g} (h_0 - h_1) \quad (24)$$

y el volumen

$$V = \int Q dt \quad (25)$$

El área A dependerá de h_0 , o sea, la elevación estuaria o bahía y h_1 es la del mar.

El coeficiente C_2 se puede ajustar para cada caso; pero -- como primera aproximación se puede considerar,

$$C_2 = 0.6$$

72

72

Un ejemplo de distribución de la variable que conduce a la Asintota - III del menor valor (Weibull), es la distribución Gamma en su cola inferior.

En cuanto al parámetro n , una hipótesis básica implícita en las deducciones de las tres Asintotas es no constante. Por otra parte, la buena convergencia de las Asintotas con sus correspondientes distribuciones extremales depende de que n tome un valor suficientemente alto (además, naturalmente, de que la cola de la distribución $F(x)$ converja a su vez con suficiente rapidez hacia la forma característica indicada para cada Asintota).

2.1.3.- ESTIMA DE LA FUNCION DE DISTRIBUCION A PARTIR DE UNA MUESTRA EXTREMAL:

El ajuste de una muestra extremal puede servir a dos propósitos distintos: Por un lado, constituye el elemento básico para realizar un contraste directo de la validez del tipo de distribución extremal propuesta. Por otro, una vez decidido el tipo de distribución que va a utilizarse (mediante el contraste anterior o siguiendo otros criterios), proporciona la estima de los parámetros de esta distribución, con la que se realizarán las extrapolaciones. En general (S. Kimball, 1.960) los métodos considerados como más adecuados a estos dos propósitos no coinciden necesariamente.

La estima de la distribución a partir de una muestra extremal tiene dos etapas sucesivas con problemáticas específicas. La primera se refiere a asignar a cada valor muestral una determinada probabilidad, denominada generalmente "frecuencia de representación" ya que se utiliza para representar el valor en los (comúnmente utilizados en el análisis de funciones de distribución) papeles probabilísticos. Los papeles probabilísticos son sistemas coordinados que linealizan las funciones de distribución, permitiendo contrastes gráficos sencillos y rápidos. En el Apéndice I se trata sobre la construcción y uso de los papeles probabilísticos, y se incluyen las funciones de distribución que aparecen a lo largo de este trabajo. En cuanto a la segunda etapa, con



UN METODO PRACTICO DE PREVER OLEAJE EXTREMAL PARA EL CALCULO DE ESTRUCTURAS MARITIMAS(*)

Por ENRIQUE COPEIRO DEL VILLAR
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos

La determinación de la altura de ola de cálculo es básica para el proyecto de todo tipo de estructuras marítimas. Los métodos habituales de diseño en fórmulas empíricas poco adaptables a los estudios económicos que dependen de la vida prevista de la obra. En el artículo se presenta un método para la determinación del régimen extremo de oleaje, a partir de la distribución frecuencial de alturas de ola dominantes en el año medio. Para ello se usa un parámetro que depende exclusivamente de la duración media de los temporales y la frecuencia de perturbación del oleaje en el sector direccional escogido. Finalmente se aplica a la zona NE. del Atlántico y el Mar del español en San Ciprian (Luz), zona de ubicación de una gran planta industrial.

1. Descripción del tema.

Durante los últimos años, ha sido publicada una cantidad considerable de datos de oleaje referentes a todos los océanos. La gran mayoría de ellos consisten en distribuciones frecuenciales de alturas de ola y períodos significativamente estimados visualmente por observadores a bordo de barcos, bien en posiciones estables (barcos meteorológicos), o en ruta (marina de guerra o barcos mercantes voluntarios). Tres buenos ejemplos de compilaciones de datos visuales son las "Sea and Swell Charts" (U.S. Hydrographic Office), "Ocean Wave Statistics" (Hogben and Lamb, National Physics Lab., U.K.) y el excelente trabajo de H. Walden "Die Eigenschaften der Meereswellen in Nordatlantischen Ozean" (Deutscher Wetterdienst Seewetteramt Hamburg). Recientemente están siendo publicados, según un programa de la Organización Meteorológica Mundial, resúmenes anuales de datos de oleaje correspondientes a los barcos

meteorológicos y a determinadas áreas marítimas de particular interés (por ejemplo, "Marine Climatological Summaries" del Atlántico-Norte, publicados por Gran Bretaña, y el Mediterráneo, a cargo de Holanda).

Es harto frecuente que el proyectista de una obra marítima no disponga de más fuentes de datos de oleaje que las mencionadas arriba. Como mucho, en algunos proyectos de gran envergadura se ha podido disponer de un año para medir las características del oleaje in situ con un registrador.

Sin embargo, ni los resúmenes de unos cuantos años de datos de barcos en ruta ni las hipótesis medidas instrumentales durante un año, suministran directamente el régimen extremo de oleaje.

Este régimen es, por otra parte, imprescindible para un diseño adecuado de las obras. La dificultad de su obtención hace que el proyectista acuda, con demasiada frecuencia, a viejas fórmulas empíricas que suministran una "ota de cálculo". La estructura determinista de esas fórmulas las hace inadecuadas a los métodos habituales de cálculo económico, que de-

(*) Se admiten comentarios sobre el presente artículo, que puedan remitirse a la Redacción de esta revista hasta el 30 de septiembre de 1976.

penden en la vida previsible de la obra. El sentido básico de esta "tota de cálculo", que no está vinculada a periodo de retorno alguno, es muy problemático. Por otra parte, resulta desconocida la eficiencia intrínseca de aquellas fórmulas fuera de las áreas específicas en que fueron elaboradas a partir de observaciones.

En este trabajo se propone calcular el régimen extremal de oleaje, para cualquier sector direccional, a partir de la distribución frecuencial de alturas de ola significante en el año medio. Para ello se usa un parámetro que depende exclusivamente de la duración media de los temporales y la frecuencia de presentación del oleaje en el sector direccional escogido.

La duración media de los temporales que sobrepasan una cierta altura de ola sólo puede estimarse directamente a partir del análisis de la curva de estados del mar, tal como es suministrada por observaciones hechas en un punto fijo y con un intervalo de tiempo reducido. Por lo tanto, la información de los barcos en ruta no es de utilidad a este respecto. Si lo es, en cambio, la suministrada por los barcos meteorológicos (tres a una hora de intervalo) o la registradora de oleaje colocados *in situ*.

Conocida la ley de variación de la duración media de temporales con la altura de ola en varios puntos de la costa, algunas de las leyes correspondientes a puntos intermedios pueden hallarse por interpolación. A este respecto, la información que suministra la red de registradores de oleaje existente en la costa española (descrita por P. Suárez Boreas, 1973) podría ir rindiendo ya resultados útiles, aunque el número de años registrado no sea suficiente para confeccionar directamente regímenes extremos fiables. Esta red de registradores no discrimina direcciones y, por tanto, su información sería únicamente aplicable al régimen escalar. Para el uso correcto de las estimas de duración de temporales hechas a partir de un número reducido de años y, por tanto, no muy exactas, es necesario conocer la forma general de la relación duración-altura de ola, punto que se discutirá más adelante. De este modo, se puede ajustar la ley general a los datos usando, por ejemplo, unos ejes coordenados graduados en forma convencional.

Las duraciones de temporales, direccionales o escalares, no siempre son directamente interpolables entre lugares distintos de la costa. Para juzgar la conveniencia de las interpolaciones se

necesario tener conocimiento de las características generales de la generación y desarrollo de los temporales en el mar. Las cartas de densidad de borrascas son un instrumento muy valioso a este respecto; en un apartado posterior se muestran dos de tales cartas correspondientes al Atlántico norte.

Estos criterios de cálculo se han aplicado a una zona del NE. del Atlántico, y utilizado en el diseño de un nuevo puerto que va a construir en San Ciprián (Lugo) Aluminio Española, Sociedad Anónima, y Aluminio Español, Sociedad Anónima.

Las leyes de variación de duración de los temporales en varias direcciones han sido halladas en algunos barcos meteorológicos de esa zona del océano. Se ha comprobado así que las interrelaciones entre direcciones adyacentes, para un mismo lugar, y entre lugares distintos, para un mismo sector direccional o para el régimen escalar, son perfectamente válidas cuando se utiliza un criterio adecuado.

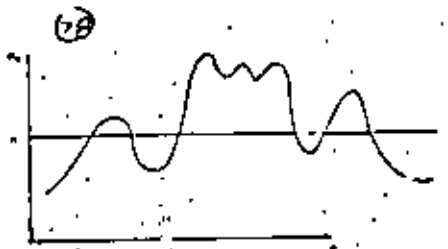
Las duraciones medias de los temporales no han sido halladas directamente, a partir de la curva de estados del mar. Para cada dirección se han calculado las duraciones a partir del régimen extremal y la distribución frecuencial absoluta de H_s (altura de ola significativa), "volviendo del revés" el modelo estadístico. La bondad de los resultados obtenidos constituye, pues, además, una comprobación satisfactoria del modelo mismo.

Un número de barcos meteorológicos mayor que el existente en la actualidad, proporcionaría una red de regímenes de duración de temporales a partir de la cual, por interpolación y extrapolación, podrían obtenerse los parámetros de cálculo necesarios en todos los puntos deseados de la plataforma costera. La red actual de barcos es pobre, aun en zonas privilegiadas como el Atlántico norte, pero aún así ha podido suministrar información utilizable para la costa noroccidental española.

La escasez de información disminuye, obviamente, la exactitud de los resultados obtenidos de la aplicación de estos criterios. Existen otras fuentes de incertidumbre, además, cuyo peso es, a veces, muy difícil de precisar. Por ejemplo, la precisión de las observaciones visuales individuales y el efecto de los criterios generales de clima.

Inclusivamente, a medida que se van estableciendo métodos adecuados de cálculo, han

también siendo puestos a punto sistemas de toma de datos que, en su día, alimentarán aquellos métodos. Sin embargo, mientras esos datos llegan habrá que seguir proyectando obras marítimas. El trabajo que se presenta aquí describe un caso en el que se muestra cómo se puede extraer utilidad práctica para el diseño, de los datos que hoy disponibles "ahora".



2. El modelo estadístico.

El modelo se basa en el cálculo de la distribución del valor máximo que una variable X toma en un cierto intervalo de tiempo.

Sea X una variable aleatoria con una función de distribución:

$$P(X \leq t) = F(t)$$

Si el suceso X se presenta, aleatoriamente, n veces dentro de un intervalo de tiempo, la distribución del máximo valor que toma X en ese intervalo es:

$$\Phi(t) = [F(t)]^n \quad (2.1)$$

Esta es una regla probabilística elemental, según la cual la probabilidad de que un suceso aleatorio se presente todas las veces durante n "pruebas", es n veces la probabilidad de que aquel suceso ocurra en una "prueba" cualquiera.

Al aplicar esta teoría al oleaje aparecen varias dificultades.

La primera es determinar cuál es el "número de pruebas", n , que ocurre en la unidad de tiempo. Esta última debe tomarse igual a un ciclo meteorológico, o sea, un año. El problema está en el hecho de que la función de distribución de H_s no suministra información alguna sobre la duración del "estado del mar" caracterizado por H_s . Es necesario, pues, buscar una conexión entre H_s y duración, problema que quizá fue apreciado por primera vez por J. A. Battjes (1970).

La conexión buscada puede ser facilitada por el hecho de que H_s varía con el tiempo, e lo largo del año, describiendo una curva continua ondulada.

Se pueden definir "temporales" con $H_s \geq H$. Durante cada uno de estos "temporales" la curva de estados del mar permanece por encima de H , como se muestra esquemáticamente en

el dibujo anterior. La duración de esos temporales es variable y susceptible de medida. Se puede hablar de la duración media de los temporales que superan cierta altura de ola, (H_s) . Es obvio que esa duración media aumenta al disminuir H_s .

La situación descrita arriba puede reducirse a un fenómeno con dos sucesos posibles: la presentación de un temporal ($H_s \geq H$), o su no aparición. El número total de veces que el temporal "podría" presentarse en un año, es la duración del año dividida por la duración media del temporal correspondiente. Eso es el "número de pruebas". La probabilidad de presentación de un temporal ($H_s \geq H$) en una "prueba" cualquiera, es precisamente el porcentaje del tiempo total en que se sobrepasa H_s , o sea, $[1 - F(H_s)]$.

La probabilidad de que el temporal ($H_s \geq H$) no se presente en el año es:

$$\Phi(H_s) = [F(H_s)]^n \quad (2.2)$$

donde:

$$n = \frac{3760}{T(H_s)} \quad T(H_s) \text{ en horas} \quad (2.3)$$

$\Phi(H_s)$ es la probabilidad de que H_s sea el máximo estado del mar en el año, es decir, la distribución extremal de H_s .

El periodo de retorno de H_s es:

$$T(H_s) = \frac{1}{1 - [F(H_s)]^n} \quad (2.4)$$

Para valores de $T(H_s)$ iguales o superiores a unos diez años, la expresión anterior puede ser sustituida por el periodo de retorno de las excedencias de H_s :

$$T(H_s) = \frac{1}{n[1 - F(H_s)]} \quad (2.5)$$

El segundo problema es la aleatoriedad de las "pruebas". La teoría que permite formular la ecuación (2.5) requiere que todas las "pruebas" sean estadísticamente independientes, lo que significa que los temporales aparecen aleatoriamente. Esta es una hipótesis dudosa para valores medios y bajos de H_t , pero parece correcta para los valores elevados de H_t , que sólo ocurren muy raramente. Esos valores son precisamente los que interesan a efectos de la descripción estadística de valores extremos. A este respecto, E. Gumbel (1957) comenta que, en distribuciones formadas por valores mutuamente dependientes, la influencia de esa independencia se anula para valores grandes de la variable. El mismo autor presenta una demostración, debida a G. S. Watson (1954), de aquella afirmación, demostración que es válida para la distribución exponencial del mayor valor de una variable limitada.

La hipótesis de aleatoriedad en la presentación de temporales excepcionales puede, por tanto, ser adoptada con confianza.

3. Caracterización de otros modelos mediante el parámetro "n".

El cálculo del régimen extremal de oleaje por medio del parámetro "n", tal como se define en la ecuación (2.5), es aplicable a otros modelos estadísticos sugeridos previamente.

K. G. Nott (1973), en un estudio comparativo exhaustivo, analiza cinco modelos que predicen el período de retorno de alturas de ola individuales. Después de hacer correcciones en algunos de ellos, este autor encuentra que todos dan resultados muy similares. La aplicación de los modelos a alturas de ola significativas es inmediata. Sin embargo, el tipo de datos que deben ser introducidos en los modelos corregidos les restan considerablemente aplicabilidad práctica.

Los llamados por Nott "modelos de temporal" se adaptan particularmente bien a ser caracterizados mediante el parámetro n. Estos modelos consideran las alturas de ola agrupadas en "temporales", como se ha hecho en la sección 2. Los modelos tienen básicamente la misma estructura. Un modelo de este tipo puede ser descrito como sigue:

Supongamos que el año medio contiene λ temporales que sobrepasan un cierto límite in-

ferior, H_t . La función de distribución que utiliza en el modelo, $S(H_t, \lambda)$, es la probabilidad de presentación de una altura de ola al menos mayor que H_t , en el temporal medio. período de retorno es definido como el intervalo medio de tiempo entre temporales que superan H_t :

$$T(H_t) = \frac{1}{\lambda - S(H_t)}$$

Se demuestra fácilmente que el período de retorno de H_t , no cambia, cualquiera que sea el límite inferior H_t escogido, siempre que $H_t \leq H_{t+1}$. Por tanto, podemos escoger $H_t = 0$ con lo cual todos los temporales inferiores a H_t quedan excluidos de la estadística.

Según esto, $S(H_t) = 1$ y $\lambda =$ número de temporales superiores a H_t , en el año medio.

$$F(H_t) = \frac{1}{\lambda}$$

λ puede ser hallado a partir de la duración media de los temporales.

$$\lambda = \frac{6740 \cdot (1 - F(H_t))}{T(H_t)} = n \cdot (1 - F(H_t))$$

Por lo tanto:

$$T(H_t) = \frac{1}{n \cdot (1 - F(H_t))}$$

Que coincide con la ecuación (2.5).

4. Estimación de n.

La duración media de temporales excepcionales no puede ser caracterizada adecuadamente promediando los valores de sus duraciones según fueron registradas, debido precisamente a la rareza de su presentación. Sin embargo, si se pudiera establecer la ley de variación de $T(H_t)$ con H_t , a partir de los temporales más abundantes en los registros, se podría extrapolar esa ley a valores superiores de H_t .

La estima de la duración media de temporales puede abordarse de dos formas:

4.1. Estima directa.

Se ha indicado ya cómo puede estimarse H_t , a partir de la curva de estados del mar.

Las observaciones visuales suministradas por barcos en ruta dentro de una cierta área, no pueden ser utilizadas con esta propósito, ya que su situación e intervalo varían aleatoriamente y no se facilitan con los datos de oleaje publicados.

Si se realizan mediciones instrumentales *in situ*, el tiempo disponible es necesariamente corto y las duraciones medidas estimadas constituyen sólo (especialmente si se pretende discriminar direcciones) una aproximación prosera.

La utilidad de los valores obtenidos así, aumenta considerablemente si se conoce de antemano la forma de la relación de $T(H_t)$ con H_t . Para caracterizar esa relación, se ha utilizado información de los barcos meteorológicos aplicando el método de estima indirecta como se expone a continuación.

4.2. Estima indirecta.

Si se dispone de una muestra extremal de H_t , suficientemente amplia, en un punto dado, la función de distribución extremal $\Phi(H_t)$ puede ser estimada a partir de aquella y la ecuación (2.2) permite calcular n con la expresión:

$$n = \frac{\log \Phi(H_t)}{\log F(H_t)} \quad (4.1)$$

La aplicación de esta ecuación a varios sectores direccionales, en los barcos meteorológicos del Atlántico NE, proporciona una relación aproximadamente exponencial entre n y H_t , para valores altos de H_t , como se mostrará en un apartado posterior.

5. Curvas de diseño.

El uso de la función de distribución extremal, $\Phi(H_t)$, para el diseño de obras marítimas, no consiste en calcular directamente con la altura de ola correspondiente a un período de retorno igual a la vida prevista de la obra. La función que debe usarse en el diseño es la que da la probabilidad de que una cierta altura de ola H_t no sea superada en la vida de la obra, N.

Esa función es:

$$\Phi_n(H_t) = [F(H_t)]^n \quad (5.1)$$

La función $\Phi_n(H_t)$ puede introducirse en los cálculos económicos usados habitualmente para determinar la altura de ola óptima. Se puede demostrar fácilmente que el uso de $\Phi_n(H_t)$ es equivalente a la aplicación del criterio de riesgo, tal como ha sido definido, por ejemplo, por A. Court (1953), a la distribución extremal $\Phi(H_t)$.

Dada una vida previsible de la obra N, y un riesgo admitido P de que la altura de ola significativa de cálculo H_t sea sobrepasada durante aquella vida, el período de retorno correspondiente a H_t es:

$$T(H_t) = \frac{N}{-n(1-P)} \quad (5.2)$$

Para valores altos de N y bajos de P, como es habitual, la expresión anterior converge en:

$$T(H_t) = \frac{N}{n} \quad (5.3)$$

Por otra parte, utilizando la ecuación (2.5) para el período de retorno de la distribución extremal $\Phi(H_t)$ (válida, como se admitió, para valores de N superiores a unos diez años):

$$T(H_t) = \frac{1}{n(1-F(H_t))} \quad (5.4)$$

Igualando las dos expresiones anteriores, se obtiene:

$$F(H_t) = 1 - \frac{N}{nT} \quad (5.5)$$

Por otra parte, cuando se utiliza la función $\Phi_n(H_t)$, la probabilidad correspondiente a H_t , R, es:

$$R = 1 - [F(H_t)]^n \quad (5.6)$$

Esta expresión puede sustituirse de modo análogo y con la misma condición que se usó al reemplazar (2.4) por (2.5):

$$R = n(1-F(H_t)) \quad (5.7)$$

De donde:

$$F(H_c) = 1 - \frac{R}{nN}$$

que es la misma expresión (5.5).

6. Aplicación del método a la costa NW española.

6.1. Datos disponibles y criterio de cálculo.

Las únicas fuentes de datos de oleaje referentes a la costa NW española que han podido encontrarse, son resúmenes de observaciones visuales realizadas en barcos en ruta. De entre ellos, tiene especial interés la publicación de la Organización Meteorológica Mundial "Marine Climatological Summaries for the Eastern North Atlantic" (Met. Inst., U.K.). En ella se presentan datos referentes a determinadas áreas reducidas de especial interés. Una de estas áreas, denominada número 4, está situada próxima a la costa N gallega (fig. 29), y proporciona la serie de datos más completa y específica que puede obtenerse, hasta el momento, de la zona relativa al proyecto de San Ciprián.

Los datos de la O.M.M. sirven para confeccionar regímenes de altura de ola significativa en cualquier sector direccional escogido. Sin embargo, las duraciones medias de los temporales no pueden ser obtenidas de esta información por razones expuestas anteriormente. La obtención directa del régimen extremal, a partir de observaciones, no ha sido empleada por dos motivos: Primero, el número de años publicados es excesivamente corto. Segundo, las alturas de ola mayores no quedarían adecuadamente representadas, debido a la costumbre de los barcos de desviar su ruta para evitar el encuentro con el núcleo de los temporales. La importancia de este último punto ha sido subrayada por N. Hogben (1974).

La solución adoptada fue el calcular las duraciones de temporales correspondientes a algunos puntos del Atlántico NE, donde están situados permanentemente los barcos meteorológicos I, J, K (ordenados de N a S). El barco K está a la misma altura que el área 4 y unos 7° desplazado hacia el W. Los resultados obtenidos han servido para estimar el tipo de relación entre H_c y $t(H_c)$, y para ver la medida de la

variación de las duraciones entre los lugares correspondientes a los tres barcos. De ello han extraído conclusiones en cuanto a las relaciones que deben aplicarse al área 4. Con estas duraciones y los regímenes de H_c , se ha calculado las curvas de diseño $\Phi_c(H_c)$.

Las distribuciones $F(H_c)$ han sido calculadas, para cuatro sectores direccionales, del resumen de diez años publicado por H. Walden (1964).

Los datos de H. Walden constituyen "la distribución del sistema de oleaje dominante en cada instante". Esto quiere decir que, para una determinada observación de un barco, se refiere a una referencia entre dos o más trenes de ola presentes simultáneamente en varias direcciones. Así se tiene en cuenta el tren con mayor H_c . Este tratamiento de los datos permite dividir el tiempo total del año en cuatro partes, cada una correspondiendo a un sector direccional. Por tanto, estas distribuciones direccionales de H_c representan la verdadera probabilidad de ocurrencia de los valores inferiores de H_c (especialmente en las direcciones con menor energía de oleaje). En cambio, el rango superior de valores de H_c está descrito adecuadamente, pero sus probabilidades no van referidas al tiempo total del año. Esta disposición del conjunto de datos es favorable a la aplicación del método extremal propuesto, como se verá más adelante. Los datos de los "Marine Climatological Summaries" son del mismo tipo.

En las figuras 1, 2, 3, 4 y 5 se muestran los regímenes direccionales y escalares correspondientes al barco K, ajustados por una distribución de Weibull. Esta distribución es, según ha demostrado J. A. Battjes (1970) con sólidos datos instrumentales, la más indicada para caracterizar los regímenes de altura de ola en cualquier lugar del Atlántico NE al menos. Dado que actualizarse que los regímenes trabajados por Battjes eran escalares y se desconoce, por tanto, si algunos regímenes direccionales pueden presentar desviaciones peculiares. De hecho, bien todos los regímenes escalares utilizados en este trabajo se ajustan con una distribución sorprendente a la distribución de Weibull. En algunos regímenes direccionales el punto de los puntos más altos parecen desviarse de la tendencia general. Es cuestionable si esto es una peculiaridad real del oleaje para esa área o si es una desviación accidental debido a la baja caracterización estadística de los

puntos, que han sido calculados con un número pequeño de datos.

En las figuras se señala con "Cambio de Código" a los puntos correspondientes a $H = 4.75$ m y $H = 9.5$ m. Esos puntos deben desecharse de la estadística (véase pág. 1297), pues se ha demostrado que, al utilizarse un código diferente cuando H , supera esos valores, el observador sufre una influencia subjetiva que se traduce en una distorsión apreciable de la frecuencia atribuida a esos valores.

Los regímenes extremales de H , han sido obtenidos a partir de los datos publicados en *Taglicher Wetterbericht* (Met. Inst., Alemania Occidental). Estas publicaciones suministran la información de oleaje de los barcos meteorológicos con intervalos de tres horas. Para la confección de los regímenes, se han examinado los partes correspondientes a diecinueve años. Ocasionalmente aparecen errores de codificación en los partes, por lo cual se realizó un contraste de aquella información con la publicada en *The Daily Weather Report* (Met. Inst., Gran Bretaña), que tiene seis horas de intervalo. Las cartas meteorológicas que figuran en los partes fueron también consultadas en los casos dudosos.

En las figuras 6, 7, 8, 9 y 10 se muestran los diecinueve máximos valores de H , registrados en el barco K, para las cuatro direcciones y su conjunto. La probabilidad de representación escogida es la recomendada por E. Gumbel (1975).

6.2. *Estima de las duraciones de temporales en los barcos meteorológicos.*

Utilizando la ecuación (4.1), se han calculado las duraciones de temporales para los cuatro sectores, W., N., E., S., y su conjunto, en el barco K. Para comparar las duraciones de temporales en las distintas direcciones, n debe ser dividido por la frecuencia de presentación, f , de la altura de ola dominante en cada dirección, ya que:

$$i(D_i) = \frac{8760 - f}{n}$$

En la figura 11 se han representado las curvas H ,-duración (esta última representada por: $\frac{n}{f} = \frac{8760}{f(H_i)}$).

La duración de los temporales aumenta, en el barco K, según el orden S., E., N., W. El régimen escalar ocupa una posición intermedia. Para caracterizar las distribuciones extremales se han utilizado las curvas que mejor ajustan el conjunto de datos, trazadas a sentimiento. El grado de precisión de las observaciones visuales no aconseja procedimientos más refinados.

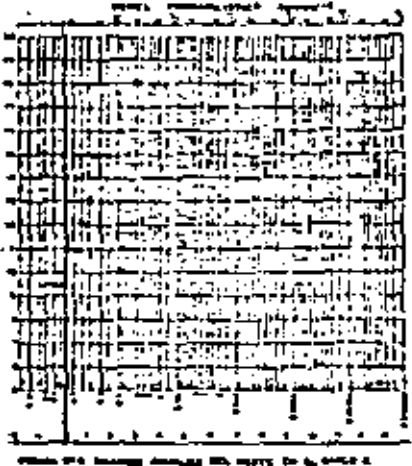
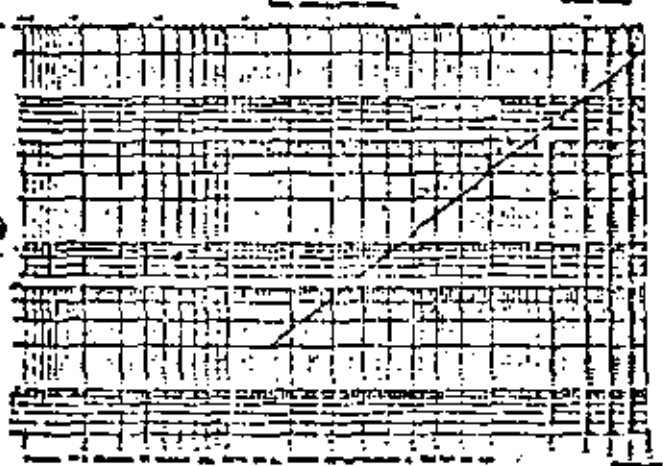
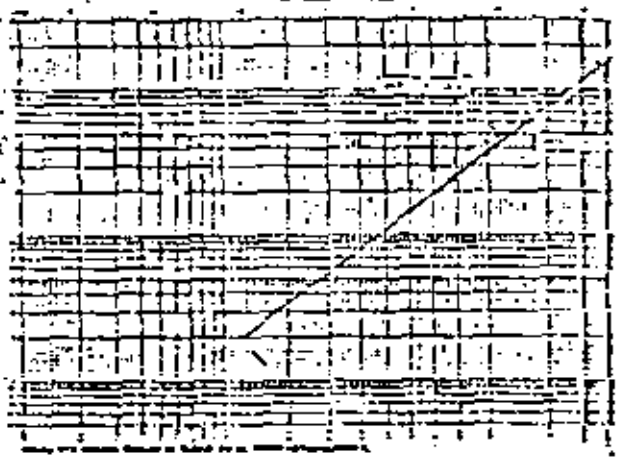
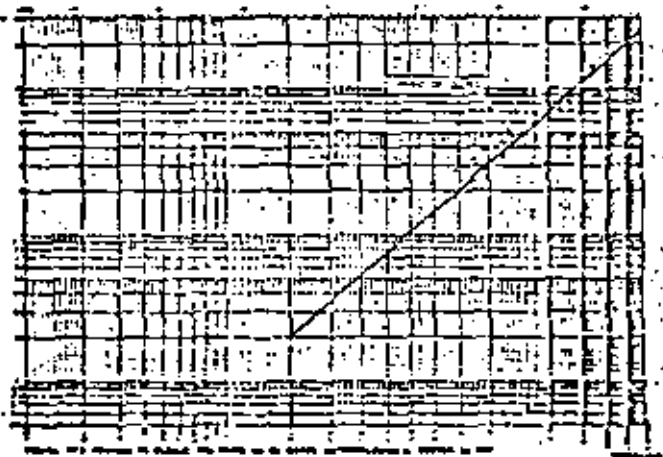
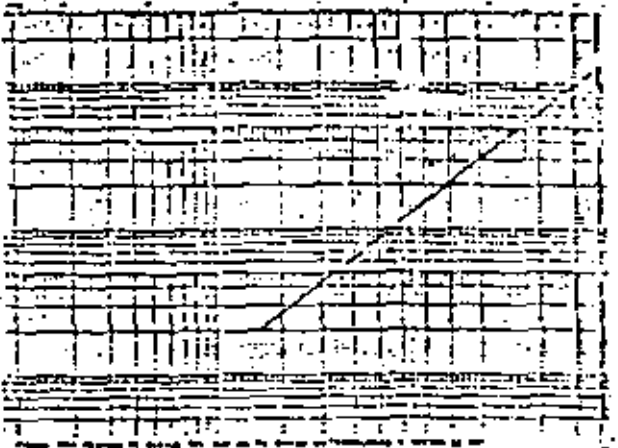
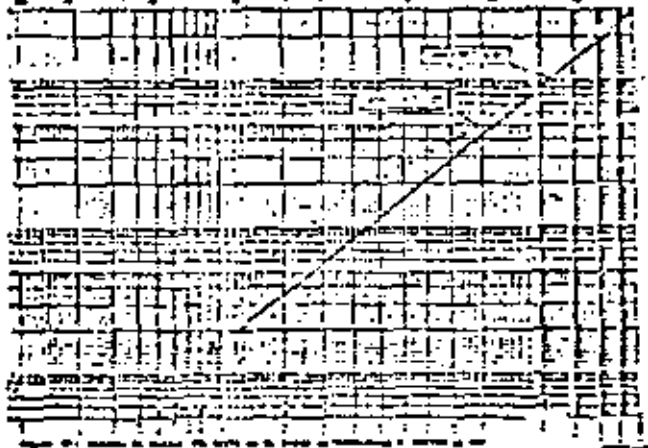
Para efectuar una comprobación de la conveniencia de utilizar interpolaciones cuando se quiere caracterizar direcciones intermedias, se ha utilizado un sector de 45° centrado en el NE. El interés de ese sector direccional estriba en su papel fundamental dentro del proyecto de San Ciprián. Debido a la peculiar configuración de los fondos en torno a la ensenada de San Ciprián, el oleaje de esta dirección experimenta una concentración que incrementa notablemente su altura en la zona de los futuros diques de abrigo.

En las figuras 12 y 13 se muestran las distribuciones absoluta y extremal de H , para el NE. (45°) en el barco K. La curva de duraciones correspondiente se ha señalado a trazos en la figura 11. El resultado es muy satisfactorio, teniendo en cuenta el orden de exactitud de los datos.

Un segundo grupo de cálculos se refiere a la variación de los regímenes de duración con el cambio de lugar en el océano. Las figuras 14 y 19 muestran las distribuciones de H , para las direcciones W. y E., y para el régimen escalar, en los barcos I y J. En las figuras 20 a 25 aparecen los correspondientes datos extremales. En las figuras 26, 27 y 28 se comparan las duraciones del régimen escalar y de las direcciones W. y E. en los barcos I, J, K.

Según puede apreciarse, para el régimen escalar y la dirección W. las duraciones aumentan en el sentido I, J, K, lo que no ocurre en el oleaje del E.

La elección de este conjunto de direcciones obedece a su importancia en San Ciprián. Los resultados obtenidos dan ocasión a apreciar cómo el orden de variación de las duraciones, tanto en las distintas direcciones en el barco K como en una misma dirección para los tres barcos, I, J, K, es coherente con el régimen característico del desarrollo de los temporales en el Atlántico Norte.



*

(8)

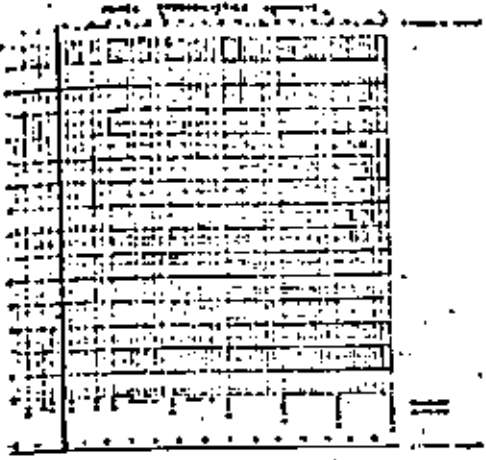


FIGURE 107

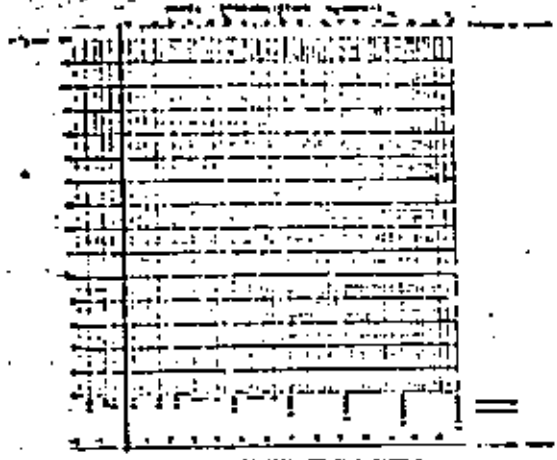


FIGURE 108

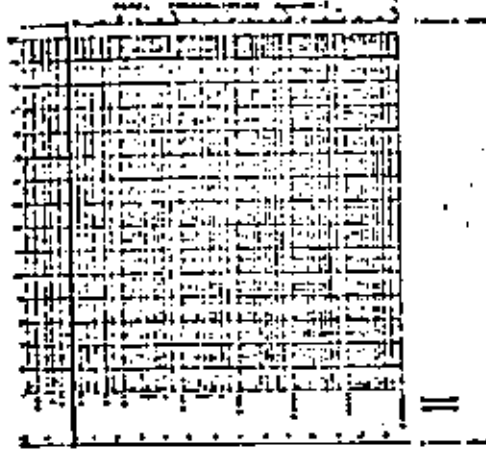


FIGURE 109

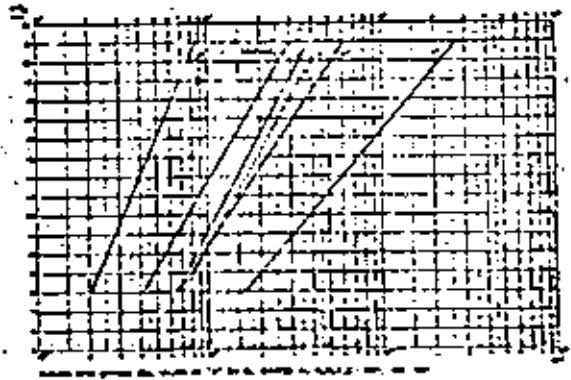


FIGURE 110

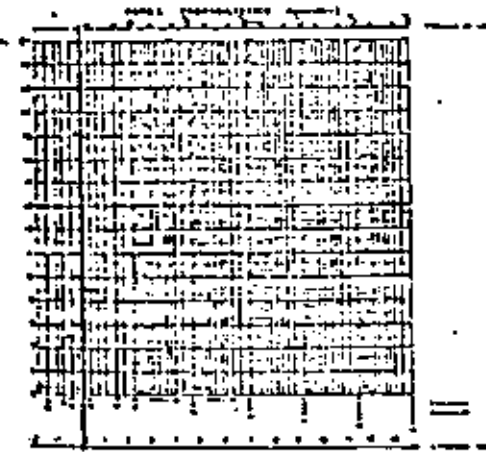


FIGURE 111

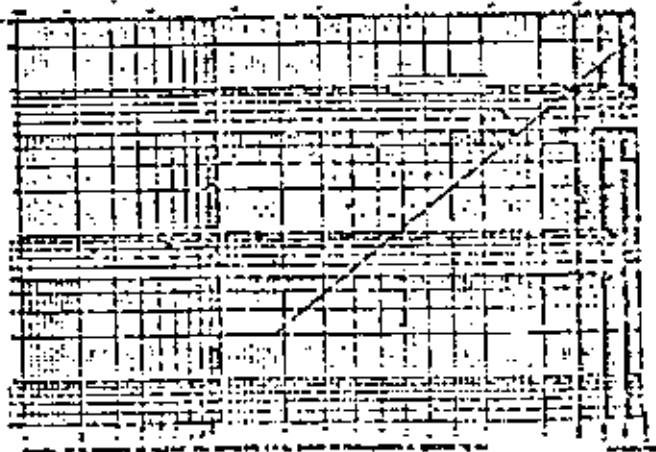
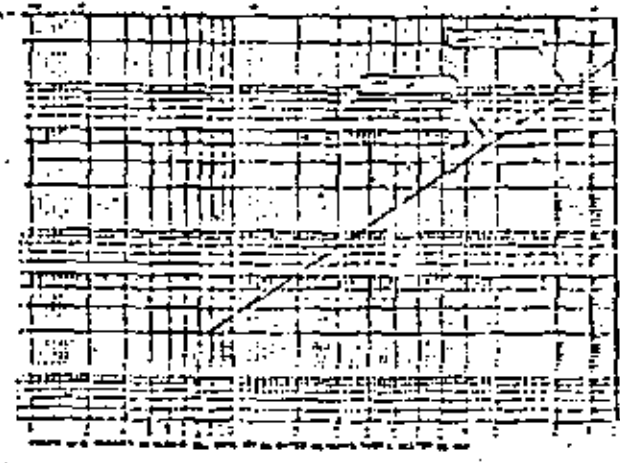
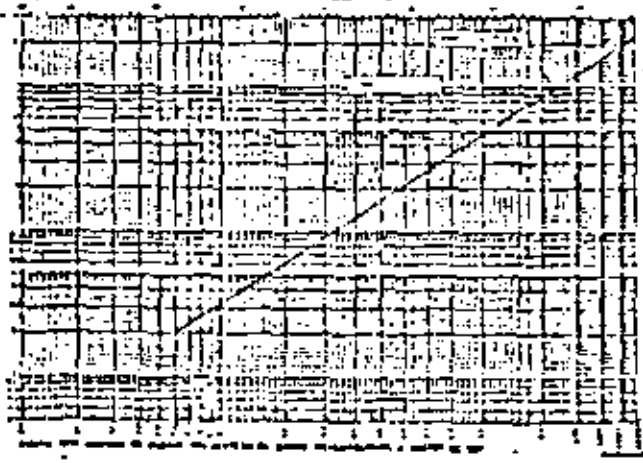
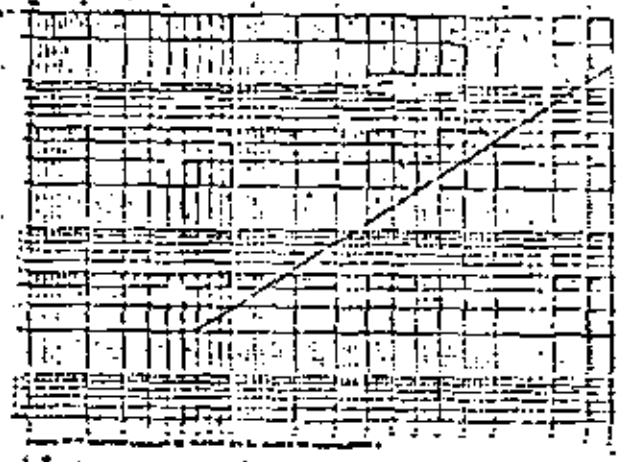
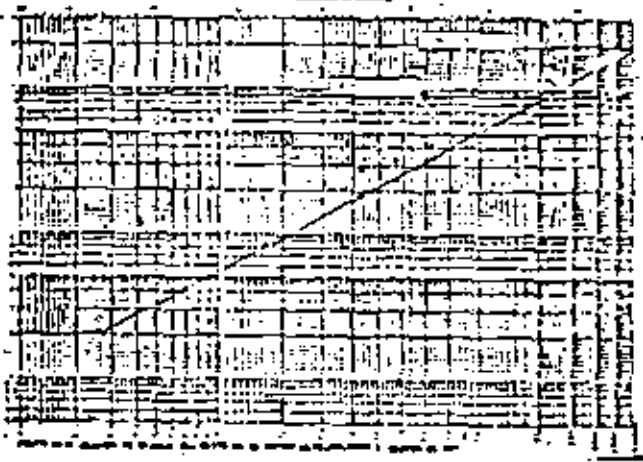
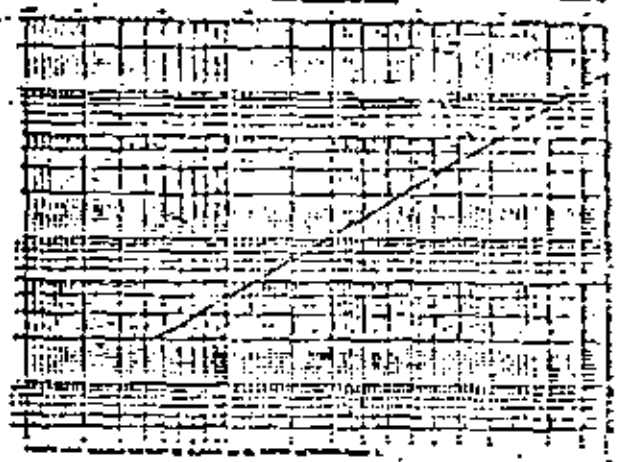
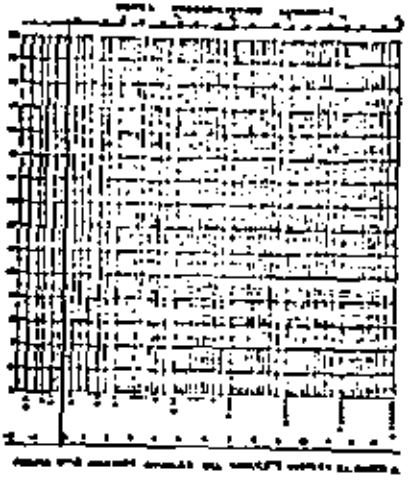
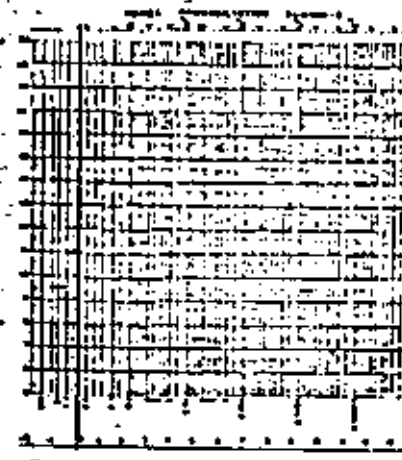
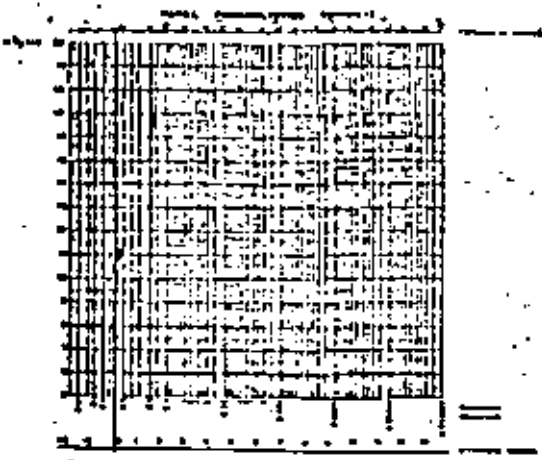
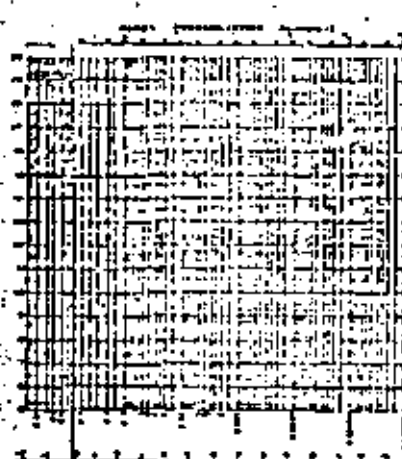
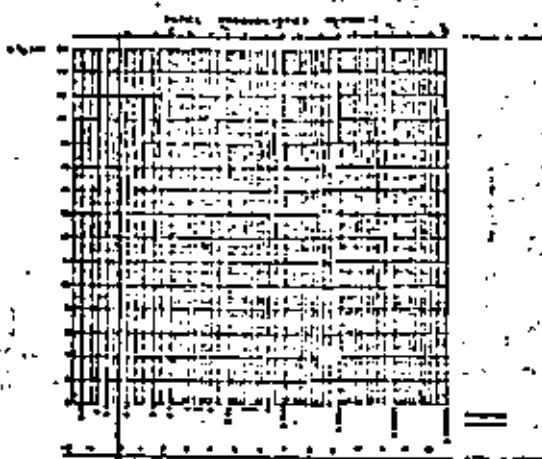
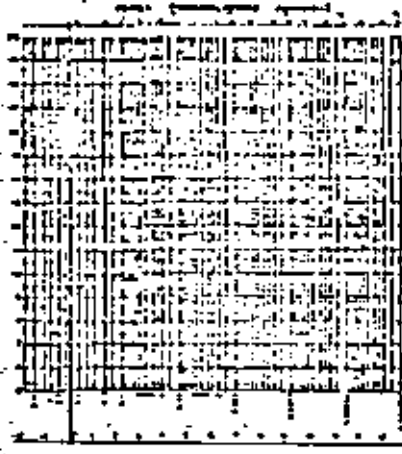
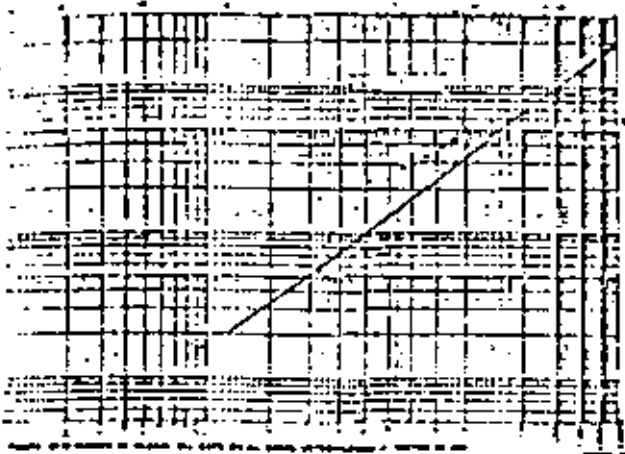
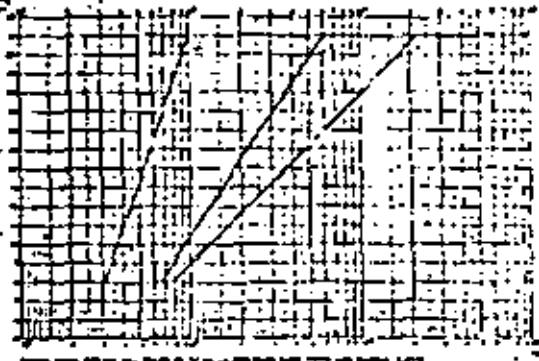
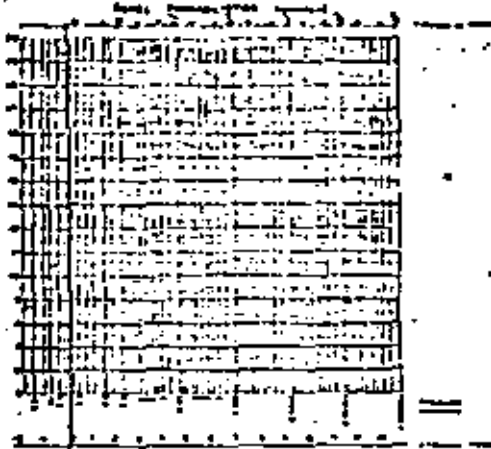


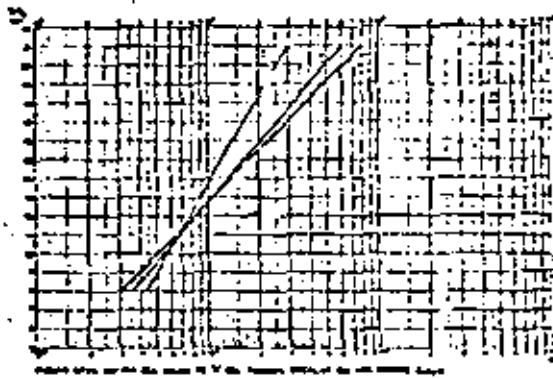
FIGURE 112



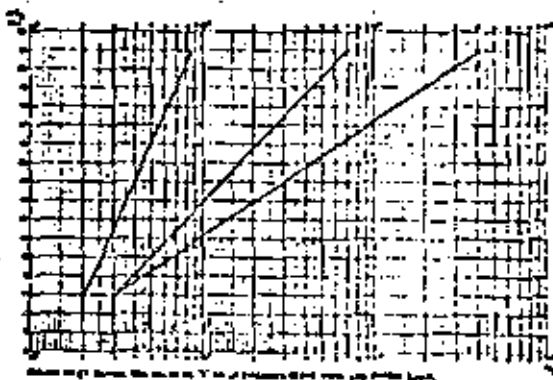




Las cartas de densidad de borrascas son un instrumento de gran utilidad a ese respecto. En las figuras 29 y 30 se han dibujado dos cartas, correspondientes al Atlántico Norte. En ellas se ha representado el número de centros de borrascas que han aparecido, durante cuarenta años, en los cuadrados de una red de 5°. Los datos han sido tomados de L. W. Pollak (1951). La segunda carta muestra las depresiones más intensas, por debajo de 990 mb. A partir de esos datos se han trazado isolinias de centros de borrascas, mostrando áreas de concentración de esos centros y, por tanto, indicando la magnitud relativa de frecuencia e intensidad de vientos en todas direcciones. El uso de cartas de densidad de borrascas fue sugerido por R. Silvester (1956), con el fin de determinar la dirección predominante de transporte de arena en las costas.



Los centros principales de concentración de borrascas están, como puede verse, junto a Islandia, Groenlandia y la costa W. canadiense. Las isolinias decrecen, en general, hacia el S y algo también hacia el E.



Las duraciones de los temporales están ligadas directamente a la longitud de fetch ocupado por el viento, y la persistencia de este último. Cuando las borrascas se mueven siguiendo ciertas trayectorias sobre los océanos, la duración de los temporales es superior hacia el final de esos caminos. La disposición de las isolinias sugiere ya las características generales de estas trayectorias. En el Atlántico Norte los centros de baja presión se dirigen de W. a E., a veces con componente Sur; desde las áreas de concentración, donde se forman generalmente, hacia el continente europeo. La figura 30 es especialmente clara al respecto.

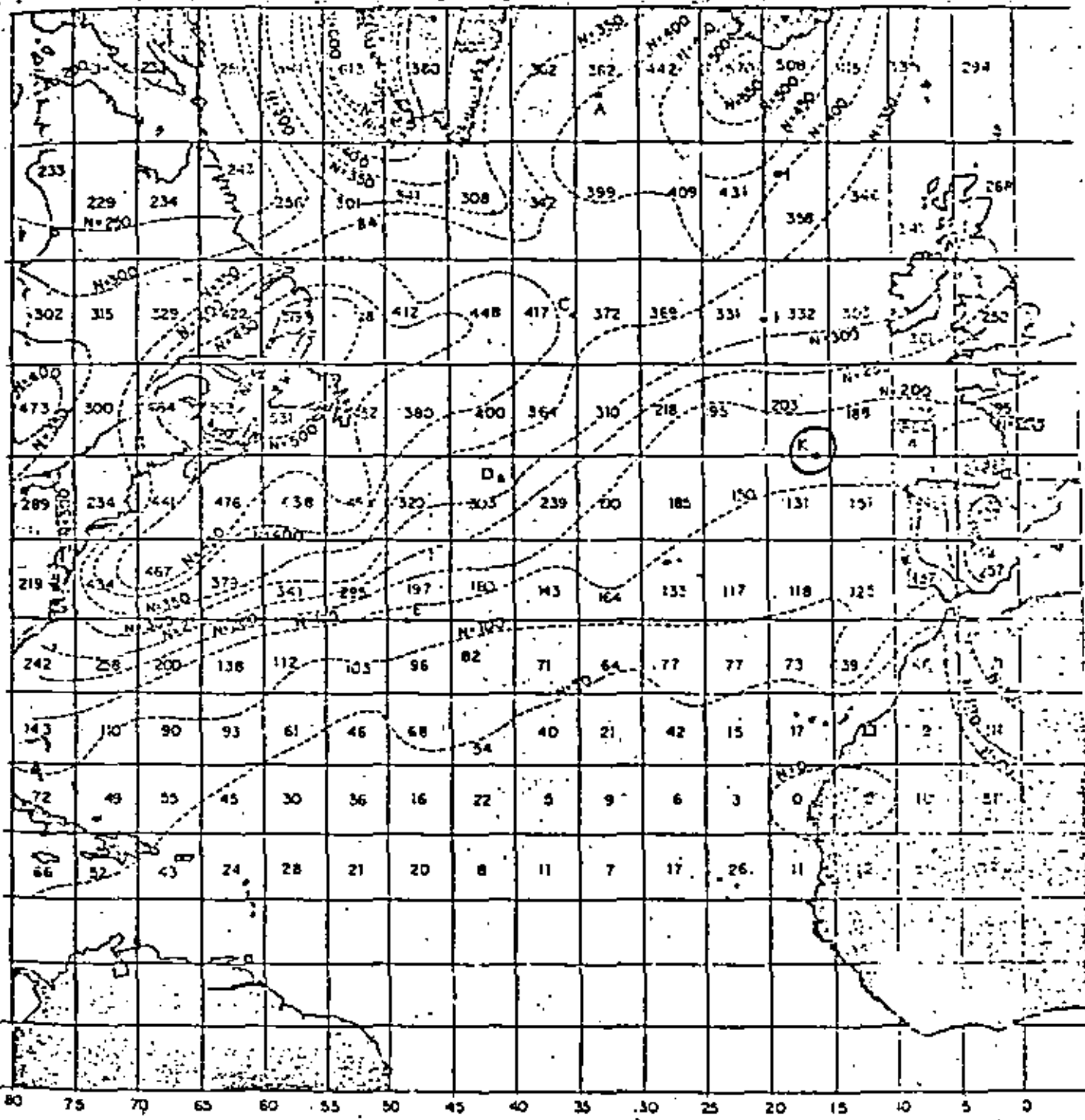


Fig. 29. — *N*, número total de centros de borrascas. Bercos meteorológicos: A, B, C, D, E, I, J, K, M. Número de centros de b. cas, 1899-1938. (Datos tomados de L. W. Pollak, 1951.)

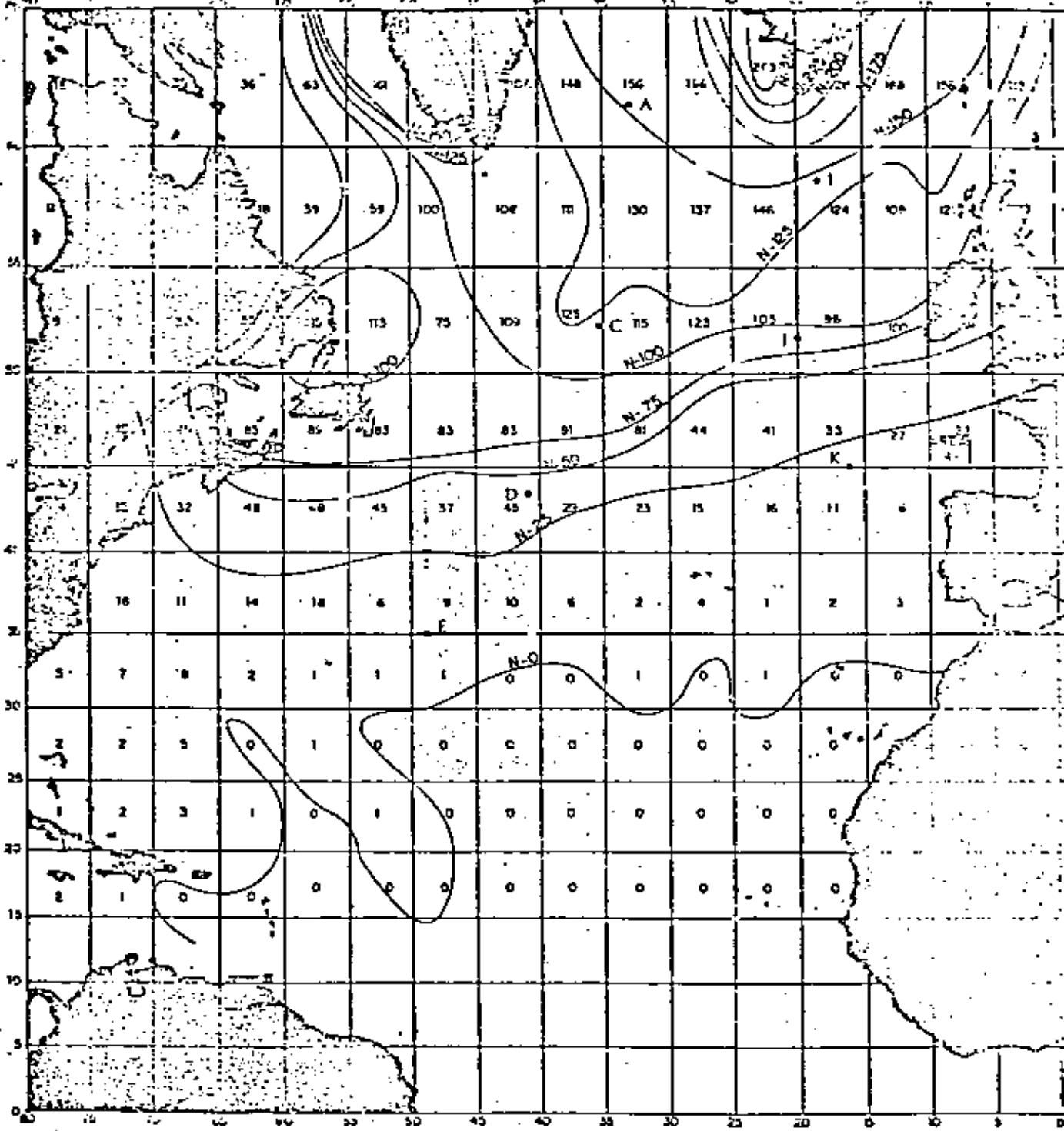


Fig. 30. — Número de centros de borrascas con presión en el centro inferior a 990 mb.

De estas consideraciones se desprende que la duración de los mayores temporales (régimen escaler) que afectan a los barcos J, K, están precisamente en esta secuencia creciente, obedeciendo al comportamiento general de los centros de baja presión. Esto se ve confirmado en los resultados de la figura 26. Los temporales del W. participan, obviamente, de las mismas características aún más acentuadas, como aparece en la figura 27 consecuentemente.

El comportamiento de los temporales del E. tiene explicación observando que, en la figura 29, aparece un área de concentración de borrascas sobre España. Esto hace incrementar la frecuencia de vientos de componente E. en el barco K (15,0 por 100) por encima de lo correspondiente al barco J (9,8 por 100) y casi tan alta como en I (16,5 por 100).

Se da mayor intensidad de vientos fuertes en J que en K y en I que en J, como se deduce de la figura 30 y se refleja en regímenes extremos más elevados en el orden K, J, I. Sin embargo, en la figura 28 las duraciones están en orden I, K, J. La mayor persistencia del viento del E. en K, junto con un fecho más largo conlleva mayores duraciones a los temporales así que en J, a igual altura de mar significante. Esta secuencia no podía preverse claramente de antemano, con sólo la información de las figuras 29 y 31, pero ésta sí indica que podían esperarse anomalías respecto al orden de los regímenes escalares del W. Siguiendo estos razonamientos, la secuencia de duraciones para las distintas direcciones, en el barco K, queda explicada inmediatamente a la vista de las curvas.

6.3. La ley de variación de $\Phi(H_i)$.

Se ha visto en las figuras anteriores que los valores de $\frac{H_i}{B}$, representados en un papel semilogarítmico contra la altura de ola, describen líneas rectas. Esto supone una relación exponencial entre ambas variables.

En realidad, las rectas han sido trazadas sustituyendo, con una gran aproximación, líneas que presentan una ligera curvatura. La razón de que la relación entre n y H_i , sea muy aproximadamente exponencial para valores altos de H_i , (el factor constante f no altera la forma de la relación), está en dos peculiaridades de las distribuciones $F(H_i)$ y $\Phi(H_i)$. Una de ellas es que

los regímenes escalares en I y trazados a través de la nube de datos, en papel doble exponencial, se aproxima notablemente a la línea recta en todos los casos; en muchos de ellos, como puede apreciarse claramente, la línea recta da un ajuste totalmente satisfactorio.

La distribución doble exponencial (o asíntota f) es:

$$W_i) = e^{-a} - \frac{a}{b} e^{-bx} \quad (6.1.1) \quad a, b, \text{ parámetros de la distribución.}$$

Por otro lado, se han caracterizado las distribuciones de H_i , mediante la ley de Weibull, que tiene la forma:

$$F(W_i) = 1 - e^{-\frac{W_i - a}{b}^c} \quad (6.2.2) \quad A, B, C, \text{ parámetros de la distribución.}$$

Ambas expresiones son relacionadas mediante la fórmula (2.1):

$$\Phi(W_i) = F(W_i)$$

Para valores elevados de H_i , $F(H_i)$ se aproxima a la unidad y la expresión anterior converge en:

$$\Phi(H_i) = e^{-a} (1 - F(H_i)) \quad (6.3.1)$$

Sustituyendo las distribuciones $F(H_i)$ y $\Phi(H_i)$:

$$\ln \Phi(H_i) = \frac{W_i - a}{b} - \frac{H_i - a}{b} \quad (6.3.2)$$

Ahora bien, en todas las distribuciones de Weibull ajustadas, el parámetro C resulta ser muy cercano a la unidad. Aparece la siguiente relación aproximada:

$$\ln \Phi(H_i) = \frac{a - B}{B} H_i + \frac{B - a}{B} \quad (6.3.3)$$

El utilizar esta aproximación está perfectamente justificada dentro del orden de precisión en que los datos disponibles nos permiten trabajar. Por un lado, el ajuste de las distribuciones de Weibull se hace "a sentimiento", por lo cual el valor exacto de sus parámetros es discutible, siendo solamente constante la aproxima-

ción de G a la unidad en todos los casos. Por otro, la precisión que puede esperarse de las observaciones extremas visuales no justifica el usar un método matemático de ajuste de la nube de puntos para caracterizar $\Phi(H_i)$.

En el apartado siguiente se discute la influencia en los resultados de utilizar una expresión aproximada para n .

De la relación aproximadamente exponencial hallada se deriva una interpretación interesante: la rápida disminución de la duración de los temporales al aumentar H_i , implica la existencia de un cierto límite físico al crecimiento de la altura de ola significante.

6.4. Sensibilidad de las predicciones extremas a los cambios del parámetro n .

El periodo de retorno de H_i , viene dado por la expresión (2.5) siempre que valga más de unos diez años, introduciendo en ella la distribución de Weibull (6.3.2) obtenemos:

$$T(H_i) = \frac{W_i - a}{b}$$

Recordando que C es muy cercano a la unidad, se puede escribir:

$$H_i \approx a + B \ln(n - T(H_i))$$

Utilizando dos valores diferentes de n (n_1, n_2) se obtienen, para un mismo periodo de retorno T , dos valores de H_i , (H_1, H_2):

$$H_1 \approx a + B \ln(n_1 - T)$$

$$H_2 \approx a + B \ln(n_2 - T)$$

Restando:

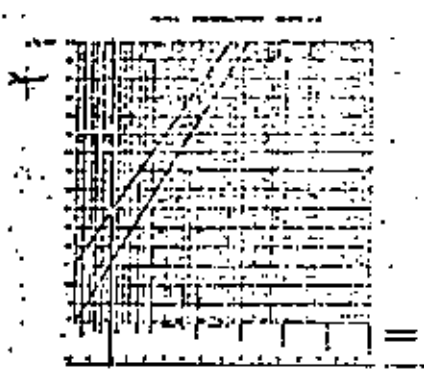
$$H_1 - H_2 \approx B \ln \frac{n_1}{n_2}$$

El error en el valor de H_i , que se predice cuando, en la ecuación (2.1), se usa 1,55 veces n en lugar de n es, para el mismo periodo de retorno, igual a $\frac{B}{2}$. Si se toma tres veces n , el error es casi igual a B . B es el valor de H_i , con probabilidad 0,53. Los valores de B en los regímenes $F(H_i)$ obtenidos para el barco K son 1,55 m, 1,25 m, 1,70 m, 1,15 m y 1,24 m para los regímenes escaler, E., W., N. y S., respectivamente.

Se concluye que la sensibilidad de las predicciones a cambios pequeños en n es f baja. Esta conclusión es de importancia positiva en la aplicabilidad del método, tanto autorizar el uso de expresiones aproximadas para n como para utilizar interpolaciones o interpolaciones de n entre distintos puntos o secciones.

6.5. Cálculo de las curvas de diseño.

Las curvas de diseño para agua profunda en San Ciprián han sido calculadas a partir de las distribuciones de H_i , pertenecientes al área (figura 29), mediante la ecuación (5.1). Las duraciones de temporales han sido estimadas a partir de las halladas para el barco K. En la figura 31 se muestran las curvas correspondientes al régimen escaler y al sector NE. (45°).



Las duraciones correspondientes al régimen escaler han sido tomadas ligeramente mayores que en el barco K, y para el NE, algo inferiores en consecuencia, con la posición relativa de ambos lugares.

6.6. Limitaciones del método.

Es conveniente pasar revista brevemente las limitaciones propias de la aplicación de sistemas de cálculo expuestos al conmutar datos utilizados. Las fuentes de incertidumbre están basadas

mente en la calidad y cantidad de los datos con que se trabaja.

El número de observaciones con que se correlacionan las distribuciones extremas es un primer factor a tener en cuenta, cuando se obtienen las duraciones de temporales por el método indirecto utilizado aquí. Cuando el número de observaciones cambia, existe una variación sistemática de la pendiente de la recta ajustada. Números progresivamente mayores producen pendientes en disminución, lo que implica predicciones más conservadoras a mayor escasez de datos. Esto no deja de ser tranquilizador, pero da valor al esfuerzo empleado en la obtención de una mayor cantidad de datos. W. Potter (1949) verificó este hecho utilizando una enorme cantidad de registros de lluvias en U.S.A. A partir de un cierto número, la variación de la pendiente se hace despreciable.

El número de años utilizado en este trabajo, diecinueve, es bueno dentro de los estándares usuales (ver, por ejemplo, H. Thom (1970), o P. Suárez Vorez (1973)). Sin embargo, debe ser mejorado a medida que haya mayor número de datos disponibles.

El segundo punto a observar se refiere al uso de la distribución de Weibull. Al contrario de lo que afirmaba recientemente B. Pedersen (1971), las extrapolaciones producidas por la ley de Weibull son altamente sensibles a la variación del parámetro A, ajustado a sentimiento. Por esta razón, es sumamente importante el establecer un criterio que homogenice la calidad de los ajustes. El criterio adoptado en este trabajo ha sido ajustar el rango de H, medias y bajas (con un límite inferior de 1 m, aproximadamente), y dar menos peso a las más escasas observaciones de los valores altos de H.

La bondad de este procedimiento, como se comentó en la sección 6.1, está bien comprobada para regímenes escalares (en el E. del Atlántico Norte al menos). Sin embargo, no se ha hecho hasta el momento una comprobación sistemática semejante, con datos instrumentales, para las distribuciones direccionales. La calidad de los resultados dependerá de la adecuación de aquella hipótesis a esos regímenes direccionales. Podemos argumentar que, de momento, no disponemos de una hipótesis mejor.

La calidad de las observaciones visuales de altura de ola significantes constituye otro tema de discusión. El tema ha sido abordado en varias publicaciones. N. Hogben (1969), que ha

trabajado intensamente en la verificación de la fiabilidad de los estimas visuales de H_s, llega a conclusiones francamente optimistas al respecto, cuando los observadores han sido convenientemente entrenados. Partiendo de la hipótesis de una homogeneidad de resultados cuando se promedian un gran número de observaciones visuales, N. Nordström (1952) ha buscado una correlación sistemática entre la H_s estimada visualmente y la H_s real. El resultado obtenido por él se autor es la relación:

$$H_{1,0} = 1.44 H_{1,1}$$

Esta relación no ha sido confirmada por la comprobación que hemos hecho en los barcos I y J. Los datos instrumentales publicados por L. Draper and M. Whitaker (1955) y por L. Draper and E. Squire (1957) han sido representados, junto con la serie de datos visuales compilada por M. Warden (1964), en la figura 32. La relación resultante resulta ser:

$$H_{1,0} = 1.02 H_{1,1}$$

Esta ecuación debe preferirse para su uso en el barco K, por razones de similitud (es también un barco meteorológico y usa sistemas idénticos) y proximidad geográfica.



En cuanto a la precisión de las observaciones visuales de valores extraordinarios de H_s, se puede aducir una comprobación satisfactoria de N. Hogben (1969). En este punto, como en los anteriores, los proyectistas no podemos adoptar otro punto de vista que el pragmático: mientras no haya otros datos, aquellos son "los mejores" y tendremos que diseñar con ellos.

Será sumamente interesante el comprobar, con medidas hechas sobre la curva real de estados del mar, la relación "aproximadamente exponencial" entre n y H_s para valores altos de esta última. Es un tema que merece abordarse en un futuro próximo por su importancia en el proceso de cálculo.

El conocimiento de los factores que acortan la incertidumbre a la aplicación de estos métodos, permite ir mejorando el uso de estos últimos a medida que haya mejores datos disponibles. Por el momento, algunas comparaciones hechas con los resultados obtenidos en San Ciprián son satisfactorias:

En la dirección NE, un estudio realizado para San Ciprián por L. Draper (Institute of Oceanographic Science, U.K.) a partir del régimen extremal de vientos (establecido por el British Meteorological Office) proporciona los resultados siguientes, para un período de retorno de cincuenta años: Aplicando el método de predicción de Bretschneider (revisado en 1970), V₅₀ = 11.5 m; aplicando el método del I.O.S., 13.5 m. El resultado obtenido en este trabajo es de 11.1 m (fig. 31, probabilidad 0.37), H_s = 11.1 m.

En el estudio efectuado por L. Draper, a los inconvenientes que plantea la calidad de los datos se une la problemática delimitación de oleas y asignación de duración a los vientos. Resulta, pues, conforante, ver cómo los resultados son comparables a pesar de todas las fuentes de inexactitud que han sido señaladas.

Conclusiones.

7.1. La distribución extremal de H_s puede ser calculada a partir de la distribución de H_s para cualquier sector direccional, cuando se conoce la duración media de los temporales y la frecuencia de presentación del oleaje dominante en ese sector.

7.2. Se demuestra que esas mismas condiciones sirven para caracterizar otros modelos extremos de oleaje establecidos anteriormente.

7.3. Las duraciones medias de temporales, (H_s)₀, pueden ser estimadas directamente, a partir de la curva de estados del mar, o indirectamente cuando se conoce la distribución dramal. Conocidos los valores de f(H_s) en varios puntos del océano o en varios sectores direccionales de un mismo lugar, las direcciones

correspondientes a lugares o sectores direccionales intermedios (o adyacentes) pueden estimarse por interpolación (o extrapolación).

7.4. Para juzgar la conveniencia de interpolaciones o extrapolaciones, es necesario conocer las características generales del desarrollo de los temporales en el mar. Las curvas de densidad de borrascas son un instrumento útil a este respecto.

7.5. La relación entre H_s y n = $\frac{P_{10}}{f(H)}$

es, aproximadamente, exponencial, para valores altos de H_s, en las direcciones y zonas meteorológicas del E. del Atlántico Norte, que han sido utilizadas en este trabajo. Esta relación, extrapolada, constituye un límite al crecimiento de la altura de ola significante (la duración disminuye rápidamente al crecer H_s).

7.6. La sensibilidad de las distribuciones extremas calculadas, a cambios pequeños en el parámetro n, es muy baja. Esta hecho de valor práctico en las interpolaciones y extrapolaciones.

7.7. Se recomienda el uso de las curvas de diseño $\Phi_s(H_s)$ para efectuar los cálculos económicos que proporcionan la ola de cálculo óptima.

INTERVENCIONES EN EL TRABAJO

La oportunidad, nada corriente, de haber dedicado un tiempo y esfuerzo en desarrollar un método original de cálculo del oleaje extremo, aplicable en San Ciprián, se debe al punto de vista progresivo de Victoriano Fernández Dupuy y William Brennan, ingenieros responsables del proyecto por parte de Inuecta. La aceptación de los resultados ha sido posible igualmente gracias a su entusiasmo profesional. Las discusiones de William sobre el contenido de artículo han sido también de gran valor práctico.

El profesor R. Dorrestein (KNMI) Págs. 24-30] ha revisado el trabajo original, aportando comentarios interesantes. Asimismo, las conversaciones mantenidas, durante el período de búsqueda de datos, con N. Hogben (Nat. Phys. Lab., U.K.), L. Draper (Inst. Ocean. Sci. Worthy, U.K.) y M. Tann (Inst. Ocean. Sci., Southampton, U.K.), proporcionaron una información valiosa sobre varios aspectos del tema.

(44)

Función de distribución extremal en fenómenos de tipo meteorológico^(*)

103

Por ENRIQUE COPEIRO

Dr. Ingeniero de Caminos, C. y P.
Laboratorio de Puertos.
Centro de Estudios y Experimentación
de Obras Públicas.

Se discute la metodología en uso para la determinación de función de distribución extremal en fenómenos de tipo meteorológico. Se analizan las deficiencias y se proponen procedimientos alternativos desde el punto de vista de su utilidad práctica en ingeniería.

1. INTRODUCCION

El análisis estadístico extremal de variables de tipo meteorológico (o geofísicas) como la velocidad del viento, la precipitación, el caudal fluvial o la altura de ola, viene representando cada vez más uno de los elementos básicos en los proyectos de obras civiles que se ven afectados por aquellas variables.

El primer texto dedicado a la estadística de valores extremos fue debido a E. Gumbel (1956). Aunque anteriormente se habían publicado algunos análisis extremales, puede decirse que la aparición de este libro marcó, al menos en los países tecnológicamente avanzados, el comienzo del uso generalizado del análisis extremal en la práctica ingenieril. El texto de Gumbel sigue siendo hoy la referencia básica del análisis extremal aplicado.

Sin embargo, no puede decirse que estas técnicas hayan sido aún desarrolladas de forma satisfactoria en todos sus aspectos. A pesar del tiempo transcurrido y de la enorme importancia práctica de este tema, una revisión de los resultados a que han llegado los numerosos autores que han realizado aplicaciones de la teoría extremal descubren un extenso desacuerdo. En lugar de haberse dado un proceso de homogeneización progresiva de los criterios, como suponía el propio Gumbel en su libro, en realidad el tiempo ha ido acentuando las divergencias. Cada vez se proponen más funciones distintas para la distribución extremal de una misma variable y hasta dentro de un mismo clima, funciones que al ser extrapoladas para su uso práctico divergen ampliamente implicando impactos sumamente diferentes en los proyectos.

Al propio tiempo son varios los autores que, al tratar este tema, explícitamente aseguran no

existir un criterio con fundamento que permita discriminar la conveniencia del empleo de unos u otros métodos en el proceso de cálculo. Es decir, podemos hablar de una situación de ambigüedad reconocida y grave. La gravedad de esta situación la experimentan fundamentalmente los ingenieros que deben tomar la decisión de elegir por una de las posibilidades existentes, sabiendo que estas posibilidades pueden representar serias variaciones en el precio y la seguridad de las obras que proyectan, y sabiendo (o lo que es peor, sin saber) que no disponen de un criterio reconocido de elección.

En un artículo anterior (14) se trató de las fuentes de ambigüedad existentes en los criterios habituales de ajuste de función de distribución a partir de muestreos aleatorios. En el presente artículo se van a aplicar los resultados de aquel análisis a la elección de función de distribución extremal, con objeto de llegar a criterios de fiabilidad práctica desde un punto de vista ingenieril.

2. ESTADO ACTUAL DE LA METODOLOGIA

El sistema habitual de determinar qué tipo de función de distribución extremal corresponde a una determinada variable, se basa en obtener una o más muestras extremales de la variable y comprobar las bondades de los ajustes conseguidos con algunas funciones de distribución. Respecto a qué funciones conviene probar, son numerosos los autores que han utilizado con exclusividad las denominadas "Distribuciones Extremales Asintóticas" (o Asintotas I, II y III). Estas tres distribuciones son el producto final de la teoría de distribuciones asintóticas de valores extremos, popularizada en el tratado de Gumbel, y los autores aludidos han venido suponiendo, explícita o implícitamente, que su fundamento teórico como distribuciones extremales hace de las Asintotas los candidatos óptimos para la solución de cada caso (ver, por ejemplo, 21). Sin embargo, como se in-

(*) Se admiten comentarios sobre el presente artículo, que pueden remitirse a la Redacción de esta Revista, hasta el 31 de julio de 1979.

FUNCION DE DISTRIBUCION EXTREMAL EN FENOMENOS DE TIPO METEOROLOGICO

dico anteriormente, se ha llegado a una gran heterogeneidad de resultados en su uso práctico. A título de ejemplo se citan algunos casos significativos:

Precipitación caída en un intervalo de tiempo.

S. Nag y N. Dutta (1951) usaron la Asintota-II en un estudio de precipitaciones máximas diarias, en la estación del monzón, dentro de la cuenca del río Barakar. Sin embargo, E. Gumbel (1958) probó que la Asintota-I ajustaba mejor la misma serie de datos. A. Jenkinson (1955), por otra parte, consiguió los mejores ajustes con la Asintota-II para la máxima precipitación en períodos de una hora, un día y cuatro días en Marsella, Nápoles y Trípoli. Puede señalarse que las Asintotas-I y II producen extrapolaciones que divergen muy ampliamente, la segunda de ellas alcanzando valores considerablemente más elevados. En la figura 2.2.2 de la referencia (12) se puede ver cómo la Asintota-I ajusta muy satisfactoriamente a las precipitaciones diarias máximas de Madrid, y en la figura 5.3.9 de la misma referencia se observa que una Asintota-I también puede ajustar bien a las máximas precipitaciones mensuales en Los Llanos (Cuenca).

N. Barricelli (1943) utilizó la Asintota-I para el ajuste de las máximas presiones atmosféricas anuales en Bergen, Noruega. Pero para la misma variable medida en Marsella, A. Jenkinson (1955) encontró más ajustada la Asintota-II.

A. Court (1953) utilizó con éxito la Asintota-I al estudiar las velocidades máximas del viento (medias en cinco minutos) en 25 estaciones de Estados Unidos. J. Bell (1961) usó también la Asintota-I para la velocidad máxima del viento en Hong-Kong, y H. Wittingham (1964) para máximas rachas del viento en Australia. A. Davenport (1960) propuso emplear esa función de distribución como método estándar de análisis extremal del viento en las normas canadienses. Pero H. Thom, en una serie de estudios de velocidad máxima del viento en distintas partes del globo (1954, 1960, 1963, 1968, 1969, 1973) ha empleado siempre la Asintota-II. A. Jenkinson (1955) empleó la Asintota-III para la máxima velocidad media horaria del viento en Trieste. Por otra parte, en la figura 5.3.9 de la referencia (12) puede verse que una Asintota-I ajustaría bien a las máximas velocidades medias diarias en Valladolid.

E. Gumbel (1940) utilizó por primera vez la Asintota-I para el análisis extremal de avenidas fluviales. Después, la misma función de distribución ha sido empleada en una multitud de casos referentes a ríos americanos por W. Potter (1949), S. Rantz y H. Riggs (1954), R. Carter (1951), y E. Gumbel (1958) entre otros. A. Benham (1950) también la aplicó con resultados satisfactorios a ríos de Nueva Zelanda, y Shuh (1952) a China. Sin em-

bargo, J. Bernier (1956) encontró que la Asintota-II proporcionaba mejores ajustes para las máximas avenidas diarias del Rhin en Rheinfelden, del Colorado en Black Canyon y del Duranse en Archidiacre. A. Jenkinson (1955) empleó también la Asintota-II para Little River, pero prefirió una Asintota-III para el río Connecticut.

M. St. Denis (1969) propuso utilizar la Asintota-I al análisis extremal de la altura de ola significativa. P. Suárez Bores (1974) empleó esta distribución en el ajuste de varias muestras extremales de altura de ola significativa estimadas para puntos de la costa española por medio de estudios de previsión a partir de cartas barométricas y regímenes de viento. H. Thom (1970) prefirió, en cambio, la Asintota-II para ajustar las observaciones máximas anuales de barcos meteorológicos situados en el Atlántico y Pacífico. El autor del presente trabajo (E. Copeiro, 1976) obtuvo, en algunos barcos meteorológico del Atlántico Norte, muestras extremales más largas que las utilizadas por Thom y consiguió ajustes satisfactorios con la Asintota-I. Por otra parte, en un artículo posterior al reseñado arriba M. St. Denis (1973) se declaró partidario de la Asintota-III por estimar que, según su experiencia, la Asintota-I da predicciones excesivamente altas.

Como puede verse, se ha llegado a todo tipo de resultados para una misma variable. Es verdad que, entre los usuarios de las Asintotas, han sido sólo una exigua minoría los que han intentado justificar que las condiciones en que fue deducida la Asintota escogida como distribución de extremos se satisfacen en el caso concreto en que se la está empleando. Estos intentos de justificación, por lo demás, no han sido acompañados por el éxito debido (como se verá más adelante) a una interpretación errónea de la aplicabilidad de la ecuación extremal a las variables geofísicas.

La generalidad de autores que han empleado las Asintotas se han limitado a elegir entre ellas de acuerdo con el criterio estrictamente empírico de su mejor o peor ajuste a la muestra extremal disponible. Esto ha terminado por colocar a las tres Asintotas en el campo del puro empirismo, donde se las alinea en igualdad de condiciones con otras funciones de distribución a la hora de probar cuál da mejor ajuste a las muestras. Puede afirmarse que este punto de vista es el dominante en la actualidad. Como ejemplo puede citarse un comentario de J. Bernier, que en 1956 (6) había publicado un artículo sobre la aplicación de la Asintota-II a avenidas fluviales máximas y en el año 1953 (7) pasa a ser de la opinión que es preferible hacer cada elección en función del ajuste conseguido, para lo cual lo más conveniente es disponer de un amplio arsenal de funciones de distribución que probar. Concluye que no debe con-

FUNCION DE DISTRIBUCION EXTREMAL EN FENOMENOS DE TIPO METEOROLOGICO

cederse un papel especial a las Asintotas, ya que otras funciones, como por ejemplo la Log-Normal, dan en ocasiones mejores ajustes.

En esta línea, puede mencionarse (5) el estudio comparativo realizado por el Grupo de Trabajo Federal sobre métodos de frecuencias de avenidas (Water Resources Council, U.S.A.), en que se compararon las distribuciones Asintota-I, Asintota-II, Log-Normal, Log-Pearson-III, Gamma-II y Hazen, con ayuda de 10 muestras extremas. En el campo de estudios extremos de oleaje, dos ejemplos recientes de la misma tendencia pueden verse en las referencias (24) (Asintota-I y Weibull) y (9) (Normal y Weibull).

En estas selecciones de distribución extremal en base a los ajustes conseguidos con muestras de valores extremos, los distintos autores han optado por uno de los dos criterios siguientes:

1. Selección a partir de varias muestras extremas de la variable en cuestión.

Se escoge aquella función de distribución que mejores ajustes dé al conjunto de muestras, y esa función se emplea en todos los casos correspondientes a aquella variable. Obviamente, este punto de vista parte implícitamente de suponer que cada variable específica posee un mismo tipo de distribución extremal en cualquier localización.

2. Selección para cada muestra extremal.

Este criterio, estrictamente casuístico, parte de suponer que una misma variable puede en principio adoptar tipos totalmente diferentes de distribución extremal en localizaciones distintas. Se escoge en cada caso aquella función que da un mejor ajuste a la muestra extremal disponible.

A continuación se discute la conveniencia de estos criterios.

3. DISCUSION DE LOS CRITERIOS EN USO

3.1. *El último de los dos criterios vistos (la elección casuística) es indudablemente cómodo, puesto que se presta muy bien a reducir el análisis extremal de cada caso a una rutina de tanteos relativamente fácil de mecanizar utilizando ordenadores y sin necesidad de acudir a consideraciones generales. Sin embargo, un somero análisis de los resultados a que puede llegarse con esta técnica muestra que su uso es a la vez insatisfactorio desde un punto de vista teórico y altamente peligroso desde la perspectiva ingenieril.*

Aun si fueran aceptados como válidos los criterios habituales de bondad de ajuste que tratan uniformemente la totalidad del recorrido muestral (lo que es incorrecto, según se discute en (12 y 14)),

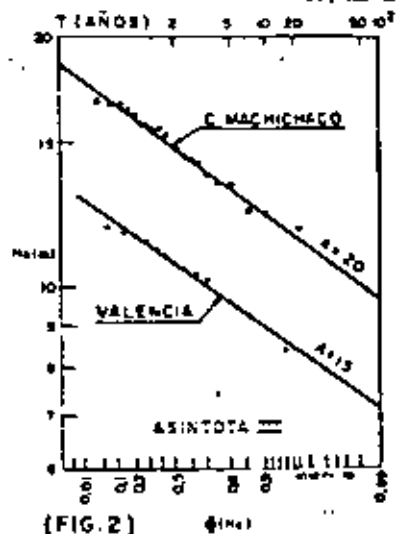
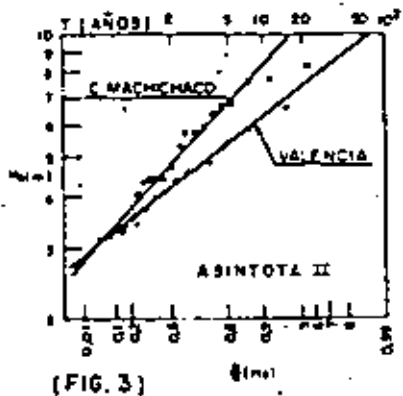
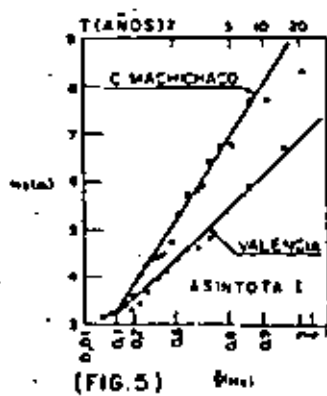
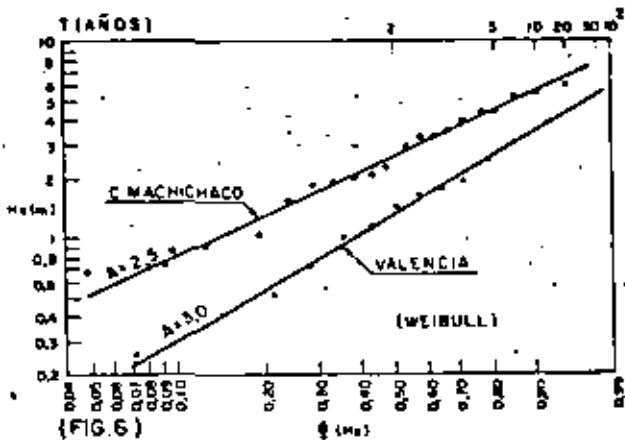
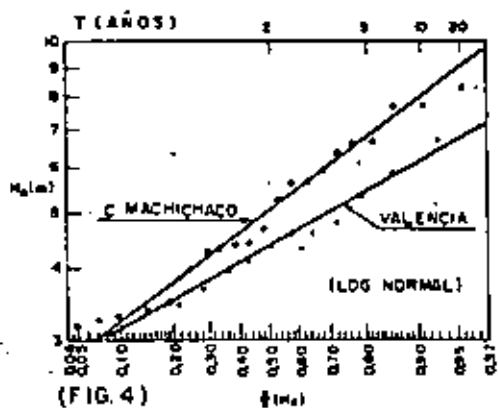
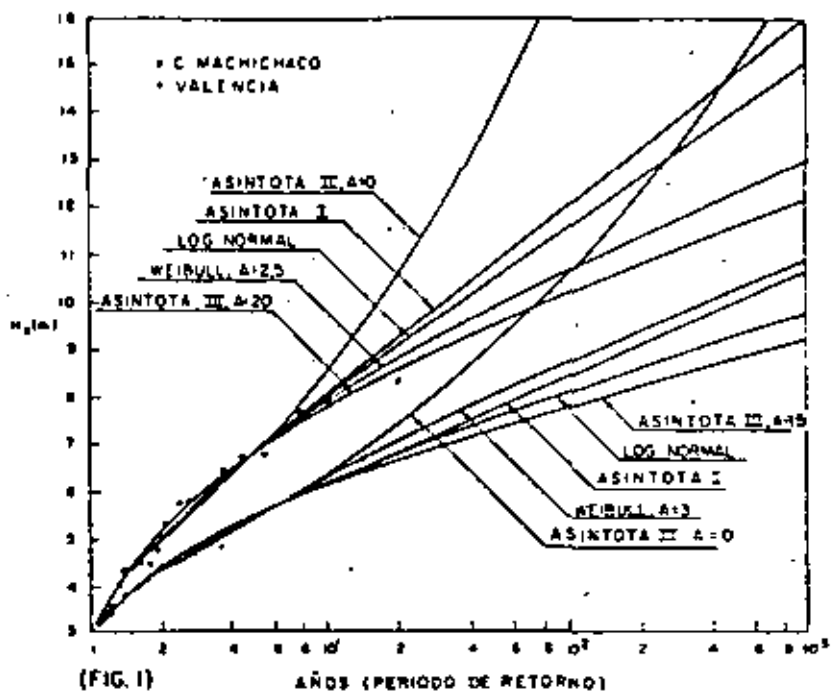
estos criterios no son capaces de proporcionar, a partir de una sola muestra, una elección de FDD satisfactoria en la práctica cuando se pretende extrapolar aquella FDD. La razón está en que, para los tamaños muestrales que son corrientes en la realidad, hay normalmente varios tipos distintos de FDD que son capaces de proporcionar ajustes de bondades muy similares. Esas funciones toman valores muy próximos a lo largo del recorrido de los valores muestrales, pero al ser extrapoladas pueden divergir ampliamente produciendo resultados muy diferentes al nivel de los periodos de retorno requeridos usualmente para el uso práctico. En estos casos (que son la norma más bien que la excepción) no es ingenierilmente permisible el realizar la elección entre funciones con el solo criterio de una pequeña diferencia entre las bondades calculadas de los ajustes. Esas diferencias menores son perfectamente atribuidas a la inevitable variabilidad entre muestras distintas de una misma población.

Para mostrar un caso real se han tomado dos muestras extremas de altura de ola significativa, obtenidas mediante métodos de previsión para Cabo Machichaco (Vizcaya) y Valencia (tomadas de P. Suárez Beres, 1974). En las figuras 2 a 4 se muestra el resultado de ajustar visualmente ambas muestras, representadas según metodología de E. Gumbel (1958), con funciones de distribución Asintota-I, Asintota-II, Asintota-III, Weibull y Log-Normal. Todos los ajustes son aceptables según los contrastes estadísticos habituales, si bien existen pequeñas diferencias entre ellos. En la figura 1 se comparan las extrapolaciones correspondientes a las distintas distribuciones. Las diferencias, al nivel de los periodos de retorno usuales (por ejemplo, $T = 500$ años; Riesgo de superación en 50 años = 10 por 100) son muy grandes, totalmente fuera de proporción con las diferencias entre los ajustes. Es tan importante la repercusión que supone, en proyectos de obras marítimas, la diferencia entre estas estimas, que un ingeniero que tuviese que hacer uso práctico de estos resultados no podría permitirse el hacer la elección entre las distribuciones con el solo criterio de las pequeñas diferencias en la bondad de aquellos ajustes. Para realizar en este caso una elección razonable, sería necesario acudir a otro tipo de criterio.

Cuando se utiliza un criterio racional para los ajustes, que tenga en cuenta la fiabilidad variable de la estima muestral a lo largo de su rango de valores (12 y 14), se desechan dos tramos en los extremos del recorrido muestral. El recorrido muestral restante (*útil o efectivo*) es más corto y resulta, por tanto, aún más susceptible de ser estrechamente ajustado por un amplio número de FDD diferentes.

Puede concluirse que, al menos en el campo

FUNCION DE DISTRIBUCION EXTREMAL EN FENOMENOS DE TIPO METEOROLOGICO



FUNCION DE DISTRIBUCION EXTREMAL EN FENOMENOS DE TIPO METEOROLOGICO

de los tamaños muestrales habituales y a efectos de extrapolar resultados a periodos de retorno también habituales (superiores al menos en un orden de magnitud al tamaño muestral, según es corriente), *la mejor bondad de ajuste no proporciona un criterio fiable de elección de FDD cuando se analiza una sola muestra aisladamente.*

3.2. *El otro de los criterios mencionados en el apartado anterior (la selección a partir de varias muestras extremas de la variable en cuestión), tampoco ha producido hasta el momento elecciones satisfactorias a pesar de que, como se verá a continuación, está en una posición teórica favorable.*

Un caso significativo que es interesante comentar, a este respecto, es el estudio comparativo citado anteriormente (5) en que se comparó el comportamiento de seis funciones de distribución con 10 muestras extremas correspondientes a avenidas fluviales. El Grupo de Trabajo Federal escogió la distribución Log-Pearson-III por ser la que mejores bondades de ajuste dio en el conjunto de muestras. Sin embargo, algunos años más tarde (8) otros autores compararon aquella función con la Pearson-III, con ayuda de otras 27 muestras extremas pertenecientes a 12 países distintos de cuatro continentes, y concluyeron que la distribución Pearson-III proporciona mejores ajustes y debe, por tanto, ser preferida a la otra. Si ambas distribuciones tomaran valores muy próximos en las extrapolaciones, el problema planteado sería sólo aparente puesto que desde un punto de vista práctico el uso de una u otra función daría resultados muy similares y, desde el punto de vista teórico, no debe olvidarse que este tipo de búsqueda de FDD sólo pretende llegar a una aproximación empírica de la distribución real. Sin embargo, de hecho las extrapolaciones producidas por las distribuciones Pearson-III y Log-Pearson-III divergen ampliamente, originando repercusiones importantes en su uso práctico dentro de los periodos de retorno usuales. Por tanto, el problema de selección entre ellas resulta crucial.

Se podrían citar otros casos análogos a este último. No parece que la metodología en uso actualmente esté en camino de proporcionar selecciones fiables. Por el contrario, a medida que se incorporan nuevas funciones y nuevas muestras a los estudios comparativos, la corona de favorita va pasando de una distribución a otra de una forma realmente caótica, desgraciadamente alejada del deseable proceso convergente que fuera centrando los resultados en un acercamiento progresivo a la realidad.

La raíz del problema está en la aplicación de los criterios de bondad de ajuste. Los criterios usuales de ajuste, y en particular los que utilizan las ventajas del papel probabilístico, emplean para

el ajuste todos los puntos muestrales y en igualdad de condiciones. Este tipo de criterio está sometido a errores potencialmente importantes. Puede demostrarse fácilmente (12 y 14) que la fiabilidad de las estimas muestrales de función de distribución no es uniforme, sino que varía a lo largo del recorrido de valores muestrales. En el caso de muestreos aleatorios (de los que las muestras extremas son en general casos típicos), la fiabilidad (aproximación esperada de los valores estimados mediante el muestreo, a los valores reales de la población) de la probabilidad muestral es máxima en el centro de la distribución de la población ($F(x) = 0,5$) y disminuye hacia ambas colas de ella. Por lo tanto, *suponiendo que la muestra obtenida tenga un tamaño suficiente, en la serie de puntos correspondientes a las probabilidades muestrales pueden distinguirse dos regiones características:*

- Una zona "central", donde las probabilidades muestrales constituyen una buena (según criterio del usuario) aproximación esperada de las probabilidades de la población.
- Dos zonas, situadas en ambas colas de la serie de puntos muestrales, donde la aproximación esperada es pobre y, por tanto, existe una elevada probabilidad de que las probabilidades muestrales presenten amplias desviaciones aleatorias respecto a las de la población. La aleatoriedad de esas desviaciones no excluye la existencia de un sesgo en ellas, dado por la distribución binomial, empleada en (12 y 14) para mostrar la existencia de la dispersión).

Si se conoce previamente el tipo de FDD adecuada, un criterio eficaz de ajuste consiste en eliminar las dos zonas extremas de baja fiabilidad, ajustando sólo la zona central. Cuando (como es el caso que nos ocupa) el problema estriba precisamente en averiguar cuál es el tipo de FDD adecuada, a efectos de extrapolar en uno de los dos sentidos, el estudio del comportamiento de las colas de los puntos muestrales proporciona un criterio de gran utilidad práctica. Para probar la conveniencia de determinado tipo de FDD, cuando se dispone de un cierto número de muestras aleatorias, se ajusta con aquella función el tramo "central" de cada una de las muestras y se observa la tendencia de las colas muestrales situadas en el extremo correspondiente al sentido en que desea extrapolarse la FDD. *Si el conjunto de colas presenta una dispersión aleatoria (contenido con el sesgo indicado antes) en torno a la FDD ajustada, no hay razón para rechazar esa FDD. Por el contrario, la FDD se rechaza si se observa sistematicidad en las desviaciones de las colas. A medida que se vaya disponiendo de mayor número y ta-*

FUNCION DE DISTRIBUCION EXTREMAL EN FENOMENOS DE TIPO METEOROLOGICO

maño de muestras y se prueben nuevos tipos de FDD, el uso de este criterio irá centrando progresivamente los resultados hacia la distribución real de la población, para cada variable estudiada.

Una ventaja adicional del criterio propuesto está en que permite analizar aisladamente cada cola de la FDD. La conveniencia práctica de centrar el análisis en la cola de interés para las extrapolaciones está en que, en ocasiones, el tipo de FDD que se comporta más adecuadamente en las extrapolaciones hacia un sentido, es distinto del más adecuado para extrapolar hacia el sentido opuesto. Este fue el resultado obtenido en la referencia (12), donde el criterio de elección que se está tratando fue empleado satisfactoriamente en la selección de FDD para la variable altura de ola significativa (con muestras casi continuas, que incluyen algunas peculiaridades que se indicarán más adelante). Cuando se da un caso así, los criterios "convencionales" de selección, basados en la bondad del ajuste bruto a la totalidad del recorrido muestral, son doblemente inadecuados.

En cualquier caso, el criterio de elección propuesto precisa del uso de un cierto número de muestras distintas de la misma variable. Para conseguir estas muestras puede operarse de dos formas:

1. Efectuar mediciones en un cierto punto durante un tiempo muy largo para conseguir suficientes muestras de tamaño aceptable. Esto es, en general, inviable, a nivel práctico, cuando se trata de seleccionar FDD extremal. Resultarla, en cambio, abordable para la FDD no extremal en el caso de bastantes variables de interés.

2. Tomar muestras individuales en un cierto número de puntos. Esta opción resulta más asequible que la anterior, y es la única de las dos abordable para distribuciones extremales. Sin embargo, se precisa formular la hipótesis previa de que la variable en cuestión sigue el mismo tipo de FDD en todos los lugares muestreados. Si bien la hipótesis de que cada variable obedece a la misma FDD en cualquier lugar es una generalización excesiva, resulta en cambio razonable el suponer que existen zonas de comportamiento homogéneo, dentro de las cuales la variable sí sigue un mismo tipo de FDD. Esto supone establecer una discriminación entre tipos "climáticos" diferenciales de cada variable. En tal discriminación, es lógico suponer que el comportamiento estadístico diferencial entre aquellos tipos responde a cambios sustanciales en la constitución física de la variable; de ahí la denominación alusiva al clima. Esta hipótesis fue empleada con buen resultado en (12) al realizar la elección (aludida antes) de FDD para la altura de ola significativa: aparecieron dos tipos de FDD distintos según que dominase el "Sea" o

el "Swell" en el lugar de observación y en los rangos de altura de ola considerados.

En resumen, se considera inviable la elección de FDD extremal a partir de una sola muestra extremal y sin otra información adicional, pero resulta abordable la elección cuando se dispone de un cierto número de muestras extremales de la misma variable y se utiliza el criterio de elección que ha sido propuesto, junto con la hipótesis de diferenciación climática.

Existen, sin embargo, variables para las que aún aquella segunda alternativa es inviable por carecerse de muestras extremales suficientes en número, extensión y/o precisión. Un caso significativo a este respecto es la altura de ola. Para abordar estos casos se propone utilizar directamente la ecuación extremal, que no precisa de muestras de valores extremos. Como se verá en los apartados siguientes, la estima de los parámetros relevantes en la ecuación extremal precisa de tiempos de observación muy interiores (al menos en un orden de magnitud) a los que serían necesarios para obtener resultados de fiabilidad comparable utilizando muestras extremales con los criterios expuestos hasta aquí.

4. ECUACION EXTREMAL

La función de distribución extremal de una variable expresa la probabilidad de que un valor cualquiera de esa variable no sea superado (o no sea minorado) en un intervalo de tiempo dado, es decir, la probabilidad de que aquel valor sea el máximo (o mínimo) que se presente en el intervalo.

En la hipótesis de que una variable X es aleatoria, su función de distribución $F(x)$ en un intervalo es conocida, y a lo largo de ese intervalo la variable toma un número n de valores estadísticamente independientes, la función de distribución extremal $\Phi(x)$ en el intervalo es:

$$\Phi(x) = [F(x)]^n \quad [1]$$

Esta sencilla ecuación es la piedra angular de la estadística de extremos, y en su acepción más elemental expresa la probabilidad de que x sea el mayor (o menor) valor obtenido en n experimentos estadísticos independientes con la variable aleatoria X .

El interés de los técnicos que han venido haciendo uso de la estadística de extremos no se ha centrado en la utilización directa de la ecuación extremal exacta, sino que se ha dirigido hacia el empleo de algunas funciones de distribución que, en ciertas condiciones, aproximan a aquella ecuación de forma asintótica. Estas distribuciones asin-

FUNCION DE DISTRIBUCION EXTREMAL EN FENOMENOS DE TIPO METEOROLOGICO

tóticas han venido siendo estudiadas y desarrolladas desde hace unos setenta años por una serie de autores, entre los cuales R. Fisher y L. Tippett (1928) y M. Fréchet (1927) sentaron las bases de partida y dieron forma a las funciones fundamentales.

La utilidad de las formas asintóticas de $\Phi(x)$ está en que a veces, no se conoce la función de distribución $F(x)$ o/y el parámetro n , pero, en cambio, se dispone de un muestra de valores extremos de la variable. Si se conoce cuál es la forma analítica que toma asintóticamente la distribución extremal, los parámetros de ésta pueden ser estimados mediante ajuste de aquella muestra. Una vez realizada esta estima, se pueden realizar predicciones extremales fuera del rango ocupado por la muestra. Para la determinación del tipo de distribución extremal asintótica que corresponde a la variable en cuestión, es preciso conocer ciertas propiedades de la cola de la función de distribución $F(x)$ y asegurar la conveniencia de las hipótesis formuladas sobre el parámetro n .

En la referencia (20) pueden consultarse los fundamentos y demostraciones de la teoría asintótica; en (12) se da un resumen de las características de las asintotas y del uso práctico que se viene haciendo de ellas.

El uso directo de la ecuación extremal precisa obviamente de la caracterización de los dos parámetros $F(x)$ y n . Sobre la elección de función de distribución se han indicado ya algunos conceptos básicos. En cuanto al parámetro n , una hipótesis básica implícita en las deducciones de las tres asintotas es $n = \text{constante}$. Por otra parte, la buena convergencia de las asintotas con sus correspondientes distribuciones extremales depende de que n tome un valor suficientemente alto; además, naturalmente, de que la cola de la distribución $F(x)$ converja a su vez con suficiente rapidez hacia la forma característica indicada para cada asintota.

A continuación se va a considerar con algún detenimiento este parámetro n , que apenas ha merecido la atención de la literatura especializada y que, sin embargo, presenta características peculiares que llevan a conclusiones de primera importancia. Una de ellas es que, como se verá en el apartado siguiente, para un amplio grupo de variables geofísicas importantes en ingeniería civil, una de las hipótesis básicas que permitieron la formulación de las tres distribuciones extremales asintóticas no se cumple. Este hecho ha sido ignorado hasta el momento. La consideración del parámetro n lleva, como se expone a continuación, a establecer una diferenciación de las variables climatológicas en dos tipos básicos con comportamientos característicos distintos.

El elemental modelo estadístico expuesto anteriormente permite el planteamiento de la ecuación

extremal sobre la base de que la variable se presenta un cierto número n de veces, por término medio en el intervalo de tiempo (generalmente un año) considerado. Se parte, por tanto, de suponer que la variable en cuestión caracteriza un fenómeno que aparece de forma discreta en el tiempo. Pueden citarse variables que de forma natural se adaptan a ese modelo. Una de ellas podría ser, por ejemplo, la cantidad total de nieve caída en una localidad en el paso de cada frente frío sobre esa localidad. El valor correspondiente del parámetro n perteneciente a la distribución extremal en el año medio, sería el número medio de frentes fríos que pasan por el lugar en un año.

Sin embargo, muchas de las variables geofísicas no son directamente asimilables al modelo descrito. Como ejemplos característicos pueden mencionarse la humedad, la temperatura o la velocidad instantánea del viento o de una corriente. No tiene sentido hablar, del "número de veces" que una de estas variables se presenta en un año. La variable presenta una evolución continua a lo largo del tiempo, se define en cada instante y, por tanto, se "presenta" tantas veces como uno quiera considerar, en cualquier intervalo de tiempo. Puede afirmarse que la gran mayoría de variables geofísicas significativas en ingeniería pertenecen a esta clase, cuya evolución es continua. Dentro de estas últimas, un grupo particularmente importante es el constituido por magnitudes totalizadas o promediadas en un cierto intervalo de tiempo: Como ejemplos pueden citarse el recorrido del viento (o su velocidad media) en un intervalo estándar como una, seis o veinticuatro horas; el caudal medio (o el volumen total desaguado) de un río en veinticuatro horas; la precipitación total en veinticuatro horas o treinta días; la temperatura media en una hora, etc. En publicaciones estadísticas que tratan de las distribuciones extremales asintóticas, es habitual considerar que la ecuación extremal (1) es directamente aplicable a estas variables con sólo igualar n al cociente entre el intervalo de definición de la distribución extremal y el intervalo de definición de la variable. Como ejemplo característico puede citarse la referencia fundamental de E. Gumbel (1958), que al tratar de la distribución extremal anual del volumen desaguado por ríos en veinticuatro horas ("Statistics of Extremes", pág. 237), hace $n = 356$ con la observación (matizada) de que no todas las 355 observaciones anuales son estadísticamente independientes. Sin embargo, esta forma de tratar a las variables citadas es inadecuada y conduce a resultados erróneos. Un ejemplo en que se toman dos variables-promedio con intervalos de definición de pequeña duración, ayuda a mostrar cómo se llega a conclusiones absurdas: Consideremos el caudal medio de un río en cinco minutos. Si su función de distribución en el año medio es $F(x)$,

FUNCION DE DISTRIBUCION EXTREMAL EN FENOMENOS DE TIPO METEOROLOGICO

la distribución extremal sería $\Phi(x) = [F(x)]^{1/n}$, donde la cifra en el exponente es el número de intervalos de cinco minutos que se yuxtaponen en un año. Si el río es de grandes dimensiones, la función de distribución del caudal medio en diez minutos es prácticamente idéntica a la del caudal medio en cinco minutos ($F(x)$), ya que la curva de variación de estas variables en el tiempo, cuando éste se toma a escala de minutos, es frecuentemente tendida. Por tanto, las distribuciones extremales de ambas variables deben ser también iguales. Sin embargo, la distribución extremal para el caudal del medio en diez minutos, obtenida a partir de la misma hipótesis anterior, sería $\Phi(x) = [F(x)]^{1/2}$, que es sustancialmente diferente a la expresión obtenida para la otra variable. Los períodos de retorno correspondientes a ambos casos difieren en un factor ≈ 2 dada la siguiente relación aproximada, válida para $T(x) > 5-10$:

$$T(x) = \frac{1}{1 - [F(x)]^n} \approx \frac{1}{n(1 - F(x))}$$

En este caso la hipótesis de independencia estadística entre las observaciones es obviamente inadecuada, pero aun así ambas ecuaciones conservarían asintóticamente su aplicabilidad en virtud de un teorema de G. Watson, citado por E. Gumbel ("Statistics of Extremes", pág. 164), según el cual si la variable es ilimitada la distribución asintótica del valor mayor es la misma en el caso de observaciones interdependientes que para las independientes.

El resultado absurdo al que se ha llegado, indica que no es esta la forma correcta de aplicar la ecuación extremal a las variables totalizadas o promediadas en un intervalo. Una mirada más atenta descubre que este tipo de variables es, en realidad, en todo análogo a las variables de definición instantánea, a que se aludió anteriormente, en cuanto que todas ellas toman un número ilimitado de valores en cualquier intervalo (mayor que el intervalo de definición de la variable), que se desee. Desde este punto de vista, todas ellas son variables de evolución continua en el tiempo. El caudal medio (o el volumen total desaguado) de un río en veinticuatro horas posee, en efecto, una evolución continua a lo largo del año y el número de valores que toma en un año no es 365, sino infinidad de ellos. Es cierto que sólo 365 de ellos se yuxtaponen exactamente, pero ello no tiene una relevancia particular: Ni en la propia constitución de la variable, cuyo ritmo de evolución natural no tiene conexión alguna con su intervalo de definición, ni en las aplicaciones ingenieriles, puesto que quien utilice la distribución extremal está interesado en conocer el "máximo volumen desa-

guado en veinticuatro horas, en un año" y no solamente "el máximo volumen desaguado en aquellos intervalos de veinticuatro horas que comienzan a las cero horas, en un año". Ambos conceptos pueden diferir grandemente, dando el segundo de ellos valores significativamente inferiores al otro en la gran mayoría de los casos. El segundo de aquellos conceptos, pues, alude a una interpretación de la variable que no solamente está desconectada de la constitución física de ésta, sino que también se aleja peligrosamente de los requerimientos prácticos de la predicción extremal.

Una variable de gran interés en ingeniería marítima, que pertenece a este mismo tipo cuya evolución es continua, es la altura de ola significativa (o cualquier otro promedio de la altura de las olas) que en un cierto instante se halla en una cierta área del mar. Fue precisamente tratando de esta variable cuando por primera vez (según los datos conocidos por el autor del presente trabajo) se mostró que una hipótesis $n = \text{constante}$ produce resultados incoherentes en el análisis extremal. El autor en cuestión es J. Battjes (1970), quien empleó una demostración por reducción al absurdo parecida a la anterior para refutar un análisis extremal de H_s , efectuado por N. Nordestrom (1969).

El análisis extremal criticado partió de registros de doce minutos de duración, con los cuales se estimó la probabilidad de excedencia en el año medio, $q(H_s)$. El período de retorno que fue exigido, en años (núm. de minutos al año = 525.600), es:

$$T(H_s) = \frac{12}{525.600 q(H_s)}$$

Battjes observó que podría haberse obtenido la misma función $q(H_s)$ con observaciones mucho más frecuentes, por ejemplo cada minuto, utilizando fotografía aérea o un procedimiento similar. En ese caso, el período de retorno a que se llega con el mismo planteamiento es:

$$T(H_s) = \frac{1}{525.600 q(H_s)}$$

Resultado incompatible con el anterior. Battjes no intentó dar solución al problema en su artículo, cuyo tema central no era precisamente el análisis extremal.

En el apartado siguiente va a tratarse de la forma en que la ecuación extremal [1] puede ser aplicada a las variables de evolución continua en el tiempo.

FUNCION DE DISTRIBUCION EXTREMAL EN FENOMENOS DE TIPO METEOROLOGICO

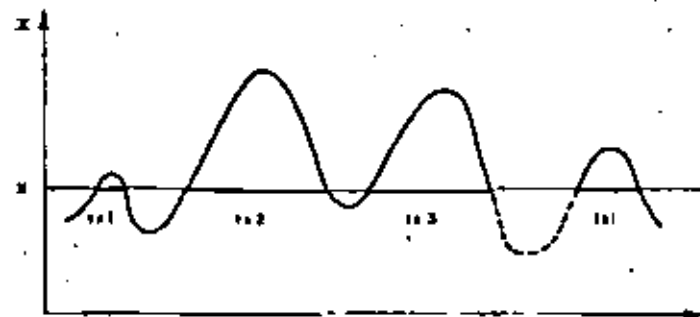
5. LA ECUACION EXTREMAL PARA VARIABLES DE EVOLUCION CONTINUA

La búsqueda de una forma de aplicar la ecuación extremal a las variables de evolución continua, debe dirigirse a encontrar una variable relacionada con ella cuya evolución en el tiempo sea discreta. Sólo con una variable de este tipo el parámetro n tiene sentido, y, por lo tanto, en esas condiciones la ecuación puede ser utilizada. Esta discretización de la variable es sólo útil a condición de que, una vez utilizada la ecuación extremal, se pueda volver de nuevo a la variable continua. A continuación va a utilizarse la curva que describe la variable en el tiempo para realizar ese proceso.

La figura siguiente muestra la evolución de los valores de la variable. Se ha visto cómo el considerar un cierto número de valores correspondientes a un valor fijo del espaciamiento entre ellos conduce a un resultado absurdo. Como solución alternativa, vamos a considerar las ondulaciones que describe la curva de evolución. Cada ondulación constituye un cierto fenómeno físicamente independiente del resto y con una forma propia. Sin embargo, no podemos asignar a cada ondulación entera una determinada duración. En lugar de ello, efectuamos un corte de la curva a un nivel x cualquiera de la variable y consideramos los tramos ondulados que quedan encima de él.

Cada tramo señala un intervalo de tiempo durante el cual la variable toma valores que exceden a x . Podemos denominar a estos tramos "curvas de excedencia del nivel x ", o abreviadamente "excedencias de x ".

Supongamos que las excedencias de x se presentan de forma independiente. La referencia (12) se detiene en esta afirmación para precisar algo más su alcance; por ahora la consideraremos válida, en función de la evidente individualidad física de cada curva de excedencia. Vamos ahora a establecer, en cada nivel x , una dicotomía constituida por dos posibilidades: la aparición de una excedencia de x , o su no aparición. Para ello necesi-



tamos hacer abstracción del tiempo y considerar tan sólo las "veces" que aparece al año una excedencia de x , y las "veces" que "podría" aparecer, o número de pruebas estadísticas aleatorias.

Para reducir el tiempo durante el cual el nivel x es excedido a las "veces" que esto ocurre, tomamos como duración de cada "vez" o prueba estadística, la duración media $t(x)$ de las excedencias de x . El número de pruebas estadísticas en un año medio es:

$$n(x) = \frac{T_y}{t(x)} \quad [2]$$

donde T_y es el tiempo total del año, expresado en las mismas unidades que $t(x)$.

La probabilidad $q(x)$ de que en una de las $n(x)$ pruebas aparezca una excedencia de x , es:

$$q(x) = \frac{n_x}{n(x)} \quad [3]$$

Donde n_x es el número medio de apariciones de la excedencia de x en un año.

$$n_x = \frac{\sum t_{x_i}}{t(x)} \quad [4]$$

Combinando las dos expresiones anteriores:

$$q(x) = \frac{\sum t_{x_i}}{T_y} \quad [5]$$

Esta es precisamente la expresión de la probabilidad absoluta de presentación de valores de la variable superiores a x , es decir, el valor complementario de la función de distribución $F(x)$. Con ello hemos vuelto a la variable continua original:

$$q(x) = P(X > x) = 1 - F(x) \quad [6]$$

Ahora podemos llegar a la función de distribución extremal de la variable. La probabilidad de que en el año medio no se presente ninguna curva de excedencia de x , es:

$$[1 - q(x)]^{n(x)} = [F(x)]^{n(x)} \quad [7]$$

Esta es la probabilidad de que el valor x de la variable no sea superado en el año medio, es decir, la función de distribución extremal de la variable:

$$\Phi(x) = [F(x)]^{n(x)} \quad [8]$$

La expresión [8], distribución extremal de una variable de evolución continua, es similar a la [1].

FUNCION DE DISTRIBUCION EXTREMAL EN FENOMENOS DE TIPO METEOROLOGICO

distribución extremal de una variable de evolución discreta, excepto que el exponente n es una constante en el caso discreto pero es función de x en el caso continuo. Esta diferencia origina, naturalmente, que las propiedades características de las distribuciones extremales difieran para ambos casos. En particular, las propiedades límites que dieron lugar a las tres distribuciones asintóticas fueron deducidas para $n = \text{constante}$, y, por tanto, la extensiva aplicación que se ha hecho de ellas para variables continuas carece totalmente de base teórica, contra lo que se ha venido suponiendo.

El modelo descrito hasta aquí se presentó ya en (11), donde fue deducido para su uso en análisis extremal de altura de ola significativa.

Para definir la distribución extremal en la ecuación (8) es suficiente disponer de la función de distribución de la variable $F(x)$, y la función de duraciones medias de las excedencias de la variable $n(x)$. En los apartados siguientes se trata de las formas que poseen ambas funciones en

ciertos casos característicos, a partir del análisis de un número de datos referentes a algunas variables geofísicas significativas en ingeniería civil.

6. FUNCION $n(x)$.

Para abordar la caracterización de la forma funcional de $n(x)$ debe primeramente investigarse cuál es el tipo de relación existente entre los valores correspondientes a la población y las estimas obtenidas a partir de muestras limitadas. Dado un determinado período de observación, donde el valor muestral de $n(x)$ para cada nivel de la variable se obtiene a partir de la duración media de las excedencias contenidas en la muestra a ese nivel, las relaciones entre estima muestral y población son:

- La fiabilidad de las estimas muestrales de la duración media es tanto mayor cuanto mayor sea el número de excedencias con-

DATOS DE CAUDAL MEDIO EN VEINTICUATRO HORAS, EMPLEADOS EN LA DETERMINACION DEL PARAMETRO $n(x)$

Nombre estación	Situación	Período observado	Duración de cada registro	Intervalo entre registros	Fuente
Trillo.	Río Tago.	1 octubre 1963 1 octubre 1973	24 horas	24 horas	Centro de Estudios Hidrográficos (Madrid).
Orusco.	Río Tajuña.	1 octubre 1952 1 octubre 1953			

DATOS DE VELOCIDAD MEDIA DEL VIENTO EN VEINTICUATRO HORAS, EMPLEADOS EN LA DETERMINACION DEL PARAMETRO $n(x)$

Nombre estación	Situación	Período observado	Duración de cada registro	Intervalo entre registros	Fuente
Valladolid.	Valladolid.	1 octubre 1970 1 octubre 1975	24 horas	24 horas y 12 horas	Instituto Meteorológico Nacional (Madrid).
Peñador.	Vigo.	1 febrero 1970 30 septiembre 1972			

DATOS DE PRECIPITACION EN TREINTA DIAS, EMPLEADOS EN LA DETERMINACION DEL PARAMETRO $n(x)$

Nombre estación	Situación	Período observado	Duración de cada registro	Intervalo entre registros	Fuente
Los Llanos.	Cuenca del Guadiana. (Prov. de Cuenca).	1 octubre 1940 1 octubre 1970 (excepto 1966-67)	1 mes	1 mes	Iniecsa (Madrid).

CUADRO 1-A

DATOS DE ALTURA DE OLA EMPLEADOS EN LA DETERMINACION DEL PARAMETRO n(x)

Nombre estación	Situación	Area marítima	Profundidad (m)	Periodo observado	T. útil (h)	% T. útil	Tipo de observac.	Duración de cada registro	Intervalo entre registros	Fuente
Osborne Head	Nova Scotia (Canadá)	All. Norte (W)	30,3	15 diciembre 1970 1 septiembre 1978	37.138	70,1	Instrument. (boya)	20 min.	3 horas	
Western Head	Nova Scotia (Canadá)	All. Norte (W)	40,2-43,0	15 abril 1970 6 mayo 1973	19.494	74,2	Instrument. (boya)	20 min.	3 horas	
Chebucto Bay	Nova Scotia (Canadá)	All. Norte (W)	26,7	24 octubre 1974 4 febrero 1976	8.091	81,3	Instrument. (boya)	20 min.	3 horas	Don Birell (Marine Information Directorate, Canadá)
Roberta Bank	British Columbia (Canadá)	Estrecho de Georgia	135,9	7 febrero 1974 3 abril 1976	12.282	70,0	Instrument. (boya)	20 min.	3 horas	
Toronto	Toronto (Canadá)	Lago Ontario	107,8	16 abril 1972 18 junio 1973	7.163	81,2	Instrument. (boya)	20 min.	3 horas	
Owers Lightvessel	Owers (Inglaterra)	Canal de la Mancha	13-15	1 octubre 1968 30 septiembre 1969	8.704	99,4	Instrument. (boya)	12 min.	3 horas	L. Draper (I.D.S., Gran Bretaña)
Plat. "Penrod 38"	(53° 24,9' Norte-4° 12,9' Este) (Holanda)	Mar del Norte	26,0	1 marzo 1973 28 febrero 1974	7.150	81,9	Instrument. (boya)		3 horas	E. Bouws (K.N.M.I., Holanda)
Dique P. Lucero	Bilbao	Cantábrico	40,0	2 abril 1976 2 abril 1978	17.335	86,8	Instrument. (boya)	12 min.	3 h - 4 h	L. Tejedor (Thalassa, para el Puerto de Bilbao)
Barco meteor. "B"		Atlántico Norte		1949-1972		91,0	Visual		1 h - 3 h	
Barco meteor. "C"		Atlántico Norte		1952-1972		92,0	Visual		1 h - 3 h	
Barco meteor. "E"		Atlántico Norte		1952-1971		89,0	Visual		1 h - 3 h	
Barco meteor. "I"		Atlántico Norte		1949-1971		88,0	Visual		1 h - 3 h	Environmental Data Service (U.S.A.)
Barco meteor. "J"		Atlántico Norte		1949-1971		88,0	Visual		1 h - 3 h	
Barco meteor. "K"		Atlántico Norte		1949-1969		83,0	Visual		1 h - 3 h	

FUNCION DE DISTRIBUCION EXTREMAL EN FENOMENOS DE TIPO METEOROLOGICO

FUNCION DE DISTRIBUCION EXTREMAL EN FENOMENOS DE TIPO METEOROLOGICO

tenido de la muestra. Este número (ver figuras 7 y 8, referentes al cuadro 1) es máximo en un cierto nivel de la variable y disminuye hacia niveles superiores e inferiores. Del mismo modo varía la fiabilidad de las estimas de $n(x)$.

- Aceptando que existe una cierta zona "central" de valores de la variable donde las estimas muestrales de $n(x)$ son correctas, los tramos inmediatos por encima y por debajo dan estimas de baja fiabilidad debido al pequeño número de excedencias contenidas en la muestra. Estas estimas se desvían de forma aleatoria en torno a los valores de la población.
- Supongamos que la población de la variable en cuestión es ilimitada en ambas direcciones. Cada muestra específica está limitada por un valor máximo de la variable y otro mínimo. En estos niveles, los valores muestrales de $n(x)$ son respectivamente ∞ y 0. Los tramos anteriores de desviación aleatoria terminan en dos tramos que se desvían sistemáticamente de los valores correspondientes a la población, tendiendo asintóticamente a ∞ y 0. En el caso de variables cuyo límite natural inferior es cero (como ocurre con H_s), esta desviación sistemática sólo ocurre en el extremo superior muestral.

Por tanto, para cualquiera de estas últimas variables, toda muestra de $n(x)$ con tamaño suficiente posee un tramo central que se ajusta bien a la función correspondiente a la población; dos tramos adyacentes con desviación aleatoria acusada (de los cuales el superior es el más largo, debido a la más lenta disminución del número de excedencias hacia los niveles altos, ver figuras 27 y 28 referentes al cuadro 1), y, por último, un tramo límite superior que se desvía asintóticamente tendiendo hacia $n(x) = \infty$ en el mayor valor muestral.

En la referencia (11), donde se tuvo que abordar la caracterización de $n(H_s)$ sin disponerse de muestra alguna de la curva de evolución de la variable, se admitió una ley exponencial para aquel parámetro con el fin de llegar a una función doble exponencial para la distribución extremal de H_s (función que pareció comportarse adecuadamente en varias muestras extremales obtenidas con la siempre dudosa exactitud de las estimas visuales individuales en temporales). Posteriormente han sido analizados varios años de registro casi-continuo de algunas variables significativas en ingeniería civil (altura de ola significativa, velocidad media del viento en veinticuatro horas, caudal fluvial en veinticuatro horas, precipitación en treinta días) con el fin de estimar directamente una forma funcional adecuada para $n(x)$ en estos casos. En

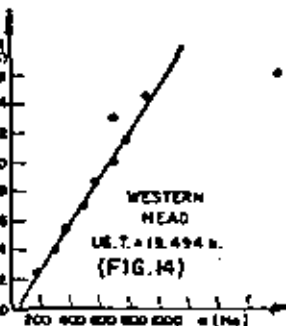
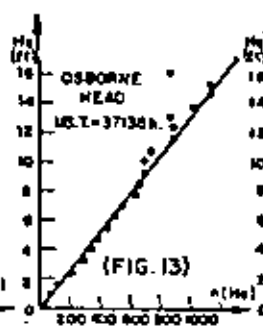
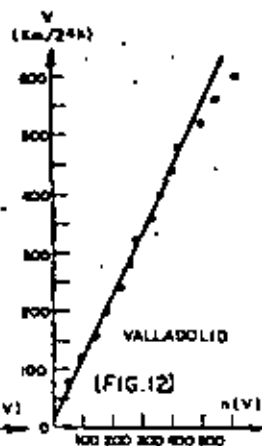
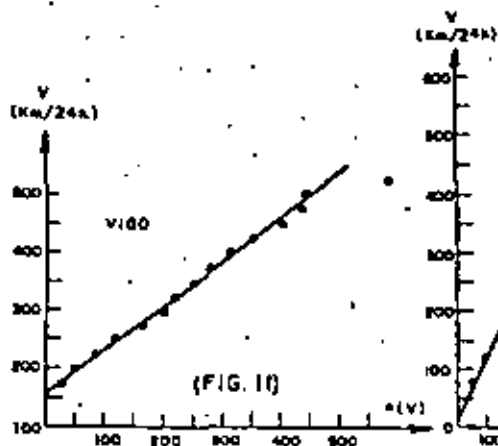
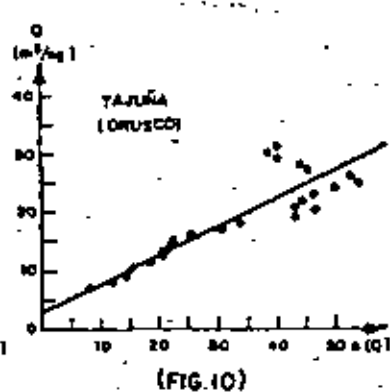
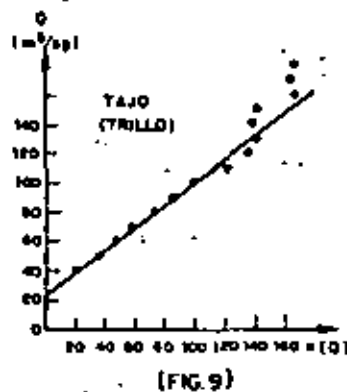
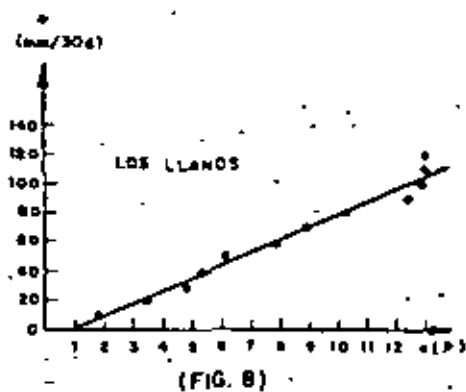
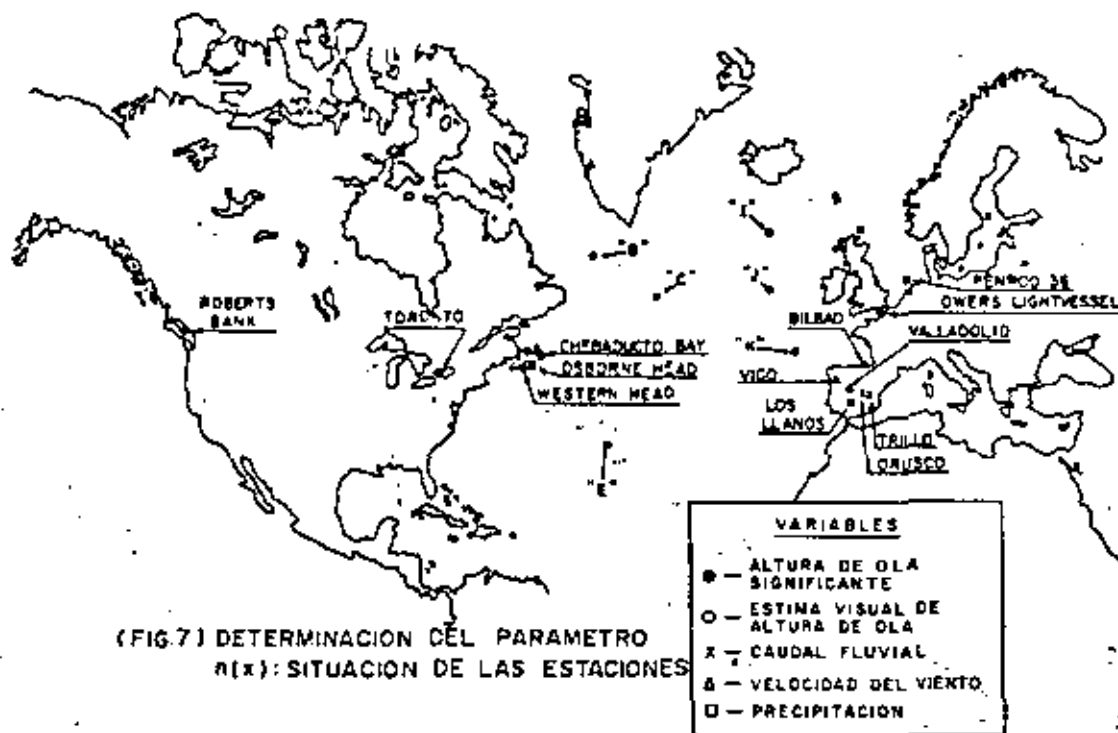
el cuadro 1 y figura 9 se muestran las características de las muestras utilizadas. El resultado obtenido del análisis es que la sencilla función lineal, $n(x) = Ax + B$, se comporta correctamente en todo el conjunto de muestras analizado. En las figuras 10 a 19 se muestran los puntos muestrales con las funciones lineales ajustadas a sus tramos centrales. En estas figuras no se han representado los puntos para cuya estima se contaba con un número de excedencias inferior a 10, con lo cual se han limitado considerablemente las desviaciones. En los tramos superiores de desviación aleatoria (los más largos), esa desviación es hacia la derecha de la recta en un mayor número de casos que hacia la izquierda. Esto es coherente con el hecho de que las funciones de distribución de la duración de las excedencias para cada nivel de la variable (de la que se han analizado un cierto número de casos), son apreciablemente sesgadas en el sentido de que las duraciones inferiores a la media resultan más frecuentes que las superiores a ella (a cambio, naturalmente, de tener un recorrido inferior).

El ajuste correcto de las funciones lineales para $n(x)$ requiere el uso de "intervalos de precisión", tal como se describe en la referencia (12). Sin embargo, el ajuste visual al tramo de valores centrales resulta aceptablemente aproximado para el uso de la ecuación extremal, siempre que la longitud efectiva de la muestra (longitud del tramo central de estima correcta) sea suficiente. Esto último sólo puede determinarse convenientemente tras análisis de muestras de cada variable objeto de interés. En la referencia (12) se han obtenido algunos resultados interesantes respecto a las variables H_s y V .

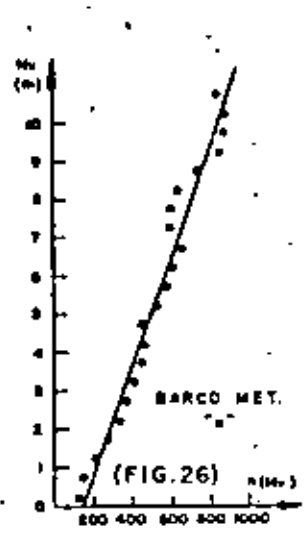
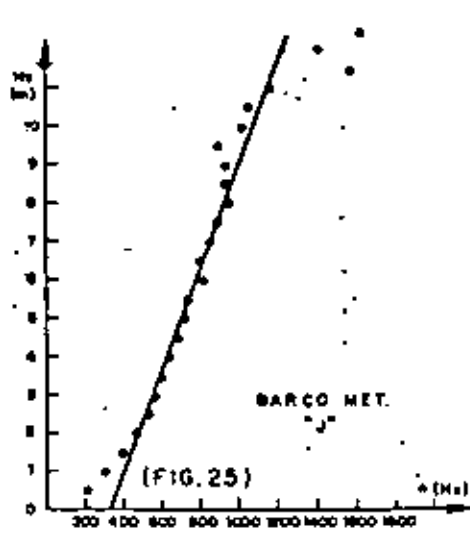
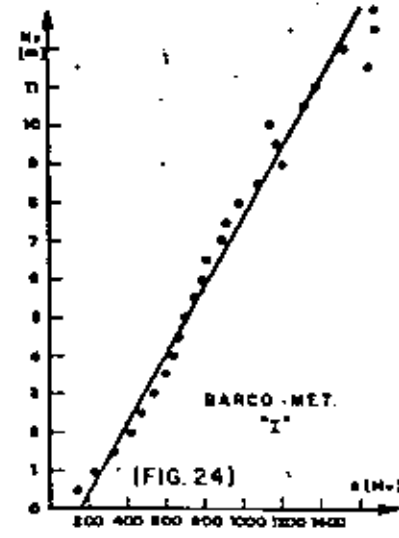
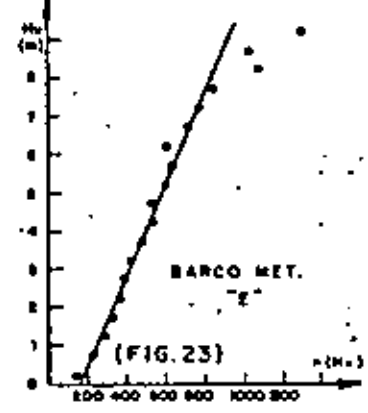
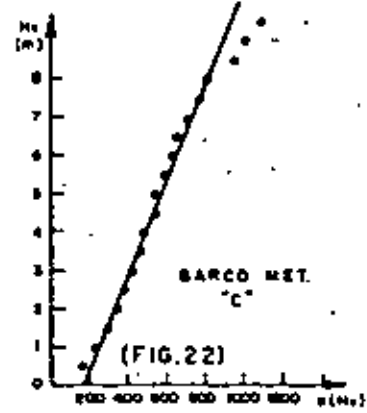
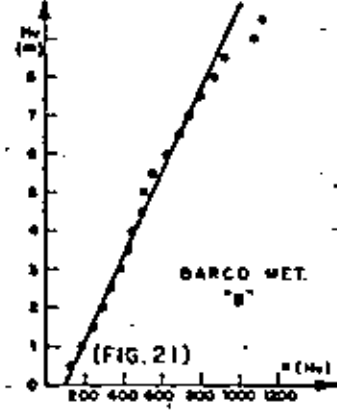
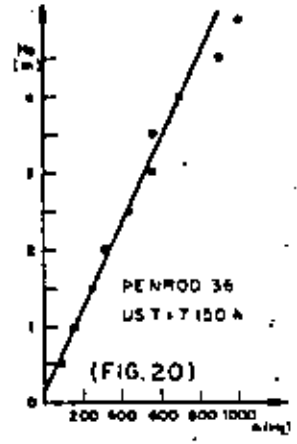
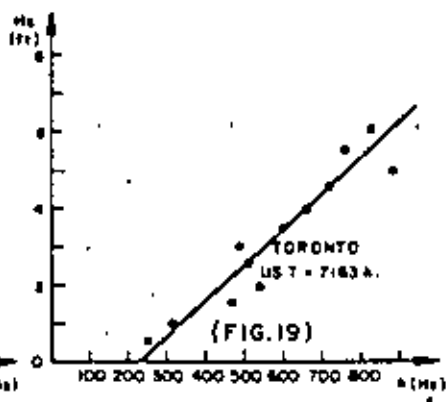
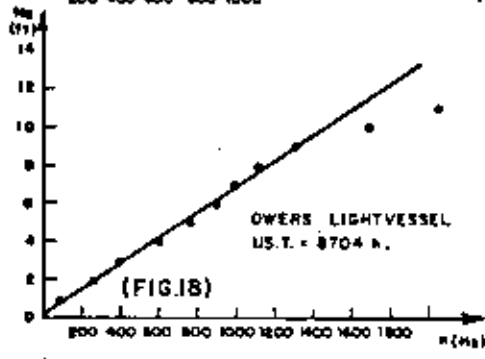
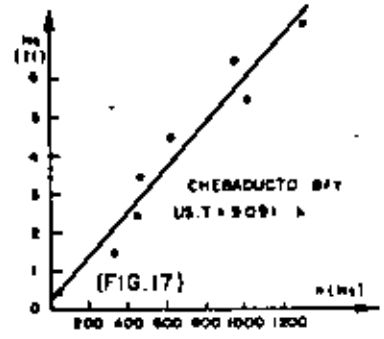
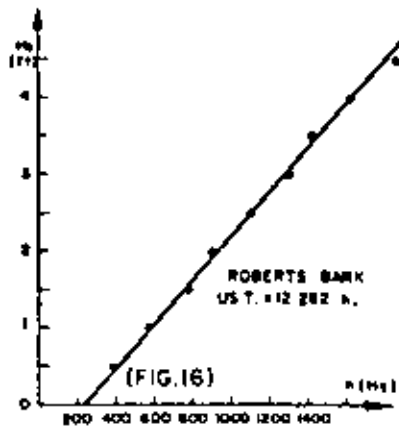
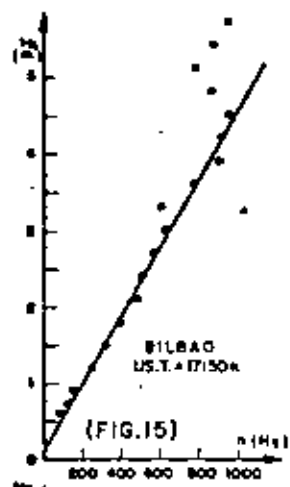
Como puede observarse, no se ha detectado dependencia de la tipología climática en la caracterización funcional de $n(x)$ en los casos estudiados. Sólo el análisis de un mayor número de muestras de cada variable permitirá evaluar hasta qué punto es esto correcto; mientras tanto, los resultados obtenidos en (12) relativos a la baja sensibilidad de $\phi(x)$ a variaciones apreciables de $n(x)$ llevan a estimar que la función lineal puede ser utilizada con confianza en la práctica.

Entre las figuras anteriores, las referentes a observaciones visuales de altura de ola no tienen un valor elevado en la selección de la relación lineal para $n(H_s)$, ya que la precisión de aquellas observaciones es menos clara de lo deseable en la región de valores altos de la altura de ola. Se las incluye, sin embargo, como comprobación "a posteriori" de que la función lineal produce ajustes razonables y de valor práctico para estas estimas de oleaje realizadas un tanto rudimentariamente, pero que constituyen una fuente de datos de primera importancia (a menudo la única disponible).

FUNCION DE DISTRIBUCION EXTREMAL EN FENOMENOS DE TIPO METEOROLOGICO



FUNCION DE DISTRIBUCION EXTREMAL EN FENOMENOS DE TIPO METEOROLOGICO



FUNCION DE DISTRIBUCION EXTREMAL EN FENOMENOS DE TIPO METEOROLOGICO

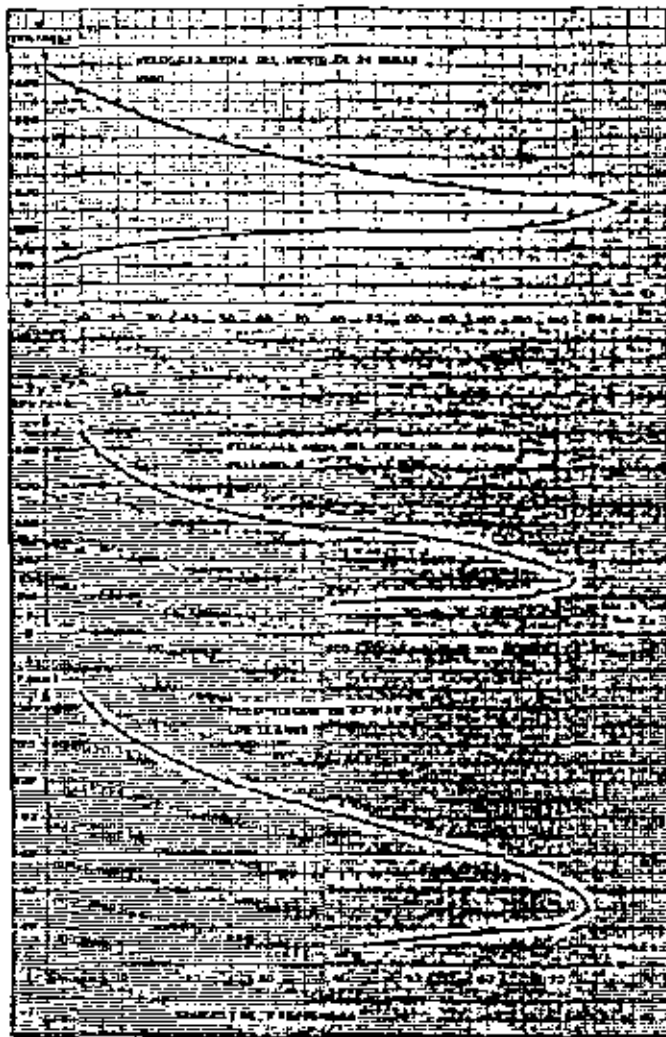


Figura 27.

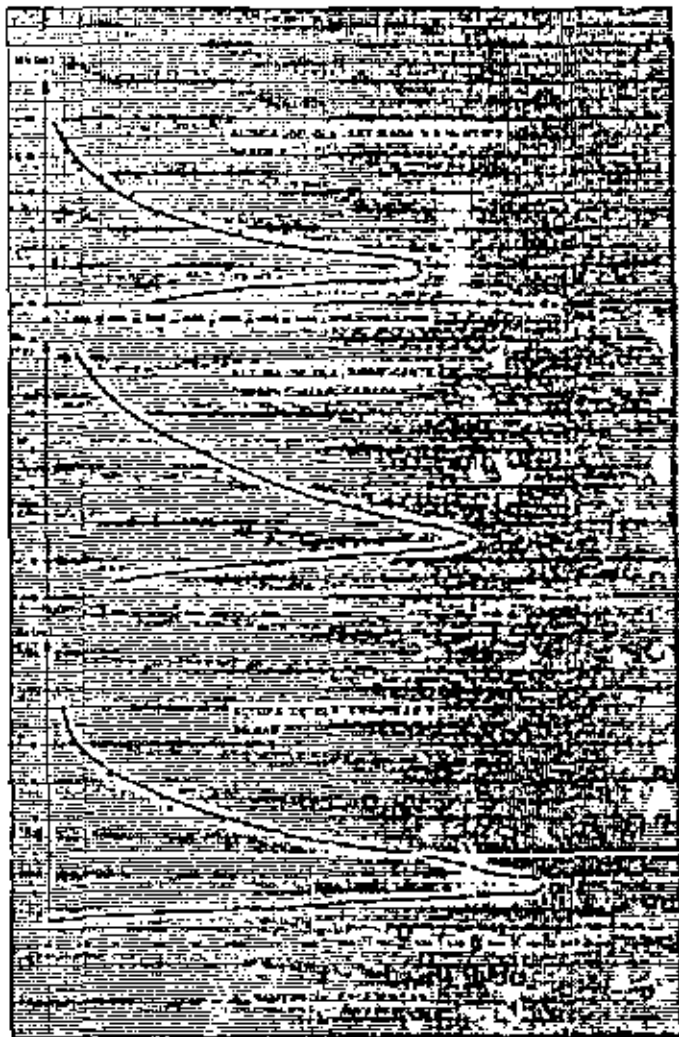


Figura 28

7. FUNCION $F(x)$.

Anteriormente se ha descrito la relación que existe entre los valores de $F(x)$ correspondientes a la población, y las estimas obtenidas a partir de muestras limitadas, en el caso de muestreo aleatorio. Para muestreo continuo o casi-continuo, la situación es similar incluyendo además tremos de desviación sistemática en los extremos muestrales (12 y 14). Según se indicó en aquel apartado anterior, la determinación de función de distribución para cada variable necesita del análisis comparado de un elevado número de muestras diferentes (en la referencia (12) se realiza esta determinación para la variable altura de ola significativa, con ayuda de 20 muestras distintas pertenecientes a diversas áreas marítimas).

Sin embargo, una sola muestra de buen tamaño puede servir de base a una determinación efectiva de $F(x)$ si se dispone al mismo tiempo de una muestra extremal cuyo recorrido útil tenga una

longitud apreciable, aunque esta sola no permita, como se indicó antes, la elección directa de distribución extremal. Para ello hay que partir de suponer que el tipo de función adecuado para $n(x)$ es conocido: En el apartado anterior se vio que $n(x)$ puede admitirse lineal, al menos para varias variables importantes. Como ejemplo van a tomarse dos casos: La velocidad media del viento en veinticuatro horas registrado en Valladolid (1970-1975) y la precipitación total en treinta días registrada en Los Llanos, Cuenca (1940-1969), que son dos de las estaciones que figuran en la tabla 1. En las figuras 29 a 31 se muestran ajustes de las distribuciones observadas para ambas estaciones, por funciones de distribución Weibull, Log-Normal de tres parámetros, y Doble Exponencial. Con estas tres hipótesis para $F(x)$, y las funciones $n(x)$ que fueron determinadas en las figuras 8 y 12, se han calculado las distribuciones extremales correspondientes, que se han representado en las figuras 32 a 34 junto con dos muestras extremales de ambas

FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN EXTREMAL EN FENÓMENOS DE TIPO METEOROLÓGICO

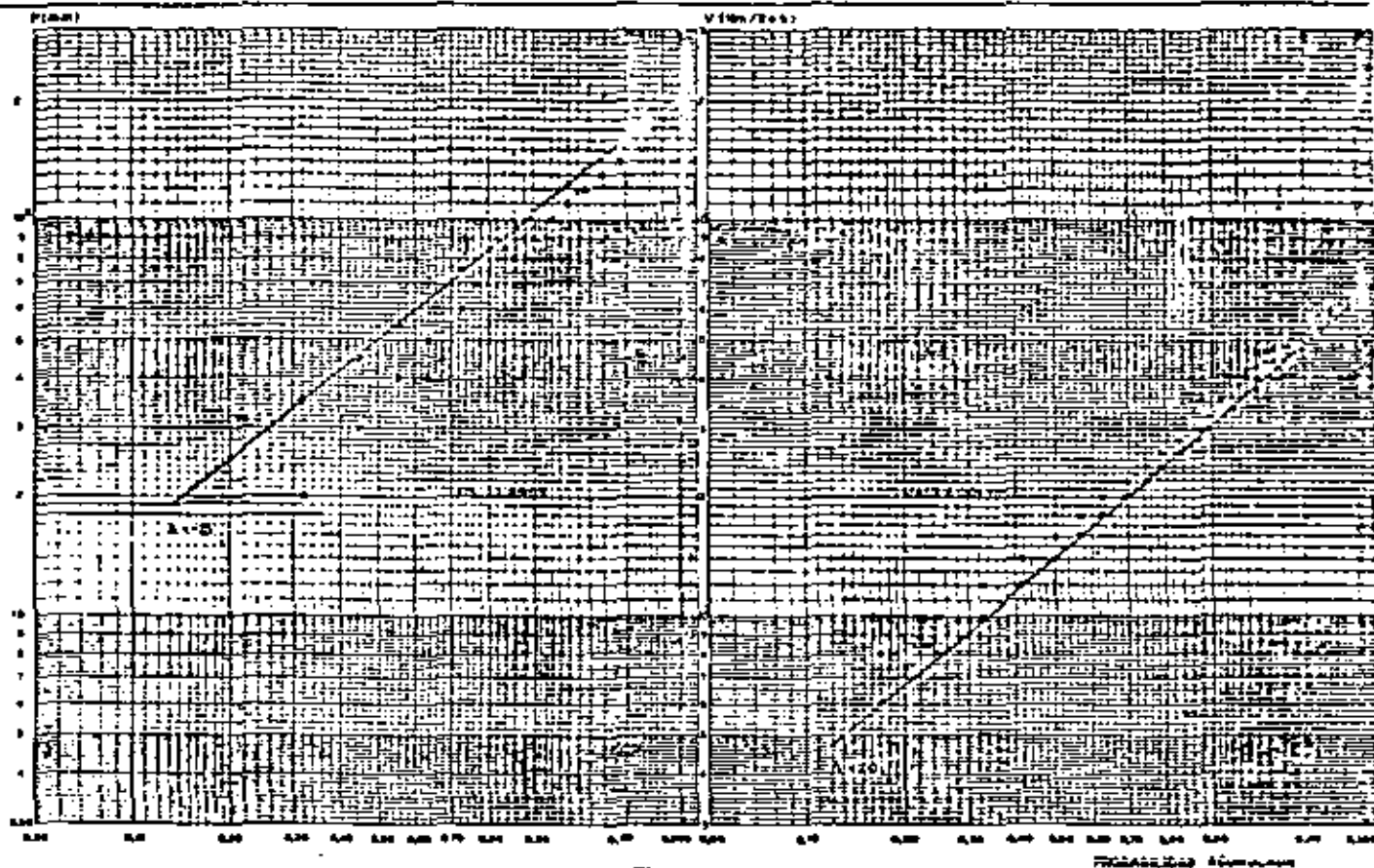
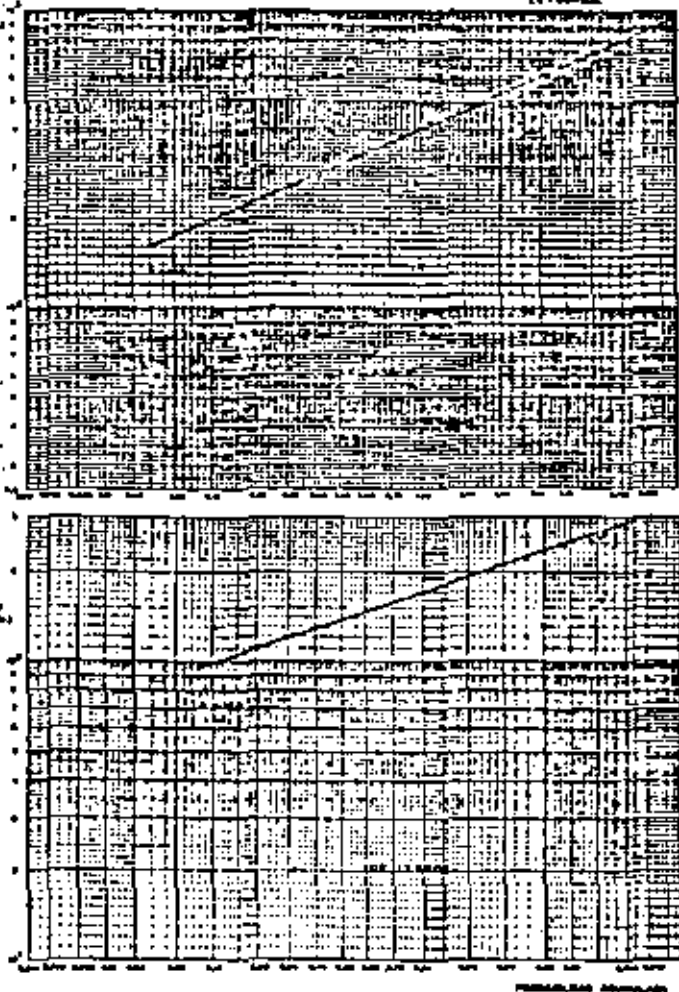


Figura 29.



estaciones. Estas últimas han sido representadas según tres criterios distintos: frecuencias observadas (12 y 14); fórmula de Weibull-Gumbel; fórmula de Gringorten; sin establecer intervalos de precisión y, por tanto, sin delimitar un recorrido útil.

De la inspección de las figuras se desprende que la función Doble Exponencial es, en ambos casos, adecuada para $F(x)$. Al mismo tiempo, se han determinado las distribuciones extremales $\Phi(x)$ correspondientes a las dos estaciones. Ninguna de estas funciones $F(x)$ y $\Phi(x)$ hubiera podido ser determinada directamente de forma individual, a partir de sus muestras respectivas, a no ser que por otro lado se conociese ya previamente cuáles eran los tipos de función adecuados para ambas distribuciones.

8. RESUMEN

El cuadro 2 esquematiza los sistemas de estimación de distribución extremal que han sido discutidos en este artículo.

Han quedado por tratar algunos aspectos complementarios de esta problemática, que son importantes para utilizar el análisis extremal con el ne-

Figura 30.

FUNCION DE DISTRIBUCION EXTREMAL EN FENOMENOS DE TIPO METEOROLOGICO

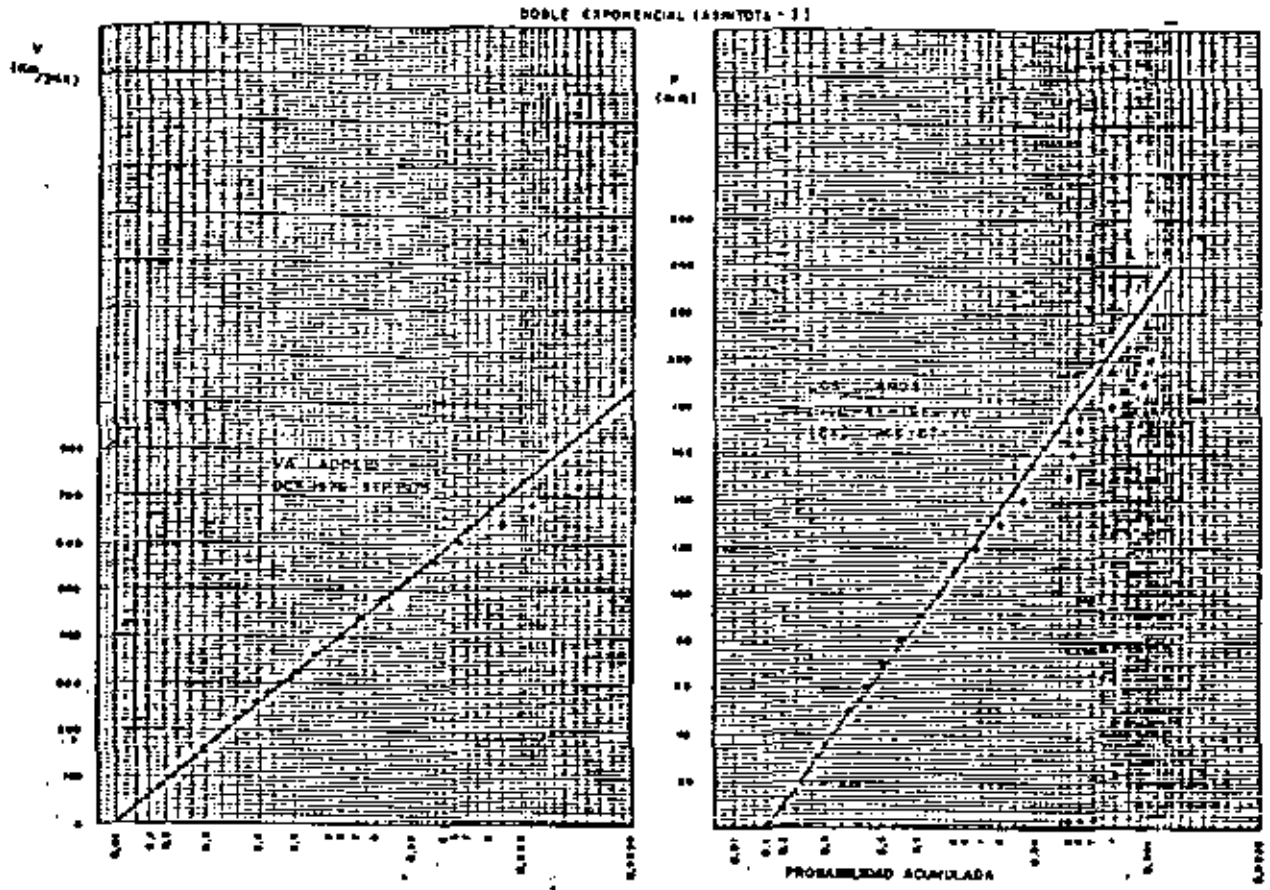


Figura 31.

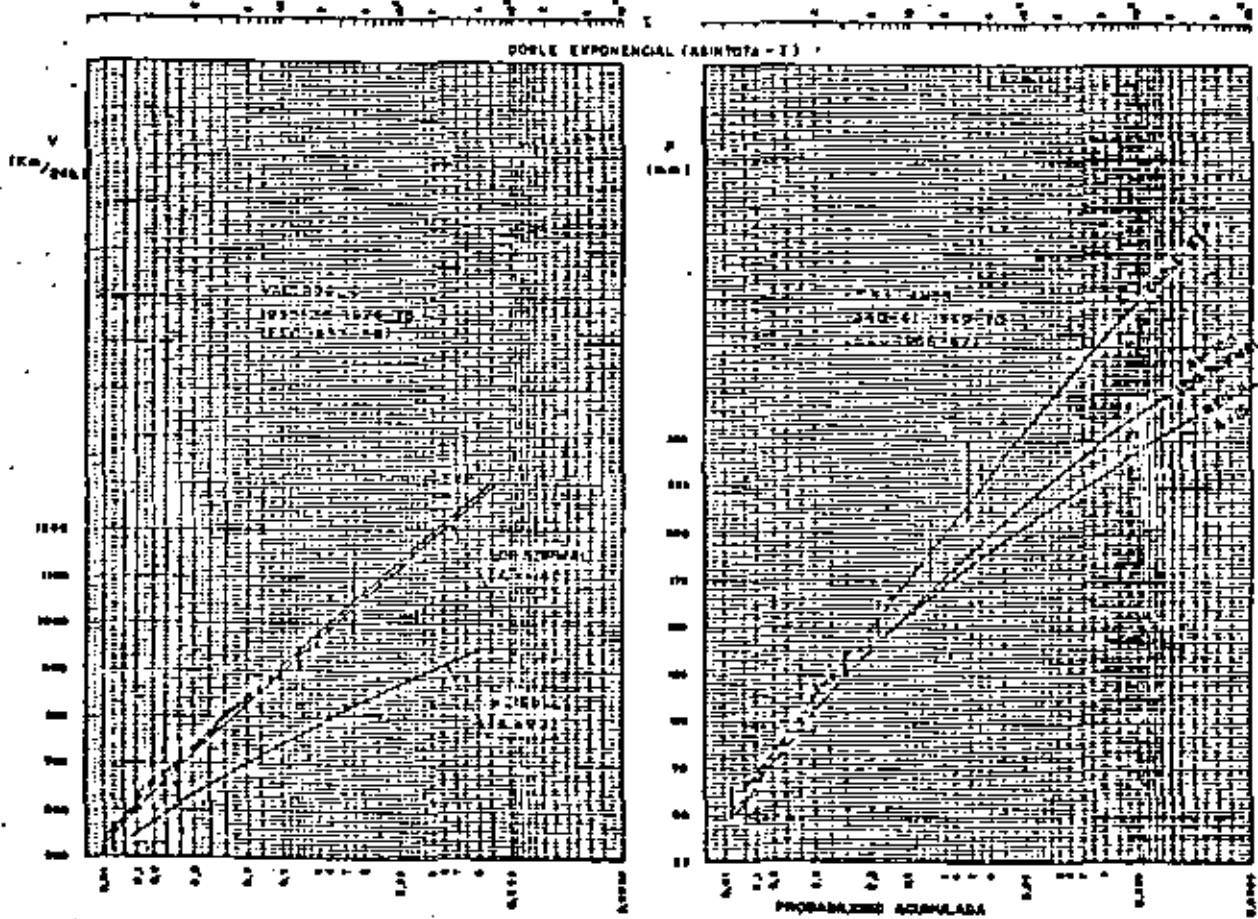


Figura 32.

MUESTRAS EXTREMALES (FRECUENCIAS OBSERVADAS) COMPARADAS CON CURVAS DE PREDICCION

FUNCION DE DISTRIBUCION EXTREMAL EN FENOMENOS DE TIPO METEOROLOGICO

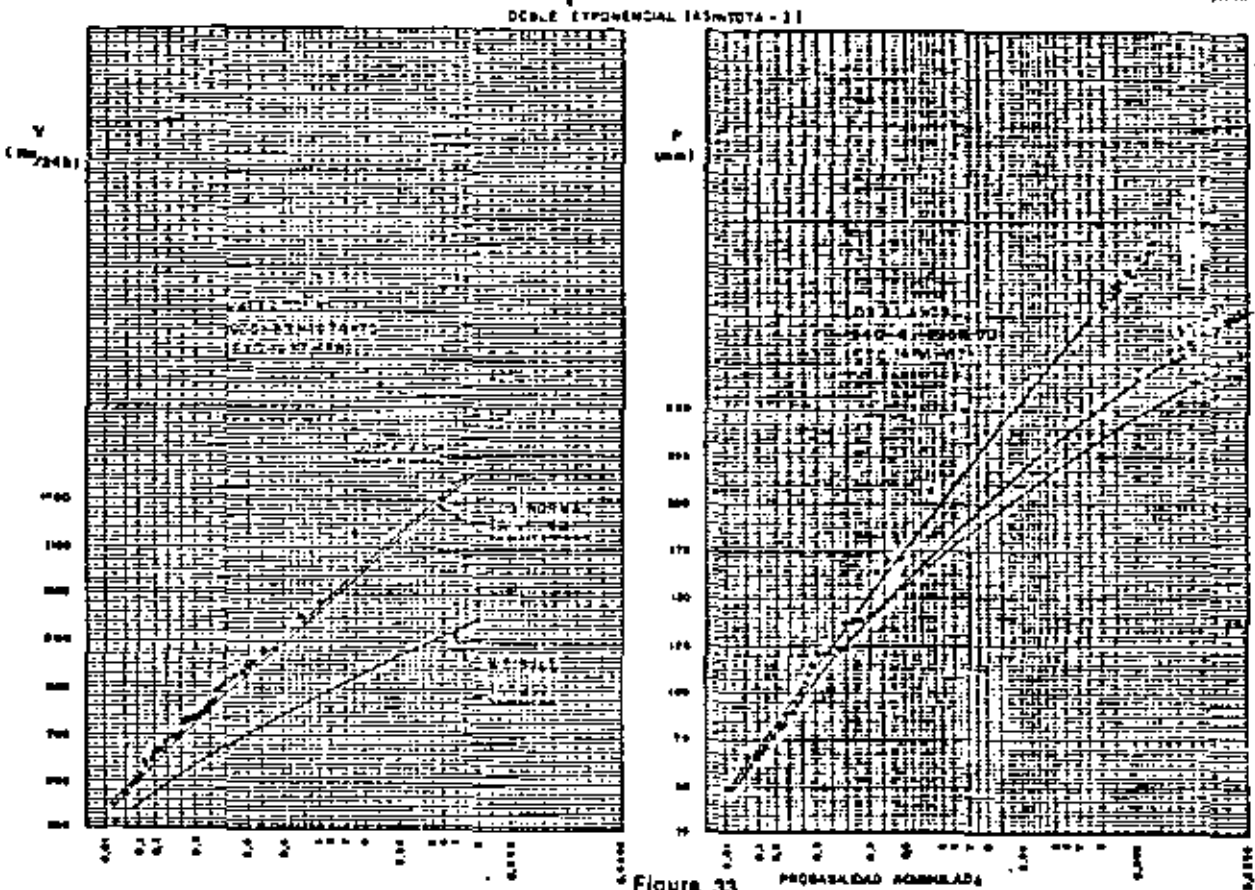


Figure 33.

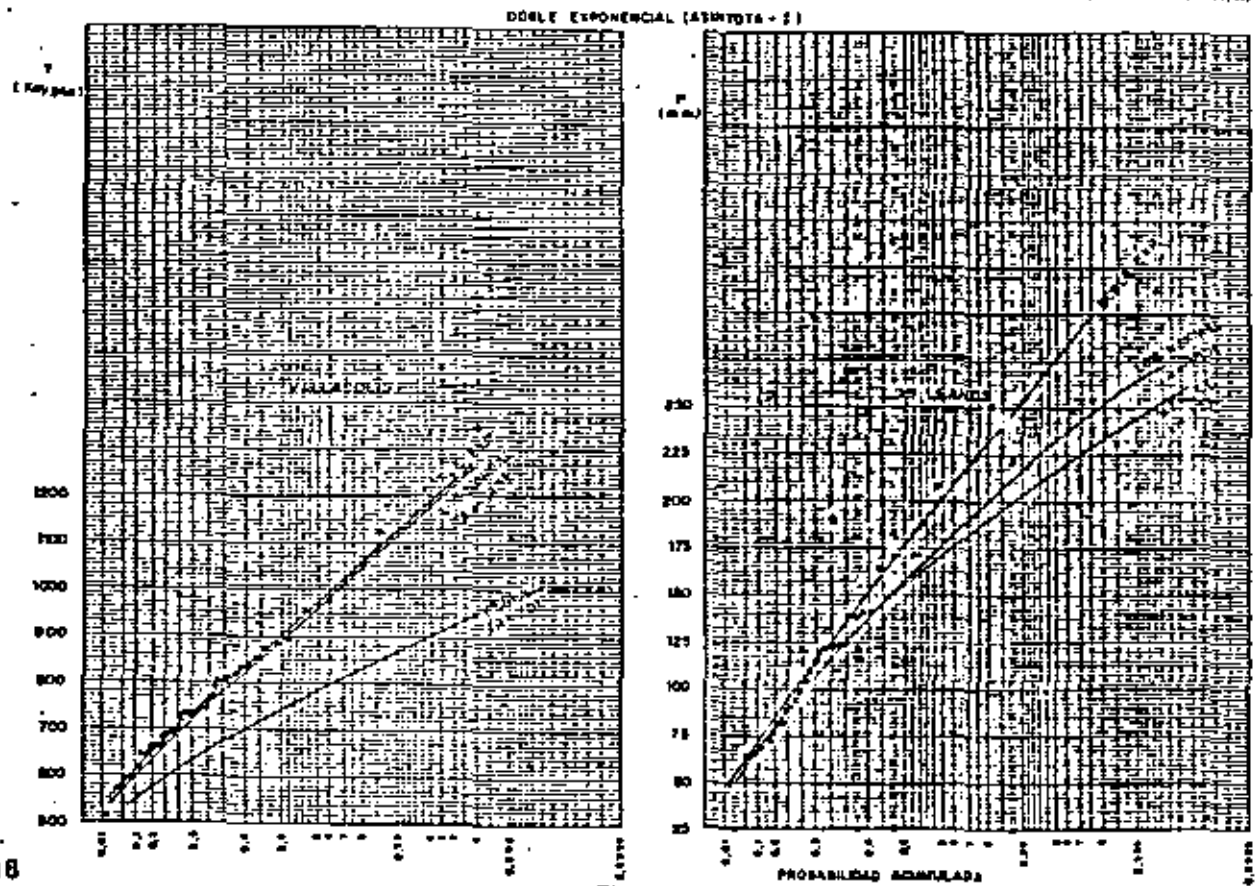
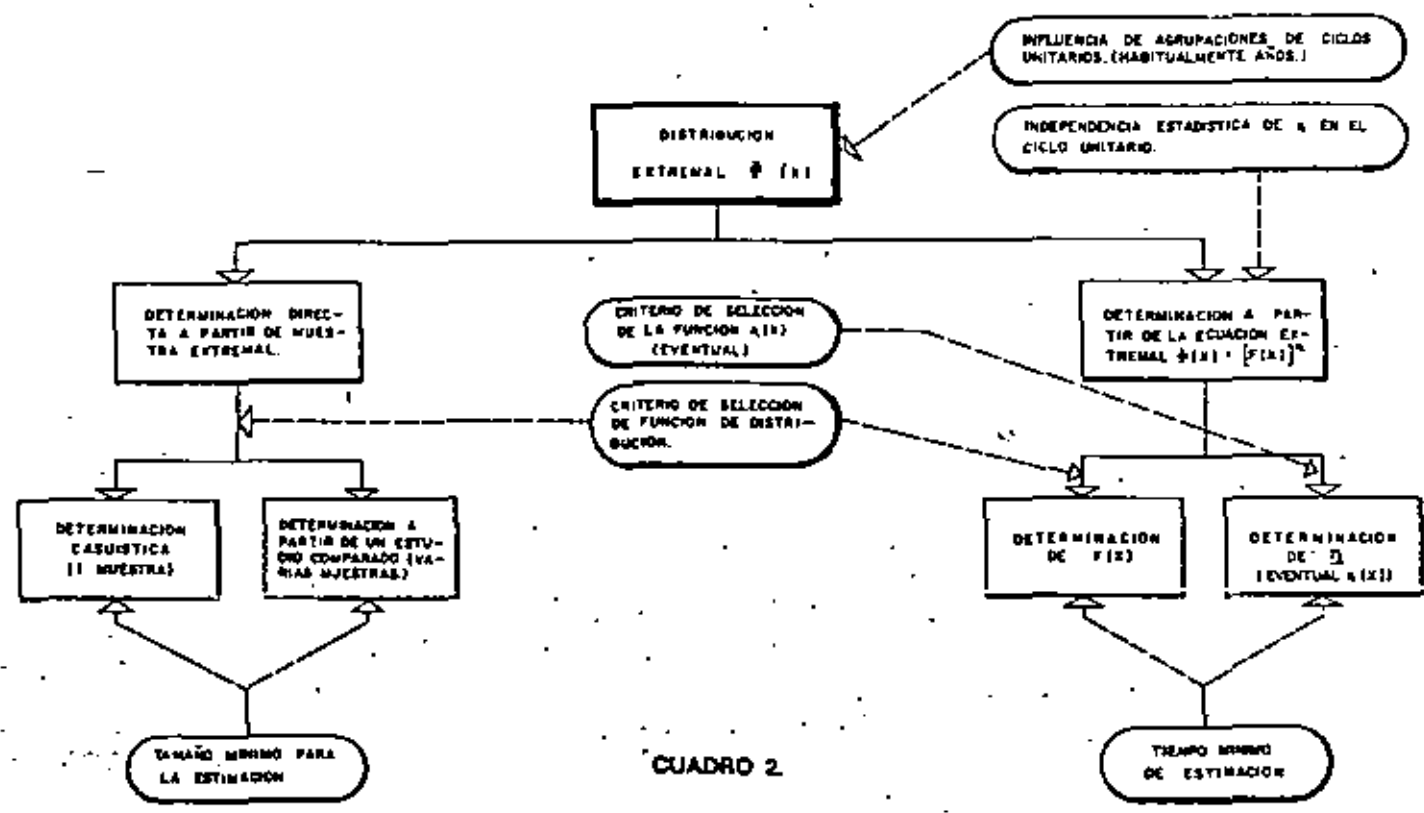


Figure 34.

FUNCION DE DISTRIBUCION EXTREMAL EN FENOMENOS DE TIPO METEOROLOGICO

cesario conocimiento de las limitaciones y posibilidades de la metodología a nivel de su empleo en la práctica: Por un lado, los tiempos mínimos de observación o tamaños muestrales mínimos para una estima correcta de las funciones utilizadas.

Por otro, las repercusiones de la mayor o menor corrección de la hipótesis de independencia estadística para n dentro del ciclo unitario escogido y para los propios ciclos unitarios entre sí. Estos temas se discuten en (12).



CUADRO 2

9. AGRADECIMIENTOS

En la obtención y tratamiento de los datos empleados para la caracterización de varias funciones se ha contado con la amable colaboración de un número de personas e instituciones enumeradas en (12). Entre ellas ha resultado particularmente importante la colaboración de Intecsa (Madrid), que por medio de Victoriano Fernández Dupuy proporcionó uso libre de su ordenador IBM-370-138 (VM) y la asistencia de sus especialistas en programación para elaborar los programas de ordenador necesarios.

El presente artículo constituye una parte de la tesis doctoral presentada por el autor a la E. T. S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Santander, y publicada en (12). Parte del mismo fue también parte de una comunicación presentada (13) a la XVI Conferencia Internacional de Ingeniería de Costas (I.C.C.E.; Hamburgo, 1978).

REFERENCIAS

- (1) N. BARRICELLI: "Les plus grands et les plus petits maxima ou minima annuels d'une variable climatique". Arkiv for Matematik og Natur., 46-6. Oslo, 1943.
- (2) J. BATTJES: "Long term wave height distribution at seven stations around the British Isles". N.I.O. Internal Report No. A-44, 1970.
- (3) J. BELL: "Surface Winds in Hong Kong Typhoons". U.S. Asian Weather Symp. Feb. 1961.
- (4) A. BENHAM: "The estimation of extreme flood discharges by statistical methods". Proc. New Zealand Inst. Civ. Eng., 38, 1950.
- (5) M. BENSON: "Uniform Flood-Frequency Estimating Methods for Federal Agencies". Jour. Water Resources Research, Vol. 4, No. 5, 1968.
- (6) J. BERNIER: "Sur l'application des diverses lois limites des valeurs extrêmes au problème des débits de crues". La Houille Blanche, No. 5, 1956.
- (7) J. BERNIER: "Portée et limites des méthodes de prévision statistique des crues utilisées dans le calcul éco-

FUNCION DE DISTRIBUCION EXTREMAL EN FENOMENOS DE TIPO METEOROLOGICO

nomique des ouvrages de protection contre les crues". Bull. Centre de Rech. et d'Essays de Chatou, 6 December 1963.

(8) B. BOBEE and R. ROBITAILLE: "The Use of the Pearson Type 3 and Log-Pearson Type 3 Distributions Revisited". Jour. Water Research, 13-2, April 1977.

(9) L. BROWN, M. NEKHOM and M. PATCH: "A Monte-Carlo Determination of Extreme Ocean Waves". Offshore Techn. Conf., Houston, May 1975.

(10) R. CARTER: "Floods in Georgia, Frequency and Magnitude". U.S. Geol. Survey, Circ. No. 100, 1951.

(11) E. COPEIRO: "Un método práctico de estimar oleaje extremal para el cálculo de estructuras marítimas". Revista de Obras Públicas, Junio 1976.

(12) E. COPEIRO: "Análisis extremal de variables geofísicas". Publicación 14, Laboratorio de Puertos, C.E.E.O.P. Madrid, 1976.

(13) E. COPEIRO: "Extremal prediction of significant wave height". 15th Int. Conf. Coastal Eng., Hamburgo, 1978.

(14) E. COPEIRO: "Estima de función de distribución a partir de una muestra aleatoria". Revista de Obras Públicas, Marzo 1979.

(15) A. COURT: "Wind Extremes as Design Factors". J. Franklin Institute, 256, 39, 1953.

(16) A. DAVENPORT: "Wind Loads on Structures". Tech. Paper No. 86, Division of Building Res., Ottawa, 1960.

(17) M. St. DENIS: "Determination of Extreme Waves". Topics in Ocean Engineering, Gulf Publ. Comp., 1969.

(18) M. St. DENIS: "Some Cautions on the Employment of the Spectral Technique to Describe the Waves of the Sea and the Response Thereto of Oceanic Systems". Preprints, Offsh. Techn. Conf., Houston, 1973.

(19) E. GUMBEL: "Les Crues du Rhône". Ann. de l'Université de Lyon (serie 3), No. 3, sect. A, 1940.

(20) E. GUMBEL: "Statistics of Extremes". New York, Columbia Un. Press, 1958.

(21) A. JENKINSON: "The frequency distribution of the annual maximum (or minimum) values of meteorological elements". Q. J. Royal Met. Soc., 81, 1955.

(22) S. NAG and N. DUTTA: "Determination of maximum likely one, two, three, four and five day rainfall in a river catchment". Bull. Internat. Inst., Calcutta, 33, 1951.

(23) N. NORDESTROM: "Long term distribution of wave heights and periods". Rep. No. 69-21-5, Det Norske Veritas, Oslo, 1969.

(24) C. PETRAUSKAS and P. AAGAARD: "Extrapolation of Historical Storm Data for Estimating Design Wave Heights". Offshore Techn. Conf. Houston, April 1970.

(25) S. RANTZ and H. RIGGS: "Magnitude and Frequency of Floods in the Columbia River Basin". U.S. Geol. Survey, Water Supply Paper, 1808, 1949.

(26) SHUH: "The Return Period and Variability of Floods in China". Essays and Papers in Memory of the late President Fu Ssu-nien, Taipan, 1952.

(27) P. SUAREZ BORES: "Sea observation in coastal areas: The Spanish offshore network". Int. Symp. Wave Measurement and Analysis, New Orleans, 1974.

(28) H. THOM: "Frequency of maximum wind speeds". Proc. A.S.C.E., 80, Sep. 1954.

(29) H. THOM: "The Distribution of Annual Tropical Cyclone Frequency". Journ. Geophys. Res., 65-1, Jan. 1960.

(30) H. THOM: "Tornado probabilities". Monthly Weather Review, 91-10, 12 Oct.-Dec. 1963.

(31) H. THOM: "Toward a Universal Climatological Extreme Wind Distribution". Nat. Res. Council, Proc., Int. Res. Sem., Wind Effects on Buildings and Structures, Ottawa, 1968.

(32) H. THOM: "New Distributions of Extreme Winds in the United States". Journ. Struct. Div., A.S.C.E., 94, July 1968.

(33) H. THOM: "Asymptotic Extreme-Value Distributions of Wave Heights in the Open Ocean". Proc. A.S.C.E., Volume 99, No. WW-3, Aug. 1973.

(34) H. THOM: "Distributions of Extreme Winds over Oceans". Journ. Waterways and Harbors Div., A.S.C.E., Feb. 1973.

(35) H. WITTINGHAM: "Extreme Wind Gusts in Australia". Commonw. of Australia, Bur. of Meteor., Bull. No. 46, 1964.

(14)

Estima de función de distribución a partir de una muestra aleatoria^(*) 102

Por ENRIQUE COPEIRO

Dr. Ingeniero de Caminos, C. y P.
Laboratorio de Puertos "Ramón Iribarren", Madrid

1. Factores de indeterminación en la estima de función de distribución a partir de una muestra de valores independientes.

En la estima de función de distribución a partir de una muestra aleatoria existen varias etapas sucesivas: Selección de la muestra, asignación de probabilidad a los puntos muestrales, ajuste de una función a aquellos puntos. Para la realización de cada una de estas etapas han sido propuestos diversos criterios y fórmulas, que producen una variedad de resultados distintos. El estado de indeterminación a que se refiere este apartado es consecuencia de que *la metodología estadística en uso no ha proporcionado hasta el momento criterios inequívocos de elección entre las diversas propuestas existentes*. Los principales factores de indeterminación son:

1.1. Frecuencia de representación.

Si los valores de una muestra de una variable aleatoria pueden suponerse independientes (como ocurre típicamente con las muestras de valores extremos, por ejemplo) puede hacerse uso de la teoría estadística de valores ordenados. Ordenados los N valores muestrales en sentido creciente (o decreciente), se les asigna un número de orden $m = 1, 2, 3, \dots, N$. A cada valor le corresponde una probabilidad de ser excedido (o no serlo), de acuerdo con su posición dentro del grupo ordenado. La propuesta aparentemente más adecuada sería utilizar la probabilidad observada en la propia muestra; sin embargo, esta posibilidad ha sido rechazada en función de las dos razones siguientes (E. Gumbel, 1958):

1. A cada valor m -ésimo se le puede asignar dos valores distintos de la frecuencia acumulada, según se le incluya a uno u otro lado del límite de integración. Es consecuencia natural de tratar un proceso discreto. Ambos valores son, respec-

tivamente, $P(X_m) = \frac{m}{N}$ y $P(X_m) = \frac{m-1}{N}$. Ambas

series de probabilidad convergen en la zona central de la muestra, pero divergen significativamente en sus extremos en términos de periodo de retorno.

2. La fórmula $\frac{m}{N}$ asigna al mayor valor una probabilidad $P(X_m) = 1$. La fórmula $\frac{m-1}{N}$ asigna al menor valor una probabilidad $P(X_m) = 0$. Los papeles probabilísticos que generalmente se usan en el análisis extremal no incluyen, normalmente, alguno (o ninguno) de ambos valores límite de la probabilidad y, sin embargo, se desea utilizar todos los N valores muestrales para el ajuste de la función.

Entre las propuestas efectuadas para solucionar este problema figuran varias fórmulas empíricas que constituyen compromisos de carácter práctico entre las dos series de probabilidad señaladas arriba. Por el lado teórico se han presentado también una serie de fórmulas basadas en distintas propiedades de la distribución del valor m -ésimo de una muestra aleatoria de tamaño N .

La función de densidad del valor m -ésimo de una muestra aleatoria de tamaño N perteneciente a una población cuya función de densidad es $f(x)$, puede escribirse:

$$g_N(X_m) = \frac{N!}{(N-m)!(m-1)!} [F(X_m)]^{m-1} [1-F(X_m)]^{N-m} f(X_m) \dots (1.1)$$

A partir de esta ecuación pueden obtenerse diversos valores estadísticos característicos del valor m -ésimo.

En concreto, se han empleado las probabilidades correspondientes a la media, moda o mediana muestrales, o bien la media, moda o mediana de la probabilidad. Estas posibilidades producen resultados que varían notablemente en los extremos de la muestra. Los extremos muestrales son precisamente regiones a las que se ha venido atribuyendo una importancia especial en los criterios de

(*) Se admiten comentarios sobre el presente artículo, que pueden remitirse a la Redacción de esta Revista hasta el 31 de mayo de 1979.

ESTIMA DE FUNCION DE DISTRIBUCION A PARTIR DE UNA MUESTRA ALEATORIA

ajuste: Taptó, que en el proceso de deducción de algunas fórmulas de frecuencia de representación, que precisaban el uso de formulaciones aproximadas debido a la complejidad analítica de la formulación exacta, se ha exigido de la aproximación propuesta la más estrecha convergencia en el extremo (Gringorten, 1963). Los criterios habituales de ajuste a una muestra extremal producen resultados que son altamente sensibles a las distintas fórmulas de frecuencia de representación. Aunque en los valores muestrales centrales las probabilidades calculadas por los diversos métodos son muy similares, en los valores extremos (altos y bajos) esas probabilidades divergen ampliamente, siendo máximas las diferencias en el último valor. Esto hace que las rectas ajustadas en el papel probabilístico tengan pendientes distintas, lo cual produce, en las extrapolaciones, predicciones tanto más dispares cuanto más nos alejemos en la escala de periodos de retorno. Por ello, la com-

paración entre las distintas probabilidades asignadas al último valor por las distintas fórmulas, da una buena impresión de las discrepancias entre métodos. A continuación, se comparan las probabilidades correspondientes al mayor valor muestral (las del menor valor darían un panorama análogo) cuando se utilizan algunas de las fórmulas más conocidas. Se consideran dos tamaños muestrales, $N = 50$ y $N = 100$, y se incluyen junto a las probabilidades sus periodos de retorno correspondientes, que quizá proporcionan un contraste más intuitivo.

Las diferencias observadas son grandes, aun cuando las dos últimas fórmulas corresponden a hipótesis distintas sobre la F.D.D. y, por tanto, la comparación entre ellas no es estrictamente permisible.

En un reciente artículo de L. Borgman y D. Reiss (1977), donde se obtuvieron predicciones ex-

TABLA 1

AUTOR	EXPREsION	CRITERIO
Hazen	$\frac{m - \frac{1}{2}}{N}$	Arbitrario.
Weibull- nbel	$\frac{m}{N + 1}$	Media de la probabilidad del valor m -ésimo (independiente de la F.D.D.).
Johnson- Benard	$\frac{m - 0,3}{N - 0,4}$	Mediana de la probabilidad del valor m -ésimo (independiente de la F.D.D.).
Blom	$\frac{m - \frac{3}{8}}{N + \frac{1}{4}}$	Probabilidad del valor medio m -ésimo de una F.D.D. normal.
Cringorten	$\frac{m - 0,44}{N + 0,12}$	Probabilidad del valor medio m -ésimo de una F.D.D. doble exponencial.

N = 50

N = 100

N = 50		N = 100	
P Probabilidad	T Periodo de retorno	P Probabilidad	T Periodo de retorno
0,9900	100	0,9950	200
0,9804	51,0	0,9901	101,0
0,9851	72,0	0,9930	143,4
0,9756	41,0	0,9878	81,8
0,9888	89,5	0,9994	178,8

ESTIMA DE FUNCION DE DISTRIBUCION A PARTIR DE UNA MUESTRA ALEATORIA

tremas significativamente dispares con la sola variación de utilizar alternativamente las fórmulas de Weibull-Gumbel y de Gringorten, el comentario de aquellos conocidos autores sobre ello fue: "No es realmente cuestión de qué fórmula es la buena o cuál es la mala. Cada procedimiento tiene algunas justificaciones estadísticas o lógicas". Esta opinión es el reconocimiento explícito de un estado de ambigüedad en la metodología estadística existente.

1.2. Los extremos de la muestra (caso de muestras de valores extremos).

En ocasiones los valores límites de la muestra (los mayores y menores) se apartan apreciablemente de la tendencia seguida por el resto de la muestra. Aquellos valores condicionan, a veces de forma muy marcada, la pendiente de la recta ajustada en el papel probabilístico a través de la serie de puntos muestrales.

En la metodología en uso para los ajustes se parte de la decisión de utilizar la totalidad de los puntos muestrales. Puede citarse, como ejemplo, que, entre las seis condiciones que según E. Gumbel (1958) debe cumplir una fórmula aceptable de probabilidad de representación, la primera es que debe permitir la representación de todos los valores de la muestra. De esta forma, los *N* puntos muestrales son utilizables para el ajuste. Algunos autores, sin embargo, han admitido la posibilidad de prescindir de algunos de estos valores extremos, en las estimas de distribuciones extremales, cuando su posición se aleja de forma "excesiva" de la tendencia marcada por el resto. En este caso se presume que aquellos valores no siguen el mismo tipo de función de distribución que los demás, sino otra ley estadística propia de valores que puedan darse en intervalos de recurrencia muy largos. Por tanto, se supone que estos valores no son estadísticamente homogéneos con el resto y se les excluye del análisis (V. Chow, 1964).

Este punto de vista plantea dos problemas, cualquiera de los cuales basta para invalidarlo. El primero es que la propia posibilidad de extrapolar la curva ajustada queda básicamente cuestionada por la suposición de que los acontecimientos con período de retorno largos siguen una distribución estadística distinta a los otros. El segundo es la vaguedad de la propuesta a nivel de su uso práctico, ya que no se suministra un criterio que permita decidir cuándo la desviación de un determinado punto es "suficientemente" acusada como para decidir su exclusión. Chow llama a esos puntos "datos fuera de control", en el sentido de que caen bien fuera de las bandas de control o límites de confianza que pueden trazarse a ambos lados

de la curva ajustada. Podría decidirse el excluir los puntos que no caen dentro de esta banda, pero ¿qué banda de control se adapta para ello? Se obtiene una banda de control diferente para cada nivel de confianza, y éste es una cantidad a fijar arbitrariamente. Por lo demás, la amplitud de las bandas de control habituales es tan grande, en los extremos de la muestra, que aun puntos que se desvían muy pronunciadamente de la tendencia del resto pueden estar incluidos en aquéllas. Esto es cierto aun en bandas de control muy estrictas, como, por ejemplo, del 68,3 por 100 de confianza (una desviación estándar).

En la figura 1 se muestra un ejemplo que permite apreciar el efecto indicado. La muestra extremal utilizada consiste en 10 máximos anuales de la altura de ola significantes estimados para un punto del Cantábrico Oriental mediante previsiones realizadas utilizando cartas meteorológicas. En el caso A aparece la muestra completa en papel Asintota-I. La representación de puntos muestrales, el ajuste de la recta a ellos y el trazado de la banda de control al 68,3 por 100 de confianza, han sido realizados según la metodología propuesta por E. Gumbel (1958). En el caso B se ha empleado la misma metodología para ajustar la misma muestra de donde ha sido excluido el valor mayor. Este valor cae aún dentro de la banda de control en la figura A, pero su posición marca una rotura tan acusada de la tendencia marcada por el resto de la muestra (nitidamente alineada) que cabe una duda razonable sobre su exclusión, en el espíritu de la recomendación indicada más arriba. Como puede verse, las rectas ajustadas en ambas hipótesis divergen ampliamente (figura B), produciendo grandes diferencias relativas para los períodos de retorno usuales en la práctica.

Este ejemplo muestra la ambigüedad de la metodología respecto al tratamiento de los extremos de la muestra. Se ve cómo dos decisiones, entre las que existe una duda que podemos calificar de razonable a la luz de los procedimientos en vigor, producen resultados desproporcionadamente diferentes, con un impacto enorme en el proceso de diseño de obras o planificación. Debe admitirse que una muestra de diez años es en cualquier caso muy corta. Sin embargo, aunque la influencia de los últimos valores disminuye naturalmente al crecer el tamaño de la muestra, no llega a ser despreciable hasta llegar a muestras muy grandes, poco frecuentes en la práctica. En ingeniería marítima, por ejemplo, se han realizado con frecuencia estimas de distribuciones extremales utilizando muestras de entre veinte y treinta años (C. Petruskas y P. Aagaard, 1970; P. Suárez Boreas, 1974; E. Copeiro, 1976) y aún inferiores (H. Thom, 1970), debido a la inexistencia de datos de larga duración. En estos tamaños la influencia de los valores extremos es aún considerable.

ESTIMA DE FUNCIÓN DE DISTRIBUCION A PARTIR DE UNA MUESTRA ALEATORIA

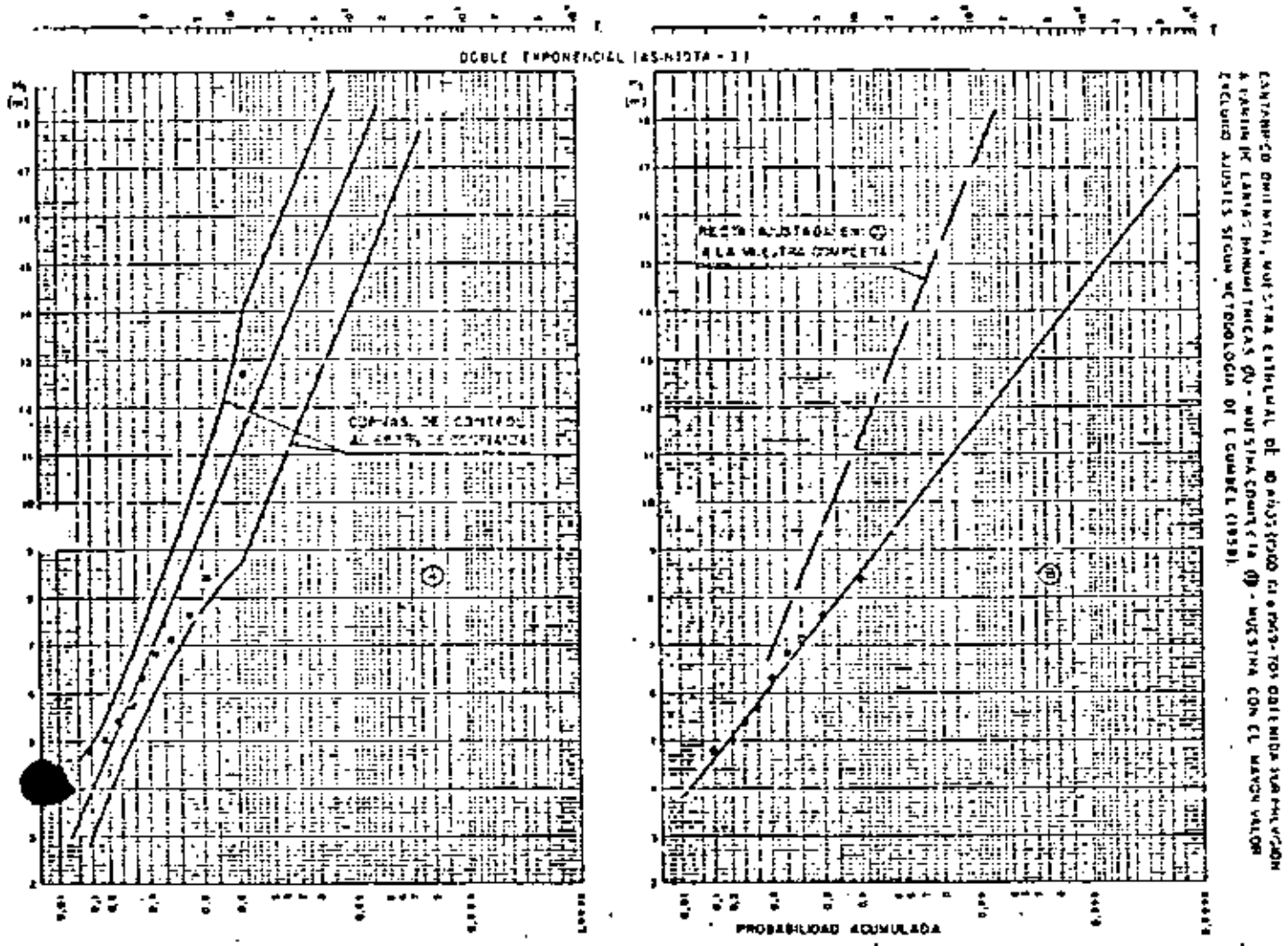


Figura 1.

Variabilidad muestral.

Distintas muestras de una misma población conducen a distintas estimas de la función de distribución. Esta afirmación es obvia.

La variabilidad de resultados obtenidos con distintas muestras depende del tamaño muestral: para mayores tamaños la dispersión es menor. De acuerdo con esto, determinados tamaños de muestra producen estimas "poco" fiables, mientras que otros son "más" fiables. La deficiencia de la metodología estadística en uso respecto a este hecho es que no toma en cuenta la diferente fiabilidad de las estimas. Una muestra de tamaño $N = 10$ es representada y aceptada análogamente a una de $N = 50$, en el sentido de que ningún término estocástico de valoración evalúa en modo alguno el hecho evidente de que la estima efectuada con $N = 50$ está situada próxima a los valores de la población con una probabilidad muy superior a la

otra; o, a la inversa, que tomando la estima proporcionada por $N = 10$ corremos un riesgo mayor de estar considerablemente alejados de la población.

Como ejemplo indicativo, que da una idea de las dimensiones que puede tener el efecto de la variabilidad muestral, se han tomado 73 observaciones de precipitación total diaria máxima anual en Madrid (Retiro), correspondientes al periodo 1901 a 1973-74. Se han considerado años meteorológicos, con comienzo el 1 de octubre. A falta de una muestra mayor, supondremos que $N = 73$ caracteriza a la población total para ver cómo varían en torno suyo las estimas conseguidas con tamaños muestrales menores. En la figura 2 se ha representado la muestra total en un papel probabilístico Asintota-I. Como fórmula de frecuencia de representación se ha escogido la de Weibull-Gumbel, y la recta ha sido ajustada según el procedimiento de E. Gumbel (1958). Los mismos

ESTIMA DE FUNCION DE DISTRIBUCION A PARTIR DE UNA MUESTRA ALEATORIA

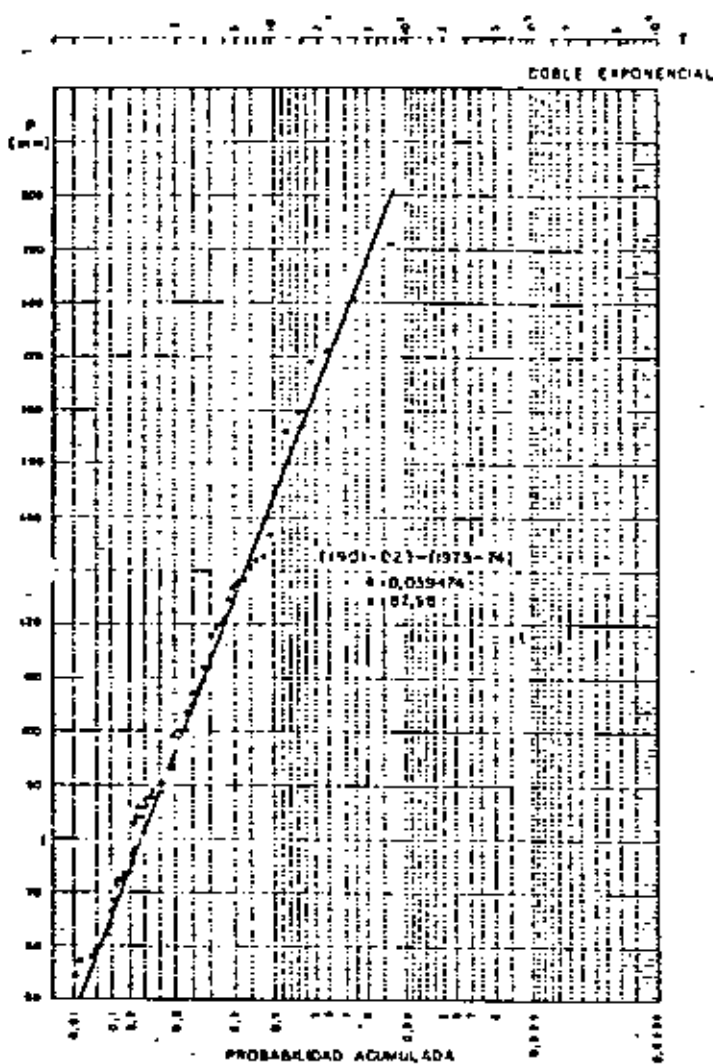


Figura 2.

sistemas han sido empleados con todas las muestras analizadas, de modo que se mantiene una homogeneidad operativa necesaria para establecer las comparaciones. Puede añadirse que estos métodos son, quizá, los más populares en los medios especializados. A continuación se han escogido varios tamaños muestrales, $N = 10, 20, 30, 40, 50$, para ver la dispersión de resultados dentro de cada tamaño y comparar entre distintos tamaños. Para tomar un número relativamente alto de muestras dentro de cada tamaño, se ha admitido un solape de aproximadamente $3/4$ de la muestra entre cada dos de ellas consecutivas, aun a costa de perder independencia estadística entre muestras. En el caso de $N = 10$ el solape ha sido de $1/2$ de la muestra, por contarse así con un número suficiente de muestras.

Los ajustes de las muestras individuales pueden verse en las figuras A2-1 a A2-11 de la referencia 5. En las figuras 3 a 5 se muestran los grupos de rectas obtenidas para los seis tamaños muestrales considerados. Como podía esperarse, la dispersión disminuye al aumentar el tamaño muestral. En el cuadro siguiente se expresan los límites de las dispersiones obtenidas en cada grupo, respecto a los valores que señala la recta de la muestra total ($N = 73$), por encima y por debajo de ella. La comparación se establece en los períodos de retorno $N = 100, N = 500$, que son altamente significativos en la práctica (riesgo del 10 por 100 de superación en períodos de diez y cincuenta años, respectivamente).

Las dispersiones observadas en los grupos de tamaños menores son tan grandes que esas estimas resultan altamente peligrosas si se piensa en su utilización práctica. Puede hablarse de otro estado de indeterminación importante.

N (tamaño muestral)	10		20		30		40		50	
T (período de retorno) ...	100	500	100	500	100	500	100	500	100	500
Lim. dispersión por encima	53%	58%	37%	39%	17%	19%	7%	8%	7%	8%
Lim. dispersión por debajo	20%	22%	23%	23%	24%	26%	17%	19%	17%	18%

1.4. Ajuste de la distribución.

El método más simple es trazar visualmente una línea recta a través de los puntos muestrales, representados en papel probabilístico. Aunque probablemente es este el sistema más utilizado en la práctica, los textos normalmente los desaconsejan por estar sujeto a factores subjetivos de apreciación difíciles de evaluar. En su lugar han sido pro-

puestos diversos métodos matemáticos de ajuste. V. Chow (1964) los clasifica en tres grupos:

1. *Momentos*.—Se calculan los momentos estadísticos a partir de los valores muestrales, y se sustituyen directamente en la función de distribución a ajustar.

2. *Minimos cuadrados*.—Se ajusta una línea de regresión.

ESTIMA DE FUNCION DE DISTRIBUCION A PARTIR DE UNA MUESTRA ALEATORIA

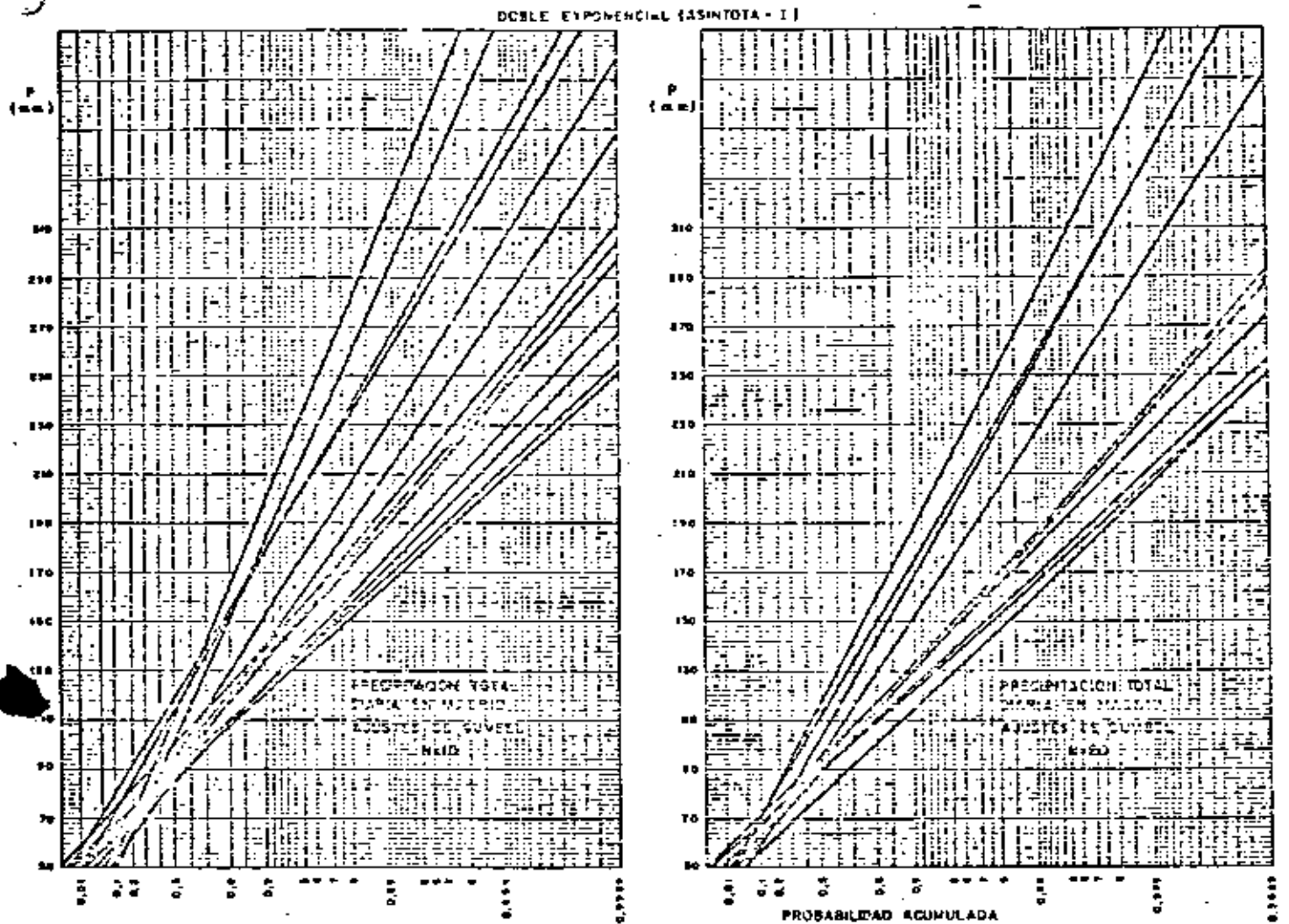


Figura 3.

3. *Máxima semejanza.*—Se determina el valor de un parámetro de forma que se obtenga una probabilidad tan alta como sea posible del resultado muestral observado.

También en esta etapa del proceso de estima pueden resultar diferencias significativas en el uso de una u otra fórmula de ajuste. Como ejemplo puede citarse el comunicado final del Grupo de Trabajo Federal sobre Métodos de Frecuencias de Avenidas, Comité de Hidrología (Water Resources Council, U.S.A.). En este comunicado (M. Benson, 1968) se analizaron 10 muestras extremas largas a avenidas fluviales, ajustándose las seis diferentes de funciones de distribución de acuerdo con varios métodos matemáticos de ajuste de uso rutinario en algunas Agencias Federales. Uno de los resultados del estudio fue la aparición de con-

siderables diferencias entre las extrapolaciones obtenidas con la misma función de distribución (y la misma muestra), pero distintos métodos matemáticos de ajuste. Al nivel cien años de periodo de retorno, los rangos de dispersión (sobre el menor de los valores obtenidos en las extrapolaciones) fueron tan grandes como el 34 por 100 (distribución Log Normal, muestra de cuarenta y nueve años en Little Missouri River, Alzada); el 47 por 100 (distribución Asintota-II, muestra de cuarenta años en Mora River, Golondrinas); el 60 por 100 (distribución Log Normal, muestra de cuarenta y cuatro años en Elkhorn River, Waterloo); el 85 por 100 (distribución Asintota-II, muestra de cincuenta y un años en Llano River, Junction); el 109 por 100 (distribución Log Normal, muestra de cuarenta años en Mora River, Golondrinas); o el 119 por 100 (distribución Log Normal, muestra de cincuenta y un años en Llano River, Junction).

ESTIMA DE FUNCION DE DISTRIBUCION A PARTIR DE UNA MUESTRA ALEATORIA

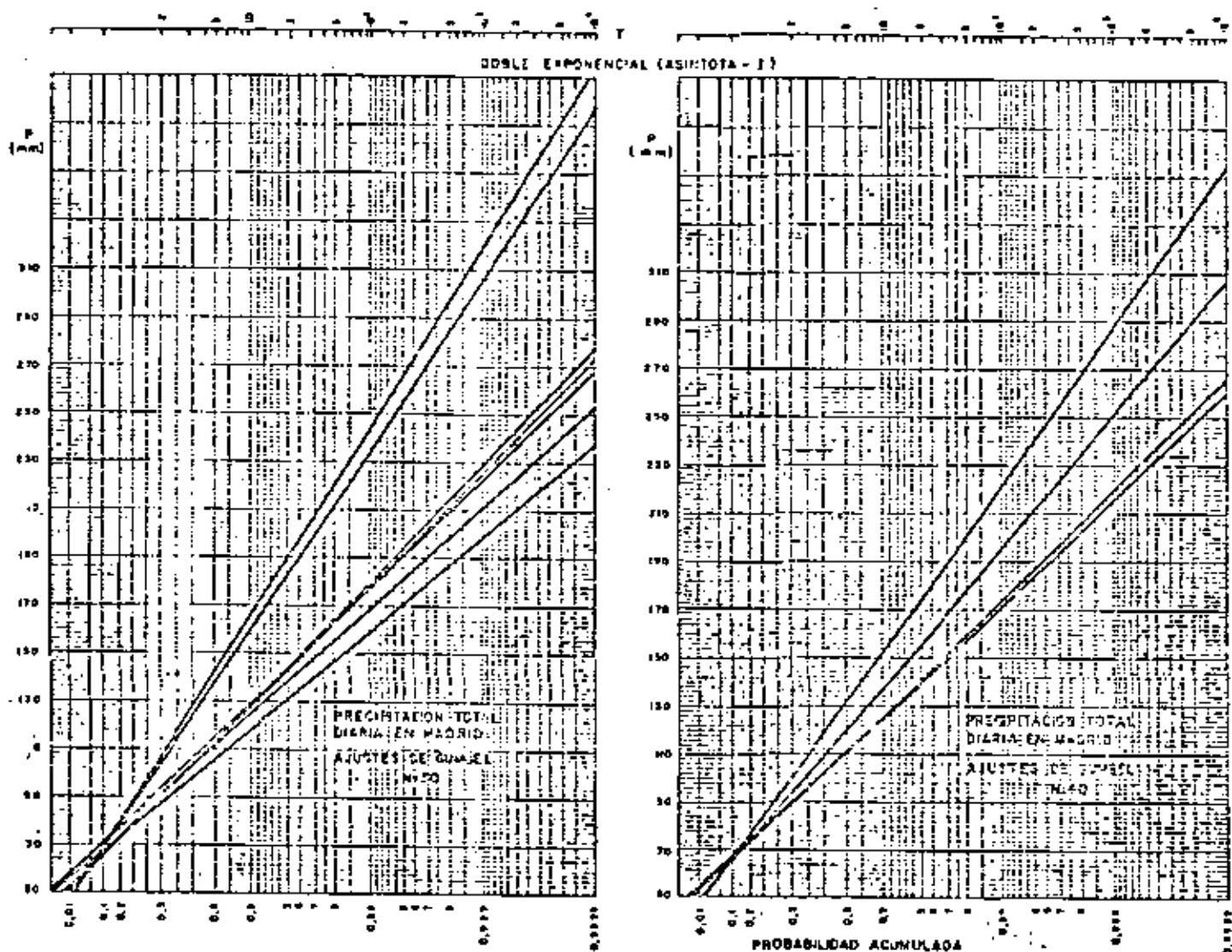


Figura 4.

Estas diferencias son tan considerables que suponen una influencia de orden muy elevado en proyectos hidráulicos. El comentario del Grupo de Trabajo, que estaba asistido en su labor por un grupo de estadísticos profesionales como consultores (J. Rosenblatt, National Bureau of Standards; G. Watson, Johns Hopkins University), fue que el estado actual de estas técnicas no permite seleccionar uno de los métodos usados como correcto o como superior al resto. Una vez más, el panorama que presenta esta metodología al ingeniero práctico es de una ambigüedad desalentadora.

2. Análisis crítico de la metodología en uso y propuesta de alternativas.

Según se ha expuesto en el apartado anterior, la metodología existente adolece de al menos cuatro factores de indeterminación, todos ellos poten-

cialmente conducentes a errores de orden elevado en las extrapolaciones. El panorama global que ofrecen estos métodos es de una amplia gama de propuestas diferentes, que pueden producir resultados tan dispares como para que la elección adecuada entre aquellos sea de una importancia a veces decisiva en las aplicaciones prácticas. Sin embargo, la teoría estadística con que se han desarrollado los métodos a que se alude no ha sido utilizada también para proporcionar al mismo tiempo criterios adecuados de discriminación que permitan adoptar alguno de ellos con confianza.

La situación es indudablemente incómoda para la ingeniería, que en multitud de campos (obras fluviales, construcciones marítimas, etc.) viene desde hace tiempo utilizando muestras extremas de las variables meteorológicas que van a afectar a sus obras para realizar con ellas estimas de sus

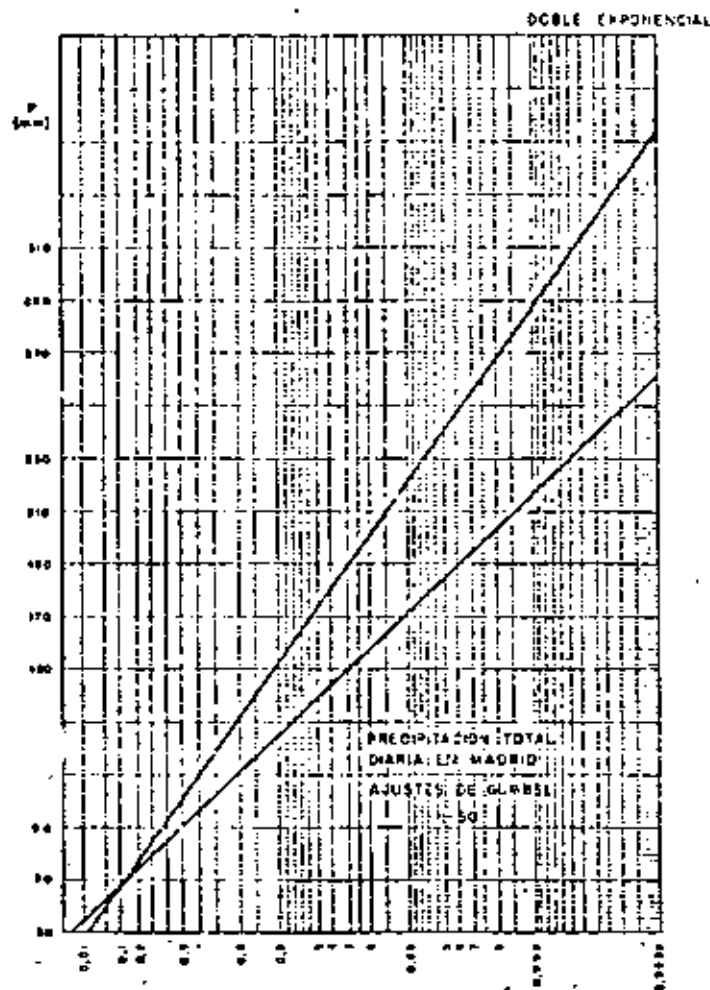


Figura 5.

distribuciones extremales correspondientes. El ingeniero práctico, sobre quien pesa la responsabilidad de adoptar decisiones de alcance real, no puede menos que sentir como poco una profunda desconfianza ante este conjunto de propuestas estadísticas cuyas condiciones de utilización son tan, al parecer, irremediabilmente vagas. Sin embargo, es frecuente que los autores que tratan de estadística aplicada, al llegar a este punto, parezcan "pasar" el problema al ingeniero para su solución en un marco no estadístico. Se supone de hecho que el ingeniero es capaz de encontrar salida, haciendo uso de un ingenio peculiar, a las condiciones de indeterminación en que le dejan los métodos. Entre los artículos que en los últimos años han aparecido sobre la aplicación de la metodología que hemos visto, se puede encontrar varias veces la observación explícita de que tales métodos sólo deben ser utilizados con el auxilio decisivo de un "juicio ingenieril" sólido. Ahora bien, ninguna de las referencias entra a analizar

en qué puede consistir ese "juicio ingenieril" en estos casos.

Es posible que se considere al ingeniero capaz de obtener un número suficiente de evidencias directas de campo que permitan la selección razonable de una de las curvas extremales posibles, o quizá de establecer límites a los valores de la variable analizada. Sin embargo, en la gran mayoría de los casos reales esto es sencillamente imposible. Un ingeniero que proyecta una obra marítima en puntos alejados de la plataforma continental, por ejemplo, no dispone generalmente de la menor oportunidad para obtener datos de campo complementarios que le permitan discriminar entre las distribuciones que ha ajustado a su muestra extremal; como tampoco la tiene quien analice pluviometría o velocidad del viento, y aun sólo muy raramente quien trata con fenómenos que pueden dejar huella clara en el terreno como las avenidas fluviales.

Puesto que, una vez que las distribuciones extremales obtenidas por los diversos métodos están sobre el papel, la información extraestadística obtenible no permite en general salir de la ambigüedad, el único campo restante donde cabe aplicar el aludido "juicio ingenieril", es la propia metodología estadística utilizada. Lo que resta de este artículo es un ejercicio en que se reconsidera la metodología expuesta en los apartados anteriores, desde el punto de vista de obtener resultados de fiabilidad controlada para las aplicaciones prácticas. La argumentación se va a articular en diez escalones, que se desarrollan a continuación:

1. Las formulaciones propuestas para la frecuencia de representación se agrupan en dos clases distintas:

A) Una asigna el valor m -ésimo observado un cierto valor "típico" (media, moda, mediana) de la probabilidad que le corresponde según la estadística de valores ordenados.

B) La otra asigna al mismo la probabilidad correspondiente a un cierto nivel "típico" (media, moda, mediana) de los valores que adopta según la función de distribución de la variable. Ambos tipos de criterio se esquematizan en la figura 6.

Un criterio del tipo A es adecuado cuando el interés de la aplicación del resultado está sobre todo en la determinación correcta del periodo de retorno (probabilidad) correspondiente a cada valor de la variable. Cuando el interés está en la determinación correcta del nivel de la variable que corresponde a cada periodo de retorno, es más apto un criterio del tipo B. Este último es el caso habitual en ingeniería. De entre las opciones disponibles en estos tipos de criterios, el elegir la moda (valor más probable) sería la "apuesta" más

ESTIMA DE FUNCION DE DISTRIBUCION A PARTIR DE UNA MUESTRA ALEATORIA

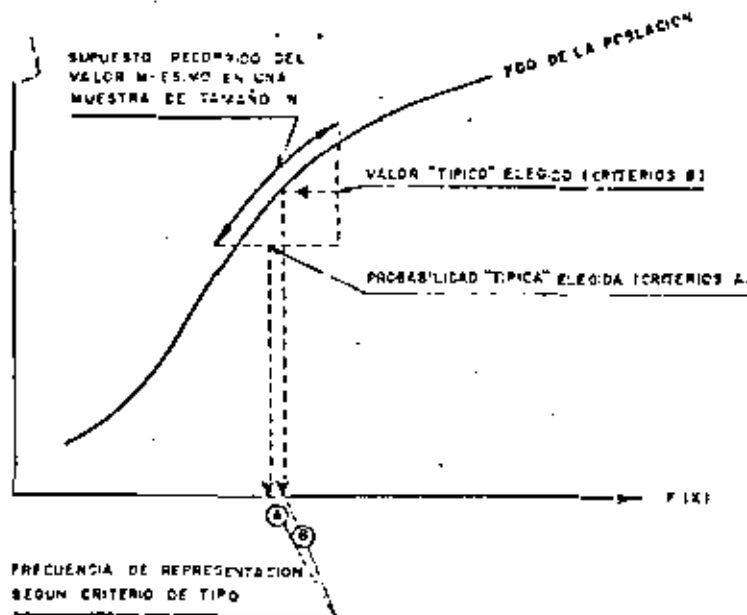


Figura 6.

lógica en el caso de un ingeniero que tuviera que proyectar una sola obra en un determinado lugar. Sin embargo, el hacer uso sistemático de esta opción produce resultados que en general no están centrados en torno al valor medio \bar{y} , por tanto, si se piensa en un número grande de obras proyectadas, el conjunto tenderá a estar sobredimensionado o infradimensionado. Sólo la opción por el valor medio da resultados centrados en la media de la variable y , por tanto, el conjunto de obras proyectadas con este criterio tendrá globalmente un diseño correcto. Esto ha sido argumentado por algunos autores como G. Blom (1950) y C. Petruskas et al. (1970), para justificar la adopción de esta última opción.

Sin embargo, aunque las condiciones vistas hasta aquí son necesarias o al menos convenientes, no son en absoluto suficientes para la toma de decisiones en ingeniería. Cualquier ingeniero rechazaría un criterio de elección que tan solo le asegura que sus obras estarán "por término medio" bien diseñadas (unas indetermidamente sobredimensionadas, otras también indetermidamente infradimensionadas). Pretendemos que, dentro de las posibilidades ofrecidas por nuestro conocimiento de los factores en juego, "cada una" de nuestras obras tenga un cálculo correcto aun en términos probabilísticos que incluyan un cierto riesgo conocido. La ambigüedad de los métodos expuestos está sobre todo en que ignoran por completo en qué medida las estimas que producen están más o menos cerca del valor característico que adoptan, y, por tanto, nos dejan desconociendo el riesgo que supone su utilización. Como se ha visto en los ejemplos de apartados anteriores,

el riesgo de grandes dispersiones es, en general, elevado. Entre las seis condiciones postuladas por E. Gumbel en su clásico tratado (1958) para la frecuencia de representación, ninguna hace referencia a este problema básico de que los valores obtenidos sean suficientemente correctos en términos de aproximación de las estimas muestrales con los valores de la población. Sólo su condición número 2 establece la inclusión de la probabilidad

entre sus dos límites extremos $\frac{m}{N}$, $\frac{m-1}{N}$, pero

en las regiones cruciales de las colas de la distribución esos límites son tan amplios que carecen de utilidad alguna en cuanto al problema real planteado.

2. Para salir de la indeterminación, es necesario determinar analíticamente la dispersión del valor "típico" elegido para los criterios de tipo B, y (o) la dispersión de la probabilidad "típica" elegida para los criterios de tipo A (ver figura anterior). Esto puede ser realizado para cualquier clase de función de distribución, por medio de la ecuación (1.1). La determinación de las dispersiones permite evaluar, en términos de probabilidad, el grado de aproximación conseguido en la estima del valor m -ésimo para cada tamaño muestral N .

3. Una vez conocida la dispersión esperada de los valores muestrales, un criterio sencillo y adecuado para incorporarse este elemento adicional en el proceso de ajuste consiste en eliminar aquellos valores cuya dispersión sea superior a un cierto nivel considerado tolerable. Para ello debe establecerse un intervalo en torno a la probabilidad típica (criterios tipo A) o valor típico (criterios tipo B) elegidos, y calcular cuál es la probabilidad de que la probabilidad o valor típico observado caiga dentro de aquel intervalo. Si la probabilidad de inclusión en el intervalo es inferior a un valor dado, el punto muestral se excluye del ajuste.

Esta forma de establecer intervalos para el control de los ajustes parte del criterio recíproco al que da origen a los intervalos de confianza que se utilizan corrientemente en el contraste de la función de distribución a partir de la muestra. En estos últimos se parte de un cierto valor de la frecuencia de presentación o nivel de confianza, a partir del cual se calcula cuál es la amplitud correspondiente de la dispersión del valor a contrastar. En cambio, para los ajustes nos interesa calcular la frecuencia de presentación de los valores observados dentro de un intervalo fijado previamente. Denominaremos a estos últimos "intervalos de precisión", para diferenciarlos de los "intervalos de confianza". Aquí cobra sentido el "juicio ingenieril", que debe decidir en primer lugar la amplitud del intervalo. Obviamente, esta deci-

ESTIMA DE FUNCION DE DISTRIBUCION A PARTIR DE UNA MUESTRA ALEATORIA

sión es función entre otras cosas del grado de precisión que requiere el proceso de diseño en el cual van a ser empleados los resultados. A este respecto puede indicarse que, en general, las aplicaciones en ingeniería de estos calculos exigen que los intervalos de precisión sean definidos no en términos absolutos sino relativos al valor o probabilidad escogida. En el caso de que se escoja el valor de la variable, la diferencia entre un intervalo rígido y el establecido relativamente al valor llega a ser considerable si el recorrido muestral es largo. En determinados fenómenos climatológicos, el recorrido puede ser tan largo como para abarcar más de un orden de magnitud (ver, por ejemplo, los casos de máximas precipitaciones diarias en Madrid y mensual en Los Llanos, que se tratan en la referencia (5)). Si, en cambio, el parámetro a evaluar es la probabilidad, es evidente que un intervalo rígido de por ejemplo $\pm 0,05$, que en un caso determinado puede resultar apto para el punto central de probabilidad 0,50, resulta totalmente inadecuado para un punto en la cola superior de la muestra con probabilidad 0,01. Por tanto, los intervalos de precisión convenientes para su utilización en ingeniería son de forma $(Z \pm k Z)$, siendo Z el parámetro a estimar y k la fracción del mismo que mide la dispersión considerada tolerable.

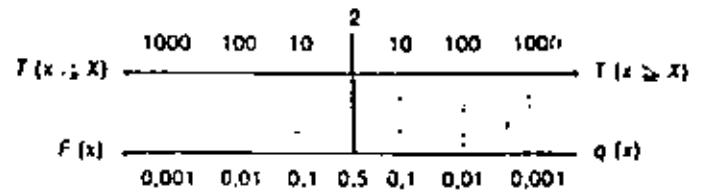
Una vez definida la amplitud del intervalo, el juicio ingenieril vuelve a intervenir en la adopción del nivel mínimo de probabilidad de inclusión, que delimita la aceptación o rechazo de los puntos muestrales. En esta decisión debe jugar un papel primordial la importancia atribuida al fallo de la predicción extremal realizada.

4. En cuanto al método a usar para ajustar los puntos muestrales aceptados, es lógico pensar que el adecuado sea aquel que minimice las discrepancias, en términos relativos, del parámetro escogido para establecer los intervalos de precisión.

5. Las funciones de distribución, y entre ellas las extremales, constan de una cola superior y otra inferior cuyos extremos evalúan las frecuencias de presentación de valores raros, por ser muy grandes o muy reducidos. El valor de la probabilidad que caracteriza a la presentación de aquellos valores raros lo da, en el caso de valores grandes, la probabilidad de que ocurra uno igual o mayor ($q(x) = 1 - F(x)$), y para los valores pequeños la probabilidad de que ocurra uno igual o menor aún ($F(x)$). En el caso concreto de la función de distribución extremal, la escala de periodos de retorno sólo es significativa cuando se entiende de la misma forma: Para los valores grandes, el intervalo medio entre ocurrencias de un valor igual

ros pequeños el intervalo medio entre ocurrencias de un valor igual o menor $T(x, X) = \frac{1}{F(x)}$.

Existe, por tanto, una simetría en cuanto a la utilización de ambas ramas de las distribuciones, que puede esquematizarse como sigue:



Ambas ramas tienen su interés particular en ingeniería, si bien la superior es la que se utiliza con mayor frecuencia en el caso de funciones de distribución extremales de valores máximos.

La correcta evaluación de la función de distribución (extremal o cualquier otra) requiere que, en el caso de que se decida establecer intervalos de probabilidad para los ajustes, el valor de la probabilidad que debe utilizarse sea $q(x)$ en la rama superior, y $F(x)$ en la inferior. Esto es groseramente equivalente a establecer intervalos para los periodos de retorno correspondientes a ambas ramas. En la rama superior:

Intervalo de $q(x)$:

$$(1 - k) q(x) \leq q(x) \leq (1 + k) q(x)$$

En términos de $T(x)$, este intervalo es:

$$\frac{1}{1 - k} T(x) \leq T(x) \leq \frac{1}{1 + k} T(x)$$

Para intervalos estrechos existen las siguientes equivalencias aproximadas:

$$\frac{1}{1 + k} \approx 1 - k \quad (k \ll 1)$$

$$\frac{1}{1 - k} \approx 1 + k \quad (k \ll 1)$$

Con lo cual el intervalo de periodos de retorno queda:

$$(1 - k) T(x) \leq T(x) \leq (1 + k) T(x)$$

Es decir, el mismo que el de la probabilidad (en términos relativos), con aproximación fijada por la magnitud de k . Lo mismo puede establecerse para la rama inferior, utilizando $F(x)$.

Puede verse que, si para establecer los intervalos se utilizara en toda la distribución la proba-

o mayor $T(x \geq X) = \frac{1}{q(x)}$, y para los valo-

ESTIMA DE FUNCION DE DISTRIBUCION A PARTIR DE UNA MUESTRA ALEATORIA

bilidad $F(x)$ (ó $q(x)$), el extremo superior (o inferior) resultaría inadecuadamente tratado. Supongamos que se utiliza $F(x)$ estableciéndose un intervalo $F(x) \pm 0,1 F(x)$. En el centro de la distribución $F(x) = 0,5$ el intervalo sería $0,45 \leq F(x) \leq 0,55$, que en términos de periodos de retorno (de la rama superior), es $1,81 \cdot T(x) \leq 2,22$. Es un intervalo apretado. En un punto de la rama inferior con $T = 50$ ($F(x) = 0,02$), el intervalo correspondiente es $0,018 \leq F(x) \leq 0,022$, que en periodos de retorno es $45,45 \cdot T(x) \leq 55,55$. En cambio, en la rama superior, para un punto de $T = 50$ ($F(x) = 0,98$), el intervalo es $0,882 \leq F(x) \leq 1$ y en periodos de retorno $8,47 \cdot T(x) \leq 2$, un resultado de amplitud tan grande que carece de significado.

6. Una de las primeras observaciones que se desprende del establecimiento de los intervalos de precisión para los ajustes, es que la muestra no proporciona una estima de fiabilidad uniforme para la función de distribución a lo largo de todo su recorrido. Cualitativamente, esto puede comprenderse de forma sencilla y directa estableciendo una analogía con los ejemplos familiares de una moneda y un dado. Supongamos que deseamos obtener estimas muestrales de la probabilidad de "cara" en la moneda y "uno" en el dado. Es evidente que, si se desea obtener estimas de fiabilidad equivalente en ambos casos, es necesario tirar el dado un número superior de veces a la moneda. Si el número de tiradas es el mismo para dado y moneda, la fiabilidad de la estima producida por esta última es superior a la del otro. La comparación puede establecerse en términos cuantitativos cuando se establece un determinado intervalo de precisión en términos relativos ($p \pm k p$). La obtención de "cara" en la moneda es asimilable al punto central ($F(x) = q(x) = 0,5$) de la distribución. La obtención de "uno" en el dado es asimilable a un punto de la rama superior (o inferior) de la función de distribución cuya probabilidad de ser superado (o de no ser superado) sea $q(x) = \frac{1}{6}$.

En el caso de un muestreo discreto y aleatorio (por ejemplo, una muestra extrema), el número de "tiradas" es constante para todos los valores muestrales, e igual al tamaño N de la muestra obtenida. Admitiendo que en general los N valores muestrales pueden ser considerados estadísticamente independientes, podemos emplear la distribución binomial para cuantificar la fiabilidad de las estimas en términos de nivel de confianza. Según la distribución binomial, la probabilidad de obtener m presentaciones de un fenómeno en N pruebas, cuando la probabilidad de aparición en cada una de las pruebas es $p(x)$, viene dada por:

$$f(m)_N = \binom{N}{m} p(x)^m [1 - p(x)]^{N-m}$$

Esta es, obviamente, la probabilidad de que la probabilidad observada en el muestreo sea $\frac{m}{N}$.

Con esta fórmula puede calcularse cuál es la probabilidad de que esa probabilidad observada se mantenga dentro de un intervalo suficientemente estrecho (a determinar arbitrariamente) en torno a la probabilidad real $p(x)$. Este es el "intervalo de precisión" que, según se indicó anteriormente, es conveniente definir en términos relativos. Para trabajar con la distribución completa vamos a prescindir por el momento de la estadística de valores ordenados y considerar simplemente la frecuencia con que es superado (o no) cualquier valor de la variable. $p(x)$ es, para la rama superior de la distribución, igual a $q(x)$ y para la rama inferior igual a $F(x)$. Establezcamos un intervalo de precisión de $p(x) \pm 0,2 p(x)$. Supongamos un tamaño de muestra $N = 40$. Tomemos como términos de comparación el punto central de la distribución ($q(x) = F(x) = 0,5$) y uno de la rama superior $q(x) = 0,25$. Los intervalos de precisión correspondientes son

$$0,4 \leq \frac{m}{N} \leq 0,6 \text{ y } 0,2 \leq \frac{m}{N} \leq 0,3.$$

En términos del número m de presentaciones, los intervalos son $16 \leq m \leq 24$ y $8 \leq m \leq 12$. Las probabilidades de que la probabilidad observada caiga dentro del intervalo, según obtenidas a partir de la binomial, son respectivamente 0,846 y 0,639. Por tanto, la fiabilidad de la estima es considerablemente superior en el centro de la distribución. Los extremos de ambas colas de la distribución tienen fiabilidades muy reducidas. Por ejemplo, a un valor con $q(x) = 0,05$ (periodo de retorno = 20, o dos excedencias por término medio en las muestras de $N = 40$) corresponde un intervalo de precisión de $1,6 \leq m \leq 2,4$ que, como m sólo adopta valores enteros, se reduce a $m = 2$. La probabilidad de inclusión es sólo 0,278.

7. El uso de intervalos de precisión para los ajustes sólo asegura estrictamente el control de dispersión y probabilidad asociada dentro de la zona ajustada o recorrido muestral útil. En extrapolaciones cortas puede suponerse que estas condiciones se mantienen casi iguales, pero si se pretende alargar las extrapolaciones la dispersión de resultados depende también en forma importante de la longitud del recorrido muestral útil. Para iguales amplitudes del intervalo de precisión, las dispersiones resultantes en las extrapolaciones son mayores para longitudes menores del recorrido muestral útil. La magnitud de este efecto podría estimarse, como una primera aproximación, gráficamente en un papel probabilístico a partir del rectángulo que forman los intervalos de precisión a lo largo del recorrido muestral útil. Pero una cuantificación ajustada de las dispersiones debe

ESTIMA DE FUNCIONES DE DISTRIBUCION A PARTIR DE UNA MUESTRA ALEATORIA

partir de la realización de análisis sistemáticos de grandes cantidades de muestras de diversos tamaños, para cada variable de interés (produciendo gráficos de tipo similar a las figuras 3 a 5, con criterios adecuados de ajuste) manteniendo independencia entre muestras). Esto no plantea dificultades especiales.

8. La utilización de los criterios expuestos en este apartado proporciona una solución racional a las indeterminaciones propias de la metodología convencional, que fueron descritas en los apartados anteriores. En particular:

A) *La reducida fiabilidad de las estimas producidas por los valores situados hacia ambos extremos de cada muestra extremal hace que, incluso si se acepta un valor relativamente bajo para el nivel de confianza que delimita la aceptación las estimas, aquellos extremos resultarán rechazados. Por tanto, desaparece el problema planteado respecto a la inclusión en la muestra de sus últimos valores cuando se apartan marcadamente de la tendencia definida por el resto.*

B) En el epígrafe 1 de este apartado se trata de la conveniencia de adoptar una u otra formulación para la frecuencia de representación, según realizaciones del propósito de la predicción extremal. Sin embargo, a la vista de que los valores muestrales correspondientes a los extremos superior e inferior de la muestra quedan eliminados del ajuste, nos encontramos con que los diferentes criterios descritos anteriormente producen fórmulas de frecuencia de representación cuyas diferencias son muy reducidas, despreciables en muchas aplicaciones prácticas. En la tabla 2 se comparan las mismas fórmulas que se compararon en el apartado anterior, ahora en la hipótesis $N = 50$ y para dos puntos representativos: el valor central de la muestra ($m = 25$) y el quinto mayor valor muestral ($m = 5$).

Como puede apreciarse, las diferencias son pequeñas aun para $m = 5$.

C) El efecto de dispersión producido por los diversos grupos de valores obtenidos con diversas muestras queda controlado mediante el uso de los

TABLA 2

AUTOR	EXPRESION	P (probabilidad)	T (periodo de retorno)	P (probabilidad)	T (periodo de retorno)
Hazen	$\frac{m - \frac{1}{2}}{N}$	0,490	2,04	0,0900	11,11
Weibull-Gumbel	$\frac{m}{N + 1}$	0,490	2,04	0,0980	10,20
Johnson-Benard	$\frac{m - 0,3}{N + 0,4}$	0,490	2,04	0,0933	10,72
Blom (D. normal)	$\frac{m - \frac{3}{8}}{N + \frac{1}{4}}$	0,490	2,04	0,0920	10,86
Gringorten (D. doble exp.)	$\frac{m - 0,44}{N + 0,12}$	0,490	2,04	0,0910	10,99

ESTIMA DE FUNCION DE DISTRIBUCION A PARTIR DE UNA MUESTRA ALEATORIA

Intervalos de precisión y sus probabilidades correspondientes. Los niveles de confianza que se asignen como límites a estas últimas determinan que, para ciertos tamaños muestrales, la totalidad o casi totalidad de las muestras es rechazable. Por tanto, determinados intervalos de precisión y niveles de confianza exigen ciertos tamaños muestrales mínimos.

Podemos denominar a la parte utilizable de la muestra en cada caso, recorrido muestral útil o efectivo. La aceptación de tamaños muestrales cuyo recorrido útil sea corto, depende de la fiabilidad requerida por el ingeniero y de la seguridad que se tenga sobre el tipo de función de distribución extremal correspondiente a la variable (y lugar) de que se trata. En efecto, recorridos útiles cortos pueden ser ajustados con gran facilidad por una variedad de funciones de distribución de tipos distintos sin diferencias significativas en la bondad de los ajustes.

9. El uso de papeles probabilísticos para evaluar la bondad de los ajustes introduce factores adicionales en el análisis extremal. Los procedimientos que establecen el ajuste a los puntos muestrales minimizando distancias absolutas sobre el papel probabilístico (uno de los cuales es el trazado de la recta según apreciación visual, quizá el procedimiento más extendido) no optimizan los ajustes en función de los parámetros que constituyen el objetivo del análisis extremal. Estos últimos son el valor de la variable o la probabilidad, mientras que las distancias medidas sobre el papel probabilístico vienen determinadas según las dos coordenadas cartesianas entre las que se establece la relación lineal que permite trazar la función de distribución según una línea recta. Estas son, según los casos (ver en Ref. 5, Apéndice sobre papeles probabilísticos), la variable reducida (en lugar de la probabilidad), y el valor de la variable, o su logaritmo, o el logaritmo de la variable trasladada (en lugar del valor de la variable).

En un papel exponencial, por ejemplo, la distancia entre $F(x) = 0$ y $F(x) = 0,1$ es casi la misma de la que existe entre $F(x) = 0,1$ y $F(x) = 0,2$. El uso estricto de los intervalos de precisión para la probabilidad en la cola inferior, tal como se indicaba en el epígrafe 3 de este apartado, pierde valor real en este caso, puesto que la amplitud de tales intervalos es, en términos de distancia sobre el papel, tan pequeña en la cola inferior, respecto a su amplitud en la cola superior, que en la práctica resulta poco sensible a importantes variaciones en la constante k que determina los intervalos.

Es verdad que otros papeles probabilísticos, como el Normal y Log-Normal, extienden las escalas de probabilidad hacia ambas colas (que son además simétricas) mejorando la aplicabilidad de los intervalos de probabilidad. Son más corrientes,

sin embargo, las escalas de probabilidad marcadamente asimétricas, como en el Doble Exponencial y el Weibull, donde las colas están desequilibradas en cuanto a sus pesos en el ajuste si se utilizan los intervalos indicados anteriormente.

Por tanto, cuando se desee utilizar papeles probabilísticos y ajustar a ojo (o minimizando distancias sobre el papel matemáticamente la recta, es permisible, al establecer los intervalos de precisión, ampliar estos en alguna zona a la vista del espaciamiento que toman los dos ejes coordenados entre los que existe la relación lineal. La forma correcta de realizar esto está en establecer los intervalos de precisión en términos de la variable reducida, que es la que marca las distancias sobre el papel a lo largo de la escala de probabilidad.

Estas indicaciones flexibilizan la obtención de estimas de la distribución extremal cuando se desee usar un criterio de ajuste que minimice distancias sobre el papel probabilístico, pero no consiguen consistencia matemática en términos de la totalidad del procedimiento de predicción extremal. Esto último sólo se obtiene utilizando el criterio indicado en el epígrafe 3 y cuando el ajuste empleado minimiza distancias, en términos relativos, al parámetro (o a los dos parámetros) relevante en cuanto a la predicción extremal, y que normalmente habrá servido de base para la construcción de los intervalos de precisión.

En definitiva, los ajustes en papel probabilístico minimizando distancias absolutas pueden ser en cierto grado racionalizados, pero los resultados de las estimas llevan una cierta indeterminación matemática debido a la heterogeneidad con que los valores de los parámetros relevantes están distanciados sobre el papel. Esta es una deficiencia inherente al uso del papel probabilístico, y representa quizá el precio que se paga por la comodidad indiscutible que supone su empleo.

10. A la vista de lo indicado en el epígrafe anterior sobre la consistencia matemática propia del uso de papeles probabilísticos, puede pensarse en utilizar otros métodos aproximados más cómodos (por ejemplo, que sean independientes de la función de distribución) para realizar ajustes de muestras extremales sobre aquellos papeles. Un procedimiento que se va a exponer a continuación abandona la utilización de la teoría estadística de valores ordenados para emplear en su lugar la distribución binomial, emparejada con cierta hipótesis aproximada sobre la probabilidad correspondiente a la población que es considerada aceptable en teoría de muestreo. La decisión sobre la conveniencia de este método, como también del uso del papel probabilístico en general, depende del grado de precisión que el proyectista requiera en cada caso, bien por el tipo de obra a construir, bien por la precisión que posee la muestra extremal dispo-

ESTIMA DE FUNCIÓN DE DISTRIBUCION A PARTIR DE UNA MUESTRA ALEATORIA

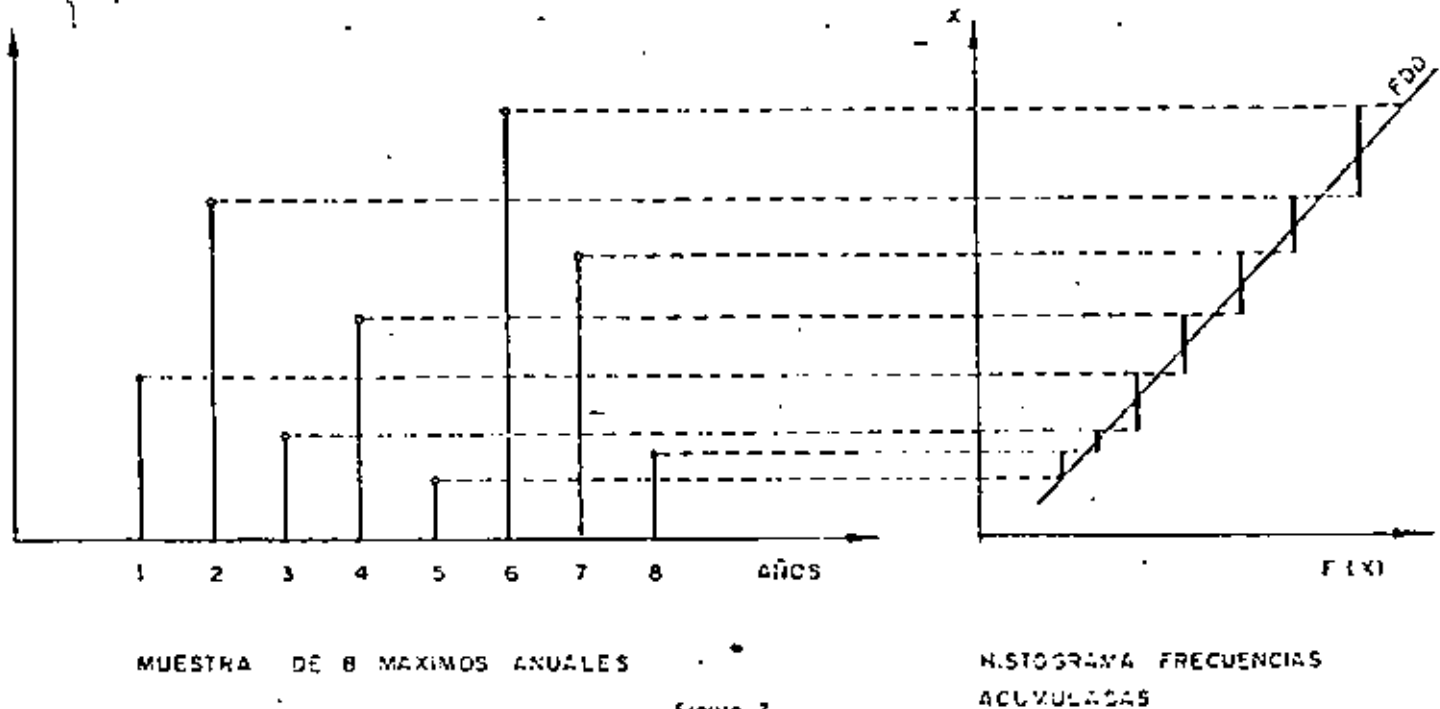


Figura 7.

o (y) otros elementos que intervienen posteriormente en el proceso de cálculo.

Una muestra cualquiera de N valores independientes de los cuales x_1 es el menor y x_N el mayor, proporciona una estima de probabilidad de excedencia para cualquier valor de la variable comprendido entre x_1 y x_N . Esa distribución muestral puede ser representada mediante un histograma de frecuencias acumuladas. En la figura 7 se representa el histograma sobre un papel probabilístico que supuestamente corresponde a la distribución de la población.

En el supuesto de que las frecuencias acumuladas observadas estuviesen adecuadamente centradas en torno a las probabilidades de la población, la línea recta trazada a través del histograma sería una buena estima de la función de distribución buscada.

Los tramos horizontales del histograma son puntos de discontinuidad en la escala de probabilidad, donde ésta salta de un valor a otro cuando la variable pasa por cada uno de los ocho máximos anuales. La teoría estadística de valores ordenados se ocupa de esos tramos horizontales, cuyos valores extremos de la probabilidad son los

límites $\frac{m}{N}$, $\frac{m-1}{N}$ que establecía la con-

dición número 2 de Gumbel. Las distintas formulaciones para la "frecuencia de representación" son distintos valores característicos de la probabi-

lidad en esos puntos de discontinuidad, que son precisamente los utilizados para el ajuste de la distribución en esa metodología. En vez de ello podemos tomar el conjunto de segmentos verticales, que constituyen la totalidad de información de probabilidad observada en la muestra. Para facilitar el ajuste puede utilizarse, en lugar de los segmentos completos, la serie de puntos que se obtienen cuando se corta por una sucesión de valores de la variable con espaciamiento uniforme. En cuanto al criterio de aceptación o rechazo de los valores observados de la probabilidad, pueden establecerse, si se toma la probabilidad como variable relevante, intervalos de precisión para la probabilidad con ayuda de la distribución binomial, de la misma forma que se realizó en el ejemplo mostrado al final del epígrafe 6. Para ello se precisaba conocer de antemano cuál era la probabilidad real (de la población) para cada nivel de la variable. Esta no es conocida, pero en su lugar puede utilizarse la propia probabilidad observada en la muestra. Aproximaciones de este tipo son utilizadas en teoría estadística de muestreo con el fin de evaluar la fiabilidad de un tamaño de muestra determinado, para lo cual se necesita conocer previamente, al menos de forma aproximada, cuál es la magnitud de la probabilidad cuyo valor real va a estimarse más precisamente mediante muestreo.

Suponiendo que va a utilizarse papel probabilístico para el ajuste, y éste va a realizarse visualmente o minimizando matemáticamente distancias

ESTIMA DE FUNCION DE DISTRIBUCION A PARTIR DE UNA MUESTRA ALEATORIA

sobre el papel, los intervalos de precisión pueden ser establecidos en términos de la variable reducida, tal como se inició anteriormente.

Dentro del orden de exactitud en que nos estamos moviendo con este procedimiento aproximado, cuando (como es más frecuente) interese definir la precisión en términos del valor de la variable más que en términos de probabilidad o periodo de retorno, puede mantenerse el empleo de los intervalos de precisión en términos de probabilidad (para lo cual no se necesita en este procedimiento conocer la forma analítica de la función de distribución, al contrario que ocurre con los intervalos para la variable), pero determinando su amplitud en función de la incidencia que tienen estos en los valores que toma la variable. Esto puede ser estimado, aproximadamente, observando en el papel probabilístico la pendiente que toma una línea recta trazada a ojo a través del histograma muestral completo. Es decir, tomando otra vez la estima muestral completa por la distribución real de la población. Esta actitud de tomar muestreos de peso aún indeterminado como punto de partida para estimar fiabilidades es, como se indicó anteriormente, propia de teoría estadística de muestreo.

BIBLIOGRAFIA

1. M. BENSON: "Uniform Flood-Frequency Estimating Methods for Federal Agencies". Jour. Water Resources Research, vol. 4, No. 5, 1968.
2. L. BORGMAN and G. RESIO: "Extremal prediction in wave climatology". Proc. Ports'77, Long Beach, 1977.
3. V. CHOW: "Frequency Analysis" in "Handbook of Applied Hydrology". McGraw Hill (Ed. V. Chow), 1964.
4. E. COPEIRO: "Un método práctico de estimar oleaje extremal para el cálculo de estructuras marítimas". Revista de Obras Públicas, junio 1976.
5. E. COPEIRO: "Análisis extremal de variables geofísicas". Publicación del Laboratorio de Puertos "Ramón Tribarren", 1978.
6. E. GUMBEL: "Statistics of Extremes". New York, Columbia University Press, 1958.
7. I. GRINGORTEN: "A plotting rule for extreme probability paper". Jour. Geophys. Res., vol. 68, No. 3, 1963.
8. C. PETRAUSKAS and P. AAGAARD: "Extrapolation of Historical Storm Data for Estimating Design Wave Heights". Offshore Techn. Conf., Houston, April 1970.
9. P. SUAREZ BORES: "Sea observation in coastal areas: The Spanish offshore network". Int. Symp. Wave Measurement and Analysis, New Orleans, 1974.
10. H. THOM: "Asymptotic Extreme-Value Distributions of Wave Heights in the Open Ocean". Proc. A.S.C.E., volume 99, No. 1072, Aug. 1973.



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

CURSO :

"INGENIERIA MARITIMA"

ORGANIZADO CONJUNTAMENTE ENTRE EL COLEGIO DE
INGENIEROS CIVILES DEL GUAYAS Y LA DIVISION
DE EDUCACION CONTINUA DE LA FACULTAD DE INGE
NIERIA U.N.A.M.

IX JORNADAS DE INGENIERIA CIVIL
TEMA VIII

BASIC STRUCTURAL SYSTEMS A REVIEN
OF THEIR DESIGN AND ANALYSIS REQUIREMENTS.

BRION J. WATT

12 AL 17 DE JULIO DE 1982

GUAYAQUIL, ECUADOR.

Chapter 1

Basic Structural Systems— A Review of Their Design and Analysis Requirements

Brian J. Watt

1.1 INTRODUCTION

A casual observer at one of the many engineering symposia on numerical methods in the past decade would probably have been left with the impression that all of the interesting boundary and initial value problems had been solved, or at least that this was very close to happening. The power and versatility of numerical analysis methodology are such that he or she could readily be forgiven for believing this. While it is probably true for finite element methods that most of the major advances of a formulative kind have been made, much remains to be done before the developer of such systems can relegate all his programs to 'ordinary user' status. This is certainly the case for their application to offshore engineering.

The purpose of this introductory chapter is thus to identify some of the basic design problem areas and to help set the scene for the ensuing more detailed discussion on specific analysis topics.

There are many different activities and requirements offshore and hence many different structures used. The ensuing discussion will be limited to so-called 'fixed' structures where this is interpreted to mean structures installed and operated at one location throughout their design lives. This presentation is not intended as a comprehensive audit of all analysis problems in offshore engineering. It is hoped that it will at least provide a framework in which to view the more refined analytical discussions to follow in later chapters.

1.2 THE OCEAN ENVIRONMENT

1.2.1 Physical oceanography

It is appropriate to allocate a few words to the environment in which the offshore engineer works. The ocean can vary very widely at different places and

times. In attempting to understand its behaviour, it is useful to refer to the analogy drawn by Vine¹ between physical oceanography and meteorology. Both embrace complex short term variations superimposed on predominantly seasonal cycles that are in turn affected by long-term climatic changes. The physical and chemical properties of seawater itself are also quite variable and thus whether one is interested on a macro or micro scale, the single dominant characteristic of the ocean environment is its changeability.

1.2.2 The meaning of 'offshore'

In its most general application, the term 'offshore' is usually taken to mean that part of the ocean where the present mudline is below the level of the lowest astronomical tide (L.A.T.) It is frequently also assumed to be restricted to the area of the continental shelves or a water depth of less than 200 m. This latter definition embraces an area comprising 8 per cent of the total wetted surface of the earth which is in turn equivalent to nearly 20 per cent of the total dry land surface.

1.2.3 Wind, waves and currents

The motions of the sea are the result of a superposition of many disturbing forces. Mathematical tools have been created to define these motions, but despite all efforts, any such model requires tremendous approximations which seldom represent the true facts with all their complexities.² The problem of wind offshore can be severe on parts of a structure and is especially important with regard to floating stability. Nevertheless, for most fixed structures in deeper waters the wind load represents less than 5 per cent of the total environmental loading. Current loads can be severe in some locations but it is usually wave loads which dominate the designer's thinking. Factors such as earthquakes and floating ice can change this completely but it is appropriate in this book to concentrate on waves, since this form of environmental loading dominates for most offshore installations currently being planned.

The exact mechanism by which wind creates waves is not yet understood. Nevertheless, mathematical bases exist for predicting the wave profile and associated water particle kinematics for wind induced waves. The relative validity of the various theories was reviewed by Dean,³ however, it does not need much observation of the sea to suggest that its surface is not characterized by regular, long-crested waves, whether Cnoidal, Airy, Stokes Fifth or otherwise. Its generally rather chaotic behaviour is better defined by the term 'sea state' and it is becoming increasingly recognized that realistic handling of the engineering problems requires some form of stochastic treatment.

1.2.4 Sealed geology

The geotechnical properties of a soil deposit are a complicated function of the origin, deposition, weathering and loading histories. While it is obvious that the morphological processes in the marine environment are different from those on land, it must be remembered that large parts of our present continental shelves have in recent geological time been raised above sea level, loaded by ice and sediment and subjected to subaerial weathering processes. Features such as buried river valleys, peat deposits, outwash channels and moraines have to be identified and avoided or quantified, along with other peculiarly marine features such as sandwaves and wave induced landslides.⁴ Probably the most significant factor is the large percentage of the continental shelf area covered by recent deposits of marine clays and silts. These typically are under or normally consolidated with mudline shear strengths of about 4 kN/m^2 , occurring in deposits up to many hundreds of feet thick. In summary, complex soil deposits covering if anything a greater range of strength and deformability than on land form the province of the offshore foundation engineer. Any numerical models of geotechnical problems are therefore likely to be at least as complex as those on land.

1.2.5 Earthquakes

The foci of severe earthquakes are located in the tectonic discontinuities between the plates which comprise the earth's mantle. Most of these discontinuities occur offshore and some are associated with major hydrocarbon deposits. Examples are the continental shelves off California and the Gulf of Alaska. The offshore engineer is faced with the usual land based seismic problems of predicting structural and foundation response as well as some unwelcome additional phenomena such as tsunamis and submarine landslides.

1.2.6 Floating ice

Exploration for mineral deposits has been actively pursued in polar regions for more than a decade. Although relatively little has been developed in a true offshore polar region, the first steps have been taken and planning is already underway for offshore structures to cope with the floating ice problem. A recent review of the information available on the genesis, morphology, physical properties and failure mechanisms of floating sea ice⁵ indicated that the art of predicting ice loads on fixed structures is in its infancy. A great deal of research is needed to give the offshore engineer reliable numerical answers.

1.2.7 The ocean environment and design constraints

The above picture is brief and superficial but it serves to introduce some key characteristics of the design problem offshore. These are:

- (a) environmental loads originate from several sources
- (b) they are generally larger, more dynamic in character and more highly variable than on land
- (c) bottom conditions cover a wide range of soil types from very soft underconsolidated soils to rock

When one adds to these a fourth factor, namely the difficulty of underwater working, it is clear that the reliability aspect of design assumes a new perspective in the offshore environment.

1.3 THE CHOICE OF STRUCTURAL FORM

1.3.1 Historical perspective

The earliest engineered offshore structures were usually installed for either navigational or military purposes. The major share of offshore engineering experience, however, is associated with the exploitation of hydrocarbon deposits. The ensuing discussion is inevitably dominated by the requirements of typical oil and gas installations, but the engineering implications are relevant to several other offshore applications. It is entirely appropriate to view the problems through an oil industry perspective since this industry will continue to dominate the offshore scene for some time.

1.3.2 Foundation constraints

The structural options which are open to the offshore engineer are conditioned in large measure by foundation considerations. Figure 1.1 shows a highly simplified concept of an offshore structure. Fluid flow phenomena induce a

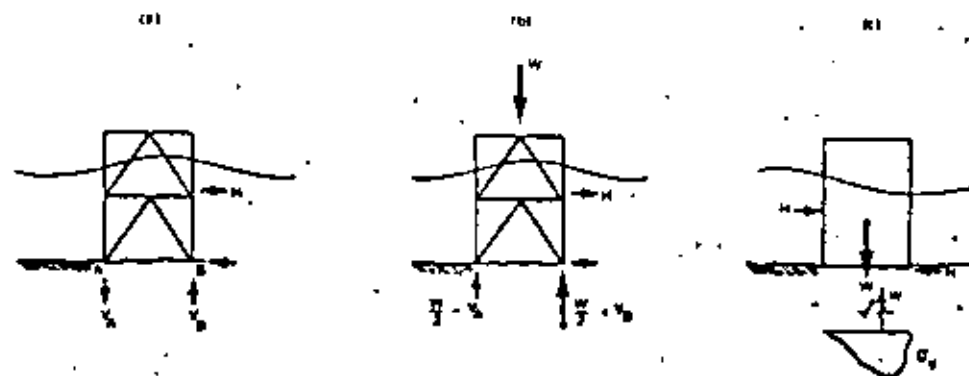


Figure 1.1 Piled and gravity foundations

high horizontal load and moment at the foundation level (mudline). For the two point support system shown in 1.1(a), a push-pull system of vertical reactions is required for moment equilibrium. Providing resistance to foundation uplift can sometimes be difficult and the requirement can be eliminated by providing additional vertical force as in 1.1(b). This is the concept of the self-weight gravity structure, namely, the elimination of uplift problems by the provision of structural self weight. This is most often accomplished by using massive monolithic structures with continuous foundations as in 1.1(c). Framed gravity structures with discrete foundations as in 1.1(b) have been installed, though they are less common than the monolithic type.

It is evident from Figure 1.1 that:

System (a) implies a deep foundation (piles) to resist uplift

System (b) could use a deep or shallow foundation but downthrusts are larger than in (a)

System (c) implies much larger horizontal loads and requires strong soils close to the mudline.

1.3.3 Common structural systems

1.3.3.1 The jacket or template

It is proper to commence the discussion of structural systems with the so-called 'jacket' or 'template' type of platform since it represents by far the largest number of offshore platforms installed to date. It developed to meet the needs of offshore drilling and production operations in the Gulf of Mexico and Lake Maracaibo. Both areas are characterized by large thicknesses of soft, recent marine sediments and foundation support has to be mobilized at some depth below the mudline. In order to reduce fluid loads and foundation movements a relatively transparent but stiff structure such as a space frame attached to long piles is an obvious solution.

A key difference between an offshore and onshore structure is the increased difficulty of construction offshore. A 'template' or 'jacket' structure is simply a space frame designed to make pile driving easier by obviating the need to provide temporary support for the piles during first driving. The principle is illustrated schematically in Figure 1.2. The jacket or template is placed in position, the piles are fed through the legs of the template and driven by means of a pile driver supported on a surface vessel. After driving to the design penetration depth, the piles are cut off at the head of the template and a prefabricated deck section is stabbed into the piles and field-weld connected. The deck weight is directly supported by the piles themselves. A typical eight pile jacket is shown in Figure 1.3. The method of construction for small jackets is quite simple. The structure is prefabricated at some waterside facility, skidded onto a flat-topped barge and towed to location where it is lifted into

position by a derrick barge. The only severe construction loads to be considered are those associated with the lifting operation.

As exploration and production proceeded further offshore and the location water depths increased, two things began to happen. First, the installation problems became more severe as the capacity of the seagoing derrick barges was exceeded. It thus became necessary to launch the larger jacket from its barge and to utilize ballasting and buoyancy procedures to bring about uprighting and sinking of the jacket, sometimes assisted by derrick barges. The second factor was the increase in foundation loads. It was no longer possible to make do solely with piling through the legs. Skirt piles driven in other plan positions and pile clusters around main legs began to be introduced.

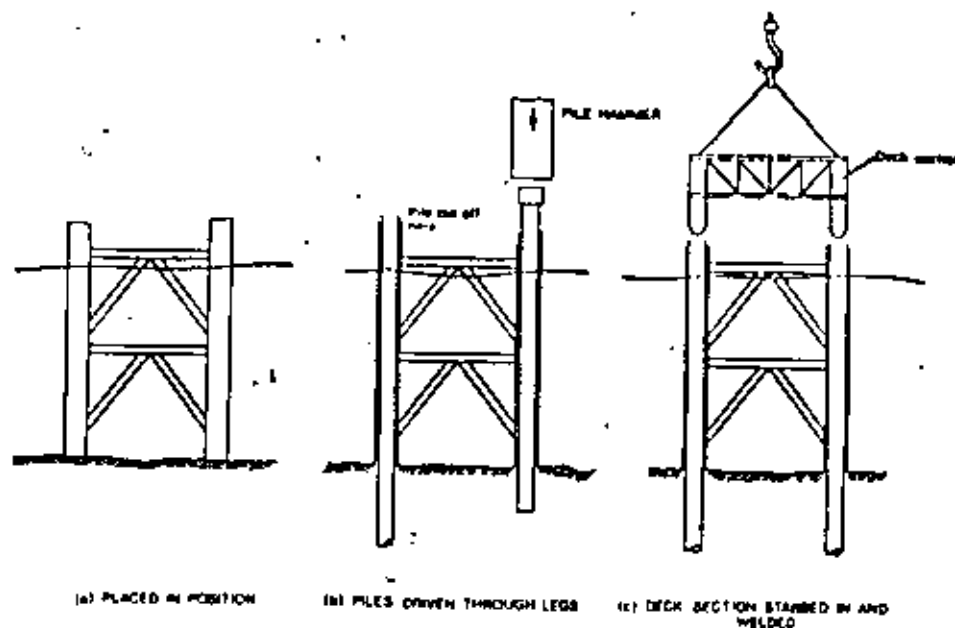


Figure 1.2 Principle of jacket or template

1.3.3.2 The tower

The tower is an extrapolation of the jacket to deep water. It is not only characterized by the use of pile clusters and skirt piles but the deck is now designed to be supported by the tower frame itself. Due to their size, towers are usually made self-buoyant either by enlarging several of the legs or by the use of a purpose-made buoyancy pontoon. Examples of the former type, which are sometimes called 'hybrids', have been installed on the Brent and Thistle fields

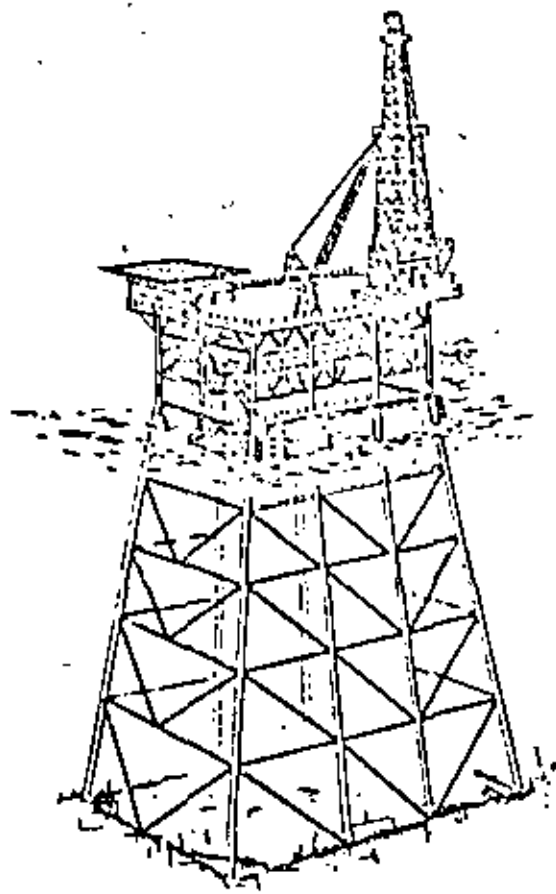


Figure 1.3 Eight pile jacket or template.
(Reproduced by permission of Am. Soc. Civ. Eng.)

in the North Sea as shown in Figure 1.4. The Forties field towers used the supplemental buoyancy approach which has the advantage of reduced wave loads on the final structure but involves a more difficult installation operation.

The completed North Sea towers have been installed in depths up to 160 m and contain up to 40,000 tonnes of steel apiece, including deck and pilings. These do not however represent the largest framed offshore structures. The Exxon Corporation has recently installed a 260 m platform in southern California and Shell Oil Company are presently constructing a giant tower to be installed in more than 300 m of water in their Cognac field offshore Louisiana.

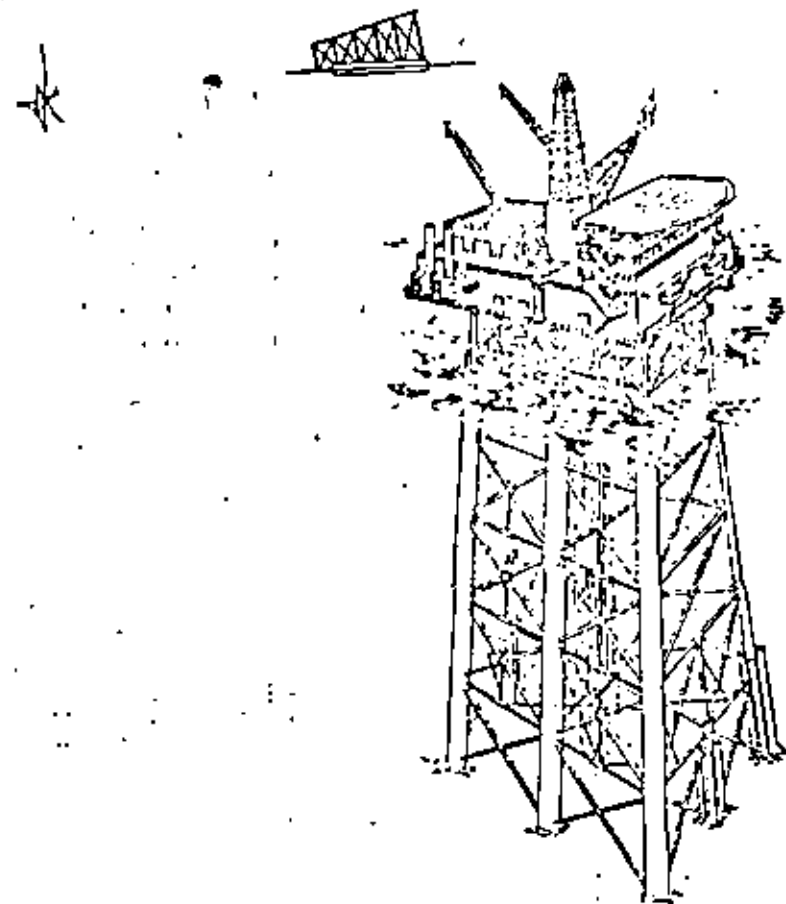


Figure 1.4 Hybrid tower with inbuilt buoyancy.
(Reproduced by permission of Inst. of Civil Eng.)

1.3.3.3 Caissons

Not all offshore installations are on a heroic scale. Many oil and gas fields are quite small and have minor deck load requirements. In addition, there are always step-out wells, flares and other installations which require a small but reasonably stable platform above sea level. A traditional and relatively inexpensive concept is the so-called caisson. This consists of a single tapered pile driven to a sufficient depth below the mudline to enable cantilever action to develop. This type of structure has been used in water depths up to 60 m.⁷

1.3.3.4 Concrete gravity platforms

The pleistocene glaciation of the North Sea region created areas with heavily overconsolidated soils at or very close to the present mudline. These can

support large loads at the soil surface and are hence well suited to gravity type foundations. A number of factors combined to create a suitable market for concrete gravity structures and several have already been installed. There are some differences between the designs built to date but the most common type comprises a large cellular base supporting three or four concrete towers which in turn support a steel deck. This type is shown in Figure 1.5(a) while 1.5(b) shows another type which is of more monolithic construction and hence much more rigid.

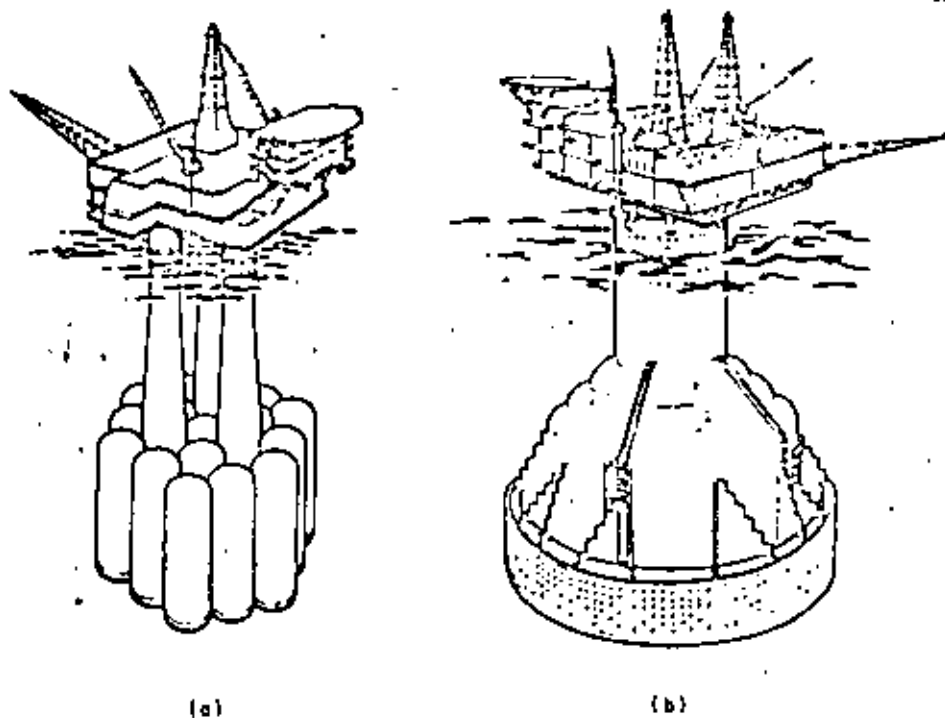


Figure 1.5 Concrete gravity platforms. (Reproduced by permission of Inst. Civil Eng.)

1.3.3.5 Steel gravity platforms and hybrids

The gravity structure limelight has undoubtedly been stolen by the concrete platform. Steel gravity platforms have been installed on the Loanga field offshore Nigeria where the presence of rock close to the mudline ruled out the possibility of tension piles (see Figure 1.6). Other steel gravity concepts are being actively marketed as are so-called concrete-steel 'hybrid platforms' which consist of a steel space frame supported on a large concrete gravity base. To the author's knowledge, no platforms of the latter type have as yet been ordered.

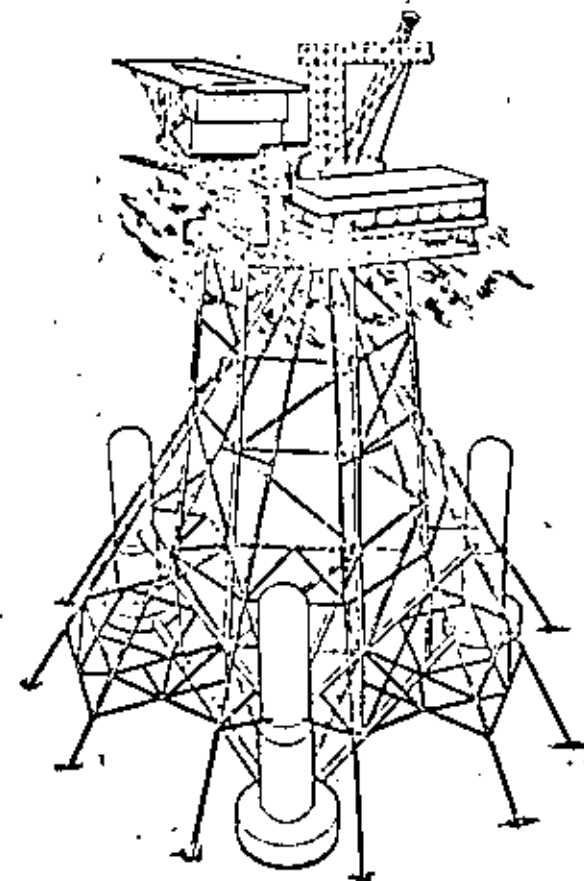


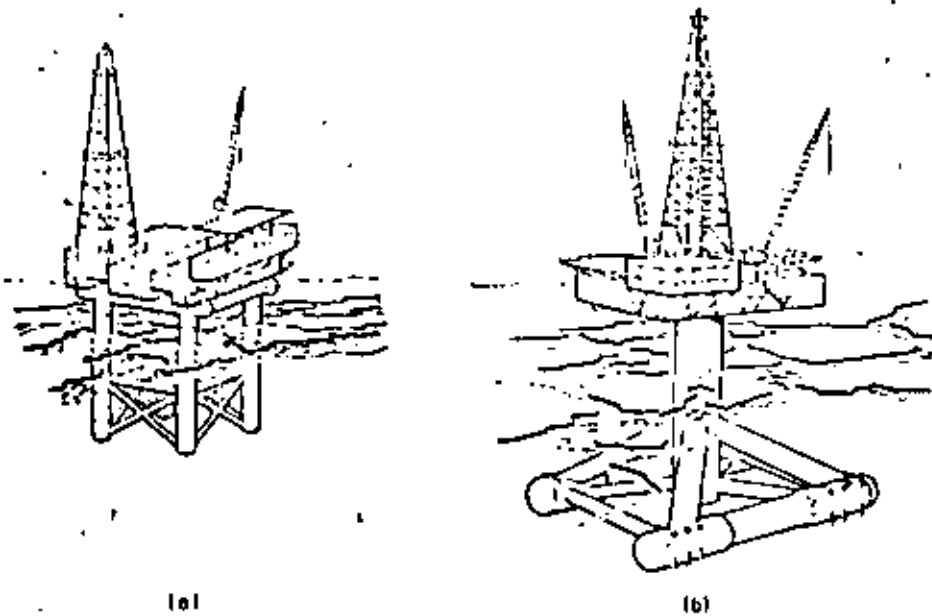
Figure 1.6 Steel gravity platform. (Reproduced by permission of Inst. Civil Eng.)

1.3.3.6 Other fixed structures

There are many other fixed structures used offshore such as ballasted down concrete barges in the swamps of Louisiana, the piled oil storage Khazzans off Dubai and the Ekofisk storage tank. One could perhaps include the man-made islands in southern California and the Canadian Arctic. One of the most interesting classes of structure is that employed in Cook Inlet, Alaska; an area with large tides, high current velocities and floating ice. Figure 1.7 shows solutions which were adopted to meet the high horizontal ice loads in the Inlet.

1.3.3.7 Compliant structures

All structures deform under load. A compliant one, as its name implies, is designed to move so that the effects of the environmental load are mitigated. The analogy is a ship riding out a storm at anchor. As the scope of the anchor chain is reduced, the stiffness of the anchoring system increases. The ship



1(a)

1(b)

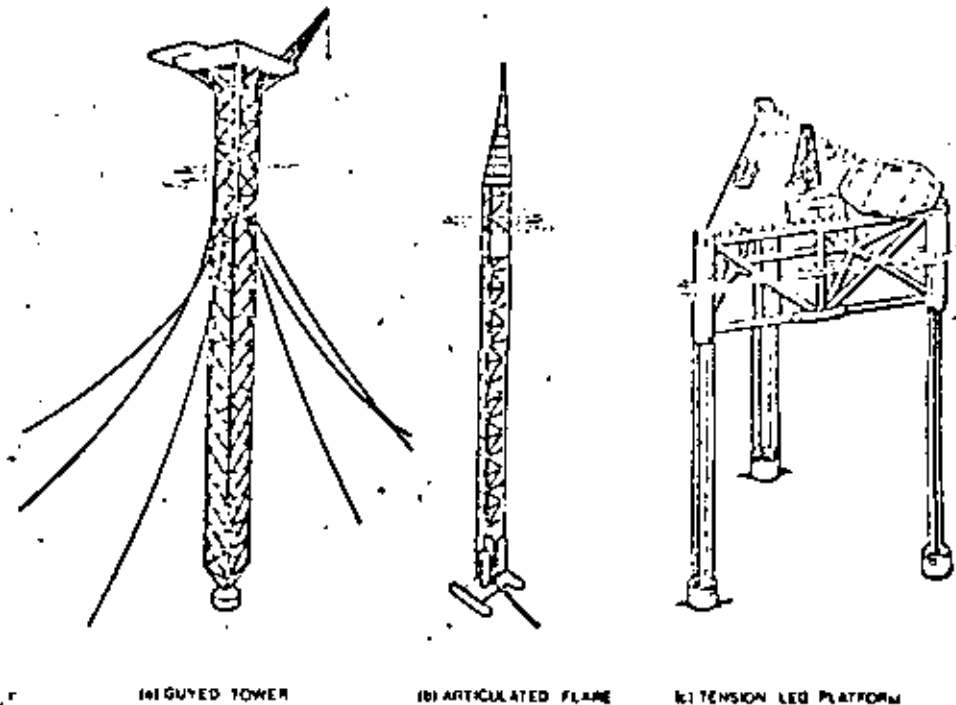
Figure 1.7 Ice-resistant structures in Cook Inlet, Alaska

movements are reduced but at the price of anchor forces increasing. The trade-off in a compliant structure is between excursion amplitude and restraining force. The first crude oil from the North Sea was produced from a compliant 'platform'. This is a modified semisubmersible drilling rig, permanently moored on location in the Argyll field.¹⁰ Purpose made tethered or tension leg structures of various kinds are being developed and deployed as flares, single point moorings, and drilling and production platforms. Some examples are shown in Figure 1.8.

1.3.4 Factors governing form selection

Many factors must be considered in selecting the most desirable offshore hardware. Among the obvious ones anticipated by an experienced 'on-shore' engineer would be:

- capital cost
- cash call
- maintenance cost
- deliverability
- extreme environmental loads
- foundation conditions
- available construction infrastructure and labour
- materials availability



(a) GUYED TOWER

(b) ARTICULATED FLARE

(c) TENSION LEG PLATFORM

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

The offshore engineer would in addition be preoccupied with:

- accessibility (by sea and air)
- offshore construction weather window
- weather persistence characteristics
- availability of offshore plant (derrick barges)
- reliability

One of the biggest factors is the last, namely, reliability. It is not difficult to see why when one considers the consequences of the failure of a large offshore installation in human, financial and environmental terms.

1.4 DESIGN AND ANALYSIS

1.4.1 Selection of design criteria

Bea^{11,12} described a system for the development of platform design criteria and showed how it has been applied to an installation area in the Gulf of Alaska with both earthquakes and waves. The system relies on many years experience,

primarily in the Gulf of Mexico with one category of structure, namely, framed, piled steel towers or jackets. It would be highly desirable if this approach were used generally but it is probably fair comment that a rigorous criteria selection analysis of the kind described by Bea is only practised by a handful of companies.

The application of this method to new structural types is difficult in view of the absence of statistics on operational performance. It nevertheless represents the direction in which sound engineering practice must go. A major implication of the approach, is that the so-called 'design-wave' is not a physical event associated with a given annual probability of exceedence or return interval for the site. Rather it is a platform design criterion which is a function not only of the sea conditions but also typical platform resistances. The analyst must hence exercise discretion in using the design wave concept and interpreting the results.

1.4.3 Statutory requirements

These vary from country to country but the internationalism of the industry has resulted in a broad consensus on basic principles. In the U.K., the public interest is protected by the Offshore Installations (Construction and Survey) Regulations Act 1974 which imposes requirements for the certification of offshore installations. This is the only statutory requirement and the act specifies little of a truly technical nature. Advisory information is contained in the notes issued by the U.K. Department of Energy.¹³ These are currently being revised and give advice on the selection of environmental criteria, design practice etc. Other bodies such as the American Petroleum Institute, FIP and the Certification Authorities, Lloyds Register, Det norske Veritas, Bureau Veritas and American Bureau of Shipping have issued design rules or guides. Some of these give a reasonably specific definition of the type of problem to be analysed, but there is considerable freedom in selecting the actual analysis method.

1.4.4 Analysis inputs to design decisions

Structures are built as a result of decisions made, not analyses being conducted. The role of analysis is to enable the decisions to be made with an adequate level of confidence. Design is a dynamic process and the degree of analytical refinement changes markedly from the initial feasibility stage through to the final design checks. The methods discussed in the following sections are generally more applicable to the more advanced stages of design. In the interests of a reasonably organized presentation, the analysis requirements will be discussed initially under the headings of the two major classes of structure, namely piled framed towers and concrete gravity structures. The problems of

aseismic design and ice loads are then discussed followed by fatigue and analysis of compliant systems.

1.5 ANALYSIS REQUIREMENTS FOR FRAMED, FIXED STRUCTURES

1.5.1 Fluid loadings

The basic deterministic approach to analysing wave loads on a framed structure comprising linear prismatic elements is to use the well known Morison equation.¹⁴ This states that the fluid force is the vector sum of an inertial and a drag component. These are out of phase due to the phase shift between particle velocity and acceleration. For waves in which the ratio of characteristic structural diameter to wave length is less than 0.2, drag effects dominate. This is the case for most framed towers in fully arisen seas. The calculation of the fluid loads on the entire structure is relatively straightforward, if tedious. Assumptions are required concerning the inertial and drag coefficients, C_m and C_D . The water particle kinematics are determined from the incident wave, provided its profile is assumed (e.g. Stokes Fifth) and its height and period are defined. The fluid load on the overall structure is obtained by summing the component forces on each prismatic element, making due allowance for shift in relation to wave crest and angle of attack. This is quite a straightforward mechanistic approach which has been used for many years. It requires no elaborate fluid flow analysis and the validity of the basic Morison equation has been checked many times in the laboratory in the context of frame structures.

Despite all this, there is sufficient doubt as to the accuracy of its application to complete structures for the oil industry to undertake a multimillion dollar, large scale test project in which an Ocean Test Structure¹⁵ is being installed and instrumented to measure fluid loads. The reasons behind some of the suspected inaccuracies concern factors such as energy spreading and directionality characteristics of real seas as opposed to those which are assumed in analysis. In summary, the primary need right now is not for an analysis method which gives a more accurate measure of fluid flow around submerged prismatic members. It is rather a matter of being able to deal with the water particle kinematics in a random three-dimensional sea.

1.5.2 Static frame analysis

There is little that one needs to teach the offshore engineering world about the use of matrix methods for analysing space frames. Systems involving ordinary frame analysis with preprocessors to calculate wave loads have been marketed and used routinely for a number of years. As an industry, this helped to reduce the analysis and design costs to a very low level, so much so that some

engineering managers found it difficult at first to adjust to the significantly higher costs of engineering on the major North Sea structures. A minor problem relates to the treatment of the foundation supports. The pile-soil combination exhibits non-linear stiffness characteristics.¹⁶ This is usually allowed for by solving the problem iteratively using a set of non-linear springs at the mudline support points.

The vast majority of steel framed towers and jackets have been installed in less than 100 m of water. Their fundamental structural periods are low compared with the wave periods and dynamic amplification is minimal. Most of these analyses are therefore of a quasistatic type.

1.5.3 Dynamic analysis

Malhotra and Penzien¹⁷ discussed the non-deterministic dynamic analysis of wave excited structures. While analysis capabilities are being developed on a number of fronts there are still severe problems. The coupled soil-structure-water system has associated non-linearities, due to the velocity squared damping from structure-fluid interaction and the force-deflection and damping non-linearities at the foundation level.

The random nature of the loading suggests the use of a stochastic approach combined with modal decomposition to reduce the number of freedoms. This requires the use of a linear transfer function which means eliminating the non-linearities described above. Malhotra and Penzien¹⁷ suggested a method which enabled one to obtain a quasi-linear response operator. However, Tickell *et al.*¹⁸ have shown recently that the use of a linearized spectral approach can lead to large errors when predicting extreme loads on drag-driven structures.

This problem can be eliminated by using a deterministic approach and solving the equations of motion by direct integration. The difficulty one faces is the large number of degrees of freedom and the obvious temptation to use modal analysis or some other form of condensation technique. Furthermore, there is still the need to make allowance for the random characteristics of the loading and such a deterministic approach requires to be interpreted in some statistical fashion in order to provide a meaningful representation of the problem.

Whichever method one adopts, there are two broad areas of uncertainty, the one relates to the modelling of the dynamic system and the other, the characterization of the load.

Ruhl¹⁹ analysed the results of a measurement program on an instrumented platform in the Gulf of Mexico. Predictions of the dynamic response were made on both deterministic and spectral bases and resulted in errors between 13 and 25 per cent, despite good correlation between measured and predicted

structural periods. This implies that attention should be focused on the assumptions regarding loads. The work of Marshall^{20,21} regarding directionality and spreading effects may hold the clue.

It is difficult to give a precise definition of the state of the art as practised. Informal enquiries by the author among oil companies and certification authorities in the U.K. and U.S.A. suggest that to date little has usually been done beyond the stage of a first eigenanalysis to determine modal response. This has usually been considered justifiable for installation water depths up to about 150 m since the frequency ratios have suggested low dynamic amplification for extreme events. (This is not the case for the low strain range, high cycle fatigue problems which are discussed in Section 1.8.)

In summary, methodologies for both deterministic and stochastic analysis have been developed, but not widely used. This situation is now changing with the move into deeper waters. Probably the greatest need is for the development of reliable means of simplifying the approaches but still giving meaningful design answers.

There is insufficient published information regarding parametric sensitivity of structural response to factors such as soil-pile stiffness, linearization of drag effects, etc. In short, the analysis methods exist but we lack experience in applying them.

It would be remiss of any discussion on dynamics to ignore factors such as wave slap and slam on horizontal members near the free surface or the hydroelastic oscillations associated with vortex shedding. These dynamic problems are of great importance in the design of individual members but their treatment at the present time is largely empirical.

1.5.4 Joint analysis

Failures in welded tubular frames occur predominantly at the nodes or joints of the structure. These are the most highly stressed regions and the nominal member stresses from the frame analysis do not reflect the true stresses which will affect factors such as fatigue strength and brittle fracture. A detailed evaluation of the stresses at the joints requires a separate analysis of each joint. In actual practice the large number of joints and the existence of a limited number of joint types has led to the use of 'stress concentration factors'. The nominal member axial and bending stresses are multiplied by these factors to give the estimated stresses at the so-called 'hot spots'. The determination of hot spot stresses such as the punching shears shown in Figure 1.9 and derivation of the stress concentration factors is ideally performed by the application of three-dimensional finite element analyses using isoparametric elements.²² Marshall²⁰ has described the basic considerations with regard to tubular joint design.

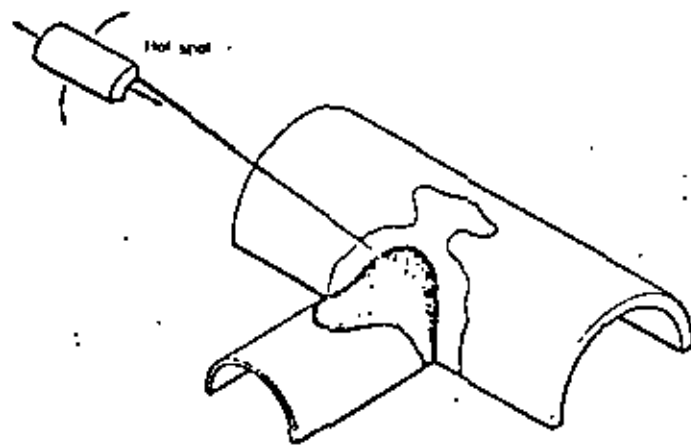


Figure 1.9 Hot spot stress analysis

1.5.5 Foundation problems

The state of the art of pile design for jacket structures was reviewed by McClelland.²³ Soil is a highly complicated material which exhibits among others, plastic, viscous, consolidation, hysteretic and cyclic degradation characteristics. Numerical models of soil behaviour have been used for a number of years. Unfortunately the state of the art of estimating soil deformability properties is so limited that most practical geotechnical analyses, where deformations are of interest, are virtually curve-fitting exercises. This is not meant as an unkind criticism of geotechnical engineers or numerical analysis methods. It is a fact of life that it is extremely difficult to predict soil deformations accurately even on the basis of carefully measured unit soil properties and refined analysis methods. However a combination of field measured full-scale behaviour and numerical analysis can lead to reliable backfigured parameters for use in subsequent analyses.

The three key problems of pile design are:

- pile driveability
- axial load transfer and stiffness
- lateral and rotational pile head stiffness

Most pile driving analyses are based on the one-dimensional wave equation approach using a discretized model developed by Smith.²⁴ McClelland *et al.*²⁵ and Fox *et al.*²⁶ have reported on its application to actual offshore foundation problems. The analysis is sensitive to a number of inputs involving ill-defined soil properties. The method is widely used but its application is treated with some scepticism in view of some of the assumptions which are required regarding soil parameters.

With regard to the other aspects, it is entirely appropriate to quote verbatim the conclusions drawn by McClelland in his 1974 state of the art lecture.²³

1. *Axial load capacity.* 'We still have a less than adequate understanding of the soil mechanism that controls load transfer'.
2. *Laterally loaded piles.* 'Less complete information is available for establishing p - y (stiffness) curves for laterally loaded piles in sand.'
3. *Axial deformations.* 'Less fully developed methods are available for numerical definition of an equivalent axial spring'.
4. *Group behaviour.* 'The problem of movement prediction becomes more complicated and at present more uncertain when dealing with pile groups'.

These comments are based on current geotechnical engineering practice which relies extensively on numerical analysis techniques. The array of higher-order elements, dampers, non-linear, gap and slip-stick elements etc available should in theory be quite up to the task of modelling soil-structure interaction problems. It is evident that we have some way to go before the gap between principle and practice is bridged.

1.5.6 Construction and installation problems

The deployment and installation of platform structures has several interesting analysis problems. The first of these concerns the dynamic response during towout and upending or launching. Much of this work is done using model tests. However numerical analysis techniques have several advantages, not only in determining the probable behaviour during the critical stages of upending and sinking, but also in simulation exercises for launch operator training and in real time control systems.

The other aspect concerns pressure resistant design. The buoyancy legs of a large hybrid tower can be easily 5 m in diameter. It is evident that buckling analysis is very important considering the nature of the stiffened shells used, construction tolerances, complicated joint geometry and ambient pressures of 1.5 N/mm². The required buckling analysis of a 3-D structure is available in many of the large commercial finite element analysis packages.

1.5.7 Summary

The above brief presentation is summarized schematically in Figure 1.10. The picture is a varied one. At the level of overall frame analysis there is high confidence and everyday usage of numerical methods. Below the foundation level, methods have been developed to model soil-pile interaction but there is as yet insufficient confidence in their application. Fluid loadings on framed structures can be incorporated readily in a regular frame analysis package with the aid of a suitable preprocessor. However there are difficulties in defining a

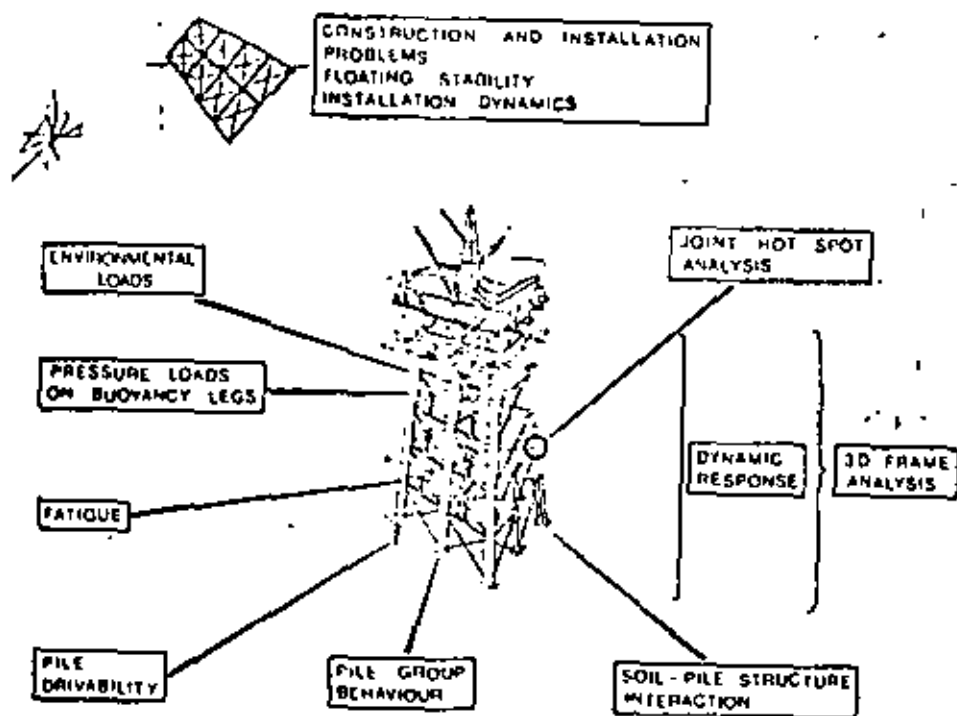


Figure 1.10 Current analytical problem areas for steel towers

suitable three-dimensional load input. Detailed stress and buckling analyses of 3-D problems are required and used. Dynamic analysis fundamentals have been developed but relatively few dynamic response analyses to predict extreme loads appear to have been carried out in practice.

1.6 ANALYSIS REQUIREMENTS FOR LARGE DISPLACEMENT FIXED STRUCTURES

Keulegan and Carpenter²⁷ showed that the ratio (N_{KC}) of water particle orbit width to characteristic structural dimension defines the relative importance of wave induced drag and inertial effects. As one might expect, the smaller this number becomes, the greater is the relative importance of inertial effects. Where the Keulegan-Carpenter number N_{KC} is less than 5 (equivalent to a diameter/wave length ratio of about 0.2) not only do inertial effects dominate, but the diffraction of the incident wave by the structure must be accounted for in calculating the fluid loads. As an example, for a low sea state with a characteristic zero crossing period of 7 seconds, diffraction becomes important for structural diameters of more than 15 m. This figure would increase to about

70 m for the 12 to 15 second waves associated with fully arisen seas in areas such as the North Sea.

The majority of structures in this category are constructed of reinforced concrete. This type of structure will therefore form the basis of the ensuing discussion though many of the comments, e.g. those relating to fluid loadings, are also relevant to other large displacement structures such as steel storage tanks or some steel gravity structures.

1.6.1 Fluid loadings

In a state of art appraisal of fluid loadings Hogben²⁸ outlined the relative importance of drag and inertial effects and the diffraction phenomenon's role in the determination of fluid loadings on large objects. MacCamy and Fuchs²⁹ and Gran³⁰ proposed closed form solutions for diffraction around piles and submerged cylindrical tanks. The advent of the large gravity structures in the North Sea created a demand for a general analysis method permitting the calculation of diffraction effects and associated fluid loadings on arbitrarily shaped bodies. Some form of numerical procedure was obviously indicated.

The source distribution method proposed by Garrison *et al.*³¹⁻³³ has been very successful in filling this need. Though we do not as yet have adequate data to check its validity in the field, an extensive laboratory test programme conducted by Hogben and Standing³⁴ indicated high confidence in the method for regular long-crested waves. Finite element methods can also be used to predict fluid loads on fixed and floating structures but successful techniques have only recently been developed and have not yet had much impact in practice. It is the author's opinion that this is one area in which the powerful finite element method may be the less desirable alternative. The real power of the F.E. method is demonstrated in coping with continuum problems characterized by marked changes in the medium properties, e.g. anisotropy, inhomogeneity, complicated geometry, etc. In the present instance, the analyst is primarily interested in modelling the conditions at the boundaries while assuming a predictably smooth variation of the field variables within the fluid continuum. A boundary solution procedure such as the source distribution technique is ideally suited to this situation since one can usually comfortably neglect factors such as inhomogeneity of the fluid medium. The F.E. method however has to pay the penalty of modelling both the boundary and the continuum itself although banded matrix properties reduce the computational effort. A further disadvantage of the finite element method is the difficulty of simulating distant boundary conditions.

One of the most interesting recent developments is the use of solution techniques which combine the flexibility of the finite element method in discretizing the problem in the region of maximum interest with the efficiency

of a boundary solution procedure to characterize the remote boundary conditions. Chen and Mei¹⁶ were among the first to use this type of approach in solving a wave refraction-diffraction problem. Zienkiewicz^{16a,17} showed how the finite element method and boundary solution procedures could be effectively combined in solving a range of field problems. A related development for characterizing remote boundaries is the creation of so-called 'infinite elements' for evaluating fluid-structure interaction problems.¹⁸ These approaches represent a very promising development for other applications also.

In this book recent developments in both techniques are presented (viz. Ch. 3-5) which promise to have an impact on future computation processes.

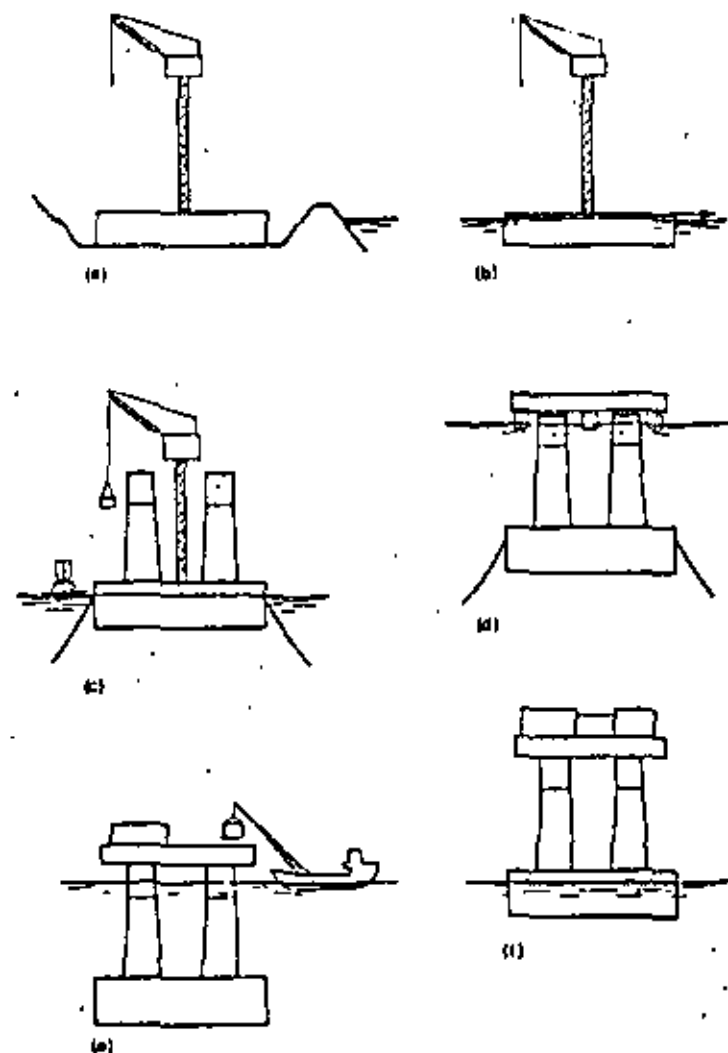
One of the major criticisms levelled in Section 1.5.1 dealing with framed structures concerned the inadequate modelling of the three-dimensional sea behaviour. Similar criticisms will be made of two-dimensional diffraction analyses, once we have obtained reliable field data. Even in the case of a two-dimensional approach, the wave force on submerged objects is quite sensitive to wave period.

There are no ready guidelines for selecting an appropriate period for the design extreme wave. If one adds to this the mitigating effects of energy spreading, it is not difficult to foresee a move towards stochastic analyses with directional and spreading effects accounted for. The diffraction analysis, whether by source distribution or finite element method will still be required however to generate the load transfer functions used in such a stochastic procedure.

1.6.2 Structural analysis

The popular technical press has been more than generous in its use of superlatives to describe the construction of the present generation of North Sea concrete platforms. While the problems of scale undeniably create some interesting challenges for the designer, the emphasis on their sheer size and cost has tended to mask some of the novel design difficulties posed by this new breed of structures. Unlike most land-based installations, many of these problems arise before the structure is finally commissioned to perform its planned function as a drilling and production facility.

Consider the typical construction scenario presented in Figure 1.11. The first stage consists of part construction of the base caisson in a dry dock. When construction has advanced sufficiently for the embryo structure to have adequate strength and floating stability, the dock is flooded and the structure towed to a protected deepwater construction site where it is moored. The remainder of the concrete structure is then completed, with both caisson walls and legs usually being slipformed. The prefabricated deck structure which may weigh up to 10,000 tonnes is then loaded onto the platform legs. This is



- Key:**
- (a) Construct part of base in drydock.
 - (b) Finish out and roof.
 - (c) Complete concrete construction afloat.
 - (d) Float steel deck over ballasted-down structure.
 - (e) Load modules.
 - (f) Refloat to working mode.

Figure 1.11 Typical construction scenario for concrete gravity platforms

conveniently accomplished by ballasting down the concrete structure so that the deck can be floated into position over the legs. At this stage, the concrete caisson is only partly flooded and is thus subjected to very large net ambient pressures. Considering that the reserve buoyancy is very small at this juncture, it is evident that the deck loading operation represents a critical stage in the construction. Deballasting of the structure enables the deck to be lifted off its delivery pontoons and the structure is then raised to an adequate level for loading of the modules of topside equipment.

The structure complete with its large payload is then refloated to the planned towing draft and the tow to location carried out when suitable weather conditions are forecast. On reaching its installation location, the structure is ballasted until touchdown is effected. Damage due to impact on touchdown is avoided by a slow descent and the use of downstand dowels to arrest structural oscillations during the final stage of descent. Virtually all of the structures to date have been equipped with steel or concrete skirts. These are driven to the required penetration by further ballasting. The water filled voids under the structure may be grouted before final flooding of the structure is carried out.

Once it is in operation, the storage of hot crude or the presence of the hot well conductors and marine risers inside the structure will result in differential heating of the structure and associated thermally induced loads. Thus in addition to the much vaunted need to resist a 100 year wave of the order of 30 m the structure must be designed to be satisfactory in respect of other characteristics such as:

- watertightness
- resistance to high pressures
- floating stability
- towout draft limitations
- payload carrying capacity
- placement on an unprepared site
- resistance to thermal loads

This is by no means an exhaustive list but it suffices to indicate that the designer's options are constrained in several respects at all stages from construction through operation. It is clear therefore that while the concept of a concrete gravity structure is simple, its behaviour will not be. An exhaustive discussion of these problems is clearly outside the scope of this presentation but certain problem areas are worth highlighting.

1.6.2.1 Pressure loads

During the critical deck mounting operation, parts of the caisson are subjected to differential pressures typically in the range 1.3 to 1.6 N/mm² or at least three hundred times the design distributed live load in a typical building. Two

basic structural systems have been used for the majority of structures to date. These are shown diagrammatically in Figure 1.12. In the first of these, the caisson consists of an assembly of cylindrical cells as shown in Figure 1.12(a). The alternative system shown in Figure 1.12(b) comprises a cellular box with straight walls which act as a system of struts to support a pressure resistant skin.

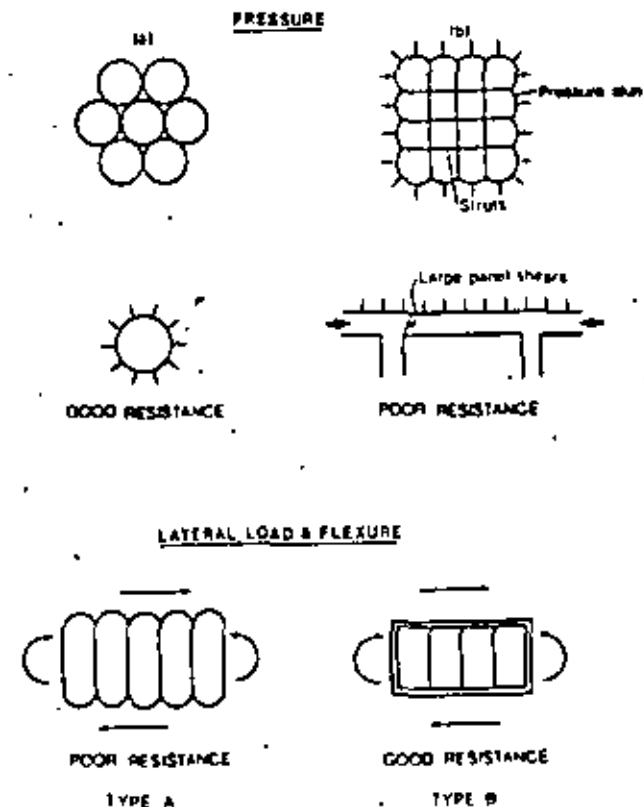


Figure 1.12 Typical caisson structural systems

In both cases, the ambient pressure is accepted by cylindrical surfaces which ensure that the pressure loads are resisted by direct membrane compression, at least in plan. When one looks at the method for capping top and bottom of each of these systems, a different picture emerges. The first system can be conveniently capped with hemispherical domes which will permit the simple membrane action of the concrete to be retained. In some cases, a larger radius of curvature dome has been used to permit the elimination of the top shutter during construction. While this has construction advantages, it introduces large thrusts and associated bending near the springing points. The closing of the

square cellular base has been most frequently accomplished by the means of flat slabs although in certain instances polyhedral capping surfaces have been used.

The first question to be considered is that of overall stability. The thickness to diameter ratios of the typical concrete cylinders shown in Figure 1.12(a) are usually high enough to ensure thick shell type behaviour and a fairly small risk of elastic instability. Similarly, for the rectangular configuration shown in Figure 1.12(b), cell sizes can usually be selected which will ensure that individual cell walls are unlikely to give buckling problems. However, for this type of system, it is possible that overall instability may be associated with the behaviour of the complete cellular structure. This can obviously be analysed using an appropriate buckling analysis and there is nothing in the boundary conditions or element configurations which appear to be particularly exacting.

The biggest problem appears to be associated more with the question of the triaxial stress state and the exceedence of the appropriate rupture criterion for reinforced concrete. This has been described as 'implosion' by Haynes,³⁹ who has carried out a series of experimental investigations on the failure of concrete pressure vessels under high ambient pressures. Although no general theory exists to date, the evidence available would suggest that the problem lies not so much in determining the appropriate stress conditions as in the selection of the correct failure criterion. It still remains to be proved how important factors such as strength loss of the concrete due to the build-up of pore pressures are in influencing the resistance to high pressures.

Since the boundary conditions are so simple, the overall analysis of pressure loads is usually quite trivial and the only difficult analytical aspect relates to the effect of the restraints imposed by adjacent parts on the structure. For example, the influence of a fixed connection between the cylinders in Figure 1.12(a) on shear stress and bending has to be investigated by means of a stiffness analysis. The suite of elements available in most of the major analysis packages is quite adequate for the purposes of this type of investigation. A slight level of sophistication may be introduced by the investigation of the effect of creep when considering that some of these pressure loads may be acting for many months. As the stress distribution will remain sensibly constant, the problem is clearly one of finding the right constitutive law rather than of conducting a detailed time-dependent analysis to determine deformations.

By far the biggest problem with regard to pressure loads is one of design rather than analysis, in that there are few guidelines to assist the engineer in designing for the very large panel shears and in particular, the allowance which should be made for the assistance given by axial prestress. The British Code CP110 reduces the allowable shear stress in slabs to half of that in beams, without stating why this is the case although it is suspected that this has to do with the non-uniform distribution of shear forces around the perimeter of

non-circular plates. The ACI Code 318/71 allows the designer some freedom to use the influence of the axial prestress but it is still a far from satisfactory situation facing the designer. Clearly, there is considerable scope for investigating the behaviour in shear of the heavily loaded thick slabs.

1.6.2.2 Thermal loads

The problems with thermally induced loads in nuclear pressure vessels have been studied for many years and it is tempting to believe that a direct transplant of technology would suit the problems of thermally induced loads in concrete platforms. The pressure vessel consists essentially of a single structural element which, apart from start up conditions is associated with a steady state heat flow regime. The gradient of temperature and pressure is outward and apart from the problems created by local penetrations, the thermal regime is fairly uniform throughout. This is fundamentally not the case for a concrete gravity platform, particularly where there is storage of hot crude. In the latter event, parts of the structure are heated while others are quite cold. A hot/cold fluid interface exists in one or more parts of the structure and its position moves with time. Load cycling is a characteristic feature, despite operational attempts to maintain a sensibly constant thermal regime.

Clearly, the problem is a fairly complicated one in several respects. In the first instance, it is necessary to establish a typical range of thermal regimes, including transient states to be designed for. Coupled convective and conductive heat transfer complicates the problem of analysis and most practising engineers have thus far been prepared to make the convenient assumption that steady state conditions are obtained quite smoothly and rapidly and that problems of thermal shock need not be assessed. Analysis techniques for carrying out such investigations were developed by Hsu and Nickell⁴⁰ and applied to a class of initial-boundary-value problems that are commonly referred to as diffusion-convection problems. The author is unaware of any published results based on the use of methods such as these to investigate typical thermal regimes in concrete storage vessels.

Even given a sensibly constant thermal regime within the structure, the thermoviscoelastic nature of concrete results in several time dependent phenomena of significance to the designer. An analysis of typical loads associated with assumed elastic behaviour of the structure shows local loads at an unacceptably high level. Richmond⁴¹ has shown how creep can assist to provide a marked reduction in the thermoelastic stresses. On the other hand, he has also shown that particular combinations of prestress and thermal loading can result in higher stresses when the thermal differential is removed than are incurred under the initial elastic regime. Most important of all, creep effects in redundant structures can cause locked-in stresses after the removal of the initial load regime. Reversal of the load will then create a far worse condition

than occurred on first loading. The initial evidence would suggest therefore that as in the case of many other structures, creep has an ameliorating effect on stresses unless cycling of the load occurs.

1.6.2.3 Environmental loads

Section 1.6.1 described the type of diffraction analysis which can be used to predict the distribution of pressure over the structure resulting from wave loading. Pressure variation over the structure is quite smooth and the analysis of structural load distribution under environmental forces is relatively straightforward insofar as fluid loadings are concerned. The question of seismic loads is considered later.

1.6.2.4 Foundation loads

The local distribution of forces applied by the foundation to the structure is less reliably predicted than the loads caused by environmental factors such as waves and currents. Starting at the time of installation, the structure is installed on a totally unprepared site which has its own topographic and stratigraphic characteristics. Not only is it difficult to sample these adequately in advance, but it is also a fairly demanding exercise to emplace a structure with a displacement of over half a million tonnes in exactly the planned location.

Bjerrum⁴¹ described some of the problems to be anticipated. Apart from the obviously expected moments, torsions and shears induced by non-uniform resistances over the site, local pressures of the order of 2.0 N/mm^2 can be applied to the underside of the structure by high spots. Such pressures, when superimposed on the already very high hydrostatic differential pressures can create an almost intolerable situation for the structural designer. Very often, the problem is turned around and the question becomes one of designing a structure-foundation interface such that these difficulties do not occur.

The entire philosophy of foundation design is different from that of a typically landbased structure due to the uncertainties regarding the site properties as well as the fact of placing the structure on an unprepared bed. The geotechnical engineer must therefore provide the structural designer with a range of terrain models which will embrace the expected range of conditions anticipated at the installation location. These can then be used to generate support conditions for analysis of the forces in the structure resulting from installation as well as the response to environmental loads.

Both the short and long term reactions must be considered and some of the special influences due to effects such as cyclic loading must be considered as discussed in a later section.

1.6.2.5 Other structural analyses

There are a number of other problems as one might anticipate with regard to the design of the structure. Among the current preoccupations of the industry is

the question of fatigue. This relates not only to the problems in the concrete part of the structure where tension crack propagation, fatigue of the reinforcement, bond degradation etc are less than perfectly understood, but also with regard to the design of the deck. Most of the decks which have been used to date have fully fixed moment connections at the top of the concrete legs. Under the action of wave loads it is evident therefore that cycling of the stresses in a steel deck will occur, requiring an investigation of the fatigue problems associated with these stress reversals. The question of high cycle low amplitude fatigue is discussed in a later section.

1.6.3 Geotechnical analyses for gravity platforms

Excessive conservatism in the design of a gravity structure foundation is very costly. If one adds to this the problems associated with installing a complete structure on an unprepared site with somewhat uncertain foundation conditions, it is clear that the geotechnical engineer's role in the design of the gravity structure assumes a greater relative importance than it does for most conventional landbased projects.

1.6.3.1 Installation problems

Among the most interesting of the geotechnical analyses required for the successful installation of a gravity platform is the prediction of skirt penetration resistance. At first sight, this would appear to be a relatively straightforward matter of applying limit analysis techniques such as are employed in conventional bearing capacity problems. An examination of the theories for predicting deep foundation bearing capacity by Vesic⁴² showed an order of magnitude difference between the various theories for predicting bearing capacities in sand. Work by Kerisel⁴³ had indicated practical upper limits on resistance which do not agree with classical strength theories and penetration tests results from North Sea site investigations showed far higher penetration resistance than could reasonably be expected from the properties of typical soils.⁴² Current practice tends to follow the pile design type of approach with due adjustment to allow for an upper limit on penetration resistance as revealed by Kerisel. The problem is not simply resolved as in the case of bearing capacity analyses in which one takes a conservative approach and picks a low value. In the present circumstances, the platform cannot be left sitting on partially penetrated skirts and a high premium is therefore placed on obtaining a reliable estimate of the maximum resistance likely to be encountered. The present state of affairs is unsatisfactory in analysis terms and there is obviously scope for a general investigation of the problem. Considering the inhomogeneity of typical installation sites, and variation in skirt profiles, a general numerical analysis technique probably based on a Lagrangian formulation with a general dilatant constitutive law could perhaps provide the answer.

1.6.3.2 Stability analyses

For the extreme environmental load case, the force resultant at the mudline is characterized by much larger values of obliquity and eccentricity than are typical for the majority of foundation problems. It is therefore necessary to use a generalized bearing capacity theory which takes full account of the three-dimensional nature of the problem. The most general theory of bearing capacity for such situations was developed by Hansen⁴⁸ and his procedure has been fairly widely used, despite its obvious drawbacks. Among the most serious of these is the assumption of homogeneous foundation conditions, a condition which is unlikely at best for most gravity structure sites. Accordingly, other limit analysis techniques such as the method of slices are being increasingly used. Vaughan *et al.*⁴⁹ applied finite element techniques to the analysis of the stability of large gravity structures, taking into account the variation in shear strength with depth. A primary drawback with this approach is that for reasons of economy, the analysis is usually limited to the assumption of plane strain conditions and the results therefore are only likely to be representative of the conditions near the plane of rotation. While they are useful in identifying the initiation of yielding and the development of failure modes, the prediction of overall bearing capacity is likely to be somewhat suspect for the truly three-dimensional nature of the problem. It is the author's view that a combination of such analysis methods together with model testing approaches such as those used by Rowe *et al.*⁴⁷ will provide the most useful means of attacking the problem of predicting both bearing capacity and deformation of the foundation.

1.6.3.3 Hydraulic instability

Henkel⁴ identified the role of waves in inducing bottom instability and it is generally recognized that any foundation stability analysis must take into account the effective change in surcharge caused by the transient pressure wave. However, this phenomenon and the obvious question of scour around the structure are not the only hydraulic factors to be investigated in the design. The presence of virtually incompressible ambient fluid during the application of overturning forces to the base of the structure results in the development of a pressure differential between the underside of the structure and the surrounding free water. In addition to the obvious question of eliminating potential piping problems around skirts, it is in some cases necessary to evaluate the rate of dissipation of this pressure differential in order to check the validity of the assumptions with regard to the overturning environmental loads. For example, it is fairly common practice in predicting the wave loads on a gravity structure to assume a so-called 'closed gap' under the structure. This assumption is only valid if the water pressures under the structure are not dictated by the hydraulic boundary conditions outside the skirts. The investigation of this requires one to

look at the response of the foundation as a consolidation phenomenon. Approximate analyses carried out by Chan⁴⁸ using a simplified finite difference model indicated that this is a reasonable assumption for typical skirt configurations and soil conditions in the North Sea.

1.6.3.4 Cyclic degradation effects

The questions of liquefaction and cyclic softening of clays have received considerable attention during recent years, particularly the latter in view of the predominantly clay profiles underlying the gravity structures installed to date. (Note: The Ekofisk Tank⁹ is the major exception.) A joint industry project on the repeated loading on clay has been carried out and the results published by Andersen *et al.*⁴⁹ The programme showed quite clearly that cyclic loading effects could result in a significant change in both stiffness and shear strength of normally and overconsolidated clays. Despite the substantial nature of the investigation, and the advances which have been made in understanding the effects of cyclic loading on soil specimens, no generally accepted methodology has yet been developed for conducting both stability and deformation analyses which incorporate the findings of this programme.

1.6.4 Dynamic response to waves

The prediction of the dynamic response of a gravity platform to environmental load transients such as waves or earthquakes represents a very challenging set of demands largely because of the coupling between the fluid-structure-soil systems. General methods have been proposed by Batoek-Taylor⁵⁰ and Moan *et al.*⁵¹ for the dynamic response of structures to wave inputs. The application of such methods is still very much in its infancy and there are many fundamental questions to be answered, from the validity of two versus three-dimensional models to the selection of realistic sea state spectra. The response of coupled dynamic systems forms a major part of the proposed discussion for this conference. The following paragraphs are intended to provide a brief introduction to some of the factors involved and their relative importance as seen in the context of the present state of the art of actual design.

1.6.4.1 Structure-water coupling

Both finite element and source distribution techniques have already been used to investigate dynamic coupling between submerged structures and their ambient fluids. Liaw and Chopra⁵² used a finite element characterization of both structure and fluid to assess the effects for a typical submerged intake tower responding to seismic excitations. A source distribution technique was used by Garrison and Berklite⁵¹ to assess the dynamic response of other bluff bodies. The work of these investigators has shown that in most cases, the dynamic system can be adequately characterized by using the so-called 'added

mass' approach to allow for the participation of the ambient fluid in the response. Added mass factors are relatively insensitive to frequency except near the free surface where gravity waves generated by the structural motions attenuate the added mass effect, but there are no definitive guidelines yet as to how this and other forms of hydraulic damping should be incorporated in a dynamic response model. Among the other factors still to be thoroughly explored is the degree of coupling between the added mass contributions in the different modes of motion.

1.6.4.2 Foundation-structure coupling

The aseismic design of nuclear reactors has resulted in an intensive study of the influence of foundation-structure coupling in relation to earthquakes. Despite the difference in the frequency contents of earthquake versus wave excitations, the basic physical phenomena are still similar. A full evaluation of the methods for analysing these effects was carried out by the American Society of Civil Engineers and the results are due to be published shortly (see ASCE 1976).⁵³ The key conclusion from this work is that the soil-structure interaction effects have a very significant influence on the response of both structure and foundation. Most of the experience which has been gained has been in relation to nuclear power plants and much of the work currently being done on developing suitable structure-foundation models for gravity platforms is based directly on its findings.

1.6.4.3 Selection of analysis model

Provided that remote boundary conditions can be adequately characterized, it is possible to idealize both structure and foundation using a finite element model. The primary advantage of this approach is its suitability for inhomogeneous foundation conditions and non-linear response of both structure and foundation. Unfortunately, it has some severe disadvantages, not only in terms of overall cost but also because the technique frequently requires one to use large numbers of freedoms to discretize the foundation at the expense of a less accurate characterization of the structure itself. Consequently, there is a strong tendency towards the use of closed form impedance functions to define the foundation support conditions. Standard solutions are available for half-space conditions,⁵⁴ but this is considered a doubtful assumption for structures on the scale of a typical gravity platform where a significant change in soil stiffness with depth is likely to occur.

A two stage procedure is sometimes used, the first comprising a dynamic finite element analysis of the foundation in order to determine the frequency dependent foundation impedances, followed by the use of these in a dynamic response analysis of the structure itself.

1.6.4.4 Deterministic analyses for waves

Relatively few response history analyses of the dynamic response of a gravity structure to a wave train have been published. There are several reasons for this, only one of which is the cost. The only attempts of which the author is aware have been based on the direct integration approach which has several theoretical difficulties associated with it. In the first instance, there is no simple way of incorporating frequency dependent foundation behaviour in a time domain analysis. It can be argued with some justification that the foundation impedance is relatively insensitive to the range of frequencies involved in wave excitations, but this is only likely to be true in the lowest modes. The second and more compelling reason is the fact that the forcing function itself is dependent on the frequency content and amplitudes of the wave train and therefore it is not possible to generate a simple correlation between forcing function intensity at various parts of the structure and sea surface elevation with time.

The author and his colleagues have formulated an approach⁵⁵ which may be used to obtain a time history response to waves, incorporating frequency dependent effects in both foundation and wave input. This is based on the use of discrete Fourier Transforms in a similar fashion to the approach used for the analysis of earthquake response problems.⁵⁴

1.6.4.5 Stochastic analyses

Even if one is successful in carrying out a response history analysis of the kind mentioned above, the validity of the wave train itself is bound to be suspect. In the first instance, considering the response to extreme events, there is an obvious lack of wave train data and one is forced to generate a synthetic record or to scale up from measured wave trains corresponding to a higher probability event. Secondly, the random nature of the sea implies that a number of such analyses would have to be carried out in order to obtain an adequate statistical interpretation of the problem. It is not surprising therefore that most investigators appear to favour the use of a stochastic approach where the sea state is characterized by a power density spectrum. This approach is also subject to limitations, the first and most obvious being the use of a linear transfer function in order to obtain the response spectrum. Fortunately, concrete gravity structures are better favoured in this respect than steel templates since the wave driving on a gravity structure is predominantly inertial and the response operator can be treated as linear with some justification. Also, the foundation response is sensibly linear for the usual range of foundation safety factors for the 100-year event. There are inevitable arguments as to the suitability of various standard wave input spectra for these analyses and attention to this is given in several chapters of this book.

1.6.4.6 Designing for dynamic effect

As stated earlier, the analysis of dynamic response of gravity structures is at an

early stage of development and it is not surprising therefore that there are as yet no generally agreed design criteria to be used in relation to dynamic response calculations. Several sources of uncertainty have been mentioned above, probably the most important of these is the foundation compliance. As in the case of piled structures this is of fundamental importance and moreover is difficult to predict in advance. It should thus be treated in a parametric fashion.⁵¹

1.6.5 Review of analysis requirements

The above areas of current analysis interest are summarized in Figure 1.13. Although the list is not an exhaustive one, it contains a considerable variety of problem types ranging from three-dimensional stress analysis, through steady and transient flow problems to viscoelastic and elastoplastic deformations in structure and foundation. The engineering analyst would be hard pressed to find an equivalent set of challenges in any other single project.

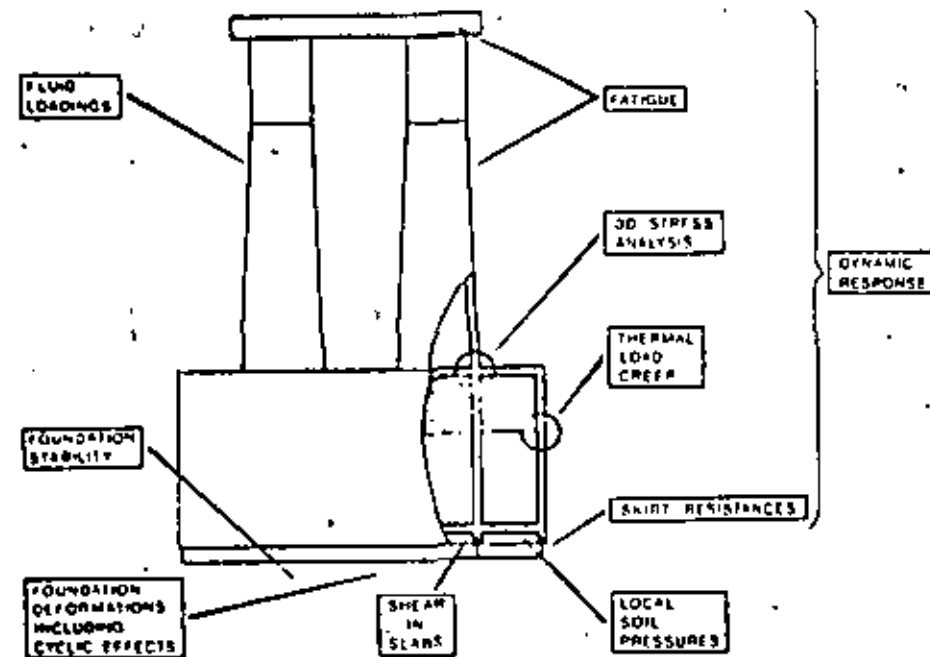


Figure 1.13 Current analytical problem areas for gravity platforms

1.7 OTHER ENVIRONMENTAL LOADS

The introduction to this chapter identified several forms of environmental loading which are significant in the development of a safe design for an offshore

structure. Among these are winds, currents, floating ice and earthquakes, but the first two are usually of secondary importance. It is only relatively recently that the question of aseismic design offshore has attracted much interest; however the development of fields offshore southern California and New Zealand and the lease sale earlier this year in the Gulf of Alaska have resulted in an apparent gearing up by the industry to tackle these problems. Another problem area which has attracted some interest is that of loads due to floating ice. These two issues will be briefly considered.

1.7.1 Seismic loads

Evidence of an increased awareness of the seismic design problem is the fact that the most recent issue of the American Petroleum Institute's API RP2A⁵⁴ (Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms) in January 1976 introduced a substantial section on earthquake design. The available methodology for conducting seismic analyses of jacket or tower type structures was reviewed by Penzien,^{57,58} and their application to the design of platforms for regions such as the Gulf of Alaska was summarized by Bea.¹² The structure-water coupling and the associated non-linear drag term introduces an obvious limitation when the analysis approach requires the assumption of linearity. Penzien proposed a stochastic technique in which a quasi-linearization procedure is used to overcome this. However, this is not the only source of difficulty since the foundation interaction problems are also severe as had been pointed out by Parmalee *et al.*⁵⁹ One result of the investigations conducted by Parmalee, Penzien, Bea and others over the past few years has been an increased awareness of the need to understand the soil-structure interaction problems as the key to aseismic design and a major research effort is presently being undertaken by the industry in this regard.

The development of earthquake resistant designs for gravity platforms has received much less attention than is the case for tower structures. Penzien and Tseng⁶⁰ developed an analysis procedure based on the use of discrete Fourier Transforms similar to that used by Veletsos.⁵⁴ The writer and his colleagues⁶¹ showed that the loads predicted for large magnitude earthquakes by means of this approach can be significantly larger than those due to a 30 m wave. This work has once again demonstrated the fundamental importance of soil-structure interaction effects. Although we are able to borrow extensively from the methodology developed for nuclear reactor design, the mass and stiffness characteristics of a typical gravity platform differ from those of a nuclear power plant and much remains to be done in understanding the importance of these differences. For example, Figure 1.14 shows the seismic response of a typical gravity platform to a natural earthquake (TAFT accelerogram). The structure-foundation system has a fundamental period of about 4.5 seconds and the

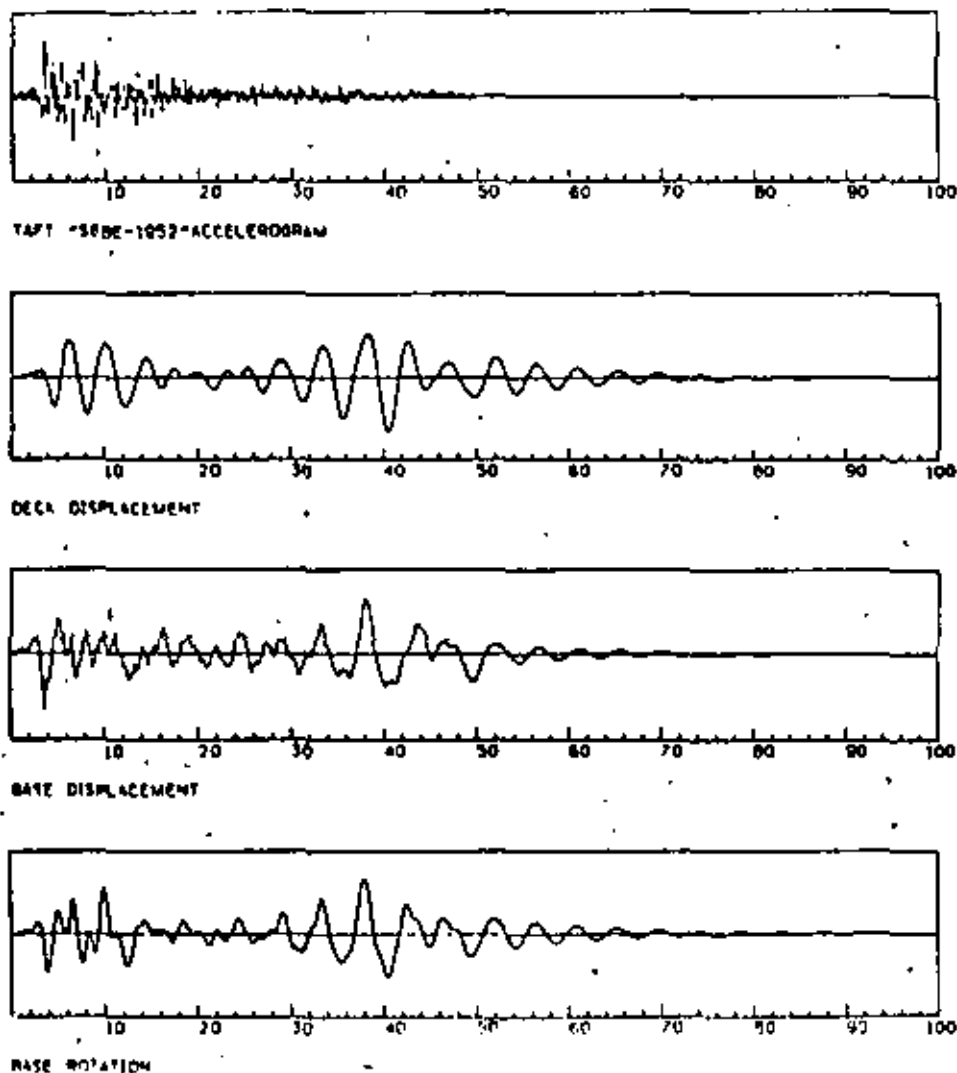


Figure 1.14 Seismic response of gravity platform

response at deck level at a late stage in the duration of the record clearly demonstrates the importance of the low amplitude, long period components in the earthquake accelerogram.²¹ In making this point, it is worth remembering that the biggest uncertainty in earthquake engineering is the earthquake itself.²² Other investigations are in hand to evaluate the non-linear response of such systems to extreme magnitude events in order to assess their survivability characteristics and develop appropriate design criteria. The writer is confident

that it is a matter of time before gravity platforms are constructed for earthquake regions and that the investigation of the dynamic response problems will attract a lot of attention in the near future.

1.7.2 Loads from floating ice

Fixed platforms designed to cope with floating ice have been installed and successfully operated in Cook Inlet, Alaska for about a decade, but apart from some man made islands in the Canadian Arctic, there are as yet no offshore platforms in a true Arctic region such as the Beaufort Sea. Work has been in progress for some time on the development of suitable design methods for such installations and America, Russia and Japan are developing extensive ice engineering facilities for the purpose. Almost nothing has been published on the use of numerical methods although some proprietary studies have been made.

The emphasis for fixed structures must be on horizontal loads. Most attempts to predict these have been based on model tests but the time is ripe for developing numerical techniques and calibrating these with the model test results. There are the inevitable problems regarding input data since the mechanical properties of ice are not well understood. In addition to brittle failure characteristics sea ice exhibits marked creep behaviour and is far from being homogeneous and isotropic. If one adds the obviously three-dimensional nature of the problem, there are clearly plenty of challenges facing the numerical analyst. It would seem that much of the work in the short term will be of a conceptual nature.

1.8 FATIGUE

The prediction of the fatigue life of an offshore structure, or more precisely the fatigue life of a particular joint in the structure, is rapidly becoming one of the most crucial areas of investigation in offshore engineering. This is not because the problem of fatigue has only recently been recognized, but rather because it has until recently been primarily associated with low cost structures such as the caisson described by Hong and Brooks.²³ In a review of the problems of tubular joint design, Marshall²⁴ stated that at that time, no fixed template type platforms had collapsed as a result of fatigue failure, even though there had been problems with waterline braces. The primary reason for this increased interest is the focus on high cycle, low strain amplitude fatigue where experience of cumulative damage problems has been rather limited. The importance of fatigue analysis in the design of the current generation of steel offshore platforms for the North Sea was recently reviewed by Williams and Rinne.²⁵

A basic fatigue analysis consists of three elements, namely, the determination of the relationship between 'hot spot' stress and wave amplitude, the

prediction of the number of load cycles at each strain or stress amplitude and the substitution of the stress amplitude-load cycle data in some cumulative damage criterion to determine the fatigue life. Virtually all of the published work on fatigue has been based on the well known Palmgren-Miner cumulative fatigue damage law.^{44,45} This linear damage criterion underlies the so-called design codes which have been published by authorities such as Lloyds, the British Standards Institution and the American Welding Society. Credibility of the linearity assumption was defended by Marshall⁴⁶ as being justifiable within the current range of design uncertainties, but this assumption still continues to attract the criticism of fatigue researchers such as Kirk,⁴⁷ who maintain that the linear damage theory results in a significant overestimate of fatigue life.

The major differences of opinion relating to fatigue design however seem to originate in the matter of treating the wave loads, and two basic schools appear to have emerged. The first of these is basically a deterministic approach, as suggested by Maddox,⁴⁸ who opted for a deterministic, rather than a stochastic treatment of the dynamic amplification effects in view of the non-linear drag problems which were discussed earlier. Maddox used modal analysis and a time history integration of the equations of motion in order to determine stress responses at the hot spots and a statistical treatment of the long term wave data in order to assess fatigue life in terms of the Palmgren-Miner rule. Other investigators such as Vugts and Kima,⁴⁹ took a probabilistic approach to the fatigue analysis problem and considered that the linearity assumption could be justified since the low amplitude, short period waves associated with the fatigue problem implied predominantly inertial, rather than drag driving of the structures. Williams and Rinne⁵⁰ compared both deterministic and spectral methods considering both quasistatic and dynamic analyses. Not surprisingly, they pointed out that one of the biggest problems associated with either method is the selection of appropriate input data regarding sea state and wave force calculation.

Among the factors emerging as being of primary importance are the directionality and energy spreading characteristics of the sea. Some of the implications of these factors were discussed by McDowell and Holmes,⁵¹ and Marshall⁵² who developed a dynamic and fatigue analysis procedure using directional spectra and applied this to a 1000 ft platform currently being constructed for the Gulf of Mexico. This work has shown that the three-dimensional nature of the sea must be included in any fatigue analysis in order to obtain meaningful results.

1.9 OTHER STRUCTURAL TYPES

Based on our experience to date, the cost of a fixed platform would appear to increase exponentially with the water depth on location. It is inevitable

therefore that the offshore engineer should be seeking new structural systems to meet the demands of the frontier areas. An obvious solution is to provide systems which can function entirely on the seabed, such as the wet or dry subsea completion systems which have been developed and are being actively marketed at present. The only systems of this kind which have been installed to date are being used in association with other more conventional oil field hardware and there are strong grounds for believing that it will be some considerable time before a totally self-contained system can be developed which will eliminate the need for a permanently emplaced surface vessel or platform. There is an obvious interest in developing so-called compliant systems which represent a reasonable compromise between the need to maintain such a link and the cost of providing it by means of a rigid structure. Some of the design problems associated with compliant systems were reviewed by Godfrey⁵³ who pointed out that there are severe design disadvantages for certain types of compliant structure. Nevertheless, the industry is confident that such systems have a future and large scale test programmes have been carried out on the guyed tower and the so-called tension leg structure shown in Figure 1.8 and several articulated flares have been installed. One of the main reasons behind carrying out such test programmes is the difficulty of obtaining realistic predictions of the motions of such systems in different sea states. The pursuit of suitable compliant systems will inevitably lead the analyst into some intriguing non-linear dynamic regimes.

1.10 CONCLUSION

This paper has attempted to provide an overview of the technical problems which are of primary interest to the civil engineer operating in the offshore environment at present. The range of problems is so large that the treatment has necessarily been superficial. However, it is hoped that it has served to illustrate those areas in which numerical analysis techniques are currently being applied in practice.

Several common threads run through most of these problem areas, one of the most obvious being the coupled nature of the problems. Not only does this make the problems themselves more interesting, but it has the added advantage that it demands the closest collaboration between engineers working in the different fields of structural, soil and fluid mechanics. The offshore engineer must address problems in all of these areas simultaneously if reasonable solutions are to be found.

A second obvious factor is the difficulty of characterizing the random environmental forces, whether these are due to winds, ice, earthquakes or waves. In conclusion, it is appropriate to quote directly from the excellent text by Blair Kinsman⁷¹ on wind waves. 'It is very easy to forget the chaotic state of

the sea when one is engaged in theoretical work. Our means are seldom commensurate with our ends, and the only way to make progress is to simplify and regularize. When one has given a great deal of effort and thought to a problem, one has an emotional investment in any results obtained. It is very difficult for any man to evaluate justly the distance his work lies from 'physical reality', or even the distance it lies from the problem he would like to have solved. Most of us need to be reminded. Therefore, go wave watching. If you will watch waves with a seeing eye, you will never confuse the regularity of any simplified approximation, like the sinusoid, with ocean waves as they really are.

Acknowledgement

The author is indebted to Ove Arup & Partners for permission to publish this survey.

REFERENCES

- Vine, A. C. (1969). 'Physical Oceanography', *Handbook of Ocean and Underwater Engineering*, McGraw-Hill.
- Reischneider, C. L. (1969). 'Wind generated waves', *Handbook of Ocean and Underwater Engineering*, Ed. John J. Myers, McGraw-Hill.
- Dean, R. G. (1967). 'Relative validities of water wave theories', *Proc. ASCE Conf. on Civil Engineering in the Oceans*, San Francisco, 1-30.
- Benkel, D. J. (1970). 'The role of waves in causing submarine landslides', *Geotechnique*, 20, 75-80.
- Boxing/Arup (1976). Unpublished internal report on joint review of Arctic Engineering problems by Boxing Engineering and Construction and Ove Arup and Partners.
- Mashburn, M. K. and Hubbard, J. L. (1967). 'An Ocean Structure', *Proc. Conf. on Civil Engineering in the Oceans*, San Francisco, Sept. 1967.
- Hong, S. T. and Hyslop, J. C. (1976). 'Dynamic behaviour and design of offshore caissons', *OTC 2553, Offshore Technology Conference*, Houston, 363-374.
- Wees, T. A. and Chamberlain, R. S. (1971). 'Khazzan Dubai No. 1 pile design and installation', *ASCE, Jour. SM10 SM10, Proc. Paper No. 8439*, 1415-1429.
- Gerwick, B. C. and Hoggestad, E. (1973). 'Concrete Oil Storage Tank to rest in North Sea', *Civil Engineering, ASCE*, 43, No. 8, Aug. 1973, 81-85.
- Offshore Engineer*, 'The Argyll Field', January 1975.
- Bea, R. G. (1976). 'Earthquake criteria for platforms in the Gulf of Alaska', *OTC 2675, Offshore Technology Conference*, Houston.
- Bea, R. G. (1974). 'Development of safe environmental criteria for offshore structures', *CE-7 Note*, Shell Oil Co., Houston, Texas.
- U.K. Dept. of Energy (1974). *Guidance on the Design and Construction of Offshore Installations*, London, HMSO.
- Morison, J. R., et al. (1950). 'The force exerted by surface waves on piles', *Petroleum Transactions AIME*, 189.
- Exxon Production Research Co. (1975). *Ocean Test Structure Technical Plan*, Exxon Production Research Co., October 1975.

- Matlock, H. (1970). 'Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay', *OTC 1204, Offshore Technology Conference*, Houston.
- Mallotra, A. K. and Penzien, J. (1970). 'Nondeterministic analysis of offshore structure', *Jour. EMD, ASCE*, 12, 1970.
- Tickell, R. G., Burrows, R., and Holmes, P. (1976). 'Long-term wave loading on offshore structures', *Proc. Instn. Civil Engineers*, Part 2, 1976, No. 1, 145-162.
- Ruhl, J. A. (1976). 'Offshore platforms: Observed behaviour and comparisons with theory', *OTC 2553, Offshore Technology Conference*, 333-352, Houston.
- Marshall, P. W. (1974). 'Basic considerations for tubular joint design in offshore construction', *W.R.C. Bulletin 193*, April 1974.
- Marshall, P. W. (1976). 'Dynamic and fatigue analysis using directional spectra', *OTC 2537, Offshore Technology Conference*, 133-157, Houston.
- Zienkiewicz, O. C. (1977). *The Finite Element Method in Engineering Science*, 3rd Edn., McGraw-Hill.
- McClelland, B. (1974). 'Design of deep penetration piles for ocean structures', *ASCE Jour. Geot. Eng. Div.*, 100, G17, 1974.
- Smith, E. A. J. (1960). 'Pile driving analysis by the wave equation', *Proc. ASCE*, Aug. 1960, 35.
- McClelland, B., Foote, J., and Enrich, W. J. (1969). 'Problems in design and installation of offshore piles', *Jour. Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, 95, SM 6, 1491-1513, November 1969.
- Fox, D. A. et al. (1976). 'North Sea platform piling—development of the Forties field piles from West Sole and Nigg Day experience and tests', *Proc. Instn. of Civil Engineers Conference on Design and Construction of Offshore Structures*, London.
- Keulegan, G. H. and Carpenter, L. H. (1958). 'Forces on cylinders and plates in an oscillating fluid', *Jour. of the National Bureau of Standards*, 60, No. 5, May 1958.
- Hogben, N. (1974). 'Fluid loading on offshore structures. A State-of-Art Appraisal—Wave Loads', *National Physical Laboratory Ship T.M. 381*, Teddington, Feb. 1974.
- MacCamy, R. C. and Fuchs, R. A. (1953). 'Wave forces on piles—a diffraction theory', *Beach Erosion Board Technical Memorandum No. 69*.
- Gran, S. (1973). 'Wave forces on submerged cylinders', *OTC 1817, Proc. Offshore Technology Conference*, Houston.
- Garrison, C. J. and Berkite, R. N. (1972). 'Hydrodynamic loads induced by earthquakes', *Proc. Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, O.T.C. 1554.
- Garrison, C. J. and Chow, P. Y. (1972). 'Wave Forces on submerged bodies', *ASCE Waterways, Harbors and Coastal Engineering Div.*, 375-392.
- Garrison, C. J. et al. (1974). 'Wave forces on large volume structures', *OTC 2137*, Houston.
- Hogben, N. and Standing, R. (1974). 'Wave loads on large bodies', *International Symposium on the Dynamics of Marine Vehicles and Structures in Waves*, University College, London.
- Chen, H. S. and Mei, C. C. (1974). *Oscillations and Wave Forces in a Man-made Harbor in the Open Sea*, Presented at 10th Naval Hydrodynamics Symposium, June 1974.
- Zienkiewicz, O. C. (1975). 'The finite element method and boundary solution procedures as general approximation methods for field problems', *Proc. World Conf. on Finite Element methods in Structural Mechanics*, Bournemouth, England, October 1975.

37. Zienkiewicz, O. C., Edwr. D. W., and Bettess, P. (1977). 'The coupling of the finite element method and boundary solution procedures', *Int. J. Num. Meth. Eng.*, **11**, 355-375.
38. Zienkiewicz, O. C. and Bettess, P. (1975). 'Infinite elements in the study of fluid structure interaction problems', *Proc. 2nd Int'l. Symposium on Computing Methods in Applied Science and Engineering*, Versailles, France, December 1975.
39. Haynes, H. N. (1976). 'Collapse behaviour of pressurised concrete shells', *Proc. BOSS Conf. on Behaviour of Offshore Structures*, Trondheim, Norway.
40. Hsu, M. B. and Nickell, R. E. (1974). 'Coupled convective and conductive heat transfer by finite element methods', *Proc. Conf. in Finite Element Methods in Flow Problems*, 427, Swinsea, Wiley.
41. Richmond, B. (1976). 'The time-temperature dependence of stresses in offshore concrete structures', *Proc. Conf. on Design and Construction of Offshore Structures*, Instn. of Civil Engineers, London.
42. Bjerrum, L. (1973). 'Geotechnical problems involved in foundations of structures in the North Sea', *Geotechnique*, **23**, 319-358.
43. Vesic, A. S. (1967). 'Ultimate loads and settlements of deep foundations in sand', *Proc. Symposium on Bearing Capacity and Settlement of Foundations*, Duke Univ., Durham, N.C. 53.
44. Kerisel, J. (1961). 'Fondations profondes en milieux sableux: Variation de la force portante limite en fonction de la densité, de la profondeur, du diamètre et de la vitesse d'enfoncement', *Proc. 5th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.*, **11**, 73-84.
45. Hansen, J. Bunch (1970). 'A revised and extended formula for bearing capacity', *Geotekniske Institut København Bulletin* **28**, 5-11.
46. Vaughan, P., et al. (1976). 'Stability analysis of large gravity structures', Preprint—*BOSS Conference on Behaviour of Offshore Structures*, Trondheim (1976).
47. Rowe, P. W. and Craig, W. H. (1976). 'Studies of offshore caissons founded on Østersøen sand', *Proc. Conf. on Design and Construction of Offshore Structures*, Instn. of Civil Engineers, London.
48. Chan, K. C. (1976). 'A preliminary study of one-dimensional flow through saturated soils, caused by wave loadings', *Ove Arup and Partners, Offshore Projects Group internal report*, May 1976.
49. Andersen, K. H., Brown, S. F., Foss, L., Pool, J. H., and Rosenbrand, W. F. (1976). 'Effect of cyclic loading on clay behaviour', *Proc. Conf. on Design and construction of offshore structures*, Instn. of Civil Engineers, London.
50. Fallock-Taylor, R. (1975). 'Structural dynamics of offshore platforms', *Proc. offshore structures Conf. I.C.E. London*, 1975, 125-132.
51. Blynn, T., Haver, S., and Vinje, T. 'Stochastic dynamic response analysis of offshore platforms, with particular reference to gravity-type platforms', *Offshore Technology Conference, Houston*, 1975, OTC 2407.
52. Liaw, C. Y. and Chopra, A. K. (1973). 'Earthquake response of axisymmetric tower structures surrounded by water', *Report No. LERC 73-25*, University of California, Berkeley.
53. ASCE (1976). 'Analyses for soil structure interaction effects for nuclear power plants'. Report by the Ad Hoc Group on Soil-structure Interaction, Nuclear Structures and Materials Committee of the Structural Division of ASCE. *Final Draft, April 1976*.

54. Veletsos, A. S. (1975). *Dynamics of Structure-foundation Systems*, Presented at the symposium on structural and geotechnical mechanics honoring Nathan M. Newmark, Univ. of Illinois, October 1975.
55. Ove Arup and Partners (1976). 'DAFT—Dynamic analysis using Fourier transforms for soil-structure systems onshore and offshore', *Interim Report to U.K. Dept of Energy, Contract No. ESA/Con/505*, June 1976.
56. API (1976). 'Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms', *API RP2A American Petroleum Institute Division of Production*, Dallas, Texas.
57. Penzien, J. (1975). 'Seismic analysis of platform structure—foundation systems', *OTC 2352, Proc. Offshore Technology Conference, Houston, Texas*.
58. Clough, R. W. and Penzien, J. (1975). *Dynamics of Structures*, McGraw-Hill.
59. Parmelee, R., et al. (1964). 'Seismic effects on structures supported on piles extending through deep sensitive clays', *EERC Report 64-2*, Univ. of California, Berkeley.
60. Penzien, J. and Tseng, W. S. (1976). 'Seismic analysis of gravity platforms including soil—structure interaction effects', *O.T.C. Paper 2674, Proc. Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, May 1976.
61. Watt, H. J., Boaz, I. B., and Dowrick, D. J. (1976). 'Response of concrete gravity platforms to earthquake excitations', *OTC Paper 2673, Offshore Technology Conference*, Houston, Texas.
62. Page, R. A. (1975). 'Evaluation of seismicity and earthquake shaking at offshore site', *OTC 2354*.
63. Williams, A. K. and Rinne, J. E. (1976). 'Fatigue analysis of steel offshore structures', *Proc. Instn. Civil Engineers*, Part 1, 1976, **60**, Nov. 635-654.
64. Palmgren, A. (1924). 'Die Lebensdauer von Kugelhagern', *VIZ*, 1924, **68**, 14, 339.
65. Miner, M. A. (1945). 'Cumulative damage in fatigue', *Jour. Appl. Mech.*, **12**, A-159.
66. Kirk, C. L. (1975). Discussion, *Proc. Conf. on Offshore Structures, ICE*, London 1975, 204.
67. Maddox, N. R. (1974). 'Fatigue analysis for deep water fixed bottom platforms', *OTC 2051, Offshore Technology Conference*, Houston.
68. Vugts, J. H. and Kinra, R. K. (1976). 'Probabilistic fatigue analysis of fixed offshore structures', *OTC 2608*, 889-906.
69. McDowell, D. M. and Holmes, P. 'General research problems in the design of offshore structures', *Proc. Offshore Structures Conf. ICE, London*, 1975, 165-170.
70. Godfrey, P. S. (1976). 'Compliant drilling and production platforms', *Proc. Conf. on Design and Construction of Offshore Structures*, Instn. of Civil Engineers, London, October 1976.
71. Kinsman, B. (1965). *Wind Waves—Their Generation and Propagation on the Ocean Surface*, Prentice-Hall.



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

CURSO:

"INGENIERIA MARITIMA"

IX JORNADAS DE INGENIERIA CIVIL

TEMA IX

CRITERIOS DE DISEÑO DE PLATAFORMAS MARINAS

JOSE LUIS RUIZ MIJARES

ROBERTO MELI

SERGIO COVARRUBIAS

12 AL 17 DE JULIO DE 1982

GUAYAQUIL, ECUADOR.

INDICE

1. INTRODUCCION.
2. TIPOS DE PLATAFORMAS.
 1. Plataformas de Acero.
 2. Plataformas de Concreto.
 3. Evaluación Comparativa entre las Plataformas de Acero y de Concreto.
3. PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION, TRANSPORTE E INSTALACION DE PLATAFORMAS:
 1. Plataformas de Acero.
 - a) Subestructura
 - b) Pilotes
 - c) Superestructura
 2. Plataformas de Concreto
4. CARGAS SOBRE LAS PLATAFORMAS.
 1. Tipo de Cargas.
 2. Combinaciones de Cargas
 3. Factores de Seguridad
5. CRITERIOS DE ANALISIS Y DISEÑO
 1. Condiciones Generales
 2. Interacción Suelo - Pilote-Estructura
 3. Simulación Estructural
 4. Análisis de Conexiones por Penetración
 5. Consideraciones Especiales

- a) Análisis por Fatiga
- b) Transporte de la Estructura
- c) Lazamiento y Flotación de la Estructura
- d) Izaje de la Estructura

6. Programas de Computación

6. BIBLIOGRAFIA

1. INTRODUCCION

En este trabajo se describen los aspectos principales del diseño estructural de las plataformas para explotación de hidrocarburos fuera de la costa. Se mencionan inicialmente los tipos más comunes de plataformas (de acero y de concreto) y se describen brevemente los procedimientos de construcción, transporte e instalación; se señalan los problemas que presenta cada tipo de estructura, así como ventajas e inconvenientes de las plataformas de acero y de concreto. La atención se concentra en las estructuras para plataformas de profundidades intermedias, de 30 a 100 m.

Se presentan los criterios que se siguen para la selección de la forma estructural más apropiada y para la determinación de las solicitudes de diseño; se describen los procedimientos de análisis y dimensionamiento más comunes, haciendo referencia a la práctica recomendada por los organismos más reconocidos internacionalmente.

Las primeras perforaciones petroleras en la plataforma continental se efectuaron en la década de los treinta. En la actualidad 20% de la extracción petrolífera mundial procede de las regiones marítimas, siendo el porcentaje más elevado aún en lo que se refiere al gas natural.

La búsqueda de los yacimientos marinos sigue concéntrándose en las plataformas continentales cuya superficie hasta la profundidad de 200 m se equipara a la del continente africano.

En el borde continental se intuyen grandes depósitos de hidrocarburos lo cual plantea un desafío a la tecnología moderna. El gran avance tecnológico obtenido en la última década con el desarrollo de la explotación de yacimientos del Mar del Norte y Golfo de México a profundidades superiores a los 150 m no habrá de ser sino un eslabón con el devenir de la ingeniería del futuro.

La investigación, la experiencia y la práctica en el diseño y la construcción de plataformas de acero y concreto, han venido conduciendo a un entendimiento más profundo del comportamiento estructu-

ral de ambos tipos de plataformas, sin embargo el mejor conocimiento de las solicitaciones, la creciente importancia dada a los aspectos de seguridad y protección ambiental y los accidentes ocurridos en los últimos años han dado lugar a que la filosofía de diseño se encuentre actualmente en plena evolución.

El objetivo que se persigue en el diseño de plataformas marinas, al igual que en cualquier otra estructura, es lograr que en las condiciones normales de operación el funcionamiento no se vea afectado por un comportamiento estructural inadecuado (deflexiones o vibraciones excesivas, daños locales, etc.) y que además se tenga una seguridad apropiada contra la falla, aún ante situaciones excepcionales de sollicitación. El grado de seguridad que debe buscarse contra cada tipo de falla depende de las consecuencias de la misma y del costo que implica incrementar la resistencia de la estructura. Se trata por tanto de un problema de optimización en el que deben balancearse la seguridad y la economía.

Para realizar el proceso de optimización señalado se requiere del conocimiento de las características de las acciones que pueden afectar la estructura en sus etapas de construcción, transporte, instalación y sobre todo durante su vida útil. Dado el alto grado de aleatoriedad de muchas de las acciones, especialmente de las de tipo ambiental, se hace indispensable un tratamiento probabilístico de las mismas, basado en los datos estadísticos disponibles y en modelos probabilísticos del problema físico. Se requiere de la determinación de los efectos que estas acciones inducen en la estructura, considerando en muchos casos su naturaleza dinámica y repetitiva. Finalmente es necesario revisar que las propiedades mecánicas y geométricas de los elementos estructurales sean tales que les permitan resistir dichos efectos sin que se presenten fallas o comportamientos indeseables.

Por la complejidad de los efectos de muchas acciones para las que hay que diseñar las plataformas marinas y por la importancia de estas estructuras, se hace necesario recurrir a procedimientos de aná

lisis y diseño altamente refinados. Lo anterior, junto con la necesidad de realizar un gran número de iteraciones para evaluar diversas alternativas de diseño, implica necesariamente el empleo de computadoras para realizar gran parte de las operaciones de análisis y diseño.

El extraordinario auxilio de las computadoras permite liberar al diseñador de la necesidad de la ejecución de cálculos tediosos y repetitivos, para dedicar su atención a los problemas fundamentales que requieren de su experiencia y buen juicio ingenieril. Merece la pena llamar la atención sobre los peligros que presenta el empleo indiscriminado de programas de cómputo cuando no está asociado a una evaluación cuidadosa de los datos y de los resultados y a un entendimiento completo de las operaciones que se realizan en dichos programas.

El diseño de plataformas y de estructuras marinas en general enfrenta al ingeniero con problemas complejos y sobre los cuales queda aún bastante por investigar, que hacen de ésta una de las ramas más interesantes dentro de la ingeniería estructural. Como ejemplos de estos problemas pueden mencionarse los efectos de oleaje, el análisis sísmico incluyendo la presión hidrodinámica y la interacción con el suelo, los problemas de fatiga y concentraciones de esfuerzos, el diseño de pilotes especialmente en sus condiciones de hincado y ante efectos sísmicos, la interacción de los conductores y las tuberías con las plataformas y las condiciones de carga durante las fases de fabricación, transporte y montaje.

2. TIPOS DE PLATAFORMAS

Diversos tipos de plataformas han sido propuestos, sin embargo la casi totalidad de las construídas hasta la fecha pueden agruparse en dos tipos principales:

- a) Plataformas de acero cuya parte característica es una subestructura (jacket) que proporciona la rigidez ante las cargas laterales y sirve de guía para la hincas de pilotes que transmiten las cargas al terreno y soportan una superestructura a base de marcos de acero.
- b) Plataformas de concreto (*) que equilibran las cargas laterales por el solo efecto de gravedad y que transmiten las cargas al subsuelo a través de una base muy amplia sobre la que se desplantan las columnas que soportan la superestructura de concreto.

Las características principales de los dos tipos se describen a continuación haciendo una comparación de sus ventajas respectivas.

2.1 Plataformas de acero.

La subestructura es un marco espacial triangulado formado por elementos tubulares alineados generalmente en dos entrejes en una dirección y cuatro en la transversal. Las columnas de esta subestructura son tubos de gran diámetro que sirven de guía para la hincas de los pilotes, también de acero, que sobresalen de la subestructura para recibir la superestructura. De esta forma la subestructura sirve de plantilla, facilitando grandemente la colocación precisa de la plataforma. Esta subestructura es un sistema estructural muy eficiente para resistir las fuerzas de oleaje, ya que ofrece poca área expuesta y la forma circular de sus secciones hace mínimos los empujes de las olas; resulta además muy rígida ante cargas laterales. El sistema transmite directamente las cargas verticales al terreno por medio de los pilotes, los que además absorben los momen

* de gravedad.

tos de volteo, y cortantes debidos a las cargas horizontales.

La superestructura típica está formada por dos niveles estructurados a base de vigas soldadas de alma llena con el fin de contar con el mayor espacio para la instalación de tuberías y equipo. Las dimensiones típicas de una plataforma de perforación de 12 pozos son de 25 X 40 m. El sistema constructivo implica la fabricación en tierra de la subestructura y la cubierta completas, las que son transportadas en barcazas y montadas en el lugar de instalación.

2.2 Plataformas de concreto.

Estas plataformas están constituidas por una base reticular tipo cajón, muy rígida, normalmente de concreto presforzado y postensado, la cual funciona como sistema de flotación durante el transporte y como cimentación una vez instalada la plataforma. Las columnas son de sección circular hueca con diámetro exterior constante y espesor que se reduce con la altura; también son de concreto presforzado. La cubierta es en general una losa de concreto soportada en una retícula de vigas de concreto presforzado, pero puede ser también de acero, similar a la de las plataformas anteriores.

El procedimiento constructivo implica la construcción en dique seco de la base de cimentación y, en plataformas para profundidades no muy grandes, también de las columnas y de la cubierta; la unidad completa con gran parte del equipo ya instalado es flotada y remolcada al lugar de instalación, donde se hunde mediante lastrado hasta su posición definitiva.

2.3 Evaluación comparativa de las plataformas de acero y de concreto.

Muchos factores influyen en la elección del tipo de plataforma más adecuado, algunos de carácter técnico y otros económico.

Un aspecto básico lo constituye el hecho que las plataformas de acero transmiten su carga al terreno por medio de pilotes que pueden desplantarse a la profundidad necesaria para evitar los estratos más débiles del subsuelo marino; por el contrario, las plataformas de concreto se desplantan directamente sobre el fondo y su factibilidad puede estar limitada por la excesiva deformabilidad o la escasa resistencia de los estratos superficiales; pueden también presentarse problemas de deslizamiento lateral, de socavación o de licuación de arenas por movimientos telúricos.

Sin embargo, si se efectúa un diseño cuidadoso y se toman precauciones para limitar los movimientos después de la colocación de la plataforma, es factible desplantar plataformas de concreto aún sobre estratos apreciables de suelos muy compresibles.

Aparte del problema anterior pueden anotarse las ventajas siguientes de las plataformas de concreto sobre las de acero:

1. Se construyen con materiales más fácilmente accesibles y con una tecnología menos especializada.
2. Su transporte e instalación requiere menos equipo especializado y es en general más rápido, ya que pueden transportarse casi totalmente equipadas.
3. No requieren de pilotes, lo cual elimina una componente importante del costo de las plataformas de acero.
4. El costo de su mantenimiento es considerablemente inferior, ya que prácticamente no se requiere protección contra la corrosión.

Las ventajas anteriores son suficientes para que las plataformas de concreto compitan muy favorablemente con las de acero, en países como México. Adicionalmente pueden mencionarse las ventajas siguientes:

5. Pueden emplearse para almacenar gran cantidad de hidrocarburos.

6. Son recuperables, ya que terminada su función original, pueden reflotarse con relativa facilidad y llevarse a un sitio diferente.
7. Se reducen los riesgos asociados a incendios y presentan menos problemas de vibraciones.

Como inconvenientes principales de las plataformas de concreto, pueden citarse:

1. Los problemas relativos a asentamientos después de la instalación, los que pueden provocar deformaciones inadmisibles en los conductores.
2. La necesidad de efectuar trabajos de protección contra la socavación de la base.
3. El costo de la preparación del dique seco y de la planta de prefabricación de concreto es muy significativo si sólo se va a construir una plataforma del mismo tipo.
4. El tiempo de fabricación inicial es mayor, aunque se compensa por el menor tiempo de instalación.
5. Por la diversidad de los materiales que intervienen y por el proceso constructivo mismo, el control de calidad es más complicado.

3. PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION, TRANSPORTE E INSTALACION DE PLATAFORMAS.

Plataformas de Acero

a) Subestructura convencional

- Dentro de este tipo de plataformas, existe un número considerable de variantes que dependen de la profundidad del lecho marino y de las funciones de la plataforma, ya que éstas pueden destinarse a perforación, producción, inyección de agua, enlace, medición, vivienda u otra función y dependen también del equipo disponible para su fabricación e instalación y del lugar donde se fabriquen.

El caso más usual de plataformas de acero consta de una subestructura de 8 patas, tal como se describió anteriormente. Dicha plataforma se fabrica armando sobre el suelo los cuatro marcos transversales que la constituyen posteriormente se levantan los dos marcos interiores mediante grúas de orugas para apoyarse sobre vigas de deslizamiento construídas de concreto y revestidas en la superficie por placa de acero.

Los marcos interiores se contraventean y las grúas con que se levantaron, se utilizan para ayudar a colocar los miembros estructurales que constituirán parte de los marcos longitudinales y del sistema de arriostramiento definitivo de la plataforma.

Soldados los elementos de la sección central de la plataforma se levantan los marcos transversales extremos con las mismas grúas, y se procede en forma similar a contraventearlos mientras se suelda el resto de los miembros de la subestructura.

Las dos columnas de la subestructura que descansan sobre las traveses de deslizamiento, están provistas de madera en toda su longitud impregnada de grasa en la superficie de contacto, para facilitar su deslizamiento sobre la placa de acero, cuando se carga la subestructura en la barcaza.

Las barcasas cuentan con dos traveses giratorios o de lanzamiento en uno de sus extremos, las cuales quedan alineadas y hacen contacto con las traveses de concreto sobre las que desliza la subestructura. La fuerza necesaria para arrastrar la subestructura hasta su posición definitiva sobre la barcaza la proporcionan uno o dos malacates instalados en el extremo opuesto a las traveses giratorios de la misma barcaza. Una vez que la subestructura se ha cargado, se fija soldando miembros provisionales para evitar accidentes durante su transporte.

La barcaza es arrastrada por remolcadores hasta su posición de lanzamiento, mismo que se ejecuta utilizando los malacates con que se cargó la subestructura, esta es forzada a deslizar hacia afuera hasta que coincide su centro de gravedad con el de rotación de las traveses giratorios y de allí en adelante, por peso propio la subestructura gira y se desliza simultáneamente hasta abandonar totalmente la barcaza en un minuto aproximadamente.

En el taller de fabricación se sueldan a la subestructura las orejas de arrastre y las placas de izaje dejando previstos, antes del lanzamiento, pasadores, grilletes y cables de izaje, para girar la estructura a su posición definitiva, una vez dentro del agua. Todas las subestructuras cuentan normalmente con un sistema de inundación que facilita esta operación, ya que las ocho patas están selladas --

para favorecer la flotación.

La subestructura se apoya en el lecho marino sobre bases de madera o acero localizadas justamente en el extremo inferior de las patas y diseñadas precisamente con ese fin. Los embarcaderos y defensas, así como los protectores de ductos y conductores, se sueldan a la subestructura en el patio de fabricación cuando no estorban para cargarla a la barcaza, pues de otra manera, se diseñan para ajustarse una vez colocada la estructura sobre la barcaza o bien, una vez instalada en su posición definitiva.

La subestructura (Jacket) constituye la base de trabajo y guía para los pilotes.

b) Pilotes

Una vez localizada la subestructura en su posición definitiva, se procede al hincado de los pilotes que la fijan al fondo marino.

Los pilotes están constituidos por 3, 4 ó más segmentos para facilitar su manejo por una parte, y por otra, por requerimientos de resistencia. El proceso de hincado en una plataforma convencional de 8 patas dura aproximadamente 2 ó 3 semanas.

c) Superestructura

Los procedimientos de fabricación son también muy variados y dependen prácticamente de los mismos factores que se señalaron en el caso de las subestructuras. Es común que la cubierta principal se fabrique sobre el suelo y se levante mediante grúas para instalarse sobre

las columnas de la superestructura.

Una vez terminada su fabricación, la superestructura también se arrastra sobre vigas de lanzamiento, similares a las descritas, para cargarse sobre una barcaza.

Plataformas de Concreto

La construcción de las plataformas de concreto varía respecto al tamaño, diseño y contratista. En el caso de bajas profundidades se lleva a cabo en un dique seco, en el cual se construye el cajón de cimentación simultáneamente se construye la cubierta de manera de que pueda deslizarse sobre rieles por encima del cajón de cimentación, llevando instalado el equipo correspondiente.

Movilizada la cubierta sobre el cajón de cimentación; se construyen las columnas, y apoyándose en ellas, se levanta la cubierta para remover los rieles sobre los que deslizó originalmente.

Enseguida, se inunda el dique seco y mediante tanques temporales de flotación si se requiere, se flota la estructura para remolcarse hasta su posición definitiva; una vez allí, se sumerge la cimentación, mediante lastre, hasta apoyarse en el lecho marino, permaneciendo la cubierta flotando sobre la superficie del mar.

La siguiente operación consiste en izar la cubierta apoyándose en las columnas, sobre la superficie del mar y se lastra la cubierta con el fin de producir una precarga adicional sobre el terreno. Cuando se ha logrado la consolidación deseada, se remueve el lastre de la cubierta y se iza ésta hasta su posición definitiva terminando la instalación.

Su transporte se efectúa utilizando varios remolcadores que alcanzan una velocidad de 3 ó 4 nudos.

Si una vez apoyada sobre el lecho marino se observan hundimientos no uniformes, el cajón de cimentación puede nivelarse, lastrándose o bien mediante la inyección de aire comprimido.

Una vez en su sitio definitivo, la inmersión e instalación de una plataforma de concreto es un proceso que se lleva a cabo en unas cuantas horas.

4. CARGAS Y CRITERIOS DE DISEÑO

4.1 Tipos de carga.

Las cargas que se consideran en el análisis de plataformas marinas se clasifican en cinco categorías: cargas muertas, cargas vivas o de funcionamiento, cargas debidas a las deformaciones de las estructuras, cargas ambientales y cargas accidentales.

Dentro de las cargas muertas se considera el peso propio de la estructura, el del balasto o lastre permanente, el del equipo fijo y la presión hidrostática que obra sobre los elementos estructurales, una vez instalada la plataforma "in situ".

La carga viva está constituida por el material almacenado sobre la plataforma, el equipo móvil y los líquidos contenidos en tuberías y recipientes, así como por el peso de grúas y helicópteros; también se incluyen las cargas dinámicas producidas por la vibración de máquinas y los empujes y jalones de barcasas.

Las cargas por deformaciones están asociadas a los efectos del presfuerzo, de la temperatura, de las deformaciones diferidas con el tiempo (creep), de las contracciones y los hundimientos diferenciales en la estructura.

Las cargas ambientales son las debidas a viento, oleaje, corrientes marinas, empuje de hielo, nieve, sismos y, en general, a acciones ambientales similares.

Finalmente, se consideran como cargas accidentales, las debidas a colisiones de barcasas, a explosiones, a fuego, a caída de objetos, y a aquellas cargas debidas a situaciones extraordinarias.

Las intensidades y características de las cargas de diseño se fijan con base en las normas emitidas por organismos especializados; entre las más empleadas se encuentran las del American Petroleum Institute (API) y Det Norske Veritas (DNV).

Hay que notar que para algunos miembros no resultan críticas las condiciones de carga de la plataforma en operación, sino las que se presentan en las diferentes etapas de las fabricación, transporte e instalación; hay que considerar por tanto también las cargas que se presentan debido a estas maniobras y a las condiciones ambientales que puedan ocurrir en ese lapso.

Las cargas muertas se obtienen en forma directa a partir de las dimensiones y propiedades de los materiales. Las cargas vivas se basan en las especificaciones de los fabricantes de equipo e instalaciones y en el análisis de las diferentes situaciones de operación. La parte más delicada es la determinación de las cargas ambientales. Los reglamentos citados recomiendan que las estructuras se diseñen para poder soportar fuerzas excepcionales que se deban a fenómenos que tengan un período de recurrencia de 100 años, o sea del orden de cuatro veces la vida esperada de la plataforma; sin embargo dejan libertad al propietario de fijar otros períodos de recurrencia, si esto se justifica con base en estudios costo-beneficio.

Entre las cargas ambientales suelen resultar más críticas las debidas al efecto combinado del oleaje, el viento y las corrientes que se presentan durante grandes tormentas. Los datos de diseño a este respecto deben basarse en un estudio realizado para el sitio en cuestión por especialistas en oceanografía y meteorología, quienes a partir de la información estadística disponible para el sitio y para zonas de condiciones meteorológicas semejantes, y basados en modelos matemáticos de los problemas físicos, realizan análisis probabilísticos para determinar los parámetros de diseño para el período de recurrencia prescrito; proporcionando así altura, longitud y período de la ola máxima, velocidades de viento sostenido y de ráfaga y velocidades de las corrientes para diferentes profundidades. Para su uso en la revisión de problemas de fatiga deben

indicar también el número de veces que se exceden anualmente determinadas alturas de olas.

El diseño por efecto de oleaje se realiza normalmente idealizando los efectos dinámicos de la ola por empujes estáticos equivalentes, aplicando normalmente la fórmula de Morison asociada a la suposición que la ola es del tipo de Stokes de quinto orden; este análisis resulta muy laborioso por tener que considerar diferentes direcciones y posiciones de la ola a fin de determinar las condiciones más críticas para cada elemento.

Los efectos sísmicos pueden regir el diseño en algunas regiones y especialmente para las estructuras de concreto debido a su mayor masa. Nuevamente se requiere de un estudio de micro regionalización sísmica por parte de un especialista, que debe tomar en cuenta las características geotectónicas de la región, la información estadística acerca de los sismos generados en las zonas de influencia y de las intensidades sísmicas registradas en el sitio; para con ello realizar un estudio probabilístico que le permita estimar las intensidades de diseño. De particular importancia resulta para las plataformas considerar la amplificación que los movimientos sísmicos pueden presentar debido a los estratos superficiales muy compresibles que existan.

Los efectos sísmicos en la estructura se determinan a través de un análisis modal o de uno paso a paso. Resulta indispensable en estos análisis considerar la interacción de la estructura con el subsuelo y con el agua. Se requiere además considerar adecuadamente, los amortiguamientos y ductilidades que pueden esperarse.

4.2 Combinaciones de cargas.

La diversidad de cargas que hay que considerar en el diseño da lugar a que se tenga que revisar un gran número de posibles

combinaciones críticas. La tabla 1 presenta las combinaciones para una situación típica.

Desde luego, las cargas muertas deben intervenir en todas las combinaciones de carga con su intensidad máxima. Las cargas vivas intervienen también en todas las combinaciones, sin embargo cuando se superponen a las cargas ambientales máximas se emplea un valor reducido de las cargas vivas dado que en estas condiciones se interrumpen las operaciones de las plataformas.

Para las cargas ambientales se considera por una parte una tormenta de operación correspondiente a un período de recurrencia pequeño, para la cual no debe alterarse el funcionamiento de la plataforma y que debe superponerse a las cargas vivas máximas. Para la tormenta de diseño (de 100 años) hay que revisar que no ocurra el colapso de la estructura.

El efecto de sismo no se superpone a los de viento y oleaje y para ello los reglamentos también recomiendan considerar un sismo de operación y uno excepcional con los mismos criterios que se siguen para las tormentas.

4.3 Criterios de diseño y factores de seguridad.

Las plataformas de acero suelen diseñarse con criterios de esfuerzos admisibles. El API adopta las recomendaciones generales para diseño de estructuras metálicas del American Institute for Steel Construction (AISC). En estos criterios de diseño el análisis se realiza suponiendo un comportamiento elástico de la estructura, se determinan los esfuerzos que se inducen en las secciones y se comparan con valores admisibles que son una fracción del esfuerzo máximo resistente del material. Para combinaciones de cargas que incluyen efectos ambientales excepcionales se admite un incremento de 33% en los esfuerzos admisibles.

Al diseñar los elementos estructurales contra colapso hidrostático, se considera un factor de seguridad adicional de 1.4

y el mismo factor se aplica para revisar las piezas por corte por penetración.

Respecto a la penetración de pilotes se considera un factor de seguridad de 2, cuando se trata de cargas de operación; y de 1.5, cuando las cargas se deben a tormenta de 100 años o a sismo; además, los pilotes se revisan por tensión suponiendo una carga viva reducida como factor de seguridad adicional.

Para las plataformas de concreto se emplean generalmente criterios de diseño por resistencia última o de estados límite; el American Concrete Institute (ACI) ha editado recientemente unas recomendaciones para plataformas marinas de concreto en las cuales se establecen una gama de factores de carga por los que hay que afectar las diferentes cargas según las combinaciones de que se trate. Los efectos de estas cargas factorizadas deben compararse con la resistencia última de la estructura, afectada ésta de un factor de seguridad relativo a las incertidumbres de la resistencia.

La tendencia actual es hacia la adopción de métodos de diseño por resistencia o estados límite con preferencia a los de esfuerzos admisibles.

5. PROBLEMAS ESPECIALES DE DISEÑO

Además del proceso general de análisis y diseño descrito anteriormente existen problemas particulares que requieren una revisión detallada y que son peculiares del sistema estructural adoptado para la plataforma. A continuación se tratan someramente los principales problemas de este tipo en las plataformas de acero y de concreto.

5.1 Plataformas de acero.

- a) Diseño de los pilotes. Los pilotes quedan libres dentro de la funda de la subestructura y solo hacen contacto con ella en algunos puntos de contraventeo en los que se colocan placas de relleno. Merecen atención especial la revisión de esfuerzos durante el hincado y la interacción suelo-pilotes-estructura ante las diferentes combinaciones de carga.

El costo de los pilotes y de su hincado representa una porción muy significativa del costo de la plataforma, por tanto se requiere un análisis cuidadoso para determinar los espesores óptimos de los tubos y el tipo de martillo más apropiado para su hincado. A través de la aplicación de la ecuación de onda unidimensional y a partir del conocimiento de las propiedades del subsuelo se pueden determinar los esfuerzos y la velocidad de penetración del pilote considerado como un voladizo sujeto a su propio peso y a la acción dinámica del martillo.

Para el estudio del estado de esfuerzos en el pilote ante las cargas verticales y horizontales se suele sustituir el suelo por sistemas de resortes que proporcionan condiciones equivalentes de restricciones. Las restricciones a la rotación que imponen las patas de la subestructura inducen momentos flexionantes importantes en los pilotes al considerar el efecto de las cargas laterales. Las zonas críticas suelen ser a nivel del fondo marino y unos 10 m

bajo el mismo.

- b) **Conexiones.** Las intersecciones entre los elementos tubulares que forman la subestructura plantean problemas geométricos para los cortes de las piezas y problemas de concentración de esfuerzos en las soldaduras. Las concentraciones de esfuerzos se estudian a través de análisis por elementos finitos con malla muy cerrada; para los principales tipos de conexión el comportamiento se ha comprobado a través de ensayos a escala natural. El análisis indica que las concentraciones en las conexiones producen esfuerzos máximos en la soldadura que son varias veces superiores al esfuerzo nominal en el elemento. Especialmente críticas son las conexiones entre elementos diagonales pequeños y columnas de gran diámetro. En las conexiones es necesario revisar la posibilidad de falla por punzonamiento de un tubo dentro del otro. Para ello el API proporciona recomendaciones detalladas.
- c) **Fatiga.** El oleaje induce en la subestructura ciclos de carga que pueden llevar a la falla los elementos por fatiga a niveles de esfuerzos inferiores a los admisibles. Estos problemas son particularmente críticos en las conexiones y se vuelven más importantes a medida que aumenta la profundidad de la plataforma. El análisis de estos efectos es muy laborioso ya que requiere conocer la historia de esfuerzos en los diferentes elementos durante la vida útil de la plataforma. Es necesario determinar el número de repeticiones que pueden esperarse para diversos niveles de esfuerzos y conocer para los materiales empleados las curvas que relacionan los diferentes niveles de esfuerzos con el número de ciclos que el material es capaz de resistir antes de la falla. La superposición de los efectos de los diferentes niveles de esfuerzos suele hacerse con relaciones de interacción sencillas como la de Palmgren-Miner.
- d) **Cargas durante la construcción.** Durante su transporte en la barcaza la subestructura puede experimentar fuerzas importan-

tes debidas al oleaje las cuales pueden ser críticas en los elementos que en la posición definitiva no van a estar sujetos a efectos importantes por este concepto. Se requiere un análisis de esta condición de carga considerando un oleaje de intensidad no muy elevada, ya que para este transporte se busca siempre aprovechar períodos en que pueden esperarse buenas condiciones meteorológicas.

Al botar la estructura desde la barcaza se presentan las condiciones más severas cuando su posición es la que corresponde al inicio de la rotación de las vigas giratorias y en el instante del lanzamiento; puede ser crítico el punzonamiento de las conexiones que se apoyan directamente sobre la barcaza. Es necesario revisar la capacidad de flotación de la subestructura dentro del agua y las fuerzas que se presentan en el viaje de la misma para colocarla en su posición final.

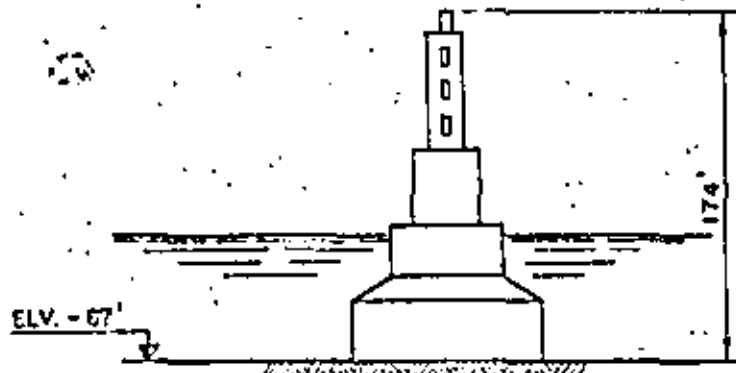
5.2 Estructuras de concreto.

a) Análisis de asentamientos. Probablemente el aspecto más crítico de estas plataformas de gravedad apoyadas en suelos compresibles es el cálculo de los asentamientos y de su variación con el tiempo y el diseño de las políticas de carga y precarga para minimizar los asentamientos que puedan ocurrir una vez instalada la plataforma y los conductores. La calidad y cantidad de los resultados de los sondeos y de las pruebas de laboratorio que permiten determinar con buena aproximación las propiedades del subsuelo marino, es un factor fundamental para estas determinaciones.

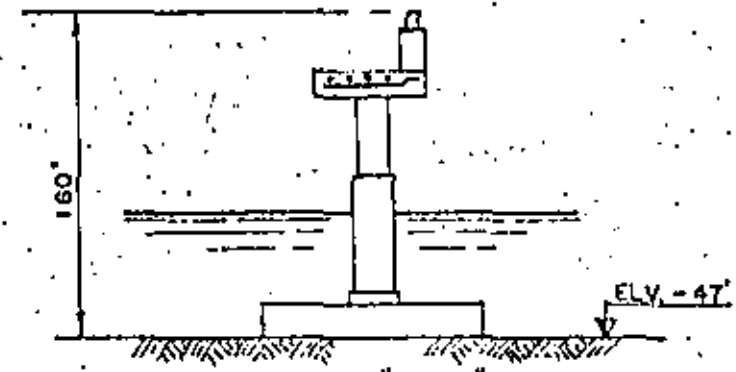
b) Flotación. Las plataformas de este tipo deben funcionar como embarcaciones durante su transporte; esto requiere un análisis cuidadoso de las condiciones de flotación y de los efectos hidrodinámicos durante el transporte. Se requiere para ello una estimación muy precisa de los pesos de las diferentes partes y un análisis detallado del las-

tre necesario para el hundimiento a su posición definitiva.

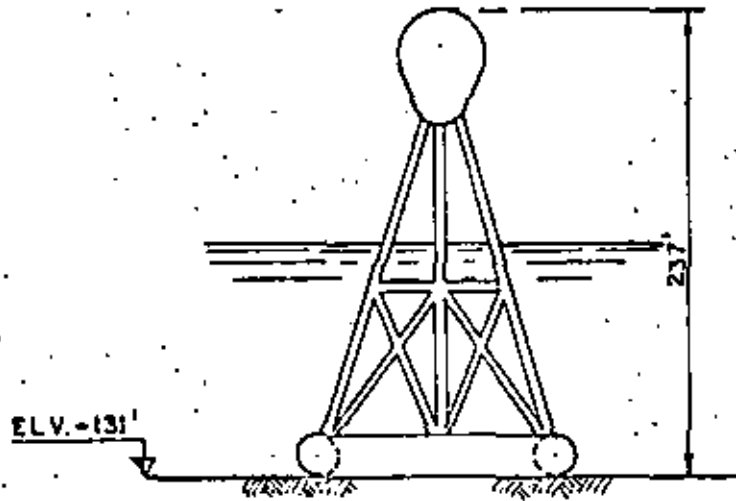
- c) Elección de materiales. La durabilidad del concreto y la protección que éste ofrezca contra la corrosión del refuerzo dependen de una cuidadosa selección de los agregados, de la dosificación y de la colocación. Estos aspectos deben especificarse en detalle. Las recomendaciones ACI para plataformas dan criterios generales sobre este concepto.
- d) Detalles para ductilidad en zonas sísmicas. Debido a que las fuerzas sísmicas pueden ser críticas en este tipo de plataformas se requiere un especial cuidado en el refuerzo y en su detalle especialmente en las conexiones para asegurar un comportamiento dúctil antes de la falla.



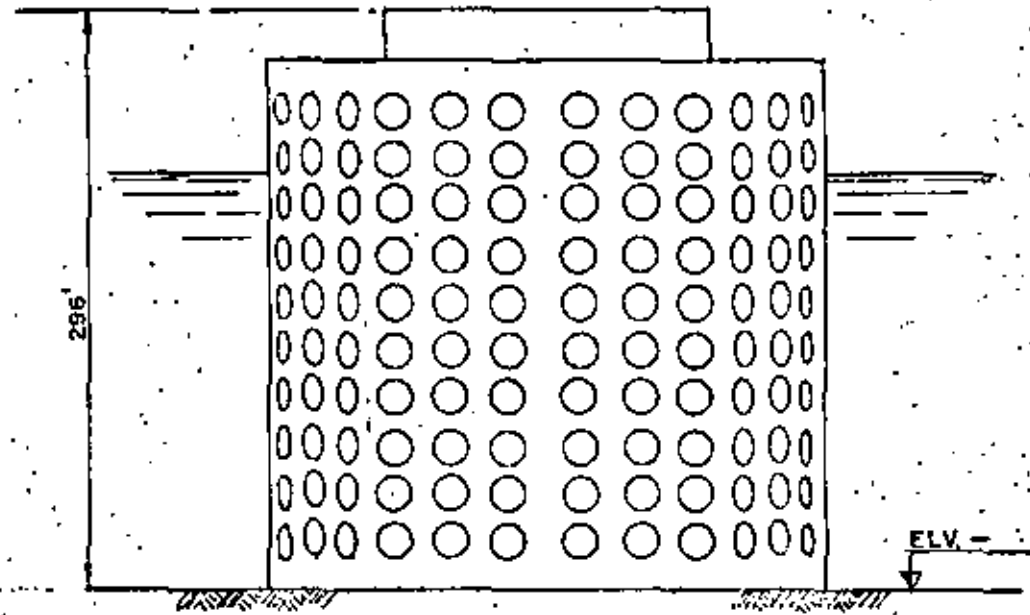
FARO "KISH"
CARGAS MAXIMAS
 VERTICAL 33 820 Kips
 HORIZONTAL 16 330 Kips
 MOMENTO 800 000 Kip/Ft



FARO "ROYAL"
CARGAS MAXIMAS
 VERTICAL
 HORIZONTAL
 MOMENTO 240 000 Kip /Ft



TANQUE DE ALMACENAMIENTO
CARGAS DE TORMENTA
 VERTICAL 5000 Kips
 HORIZONTAL 2400 Kips
 MOMENTO 72 000 Kip/Ft

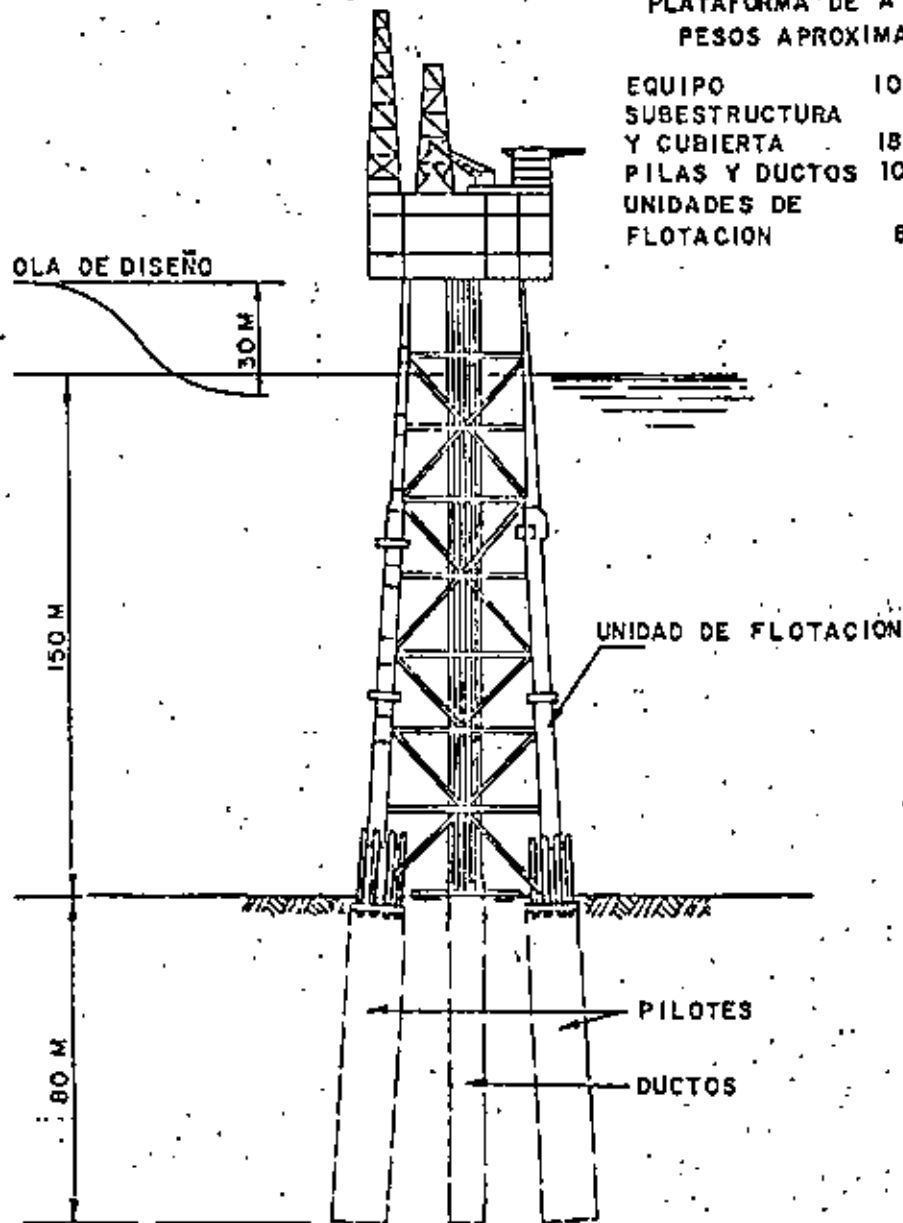


TANQUE DE ALMACENAMIENTO EKOFISK
CARGAS DE TORMENTA
 VERTICAL 419 000 Kips
 HORIZONTAL 167 000 Kips
 MOMENTO 24 300 000 Kip/Ft

EJEMPLOS DE ESTRUCTURAS DE GRAVEDAD

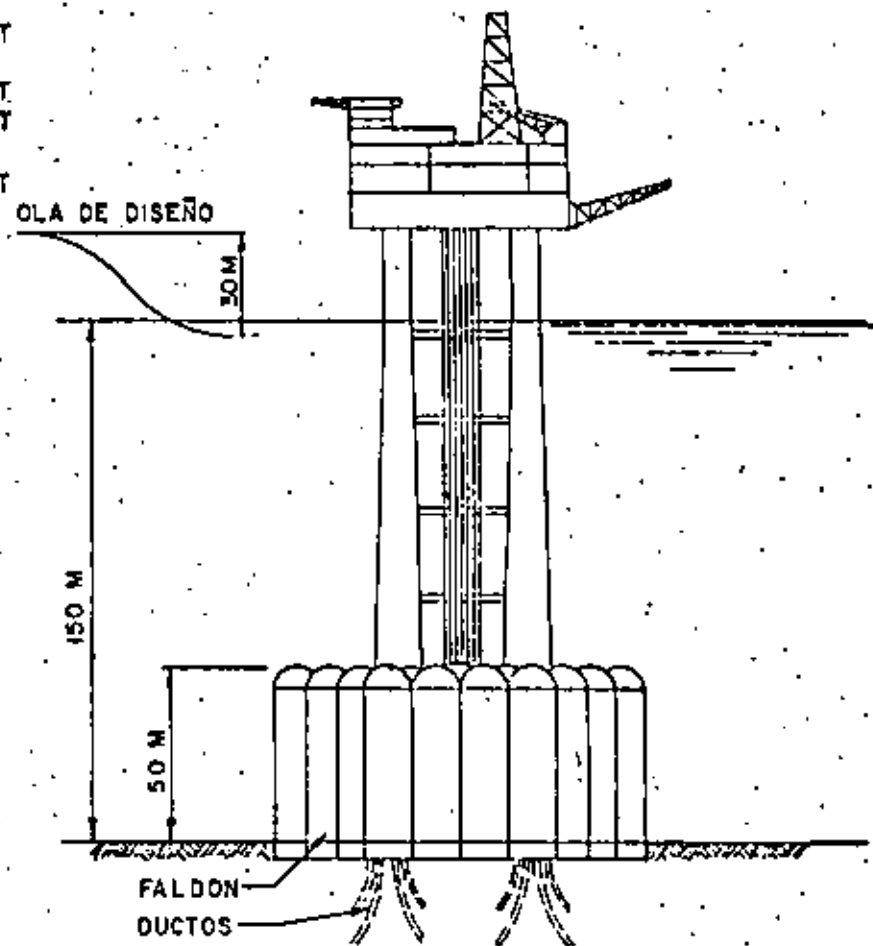
PLATAFORMA DE ACERO
PESOS APROXIMADOS

EQUIPO	10 000 T
SUBESTRUCTURA Y CUBIERTA	18 000 T
PILAS Y DUCTOS	10 000 T
UNIDADES DE FLOTACION	8 000 T

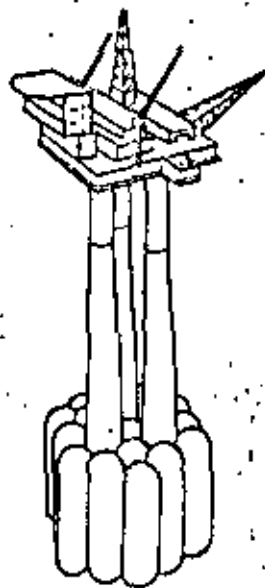


PLATAFORMA DE CONCRETO
PESOS APROXIMADOS

EQUIPO Y MODULOS	12 000 T
CUBIERTA	4 000 T
CONCRETO	300 000 T
LASTRE	150 000 T
ALMACENAMIENTO DE CRUDO	1-2 MILLONES BLS



COMPARACION DE PLATAFORMAS DE ACERO Y CONCRETO
(Caso típico Mar del Norte).

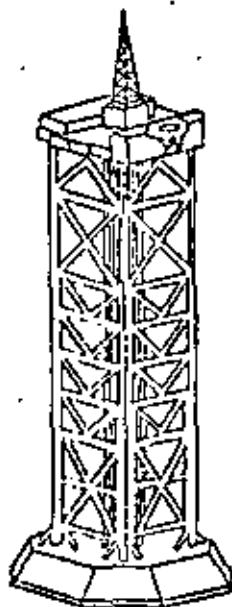


PLATAFORMA DE GRAVEDAD
"CONDEEP"

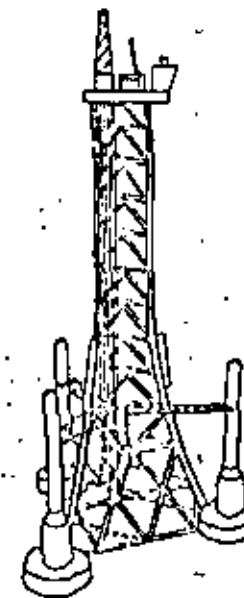


PLATAFORMA DE GRAVEDAD
"SEA TANK CO."

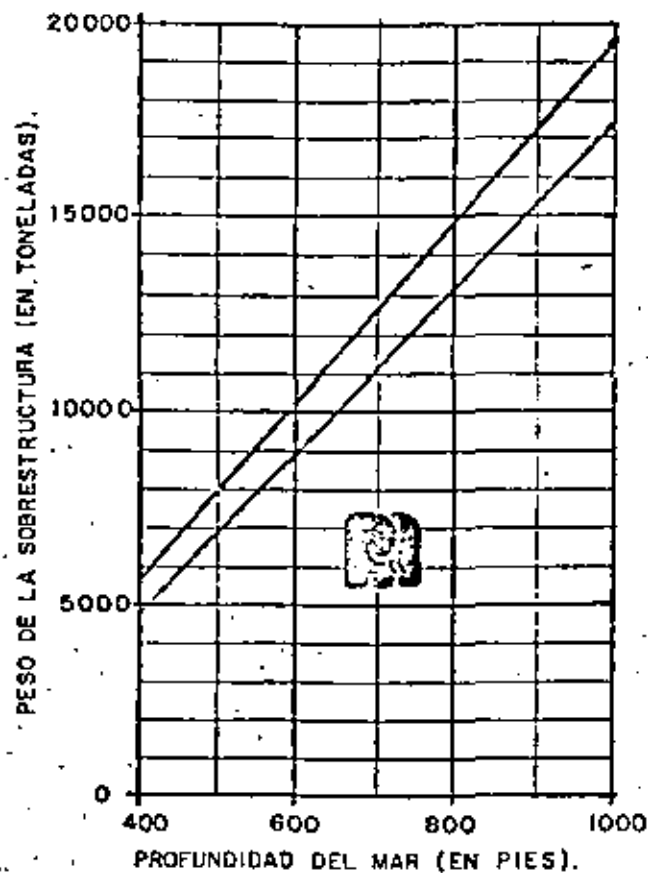
PLATAFORMAS DE GRAVEDAD



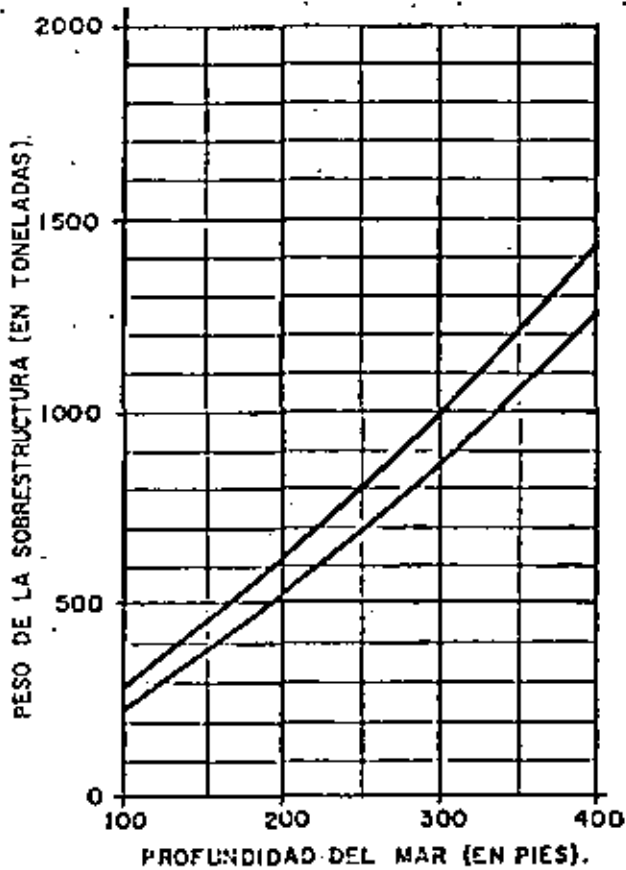
PLATAFORMA DE GRAVEDAD
DISEÑO HÍBRIDO



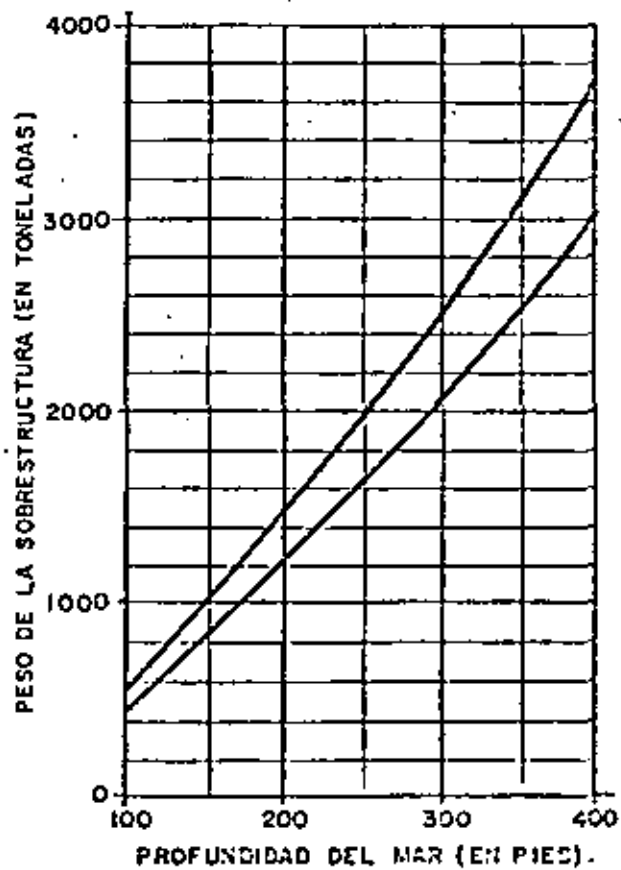
PLATAFORMA DE GRAVEDAD
DISEÑO EN ACERO



PLATAFORMAS DE PERFORACION Y PRODUCCION DE 2 TORRES DE PERFORACION



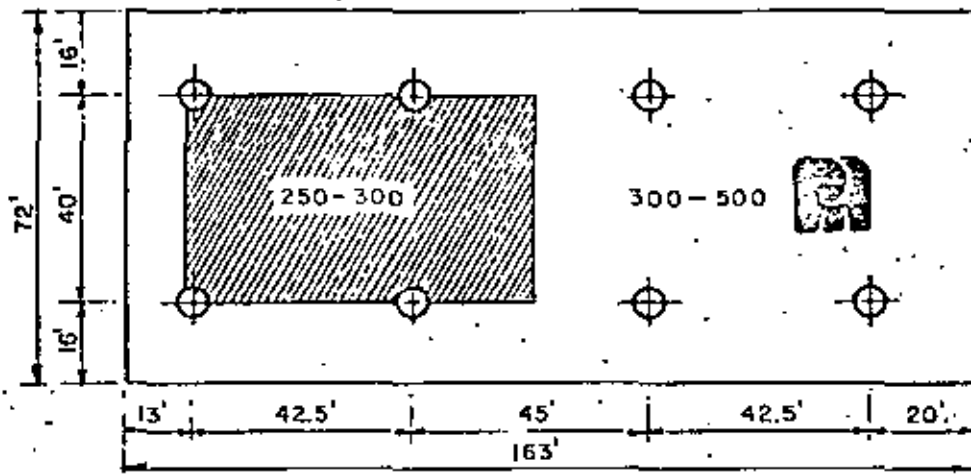
PLATAFORMAS DE PERFORACION Y PRODUCCION LIGERA.



PLATAFORMAS DE PERFORACION Y PRODUCCION DE UNA SOLA TORRE



CARGAS VIVAS UNIFORMES (EN Lb/pie²) EN PLATAFORMAS DE PRODUCCION.

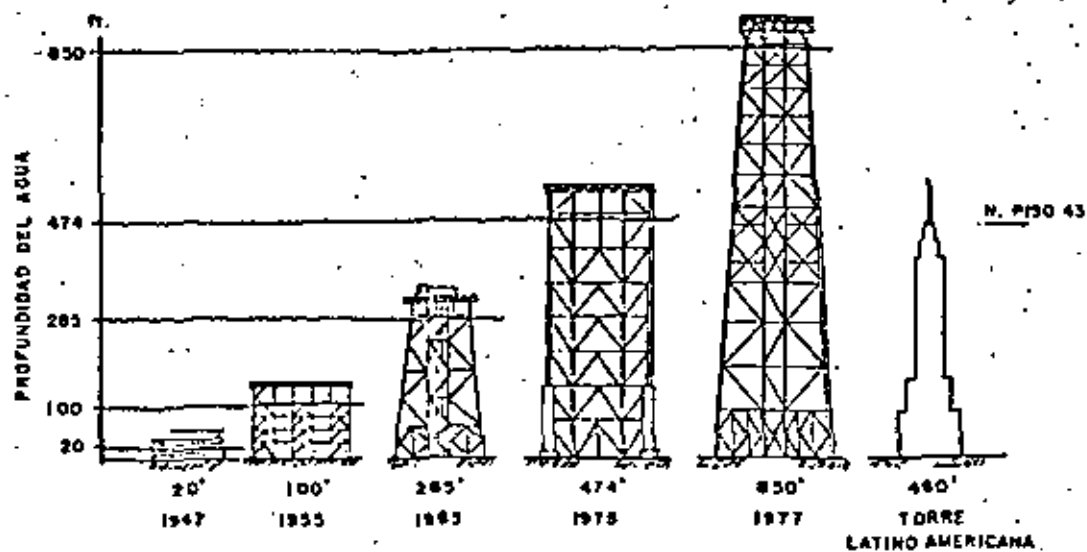
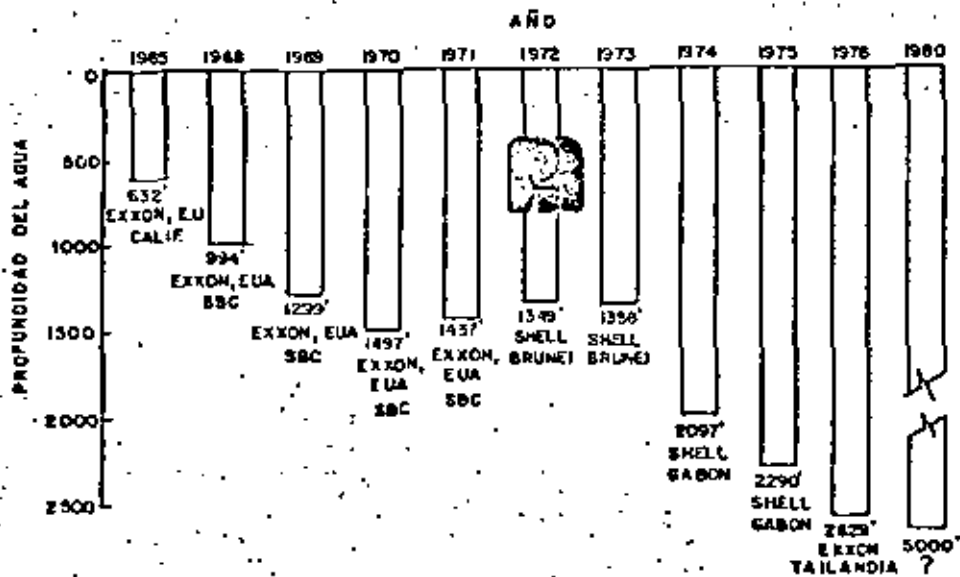


PLATAFORMAS DE CONCRETO (DATOS GENERALES)

SITIO	PROFUNDIDAD DEL MAR (EN METROS)	ALTURA MAXIMA DE OLA (EN METROS)	FUERZA HORIZONTAL MAXIMA (EN TONS.)	MOMENTO DE VOLTEO MAXIMO (EN TONS-m)
EKOFISK	70	24	78 600	3.35×10^6
FRIGG CDPI	100	29	69 130	3.33×10^6
FRIGG MP2	97	29	69 150	3.13×10^6
NINIAN CENTRAL	139	31.2	102 900	4.18×10^6



AÑO	NÚMERO DE POZOS EN AGUA DE PROFUNDIDAD MAYOR DE 600 ft.	NÚMERO DE POZOS EN AGUA DE PROFUNDIDAD MAYOR DE 1000 ft.
1963	1	0
1965	0	0
1967	0	0
1968	4	0
1969	6	4
1970	7	2
1971	10	5
1972	8	4
1973	6	2
1974	10	4
1975	23	14
	<u>75(35)*</u>	<u>35(15)*</u>



BIBLIOGRAFIA

- American Concrete Institute : Guide for the Design and Construction of Fixed Offshore Concrete Structures, Journal ACI, Dic. 1978.
- American Petroleum Institute : Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms, 1977.
- Ayma, C. : Le pétrole en mer du Nord. Matériaux Techniques N. 3-4., Paris, Avril 1977.
- Barnette, Alfonso Ing : Producción de Petróleo en el Mar. Proyectos Marinos, México, Sept. 1978.
- Beattie, A.J.F. et al : Lift and Drag Forces on a Submerged Circular Cylinder, Offshore Technology Conference, Houston Tex., 1971.
- Campeon, Bernard : "Jupco 40" Preliminary Design, CETRA. France, March 1978.
- Det Norske Veritas : Rules for the Design, Construction and Inspection of Offshore Structures, Oslo, Norway, 1977.
- Hruska, S.J. : Offshore Platform Concepts for the Gulf of Mexico. Marine Technology Symposium. U.S. Trade Center, Mexico City 1977.
- Kruse, C.F. : A Primer of Offshore Operations, Austin, Tex, 1976.

- McClelland, B. et al: Problems in Design and Installation of Offshore Piles. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE. Nov. 1969.
- Meith, Robert, et al: Computer Analysis of Offshore Drilling Platforms. Society of Petroleum Engineers of AIME, Dallas Texas.
- Morison, J. R. et al: The Force exerted by Surface Waves on Piles. Petroleum Transactions 189 TP2846, P149-154. 1950.
- D.T.C.: Offshore Technology Conference, Proceedings Volume I - Houston, Tex. May 8-10. 1978.
- Petroleum Engineer Publishing Co.: Offshore Drilling and Producing Technology. Dallas, Tex. 1976.
- Proyectos Marinos, S.C.: Reporte del Diseño de las Plataformas de Perforación de 8 pilotes y 12 pilotes para Bacab A y Bacab B. Blvd. A. Camacho 1. México 10, D.F. 1978.
- Ruiz Mijares, J.L. et al: Estudio de Factibilidad para el uso de Plataformas de Concreto en el Golfo de Campeche, Proyectos Marinos, S.C. México, D. F. 1979.
- Young, Alan, et al: Geotechnical Considerations in Foundation. Design of Offshore Gravity Structures, Offshore Technical Conference, Dallas, 1975.



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

CURSO:

"INGENIERIA MARITIMA"

IX JORNADAS DE INGENIERIA CIVIL

TEMA X

THE APPLICATION OF LABORATORY AND IN-SITU
DATA TO THE DESIGN OF DEEP FOUNDATIONS.

F.E. TOOLAN AND J.S. COUTTS
12 AL 17 DE JULIO DE 1982
GUAYAQUIL, ECUADOR

17 The application of laboratory and in-situ data to the design of deep foundations

F E Toolan and J S Coutts
Fugro (UK) Ltd

This paper describes the application of in-situ and laboratory test results to the design of deep foundations. Whilst the methods described in the paper are applicable to many types of foundation, most emphasis has been placed on open-ended steel pipe piles installed by driving. This type of foundation is presently the most commonly used by the offshore industry and its design relies on a wide range of soil parameters.

The driven pile foundations of an offshore structure must be designed to satisfy the following criteria:

- The piles and pile groups must have sufficient capacity to resist maximum anticipated loads with adequate factors of safety.
- The piles and pile groups must have acceptable load deflection characteristics in all modes for the anticipated loading conditions.
- Pile steel and girth stresses must remain within allowable limits under extreme loading conditions.
- The available pile driving plant must be able to install the piles to their required penetration without overstressing.

The foundation design is based upon soil parameters derived from in-situ tests and offshore and onshore laboratory tests. Each aspect of design should be analysed using at least two and preferably more methods, each based on different soil parameters. This procedure allows the relevance of any design method to the prevailing soil conditions to be assessed and increases the reliability of the final design.

It should be noted that soil testing and foundation engineering are relatively inexpensive when compared to the total cost of an offshore site investigation. When viewed in terms of the total cost of a platform their expense becomes even less significant. Generally time and money spent on a rigorous engineering analysis is more than justified by the increase in foundation reliability and/or the consequent restriction in foundation construction and installation costs.

IN-SITU DATA

In-situ testing methods available for use offshore include the pressuremeter, the down-the-hole cone and the electric cone penetrometer. The most widely used test is the cone penetration test (CPT) and only the results of this in-situ test applied to pile design are considered here.

There are a number of versions of two basic types of CPT apparatus, seabed penetrometers and down-the-hole penetrometers. With seabed penetrometers the cone and its rails are jacked into the seabed without the need for making a borehole. To use a down-the-hole penetrometer a borehole must first be made to the required depth, the penetrometer is lowered to the bottom of the drilled hole and then forced into the soil at the base of the borehole. Detailed information concerning these penetrometer types may be found in the technical literature.^{1,2}

The two types of CPT apparatus described above provide the same soils data. They each measure the resistance on the tip and sleeve of the cone as it is forced into the soil. These are termed the cone resistance (q_p) and sleeve friction (f) respectively. These data may be used directly for many aspects of design.

OFFSHORE LABORATORY TESTING

On most offshore investigations a certain amount of laboratory testing is performed on location, see table 1. The reasons for performing this work are:

- to check on the quality of samples recovered
- to obtain soil parameters for a preliminary engineering evaluation of the site. The purpose of the preliminary engineering analysis is to ensure that a sufficient number of boreholes to an adequate depth have been performed before the drilling vessel leaves location. This is a very necessary precaution in view of the high cost of mobilising an off-

shore drilling vessel and the relatively short weather window in some parts of the world.

APPLICATION OF OFFSHORE DATA TO PRELIMINARY DESIGN

From the results of the in-situ and laboratory tests performed offshore, preliminary assessments of the following design aspects can be made:

- axial pile capacity — generally preliminary axial capacity calculations are based on the API and Lambda methods in clay and the API and CPT method in sand;^{2,3,4}
- lateral pile capacity — it is possible to obtain some indication of the lateral pile capacity and load deflection characteristics, providing a previous parameter study has been undertaken. In most cases this is not necessary, since normally the lateral loads on the piles are not finalized until a fairly late stage in the structural design of the platform;
- pile drivability — soil resistance at time of driving may be determined from methods related to the cone resistance, calculated static skin friction and undrained shear strength.

Also at this stage of the investigation it is possible to determine the relationship between the cone resistance and undrained shear strength of a cohesive soil. This relationship is given by the formula:

$$r_u = \frac{q_c}{N_k} \quad (1)$$

where N_k is an empirical cone factor determined by a correlation between cone resistance and shear strength measured by other means in corresponding

strata. The value of N_k usually lies between 15 and 20 for North Sea clays. It should be noted that for typical North Sea clays it is not the practice of the authors' company to subtract the overburden pressure from the cone resistance in equation (1).

ONSHORE LABORATORY TESTING

As soon as possible after the return of the samples, the onshore laboratory testing is commenced. The majority of soil parameters used in design are obtained from the results of these laboratory tests. Table 1 shows the soil parameters most commonly used in design and the test methods from which these results are obtained.

SOIL PROFILE FOR BASIC DESIGN

The first stage of the geotechnical design work for any structure is the preparation of the design shear strength profile. Great care must be exercised in the preparation of the design shear strength profile, since the validity of all design calculations which follow depend on this initial assessment. In many instances the computations for pile capacity and drivability are made independently for each borehole at a location or alternatively for average and upper and lower bound soil profiles. Also different profiles may be used for different aspects of design.

The basic design soil profile comprises soil parameters corresponding to undrained failure conditions in cohesive soil and to drained failure conditions in cohesionless soil. However, for each strata whether clay, sand or intermediate material,

Table 1: Soil Parameters derived from Laboratory Testing

SOIL PARAMETER	SYMBOL	TEST
—	—	visual description*
Bulk density Submerged density Moisture content	γ γ' w_c	density test* moisture content test*
Undrained Shear Strength	r_u	unconsolidated undrained triaxial test*; pocket penetrometer*; torque*; fall cone*; consolidated undrained triaxial test (if in-situ stresses can be estimated)
Remoulded Shear Strength	C_r	plasticity index; moisture content; remoulded triaxial test
Horizontal and Vertical Elastic Soil Moduli	E_h E_v	unconsolidated undrained triaxial test (cohesive soil)* consolidated drained triaxial test (cohesionless soil)
Strain required to mobilise 50% of maximum soil shear strength (cohesive soils only)	ϵ_{50}	unconsolidated undrained triaxial test* consolidated undrained triaxial test
Overconsolidation Ratio Coefficient of Earth Pressure at Rest	OCR k_0	permeometer test; unconsolidated undrained triaxial test* consolidated undrained triaxial test; plasticity index
Effective Shear Strength Parameters	c' ϕ'	consolidated undrained triaxial test; consolidated drained triaxial test; plasticity index; particle size distribution

* denotes tests performed both onshore and offshore

the authors' company always prepares secondary soil profiles based on effective stress parameters and CPT results.

Frequently, a more complete picture of the soil conditions at a site can be obtained by combining the profiles described above. For example, the effective stress parameters obtained from consolidated drained or undrained triaxial tests may be used in an undrained shear strength profile, provided the in-situ stress conditions can be reasonably estimated. Also extensive use is made of the application of CPT data to undrained shear strength in a cohesive soil.

For the determination of design profiles in all types of soil, all available data, both from in-situ and laboratory testing should be considered. Ideally at least three boreholes should be drilled at the site of an important structure or complex of structures. This not only enables an assessment to be made of the lateral variation of soil conditions but also allows cross correlation between boreholes to determine if anomalous data in a particular borehole are valid or not.

A typical North Sea design soil profile which has been prepared from in-situ and laboratory test results is shown in figure 1. This is a good example of the way in which data from the methods and apparatus described earlier are combined to form the final profile.

Cohesive soil

The basic design profile for a cohesive soil will include the variation with depth of:

- the undrained shear strength
- the unit weight or density
- the moisture content

The majority of the initial engineering analyses are prepared using the data from this profile. At a later stage more sophisticated analyses will be performed using soil parameters obtained from a supplementary soil profile including the results of tests for plasticity index, effective stress parameters and consolidation data. The application of these soil parameters to geotechnical design are discussed later in this paper.

Cohesionless soil

The basic design profile for a cohesionless soil will include the variation with depth of:

- the effective angle of internal friction, ϕ'
- the unit weight or density
- the moisture content

Many methods exist for the determination of ϕ' in a sand. Within the authors' company most weight is given to the determination of this parameter from the results of consolidated drained triaxial tests and CPTs.

AXIAL PILE CAPACITY

Referring to figure 2, it can be seen that the ultimate static capacity of an open-ended pipe pile is given by:

$$Q = \sum f_s A_s + \sum f_i A_i + q_p A_w \quad (2)$$

where

- Q = ultimate static capacity
 f_s = unit shaft friction (outside pile)

- A_s = shaft area of pile (outside)
 $\sum f_s A_s$ = accumulated outside skin friction
 f_i = unit shaft friction (inside pile)
 $\sum f_i A_i$ = accumulated friction between the inside surface of the pile shaft and the column of soil inside the pile
 q_p = unit end bearing capacity
 A_w = cross-sectional area of steel wall at toe of pile

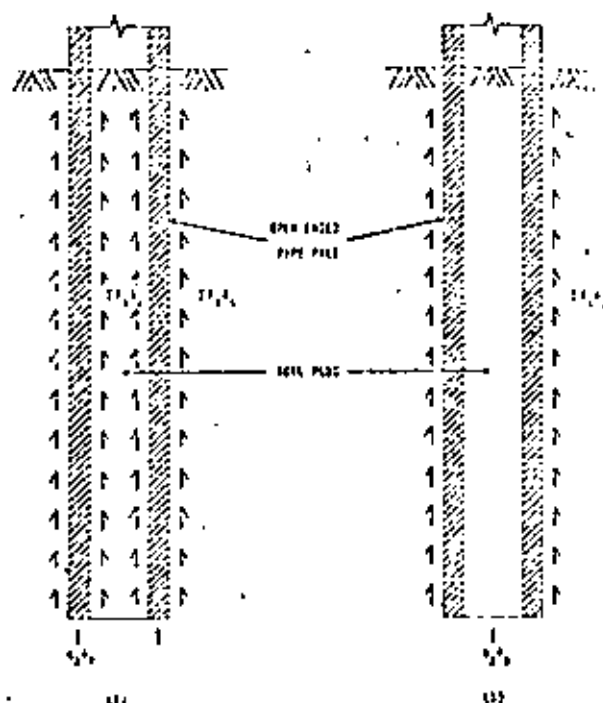


Figure 2: Capacity of open-ended pipe piles (a) unplugged (b) plugged

Under certain conditions the accumulated inside skin friction may exceed the ultimate static capacity of the soil below the toe of the pile. The pile then behaves as though it is closed ended or plugged. Its static capacity is given by:

$$Q = \sum f_s A_s + q_p A_p \quad (3)$$

where A_p = gross end bearing area

Many static methods for the determination of pile capacity exist, all of which provide different means of calculating the values of q_p and f_s , the unit end bearing and skin friction respectively. For a given pile and site each design method will predict different unit values. It is not possible to state with complete confidence that one method is correct and all others are incorrect. However, some pile design methods are more applicable to certain soil conditions than others. Rather than placing complete reliance on one design method it is preferable to analyse piles using a variety of methods in an attempt to bracket the correct capacity. For any particular problem, methods should be chosen for their varied theoretical background and dependence upon different soil properties. The design methods in most common use for offshore driven piles, together with the soil parameters required, are shown on tables 2 and 3. These tables cover cohesive and cohesionless soil respectively.

Table 2 : Pile Design Methods in Cohesive Soils

Method	Soil Parameters Used		Applicable Soil Types
	End Bearing	Skin Friction	
API No. 1 ¹	t_u	t_u or f_{ac} [*] whichever is less	under, normally and lightly overconsolidated clays
API No. 2 ²	t_u	t_u	heavily overconsolidated clay
Lambda ³	t_u	$\gamma' \cdot t_u$	under, normally and lightly overconsolidated clays
Beta ⁴	t_u	$\gamma' \cdot OCR \cdot K_0 \cdot \phi'$	all clays
Perry & Swain ^{5,12}	-	$\gamma' \cdot c' \cdot \phi' \cdot OCR$ $K_0 \cdot PI^{**}$	all clays
Jantzi ¹³	$\gamma' \cdot c' \cdot \phi'$	$\gamma' \cdot c' \cdot \phi' \cdot OCR$ $K_0 \cdot PI^{**}$	all clays
Vijayvergiya ¹⁴	t_u	$\gamma' \cdot c' \cdot \phi' \cdot OCR$ $K_0 \cdot PI^{**}$	all clays
Critical State ^{10,11}	t_u	$\gamma' \cdot \phi' \cdot PI, LL$ K_0, OCR, C_c, C_u	all clays

* f_{ac} is the strength clay would have if it were normally consolidated
 ** When OCR and K_0 values have not been measured directly, they may be estimated indirectly from the plasticity index
 † C_c and C_u are compressibility and swelling indices respectively

Table 3 : Pile Design Methods in Cohesionless Soils

Method	Soil Parameters Used		Applicable Soil Types
	End Bearing	Skin Friction	
API ²	$\gamma' \cdot \text{grading}$	$\gamma' \cdot \text{grading}$	all cohesionless soil
CPT ²	q_c	q_c	all cohesionless soil
ϕ' ^{11,19}	$\gamma' \cdot \phi'$	$\gamma' \cdot \phi'$	all cohesionless soil

and indicate the soil conditions to which they are most applicable.

There are many occasions when the use of an inappropriate design method would lead to misleading axial capacity predictions. The applicability of the various methods is discussed in more detail below.

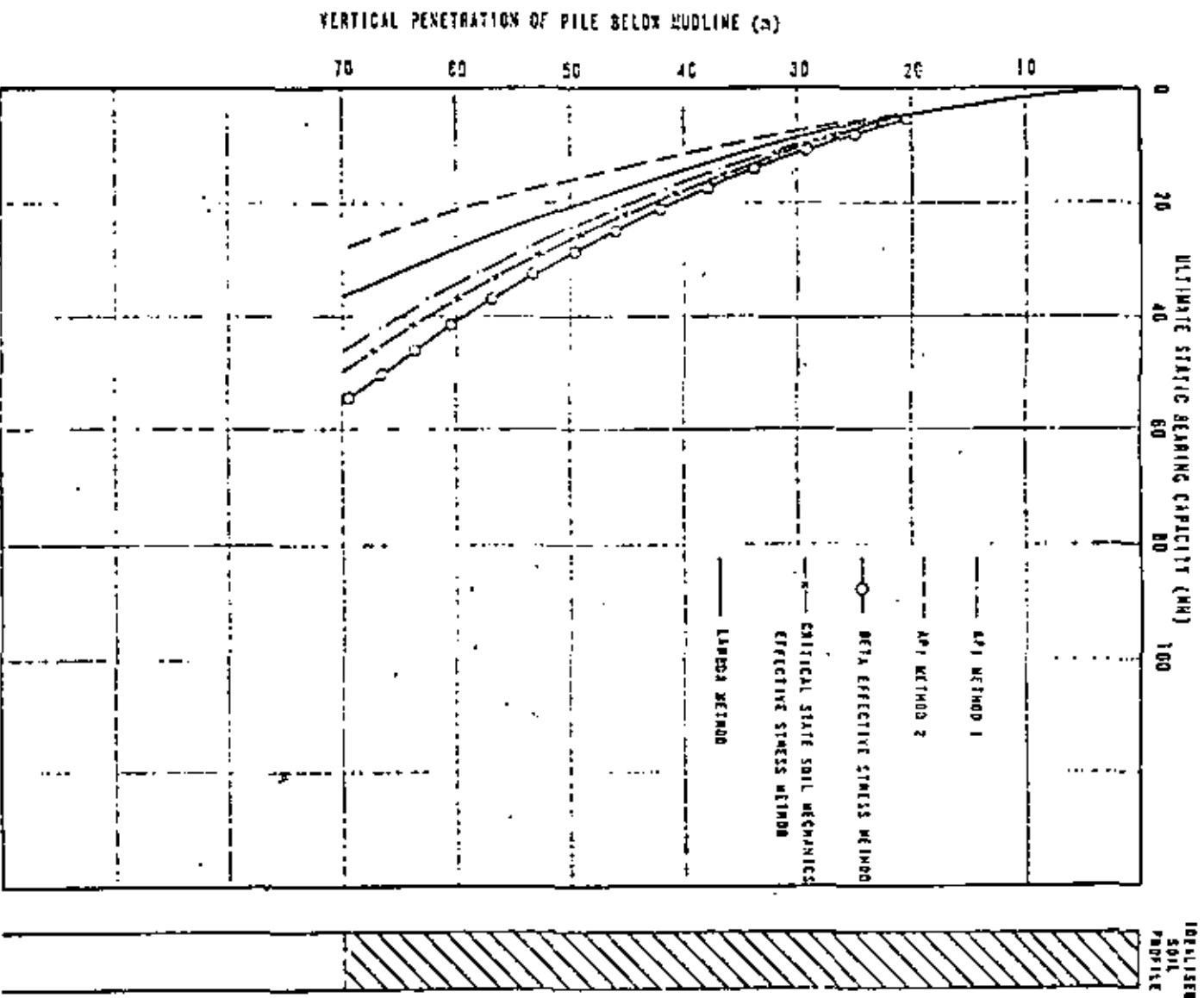
Cohesive soils

API Method 1. Two methods for determining the skin friction of driven piles in clay are described in API RP2A.² It is stated in this document that Method 1 is suitable for 'heavily plastic clays such as found in the Gulf of Mexico'. The authors do not limit the use of this method to highly plastic clays and apply it to all clays except those which are heavily overconsolidated. For the purposes of this paper a heavily overconsolidated clay is one which has an overconsolidation ratio (OCR) greater than two.

API Method 2. In API RP2A it is suggested that Method 2 should be used for all clays which are not highly plastic. The authors use this method for heavily overconsolidated clays irrespective of plasticity. The authors do not use it for normally consolidated or lightly overconsolidated clays.

The reasons why the authors do not follow the advice of API RP2A with regard to the plasticity of the clay are based on traditional UK practice⁶ and recent published works on calculating pile capacity.^{7,8}

Lambda Method. The Lambda Method has been developed mainly from tests on piles of varied length in normally consolidated and lightly overconsolidated clays and on short piles in heavily overconsolidated clays. For short piles in normally consolidated clays the modified curve described by Fox⁹ should be used. The authors use the Lambda Method for the same soil conditions for which they



PILE DIA. 2.13m

Figure 2: Comparison of soil strength methods for a normally consolidated clay pile (φ = 0.25, $\rho_l = 181$).

employ API Method 1. Caution must be exercised when applying the Lambda Method to soil profiles which show sudden and significant increases in shear strength at depth. This is because the method contains a depth factor which significantly reduces the skin friction contribution of a deep hard clay stratum.

Effective stress methods. A number of effective stress methods^{16, 17, 18, 19, 20} have recently been developed and are already being applied to calculate the capacity of offshore piles. All these methods involve the use of the effective stress parameters, c' and ϕ' , of the clay and require the determination of the long term stress levels in the soil around the pile. The methods are easy to apply in normally and lightly overconsolidated clays and correlate well with load tests in such soils. In heavily overconsolidated soils difficulties can be encountered in estimating the value of the earth pressure coefficient. These can be overcome by ensuring that the in-situ and laboratory testing programmes allow the use of several methods to determine the value of this parameter. If all methods yield similar results, then values can be adopted with confidence.

CPT methods. A considerable amount of research has been performed, and is continuing, concerning the direct application of CPT results to the design of piles in clay.^{21, 22} To date, the results have been encouraging but are not directly applicable to the large pipe piles used offshore. At the present time the authors do not use CPT results directly for the design in piles of clay. However, they can be used to determine an undrained shear strength profile which can be used in conjunction with the appropriate API method.

Comparison of methods. The extent of variation in axial capacity predicted by the different design methods is illustrated in figures 3 and 4. Figure 3 shows the axial capacity given by API Methods 1 and 2, the Lambda method, and effective stress methods for a site with normally consolidated soil. Figure 4 presents the same information for a heavily overconsolidated site with a non-linear soil profile. In each case the end bearing has been computed on the basis of q_u . These figures show why API methods should be used with care.

Cohesionless soils

There are three types of design method for piles in cohesionless soils, those based on:

- 1 grading, e.g. API²
- 2 measured ϕ' , e.g. Meyerhof¹⁷ and DuV¹⁸
- 3 in-situ tests, e.g. CPT²¹

All contain large degrees of empiricism and those based on grading and in-situ tests suggest upper limits on the values of unit skin friction and end bearing. Those which involve measured ϕ' values do not always mention limiting values and assume the user will apply his own. For long piles, such as those used offshore, the calculated capacity may be governed more by the selected limits than by the design method itself. It is the authors' practice to use limiting values of 15 MN/m^2 for unit end bearing and 0.12 MN/m^2 for unit skin friction for all methods in all cohesionless soils provided that

such limits can be justified on the basis of measured CPT values. This is covered under the CPT design method which is described later. For strata in which CPT tests have not been made the authors use published limiting values which depend on grading.¹⁸

Precompression of a granular strata appears to have a considerable effect on the magnitudes of skin friction and end bearing which can be developed in that soil. Pile design methods which are based on grading or measured ϕ' values contain the implicit assumption that the soil has not been precompressed. Part of its effect can be incorporated into skin friction calculations by using earth pressure coefficients (K) which are at the upper end of the suggested range. For most methods K values can be selected within the range 0.5 to 1.0. Methods based on CPT results automatically take account of preloading, since preloading also affects the cone resistance.

Comprehensive descriptions of the pile design methods based on grading and measured ϕ' are available in published literature.^{17, 18} However, there are very few references in English on the use of the CPT method for offshore piles. For this reason the way in which the authors use CPT results to design piles is described below.

CPT Method. In this method values of unit end bearing and unit skin friction are derived directly from CPT results.

Unit end bearing. The basic computational technique by which the ultimate unit end bearing is obtained from a CPT profile is shown in figure 5. The calculated value is subjected to correction factors based on grading and degree of precompression as shown in figure 6. The unit value to be used in the computations is limited to 15 MN/m^2 .

Unit skin friction. The unit skin friction is set to zero at mudline and increased linearly to the computed value at the depth at which lateral deflections due to shear loading are small. Below this level computed values are used. This procedure is used to account for any long term changes in lateral soil stresses which may occur near seabed due to cyclic shear loading of the pile. The computed value of unit skin friction is obtained by dividing the measured cone resistance by a factor of 300 for piles loaded in compression and 400 for piles subjected to uplift. A limit of 0.12 MN/m^2 is applied to the computed value.

Comparison of Methods. In figure 7 pile capacities computed by the DuV method and CPT method in sand at a typical North Sea location are compared.

Dynamic Methods

In addition to the static design methods for cohesive and cohesionless soils described above, dynamic techniques are available for predicting pile capacity. These are based on an analysis of measurements made on piles during pile tests. As such they are outside the scope of this paper. However, it should be mentioned that the correlation between predicted capacities and measured static capacities is good and their use in conjunction with static methods is invaluable for pile acceptance.

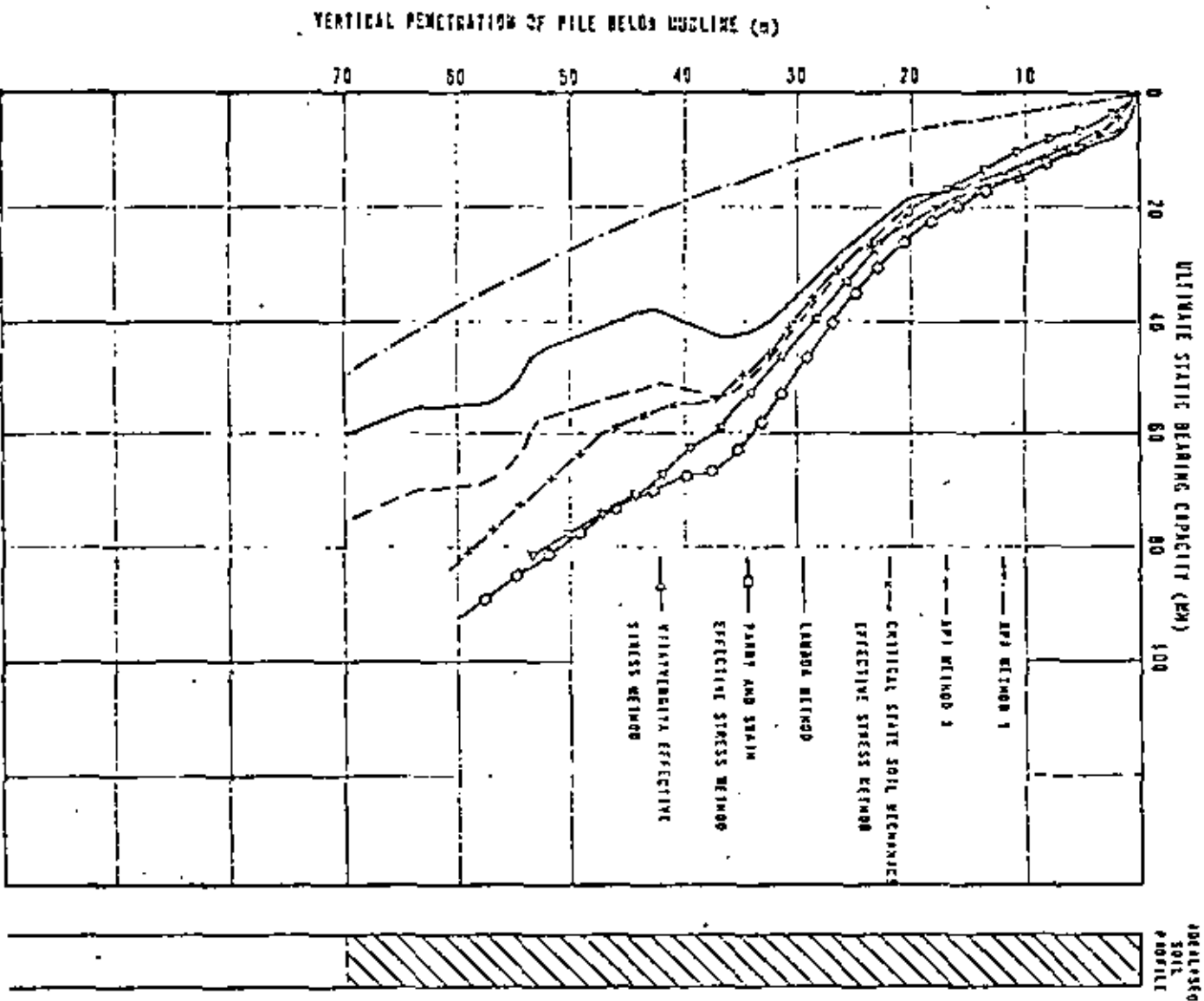
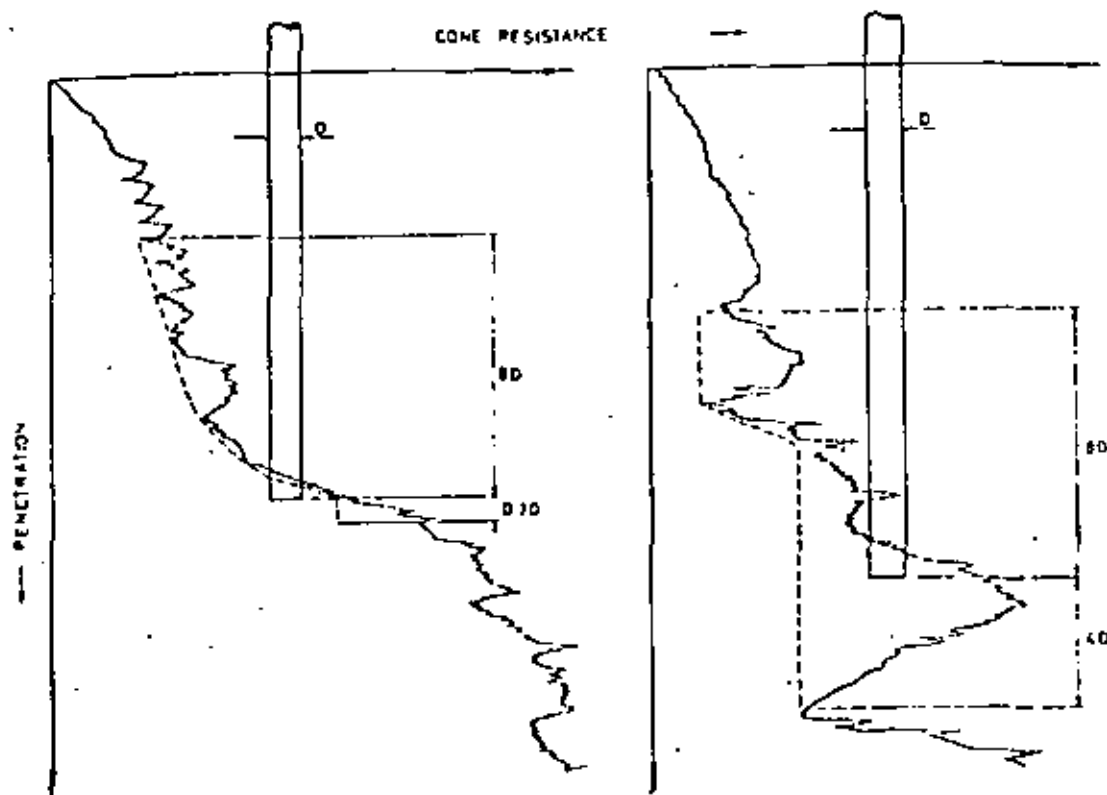


Figure 4: Comparison of axial capacity methods for a heavily overconsolidated clay site



The ultimate unit end bearing " q_u " is calculated from:

$$q_u = \frac{I + II}{2} + III$$

in which:

- I = average cone resistance below the foundation over a depth which may vary between $0.7D$ and $4D$, selected in such a manner that the most unfavourable condition is obtained with respect to the computed bearing stress
- II = minimum cone resistance recorded below the foundation over the same depth of $0.7D$ or $4D$
- III = average of the envelope of minimum cone resistance recorded above the foundation level over a height of BD . In determining this average, values above the minimum selected under II are to be disregarded.
- D = Outside diameter of pile.

NOTE: For an open ended pile, the ultimate unit end bearing of the annulus may be assessed directly from the cone resistance (qc). It must not exceed the limit value.

Figure 5: Computation of the ultimate unit end bearing of a pile from a cone penetration test

LATERAL CAPACITY

There are two approaches for calculating the lateral capacity of a long pile. The first involves the assumption that, at failure, a plastic hinge forms in the pile shaft below mudline. The lateral capacity is then the shear force at mudline which can form the hinge and overcome the soil resistance above it. The soil resistance is a function of the passive pressure.⁴⁴ The soil parameters required are density (γ), the undrained shear strength of clay (τ_u) and the angle of shearing resistance of sand (ϕ'). In the second approach the soil resistance is described by non-linear ground springs known as P-Y curves. The pile is treated as an elastic "beam-column" against which the P-Y curves act. A

computer program is used to produce a curve showing the relationship between shear load and pile deflection. The ultimate lateral capacity is the shear force above which pile head deflections become indeterminate. The soil parameters required for developing P-Y curves are discussed later in this paper.

It should be noted that for the majority of offshore piles the maximum allowable shear load is not directly related to the lateral capacity calculated by either approach. It is determined on the basis of acceptable deflections and the stresses in the pile wall due to combined axial and lateral loading. However, under certain circumstances the factor of safety against shear failure may be governing, and it should always be checked.

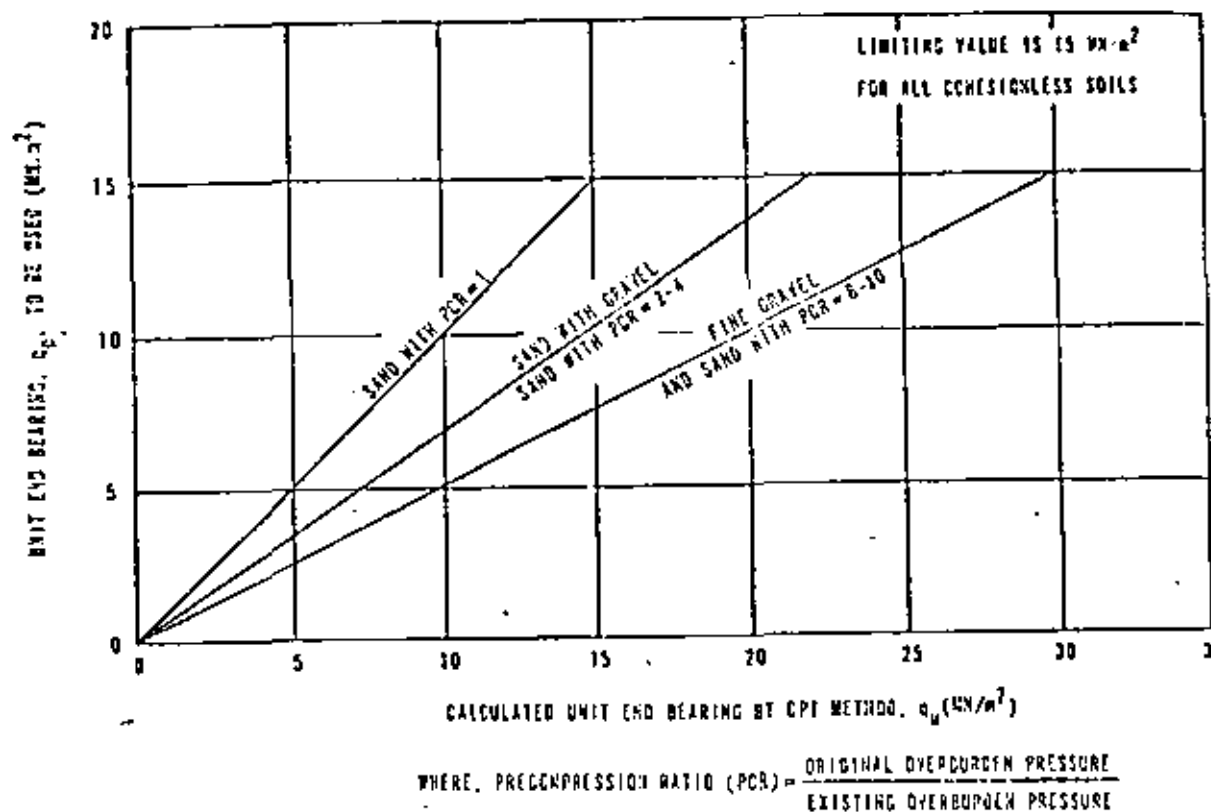


Figure 6: Correction factors for the point capacity of driven piles. (after Kanir)

LOAD-DEFLECTION BEHAVIOUR

To estimate the load-deflection behaviour of piles and pile groups the authors use discrete element techniques and elastic methods. For the discrete element approach the soil is modelled as a series of non-linear ground springs. These are known as P-Y curves for horizontal deflections and T-Z curves for axial deflections. The pile is divided into elements and the relevant P-Y curve and/or T-Z curve acts on each element. A beam-column computer program is used to determine the load-deflection curve.²⁰ Generalised solutions are available for the load-deflection behaviour of a pile in a homogeneous elastic continuum.²¹ To use these the only soil parameters required are the overall soil model for horizontal and axial loading.

P-Y Curves

It is important to realise that P-Y curves are analytical tools and not fundamental soil properties. Numerous forms of P-Y curves have been derived by back-casting ground springs from lateral pile test results through 'beam-column' programmes. For the soil conditions in the North Sea and cyclic shear loading it is the author's practice to use the P-Y curves listed in table 4. The soil parameters required to develop these P-Y curves are also presented in table 4.

Table 4: Methods for Determining P-Y Curves

P-Y Curve Derivation Method	Soil Parameters Used	Applicable Soil Types
Motlock ²²	τ_{ur} c_{90}	all clays
Reese, Cox & Koop ²³	τ_{ur} c_{90}	Overconsolidated clays
Reese, Cox & Koop ²⁴	ϕ_{cr} γ Relative Density	sand

The P-Y curve computation methods should not be used blindly. Those listed above have been derived for relatively homogeneous soil conditions. They require careful adaptation when used in stratified soil conditions. For example the 'stiff clay P-Y curves' can give a much softer response than the 'soft clay P-Y curves' when applied to the same soil parameters for conditions of large strains see figure 8. Before finalising the P-Y curves, the geotechnical consultant should examine them in the light of the deflected shape of the pile obtained from the beam-column analysis.

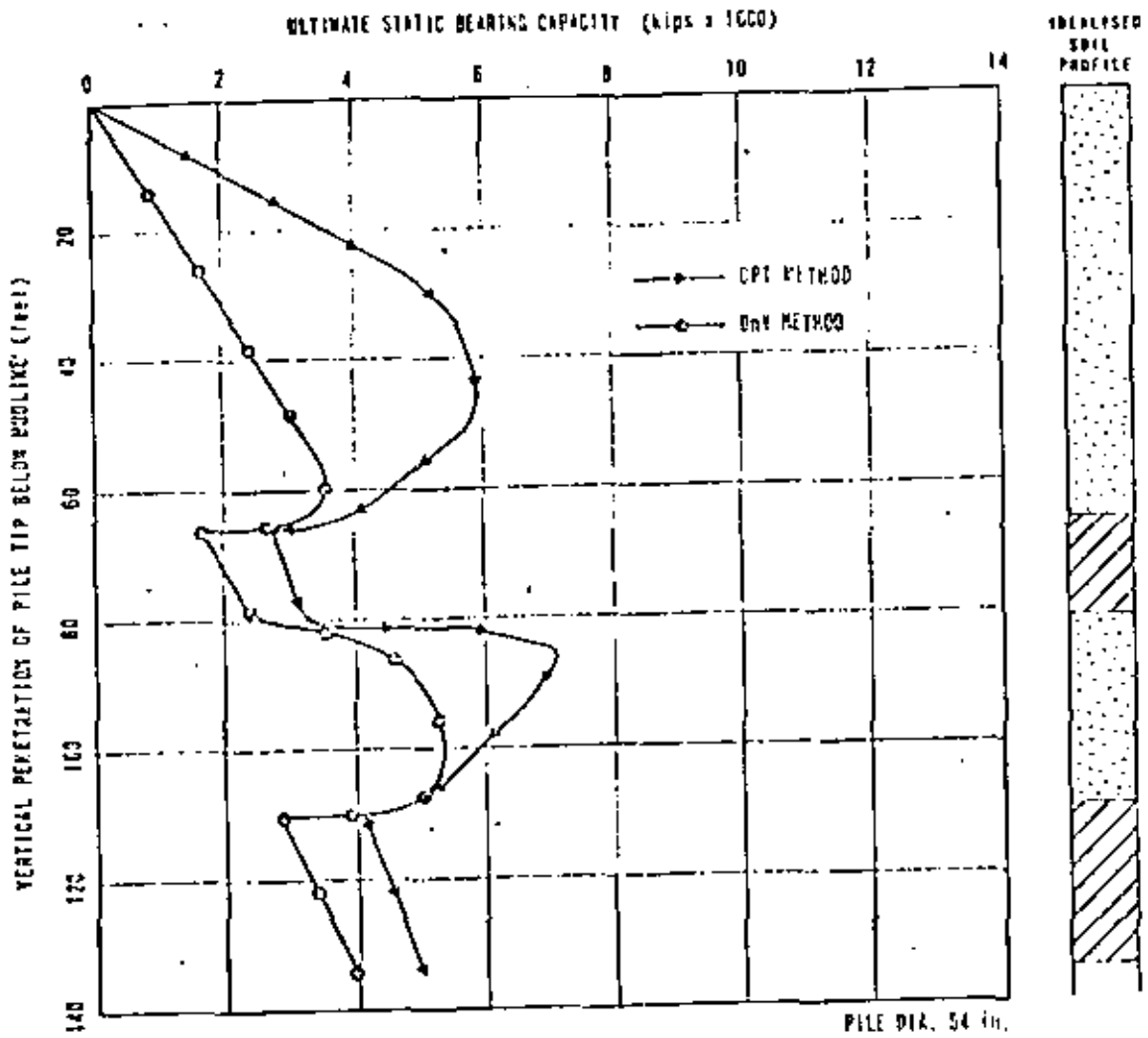


Figure 7: Comparison of axial capacity methods for a sand site

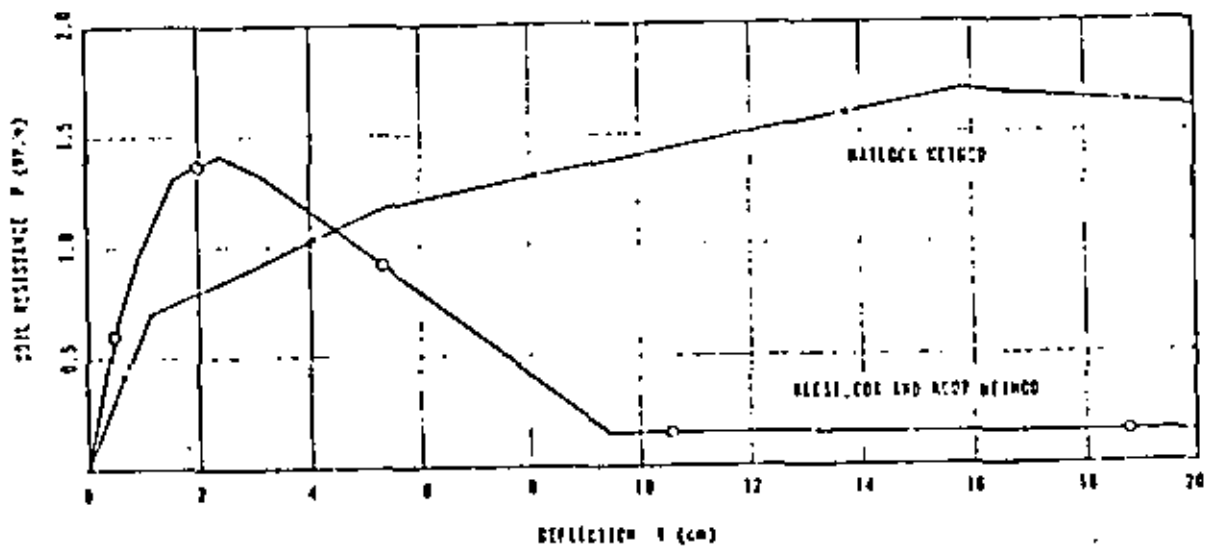
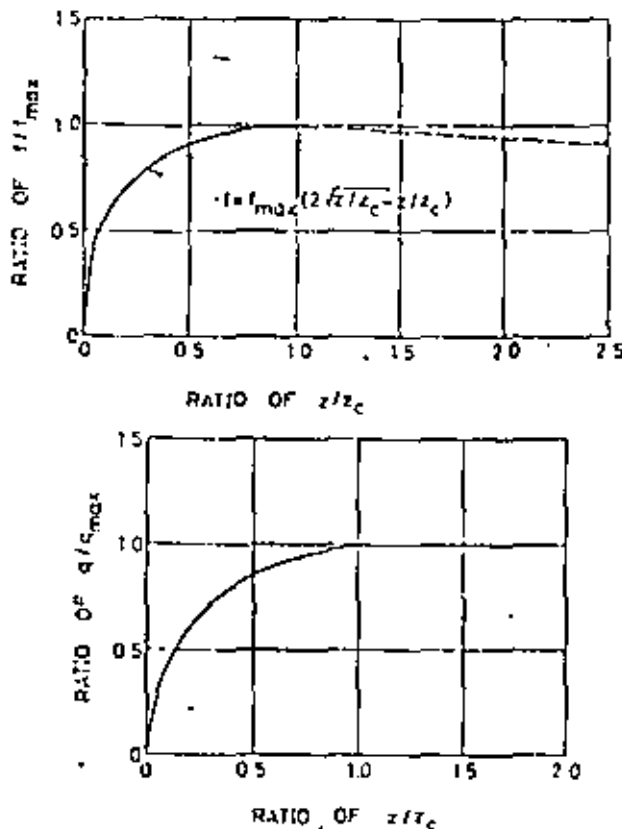


Figure 8: Comparison of P-Y curve compression methods, for clay

T-Z curves

A variety of forms of T-Z curves are described in the literature.^{21,22} The shape of a T-Z curve is generally independent of any soil parameters other than the peak soil resistance as shown in figure 9. This is always determined by multiplying the unit skin friction by the shaft area of an element or, for the pile tip, the unit end bearing by the base area. This ensures that the failure load indicated by the computed load-deflection curve is equal to the calculated pile capacity. Thus the only soil parameters required are automatically provided by the axial pile capacity calculations.



z_c = critical deflection
 f = unit skin friction
 q = unit end bearing

NOTE: The following z_c values have been used,
 $z_c = 7.0m$ for maximum unit skin friction in sand and clay.

$z_c = 0.05D$ for maximum tip resistance in clay,
 $z_c = 0.03D$ for maximum tip resistance in sand,
 where D = pile diameter.

Figure 9: Normalised load-deflection curves for sand and clay (after Vaynsberg).

Soil modulus for lateral loading

To obtain the lateral load-deflection behaviour from a generalised elastic solution a suitable soil modulus, E_s , must be estimated.

For laterally loaded piles in stiff clay a ratio of elastic soil modulus to undrained shear strength of 200 appears appropriate.²³ This relationship can be used to convert the shear strength profile into a

profile of elastic modulus versus depth. For sites where the soil conditions are fairly uniform the determination of an equivalent elastic modulus causes little problem. However, for more typical North Sea sites where layers of normally and heavily overconsolidated clays may be interspersed with sand layers the equivalent modulus is not obvious.

From the beam-column analyses performed using P-Y curves, the distribution of lateral displacements from the pile head to the point of contraflexure (typically at 10 to 15 pile diameters beneath the pile head) will be known for working load conditions. Using these results an equivalent elastic modulus can be determined from the following expression:

$$E_s = \frac{\sum_{i=1}^n E_i \cdot \delta_i}{\sum_{i=1}^n \delta_i} \quad (4)$$

where

- n = number of elevations considered down to point of contraflexure
- E_i = elastic modulus at i th elevation
- δ_i = lateral displacement of i th elevation at working load.

In sand strata the authors have derived elastic moduli values from the stress-strain relationships obtained from consolidated drained triaxial tests. Analysis of several such tests at any one site enables a relationship between elastic modulus and effective overburden pressure to be obtained of the form:

$$E_s = C \sqrt{\sigma'_v} \quad (5)$$

where

- C = a constant peculiar to the sand of a particular site.

Using equation (5) an elastic modulus for sand can be obtained at any depth for substitution into equation (4).

Soil modulus for axial loading

Published data indicates that an appropriate ratio between elastic modulus and undrained shear strength for immediate settlement calculations for piles in overconsolidated clays is 400. This is for working load levels and is twice the value used for laterally loaded piles. The reason for this difference is stress level.²⁴ For laterally loaded piles movements are governed largely by the soil properties along the upper length of the pile shaft. Especially the soils near seabed level are in a state of failure. In contrast, displacements of axially loaded piles are governed mainly by the soil properties at the tip and along the lower length of pile shaft. The soils in this zone are relatively lightly stressed. The work of Seed and Idrus²⁵ which provides a relationship between stress level and elastic moduli of soils, indicates that the factor of two mentioned above is of the correct order of magnitude.

In sand strata the soil modulus for axial loading is estimated in exactly the same way as for lateral loading, i.e. with equation (5). However, the computed value of the axial modulus is always very

much higher than that used for lateral loadings. This is because only the upper sand layers are used for lateral analyses whereas the strata along the whole length of the pile shaft are included in the axial computations.

Application of in-situ tests

P-Y curves suitable for determining the lateral load-deflection behaviour of piles subjected to static loading can be obtained directly from the results of CPTs.¹⁹ However, these are of limited application to offshore pile design since shear loads are generally cyclic in nature. Research is continuing on this subject.

As explained previously T-Z curves are developed on the basis of unit skin friction and unit end bearing both of which can be obtained directly from the results of CPTs.

For many years CPT results have been used to calculate long term settlements of shallow foundations on land. Usually a pseudo-elastic approach is used which involves the determination of a soil modulus. However, it is not considered that the correlations used to calculate this modulus can be applied to the long piles, subjected to transient loading, which are used offshore. Attempts are being made to develop suitable correlations.

New and improved in-situ tests are being developed to provide more reliable data on which to base load-deflection calculations. These include advanced pressuremeters and a seabed rig developed by the authors' parent company which can install large scale model piles and perform lateral pile load tests remotely from a soil survey vessel.

PILE DRIVABILITY

The ability of the available pile driving plant to install the piles to the required penetration must be assessed. One important step is to perform wave equation analyses using a computer. The theory and application of the wave equation to pile driving problems has been described in a number of papers.^{21,22,23} The results are normally presented as curves of blowcount versus soil resistance at time of driving (SRD).

The SRD at any depth is determined from the following considerations. If the soil inside the pile (soil plug) remains stationary during driving the SRD must be made up of inside and outside friction and wall end bearing. In this situation the magnitude of the inside friction which can be mobilised may be limited by the end bearing capacity of the soil plug. Alternatively the soil plug may move down during driving in which case the inside friction must be equal to or greater than the plug end bearing. Generally the pile will behave in the manner which produces least resistance to pile penetration.

Thus at any depth the SRD will be the least of:

$$SRD = \Sigma f_s' A_s + \Sigma f_i' A_i + q_p' A_w \quad (6)$$

$$or \quad SRD = \Sigma f_s' A_s + q_p' A_p \quad (7)$$

where
 f_s' = unit shaft friction during driving (outside)
 f_i' = unit shaft friction during driving (inside)
 q_p' = point resistance during driving

Calculation of point resistance during driving

The CPT is a model test for the penetration of a pile. The point resistance during driving (q_p') may be calculated from the cone resistance (q_c). When the pile is plugged (i.e. the inner soil plug moves down with the pile) the unit base resistance may be calculated by the method shown in figure 5. No limits are applied. Thus,

$$q_p' = q_c \quad (8)$$

When the pile is unplugged (i.e. the inner soil plug remains stationary as the pile tip penetrates the ground) the unit resistance acting on the pile wall annulus is taken to be equal to the cone resistance at that depth.

$$q_p' = q_c \quad (9)$$

Calculation of shaft friction during driving in cohesive soils

The contribution of skin friction to total SRD is calculated on the basis of laboratory test results. Along the length of the pile, the soil at the interface with the pile wall is strained to failure by every hammer blow. In a cohesive material the soil is compressed to accommodate the volume of the pile as it penetrates. The displacement, shearing and compression remould the soil and cause excess pore water pressures to be developed. Thus during continuous driving in a clay:

$$f_s' = f_i' = C_r \quad (10)$$

where C_r is the remoulded shear strength.

Data on the remoulded shear strength of a clay only become available after the onshore testing programme has been completed. To produce preliminary estimates of drivability offshore, geotechnical consultants have developed empirical relationships between undrained shear strength and unit friction during driving in clay. These relationships are based on the particular offshore pile driving experience of the geotechnical consultant and are proprietary in nature.

Even in an onshore laboratory, it may prove impossible to perform sufficient meaningful remoulded tests in the time available. This is particularly the case with heavily overconsolidated clays which may have to be ground down, reconstituted and reconsolidated prior to shearing.

In order to overcome this problem, the authors place considerable reliance on empirical relationships between remoulded shear strength and other properties of a soil such as those developed by Skempton and Northey²⁴ and Houston and Mitchell.²⁵ The remoulded shear strength according to Skempton and Northey depends on a relationship between C_r and plasticity and liquidity indices derived from laboratory measurements.

Calculation of shaft friction during driving in granular soils

In a granular soil it is assumed that the unit shaft friction during driving is equal to the static unit shaft friction:

$$f_s' = f_i' = f_s + q_c/300 \quad (11)$$

and may be calculated using the cone resistance as described previously. Limits should be applied but no allowance should be made for lateral displacement effects. Equation (11) should be applied at all levels.

CONCLUSIONS

This paper has briefly described some of the ways in which soil parameters obtained during an offshore site investigation are used for pile design. Other techniques are also employed and there are a number of aspects of the foundation design of a jacket which have not been covered; for example, group action, pile acceptance, unpile stability and conductor design and installation. The paper is by no means comprehensive. However, if it has explained why detailed soil data from in-situ and laboratory tests must be obtained, it will have achieved its objective.

New in-situ testing techniques are under development and will eventually be introduced into offshore investigations. These should improve the reliability of the determination of the parameters K_0 and E_s and also allow P-Y and T-Z curves to be developed based upon the specific properties of soils at a given site. It is expected that, in time, these additional data will lead to more economic foundations without reducing the required safety margins.

REFERENCES

1. J. de Ruiter, 'The use of in-situ testing for North Sea soil studies', *Offshore Europe Conference, Aberdeen*, (September 1975).
2. R.A. Sullivan, 'Platform site investigation', *Civil Engineering* (February 1978).
3. API RP 2A, *Planning, designing and constructing fixed offshore platforms*, (API, Washington D.C., 1977).
4. V.N. Vijayvergiya and J.A. Focht, 'A new way to predict the capacity of piles in clay', *OTC Paper 1718* (1972).
5. W.G.B. de Kump, 'Sondering en funderingen op pelen in zand', *Fugro 15 Jaer Soudeer Symposium*, (1977).
6. M.J. Tomlinson, *Foundation design and construction*, (Pitman press, Bath, 1970).
7. J.R. Buckland, 'Shaft friction of piles in clay — a simple fundamental approach', *Ground Engineering*, 6, 3 (1973).
8. R.H.G. Parry and C.W. Swain, 'Effective stress methods of calculating skin friction of driven piles in soft clay', *Ground Engineering*, 10, 3 (1977).
9. D.A. Fox, 'Piling for North Sea installations', *Offshore Europe Conference, Aberdeen*, (September 1975).
10. M.L. Estep, R.C. Kirby, R.G. Bea and B.S. Murphy, 'Initial development of a general effective stress method for the prediction of axial capacity of driven piles in clay', *OTC Paper 2943* (1977).
11. R.G. Kirby and C.P. Wrath, 'Application of critical state soil mechanics to the prediction of axial capacity for driven piles in clay', *OTC Paper 2942*, (1977).
12. R.H.G. Parry and C.W. Swain, 'A study of skin friction of piles in stiff clay', *Ground Engineering*, 10, 8, (1977).
13. N. Janbu, 'Static bearing capacity of friction piles', *Proceedings of the European Conference on soil mechanics and foundation engineering*, 1, 2 (1976).
14. V.N. Vijayvergiya, 'Friction capacity of driving piles in clay', *OTC Paper 2939* (1977).
15. E. de Beer, 'Sondering en funderingen op pelen in klei', *Fugro 15 Jaer Soudeer Symposium*, (1977).
16. L.C. Nottingham, 'Use of quasi-static friction cone penetrometer to predict load capacity of displacement piles', (Doctoral thesis, University of Florida, 1975).
17. G.G. Meyerhof, 'Bearing capacity and settlement of pile foundations', *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 102, GT3 (March 1976).
18. B. McClelland, 'Design of deep penetration piles for ocean structures', *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 100, GT7 (July 1974).
19. Det Norske Veritas, 'Rules for the design, construction and inspection of offshore structures', (DnV, Hovik, 1977).
20. L.C. Reese, 'Laterally loaded piles' Program documentation', *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 103, GT1 (April 1977).
21. H.G. Poulos and E.H. Davis, *Elastic solutions for soil and rock mechanics*, (Wiley, New York 1974).
22. H. Matlock, 'Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay', *OTC Paper 1204* (1970).
23. L.C. Reese, W.R. Cox and F.D. Koop, 'Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clay', *OTC Paper 2912*, (1975).
24. L.C. Reese, W.R. Cox and F.D. Koop, 'Analysis of laterally loaded piles in sand', *OTC Paper 2080* (1971).
25. H.M. Coyne and L.C. Reese, 'Load transfer for axially loaded piles in clay', *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, 92, SM2 (1966).
26. V.N. Vijayvergiya, 'Load-movement characteristics of piles', *Ports '77 Conference, California*, (March 1977).
27. R.B. Broms, 'The lateral resistance of piles in cohesive soils', *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, 90, SM2 (March 1964).
28. F.E. Toolan and M.R. Horneill, 'The analysis of the load-deflection behaviour of offshore piles and pile groups', (to be published in *Proceedings of International Conference on numerical methods in offshore piling*, London, May 1979).
29. H.U. Seed and I.M. Elieks, 'Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses', *Report no. UERC 70-10*, (University of California, 1970).
30. R. Marche, 'Penetration resistance and soil-pile interaction parameters in view of bending moments evaluation', *Proceedings of the European symposium on penetration testing, Stockholm*, (June 1974).
31. S.A.L. Smith, 'Pile driving analysis by the wave equation', *Transactions of ASCE Paper 3306*, 127, 1 (1962).
32. F.E. Toolan and D.A. Fox, 'Geotechnical

- planning of piled foundations for offshore platforms', *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Part 1 (May 1977).
33. P.J. Dorning and J.A. Renzie, 'Determining pile capacity and pile drivability in hard over-consolidated North Sea clay', *Proceedings of European Offshore Petroleum Conference, London*, (1979).
 34. A.W. Skempton and R.D. Northey, 'The sensitivity of clays', *Geotechnique*, III, 1 (1952).
 35. W.N. Houston and J.K. Mitchell, 'Properly interrelationships in sensitive clays', *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, 95, SM1 (July 1969).

DISCUSSION

Mr P George (Consultant): I am surprised that anyone should consider using API Method 1 for heavily over-consolidated clays since it is based on data which only relates to normally consolidated clays in the Gulf of Mexico.

Mr E Toolan: In fact it used to be used for all offshore piles.

Mr George: There is a lesson to be learned that before we start applying well published rules and regulations laid down by anonymous authorities we should look into the background of the data.

Mr Toolan: That is the value of meetings such as this one.

Mr R Barton (Howe and Root (UK) Limited): How do we take account of live dynamic loading in design?

Mr Toolan: Although dynamic loading may increase the carrying capacity we think this is reasonable to put in the safety factor. We do not take dynamic loading into account explicitly.

Mr B McClelland (McClelland Engineering Inc): The API Method 1 evolved out of design practice in the Gulf of Mexico in an effort to avoid the over-conservative resulting from the blind application of limiting adhesion and shaft factors. The Lambda method arose out of some profitable field evidence for a very long test pile which indicated that the capacity was less than predicted by API Method 1. Thus this is an area where caution should be exercised before moving too quickly to conclusions. It should be an evolutionary process.



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

CURSO:

"INGENIERIA MARITIMA"

IX JORNADAS DE INGENIERIA CIVIL

TEMA XI

APPLICATION OF OFFSHORE SITE INVESTIGATION
DATA TO THE DESIGN AND CONSTRUCTION OF SUB
MARINE PIPELINES

A.C. PALMER

R.J. BROWN ASSOCIATES

12 AL 17 DE JULIO DE 1982

GUAYAQUIL, ECUADOR.

19 Application of offshore site investigation data to the design and construction of submarine pipelines

A C Palmer

R J Brown Associates

In the context of civil engineering as a whole, a marine pipeline is a highly unusual structure. Almost all significant structures have elaborate foundations, whereas submarine pipelines are often placed on the unprepared seabed, in a previously-surveyed corridor followed only within an accuracy of a few tens of metres. One can do this with pipelines because they are rotund and relatively light, because their function does not require them to be perfectly straight, and because there is usually some choice of route. The constructor of a marine pipeline does, all the same, need information about the sea and the seabed. This paper sets out to explore what information is required, why it is needed and how it is used. Our ability to obtain information naturally does not always advance in step with our needs. Sometimes the constructor would like to have information which in practice cannot be obtained economically, or perhaps cannot be obtained at all; that may indicate a demand for more advanced investigation techniques. Sometimes, on the other hand, a site investigation can provide information which the constructor suspects to be relevant, but does not yet know how to make use of.

It is unusual for the cost of acquiring environmental data to be a large fraction of the total cost of a marine pipeline, and survey is usually between two and six per cent of the total project, but the amounts involved are still quite large. The owner and the engineer will want to be certain that this money is used prudently, and that nothing is spent on gathering unuseable information, but that there are no gaps in information that have to be expensively filled at a later stage. A survey programme obviously has to be carefully planned. Less obviously, it is important to link the survey with the subsequent engineering and construction phases. The least efficient thing to do is to define a survey, and send out surveyors to follow the programme blindly, without any interaction with, or perhaps any interest in, the rest of the construction. One then risks receiving a meticulously

accurate survey of a route which a few hours' study shows to be completely unsuitable for a pipeline. Except in cases which are already well known and where no surprises are to be expected, it is much better to send with the survey team an engineer who has experience of design and construction, and who can make a preliminary assessment on the spot, and use his knowledge and judgement to revise the route and perhaps alter the kind of data collected. One wants someone who can review the data, and say, for instance: 'this ridge is less steep the further east we go. If we go over another 100m, we ought to be able to keep the longest span down to 200m - which should be all right because the highest current does not seem to be more than 2 knots - and still have a straight line on shore to which the pipe crosses those tidal flats. Let's take some core samples over there'.

The standpoint of the present review is that of the user of the information, and techniques and equipment are discussed relatively little. We first examine the significance of the investigation data that describe the sea itself. The depth and topography are discussed next, and this is followed by an examination of the questions involved in the description of the seabed material. Finally an example of a marine pipeline site investigation is described in more detail.

CURRENTS

Many marine pipelines are not completely buried in the seabed and are exposed to water currents. Strong currents can push the pipeline sideways, or cause free spans to oscillate because of vortex shedding, or generate sediment movement which can bury the pipe in a sand wave or scour support points. Accurate current information is needed to assess these factors, and in the assessment of construction techniques. In lay-barge construction, for example, a suspended span perhaps 500m long hangs

from the stinger behind the barge, and current forces on the span can bend the pipe significantly, altering the position at which it reaches the bottom, and perhaps overloading the stinger and the mooring system.

An assessment of the stability of the pipe on the bottom requires an estimate of the extreme current close to the bottom during the operating life. The extreme current has a tidal component, a wave-induced component, and sometimes other components corresponding to wind drift, density currents (related to temperature and salinity variations) and turbidity currents induced by submarine slides. Long-term measurements of tidal currents are not usually available. The usual procedure is to set recording current meters just above the bottom, and to leave them in place for at least one month, preferably longer, to record current velocity and direction at 15-minute intervals. The record is too short for a reliable harmonic analysis, and so extreme currents are often estimated using methods derived from the statistics of extremes, like those used to estimate extreme waves and floods. It may be felt not to be logically correct to apply statistics to find extreme values belonging to a deterministic phenomenon like the tide, and such a procedure may generate design currents which are unnecessarily conservative: this subject deserves more attention. Little is to be gained from more sophisticated current recording, unless it is possible to lengthen the recording period, or of course to reduce the cost of meter setting, recovery, and data handling.

Long records of wave conditions are scarcely ever available, except where oil industry cooperative programmes have maintained ships and wave rider buoys in one place for several years, as in the northern North Sea and the Gulf of Mexico. Extreme waves can obviously not be estimated reliably from short records covering only a few months: instead it is better to estimate the extreme storms from wind records from the nearest meteorological station, and then to estimate the extreme design wave, using one of the standard forecasting procedures.¹ Density and turbidity currents are not regular enough to be easily accessible to measurement, though they may show up as anomalous data points on even the most records: they are estimated by oceanographic methods. An indirect warning of turbidity currents may be given by submarine landslide scars, so that bathymetric records and sub-bottom profiling.

DEPTH AND TOPOGRAPHY OF THE SEABED

Knowledge of depth is needed for several reasons. It determines the external pressure, which is important in deep water, where the pipeline must be designed to be secure against buckling and collapse. It enters the calculation of wave effects on the bottom. Most importantly, it is an important factor in the assessment of the construction method: for instance, the lay-barge tension required to keep the pipeline bending stress to an acceptable level is strongly dependent on depth, as are the flexibility of the mooring system and the ability to hold station by dynamic positioning. For these purposes, absolute depth below the surface is wanted. Conventional hydrographic surveying

depth measurement techniques are adequate, and an accuracy of one per cent of depth is quite sufficient, provided that it is combined with an accurate and repeatable system of horizontal control. The introduction above explained the importance of on-the-spot review and evaluation of survey data, which is naturally made easier by 'real time' bathymetric systems, such as BSI and 'Seabeam', which provide a contoured bathymetric chart on the survey vessel.² Systems of this kind are now becoming commercially available.

Like the surface of the land, the bottom of the sea is often rough. The configuration taken up by a pipeline on the bottom is determined by its topography, and by the relative depth at different points along the route. A uniform slope is not very significant, unless it is so steep that the bottom itself might become unstable, or that the pipeline might slip across it. Irregularity and curvature of the bottom are much more important. If the bottom is slightly uneven, the pipe will bend to conform to it, and that will induce bending stresses in the pipe wall. If the curvature is more pronounced, the pipe will rest on the high points and bridge the valleys between them, forming free spans. Often it is impossible to find a route which will not have spans. They require careful investigation, both in the initial design stage and later during construction, and tend to require frequent inspection and costly maintenance, as several notorious North Sea examples demonstrate. Bending caused by the weight of a free span may overstress the pipe, particularly during hydrostatic tests. A span is free to oscillate, and severe oscillations may be set up if vortex shedding induces fluctuating hydrodynamic forces whose spectra have dominant frequencies close to a natural bending frequency. Oscillations of this kind may so weaken the pipe's concrete weight-coating that it falls off: this makes the pipe lighter, which worsens the situation, and leads to progressive growth of the span. They may also cause direct fatigue damage. Free spans are also subject to large hydrodynamic forces, and are particularly prone to scour and hooking by fishing gear.

It is usually possible to avoid the largest features on the bottom, such as steep submarine cliffs and ravines, but rough areas occur in most parts of the world.

Figure 1 is a map of one area of rough bottom topography, part of the seabed close to Norway. Figure 2 is a section of a sand wave, and includes a profile showing the configuration that would be taken up by a pipeline laid across the wave. These are relatively dramatic examples, but smaller features still induce significant spans. For instance, a one metre high 'hill' on an otherwise level bottom will induce two spans 50m long in a typical North Sea pipeline. Because of this, a proper assessment of bottom roughness effects on the pipe required an accurate knowledge of bottom topography, with relative heights measured to within 0.1m or better. This accuracy is much higher than that of conventional survey, and is difficult to obtain, at least in deep water. In shallow water, however, accurate profiles can be obtained: figure 3 is a profile across a submarine trench, excavated by a plough in muddy silt, and comparison between different records, and with direct measurements by

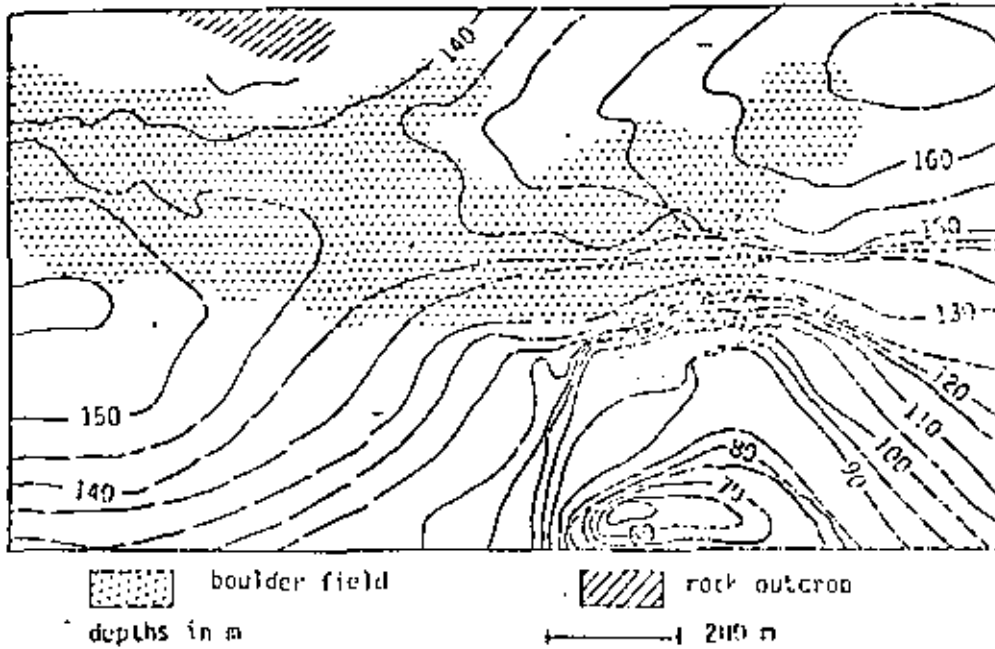


Figure 1: Rough sea-bottom topography close to Norwegian coast



Figure 2: Section through sand wave (vertical exaggeration 5:1)

a diver, indicates that accuracy of the profile is within 0.1m. This profile was obtained by a Mesotech 120LHz profiling echosounder.

A recent review discusses the general problem of bottom roughness measurement.³ If a profiling fish can be towed just above the bottom, and can follow a smooth trajectory without abrupt vertical movement, a much more accurate measurement of relative depth can be obtained, because of reduction of parallax error, bottom slope effects, the influence of time measurement errors, and the effect of uncertainties in sound velocity. Absolute depth measurement can still be made with a distinct upward-looking echo sounder on the fish, or with a sensitive pressure transducer, and the advantages of better relative depth measurements remain, even if there is no increase in the accuracy of absolute depth measurement. A submersible equipped with inertial navigation and a high-frequency profiler can be used in the same way.⁴

A survey of the bottom topography of a complete pipeline route to an accuracy of the order of 0.1m, associated with good horizontal control, will obviously generate an enormous amount of data, and will be expensive. An alternative approach is to use relatively crude basic bathymetric informa-

tion to identify major features like cliffs and sand waves, to study them in detail, and otherwise not to try to measure the whole route, but instead to 'sample' the bottom roughness by detailed measurements at a few places. One could then carry out a deterministic analysis of the configuration of the proposed pipeline on the sample areas, or the bottom roughness could be described statistically, by the standard deviation of depth, by the distribution of peaks and troughs, or by the surface autocorrelation and spectrum, and they could be put into the pipeline analysis. This last approach is known in mechanical engineering⁵ and in aerodynamics and, of course, in the description of the



Figure 3: Trench section obtained by high frequency profiler

is made more difficult by the fact that pore pressure penetration by shear stress is an inherently nonlinear phenomenon, and cannot logically be put into linear models of diffusion and soil stress-strain relations. Wroth¹¹ has emphasised the need for care to avoid models that violate the effective stress principle. Ishihashi, Sherif and Tsuchiya¹² have put forward an analytical model of pore pressure generation, expressed by

$$\Delta U_N(t) = U_{N-1} + (\tau_N / \sigma'_{N-1}) f(N) \quad (6N)$$

where U_N is a dimensionless pore pressure normalised with respect to the initial effective confining pressure, ΔU_N is the dimensionless residual pore pressure increase in the N -TH cycle, τ_N is the cyclic shear stress applied in the N -TH cycle, σ'_N is the mean principal effective stress, and $f(N)$ is a function expressing the fact that the effect of a given stress cycle diminishes with increasing total number of cycles. Empirically, from their experiments on Ottawa sand

$$f(N) = 6.13N(N^{1.2} - 0.46)$$

This is a relatively complex idealisation, but is still not sophisticated enough to allow for the effects of drainage.

Liquefaction needs much more study analytically in the laboratory and in the field. From the site investigation point of view, it is still not clear which parameters are the most significant. It used to be thought that only loose deposits would liquefy, and that the critical parameter would be the voids ratio or porosity.¹³ Large deposits can be identified by in-situ cone penetrometer measurements.¹⁴ However, recent work¹⁵ has shown that even extremely dense sand, with a relative density of 100 per cent, can still liquefy and generate increased pore pressures, and that there may also be involved a second liquefaction mechanism, in which local negative pore pressures cause cavitation. The tendency of sand to liquefy must be strongly structure-sensitive, and so in-situ measurements are more likely to be appropriate than laboratory tests on samples, which are inevitably subject to disturbance, particularly during recovery from deep water.

BOTTOM SOIL: TRENCHED PIPELINES

Many marine pipelines are lowered into the bottom, to protect them from damage from fishing trawlers and anchors and to reduce wave and current forces. There are several ways of carrying out the required excavation. A trench can be dug by conventional dredging, and the pipe then placed in the trench; this is only feasible in relatively shallow water. A second technique is to excavate a trench by jetting, after the pipe has been laid. A sled is pulled by a barge, and pumps drive water down flexible hoses and through jets on a claw carried by the sled, on either side of the pipe, so as to excavate the bottom. A third method is to excavate the trench with a plough, pulled along the route either before or after the pipe itself is placed on the bottom. Several cutter-trenching devices have been developed, and one is under field trials at the time of writing.

The effectiveness of each method naturally

varies between soils, letting works best in medium clay. In sand it makes a wide shallow trench, with side slopes of only a few degrees, so that the amount of pipe lowering achieved in each pass can be disappointing. A wide trench does not protect the pipeline very effectively, and natural backfill may be extremely slow. Ploughs can be used in sand or clay, and cutter devices are primarily intended for stiff clay. At their present state of development, none of the above methods is effective in rock, and it may be necessary to break the rock by conventional blasting or by shaped charges, and then to remove the broken material by dredging.

The cost and efficiency of a trenching machine are determined by the rate of progress and the depth of trench achieved in each pass. When sand is jetted, the rate of progress depends on the jetting density and the angle of internal friction. Each contractor has knowledge and experience of his own equipment, but little constructive work has been published; an exception is the work of Reynolds.¹⁶ Plough design has been studied quite intensively. In clay, the governing parameter is the undrained shear strength, which determines the draught needed to pull the plough forward. In sand, several theoretical questions remain open, but it appears that the most important factors are the initial density, internal friction, and a cohesionless parameter describing the tendency of pore pressure to drop when the plough sheared gently.

The depth of trenching is rarely more than 2m except on beaches and in gull zones. It is accordingly much more useful to have many shallow samples than a few deep ones, and simple gravity corers are used. They are supplemented by sub-bottom profiling, which detects the general structure of the upper 20m of the bed, and reliably identifies rock and major changes in sediment density, so that it aids interpretation between core locations. A rapid and cheap in-situ penetration test of the first 2m of the bed would be extremely useful. A plough can be towed at several metres, and the continuous record of plough draught gives a good indication of changes in the bottom, and so it has been suggested that a small plough might be a useful survey device.

All trenching methods are seriously affected by large boulders. This is particularly true of trenching along an existing pipe, because a boulder can jam between the pipe and a moving jet-sled or trenching plough, causing severe damage to the pipe and the weight and corrosion rating. A reliable device for detecting boulders hidden in the top one or two metres of the bottom would be of immense value.

SITE INVESTIGATION FOR DRAKE F-76 FLOWLINES

The following section of the paper describes the site investigation that provided environmental data for the design and construction of a flowline bundle, from the Drake F-76 gas well, in 60m of water in Byam Martin Channel off Melville Island, in the Canadian Arctic. The investigation was carried out in the early months of 1977. The well was drilled and the flowline constructed in the

following year. The complete project is described elsewhere.¹² It was carried out for Panarctic Oils Ltd. as a demonstration to provide experience for the construction of the large offshore gathering systems that will be required when the Drake and Hecla gas fields are brought into production. Although the location was somewhat unusual, the investigation exemplifies some of the points discussed earlier in this article. The survey programme and construction schedule were much complicated by the fact that the sea at the site is ice-covered almost the whole year round, and by continuous darkness and extreme cold in mid winter.

The geology of the field made it possible to choose the exact well site reasonably freely. It had to be deep enough so that the top of the wellhead would be more than 15m below the surface: this is thought to be the maximum draught of the large ice islands that occasionally drift through Byam Martin Channel. The route had, as far as possible, to meet the following conditions:

1. Minimum length of flowline,
2. A suitable onshore area for make-up of the flowline bundle, which would be completed onshore and pulled into the sea,
3. A relatively steep shore crossing, which was desirable to minimize the length that would need special protection against floating ice.
4. A flat and unobstructed area around the well site: this was needed for the final connection to the wellhead, which involved pulling the end of the flowline sideways and sweeping it across a wide area of the bottom.

At the start of the planning phase, there were available some bathymetric data obtained incidentally during earlier seismic investigations. Nothing was known about the currents. There had been some offshore drilling in the area, and that had indicated that the bottom would probably be soft clay, derived from decomposed shale on the island and carried out to sea by a seasonal river nearby, during the short summer runoff period.

A reconnaissance survey was carried out in late January 1977. Its objective was to obtain further bathymetric data to carry out a topographic survey of the shore, and to establish control points for the second phase of the survey. At the end of the reconnaissance, and after a review of several alternative wellhead sites and pipeline routes, it was agreed to concentrate attention on the route shown in figure 5.

The second phase of the survey was carried out in March and April 1977. Two sets of current meters were installed, in the locations marked in figure 5, and left in place from March 12 to April 22. Each set consisted of three Anulera recording meters, two of them placed about 2m above the seabed and the third just below the ice. Only three of the meters operated correctly throughout the recording period: this emphasises the need for redundancy in current meter installations. The maximum current recorded was 0.2m/s. It was not possible to record current direction, because the proximity of the north magnetic pole makes it impossible to use the earth's magnetic field as a reference direction in that area, and in subsequent design work it had to be assumed that the maximum current occurred in the east-favourable direction, perpendicular to the pipe.

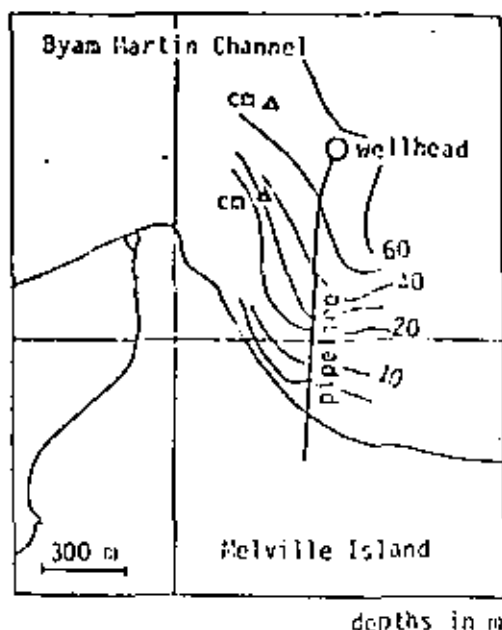


Figure 5: Site plan: Drake F-7G flowline

Detailed bathymetry was obtained by an Edo Western echo sounder. Within a 300m wide corridor straddling the centre line, soundings were taken at 25m spacings along seven lines, 50m apart. Within a 100m corridor straddling the centre line, soundings were taken at 12.5m spacings along five lines, 25m apart. This information was used in the preparation of detailed bathymetric maps. A Raytheon RTT 1000 sub-bottom sounding unit was used to obtain soundings at 25m spacings along the corridor centre line and close to the wellhead. Good penetration was obtained, to about 20m. The records showed no evidence of rock or permafrost close to the sea bottom. The bottom was also surveyed by an EGG side-scan sonar system. This system could not be deployed in the conventional way, but was instead lowered through a hole in the ice and rotated. The records showed a moderate amount of ice scour in shallow water, and occasional scours in deep water.

A series of bottom soil samples were obtained by a Benthos gravity corer, dropped from 0.5m above the bottom; the corer penetration was usually about 1.5m. The temperature of the bottom of each core sample was measured as soon as it was recovered, and an approximate measurement of the shear strength was obtained by a hand-held Torrance instrument. The sample was then logged and shipped south for laboratory tests. A number of boroholes were also made, to about 10m below the bottom, and thermistor strings were installed to measure the temperature in the seabed, to locate the permafrost boundary. A similar investigation was carried out on shore.

The seabed soil samples turned out to be unusually uniform, and to consist of a soft highly-plastic olive-black organic silty clay, with occasional silt lenses at intervals of about 0.1m. In figure 6, liquid limit and plastic limit are plotted against the distance from the shore, and the same figure includes measured water contents at 0.5 and 1m below the bottom: there appears to be no

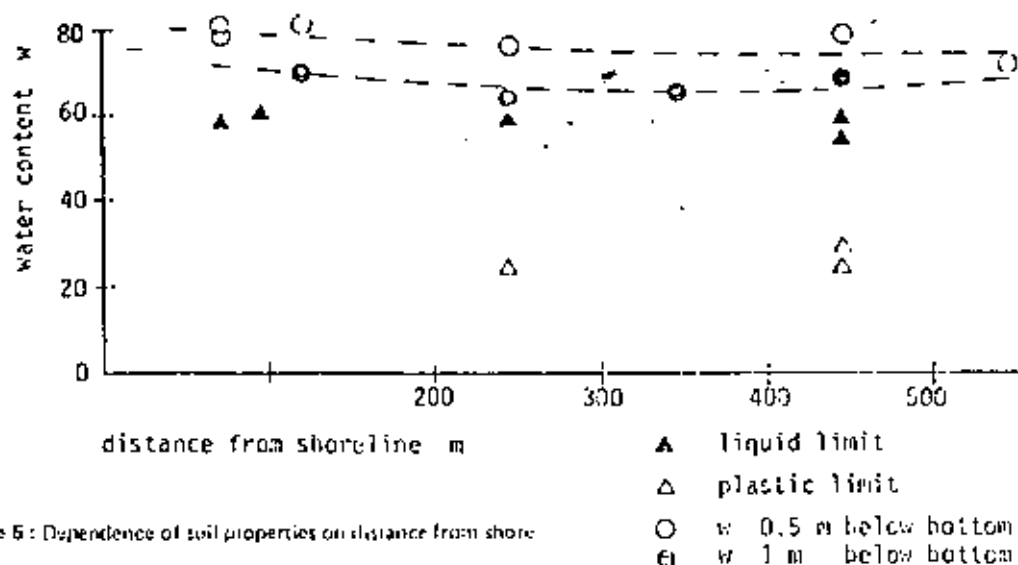


Figure 6: Dependence of soil properties on distance from shore

systematic variation with position. In figure 7, measured undrained shear strength is plotted against depth below the bottom. There is substantial scatter, and one has to ask if this reflects a true variation in shear strength and water content, or if instead the seabed is actually homogeneous with a regular increase of strength with depth, and the scatter really reflects the influence of varying degrees of sample disturbance and errors during testing in unfavourable conditions. The second conclusion appears to be the correct one, and it was accordingly decided to base design of the shore crossing on the relationship between undrained shear strength and depth indicated by the dotted line in the figure, which is drawn through the mean value for each cluster of points.

It was clear from the results of the survey that the bottom soil was extremely weak, with a shear strength of 3 kN/m^2 . Moreover, the laboratory tests indicated some degree of sensitivity, so that the remoulded shear strength was about 0.6 of that of the samples from the cover. The flowline bundle had to be in as deep a trench as possible from the shore to 20m depth, so that it would be protected from damage by ice. A simple calculation shows that it is not possible to make a very deep trench in such a material, because it will collapse under its own weight. It was obviously important to avoid trenching methods which would remould the seabed and further reduce its strength. After examination of the alternatives, it was decided to plough a trench 1.5m deep (which approaches the limit at which the trench collapses) and to design a special plough which would disturb the surrounding soil as little as possible.¹⁵ The trench was successfully ploughed in March 1978.

In retrospect, it would have been desirable during the survey to carry out in-situ measurements of the shear strength of the bottom soil, by a vane-shear device operated from the ice above, or perhaps by a pressurized or cone penetrometer. In-situ measurements would have increased confidence in the design shear strength for the plough and the trench. Experience with the plough indicated that the actual strength at the bottom may in fact be higher than 3 kN/m^2 . A check was

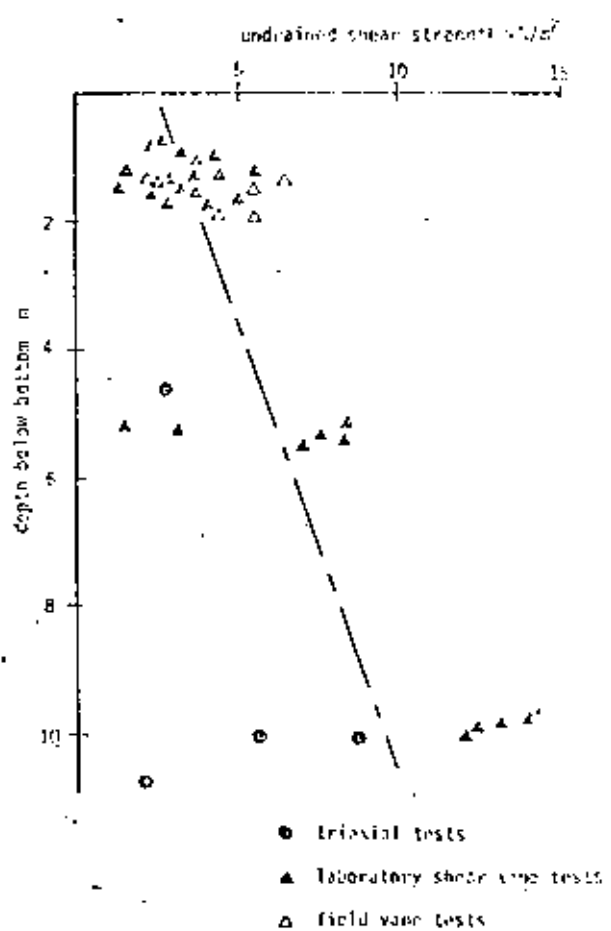


Figure 7: Undrained shear strength as a function of depth below bottom

made on the stability of the submarine slopes in the area, and indicated that the strength of the bottom could not be much less than 3 kN/m^2 .

CONCLUSION

It may be concluded that a site investigation for offshore pipelines should never be considered in isolation from the rest of the construction programme, and that close collaboration with the ultimate users of the data is essential if resources are to be used effectively.

ACKNOWLEDGEMENT

The author thanks R.A. Brown and Associates AG for permission to publish this paper.

REFERENCES

1. R.L. Wiegel, *Oceanographical Engineering*, (Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J. 1964).
2. R.D. Hopkins and W.L. Mobley, 'Recent Developments in automated hydrographic and bathymetric systems in The National Ocean Survey' Paper OTC 3226, *Proceedings, Tenth Annual Offshore Technology Conference*, Houston (1972), 3, 1493-1502.
3. 'Meetmethoden voor de oneffenheid van de zeebodem' ('Measuring methods for the unevenness of the sea bottom'), *Report Stages 11-2*, Ingenieursbureau Fugro-Cesco to Netherlands Industrial Council for Oceanology (1976).
4. Y. Durand and A. Stankoff, 'Inspection of buried pipelines by submersibles - pipe tracking and pipe logging instrumentation' Paper OTC 3071, *Proceedings, Tenth Annual Offshore Technology Conference*, Houston (1979), 1, 207-216.
5. J.A. Greenwood and J.B.P. Wilkinson, 'Contact of nominally flat surfaces', *Proceedings of the Royal Society (London)* A295 (1966) 300-319.
6. A.C. Palmer, 'Settlement of a pipeline on thawing permafrost' *Transportation Engineering Journal*, *Proceedings, American Society of Civil Engineers*, TEJ (1972) 477-491.
7. C.G. Lyons, 'Soil resistance to lateral sliding of marine pipelines' Paper OTC 1876 *Proceedings, Fifth Annual Offshore Technology Conference*, Houston (1973), 2, 479-484.
8. H. Bolton Seed, P.P. Martin and J. Lymer, 'Pore-water pressure changes during soil liquefaction', *Journal of the Geotechnical Division, American Society of Civil Engineers*, GT 1 (1976), 323-346.
9. K.L. Lee and J.A. Focht, 'Liquefaction potential at Ekofisk tank in North Sea', *Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers*, 101 (1975) 1-18.
10. J.T. Christian, P.R. Taylor, J.K.C. Yen and D.R. Erali, 'Large-diameter pipeline for nuclear power plant designed against soil liquefaction', Paper OTC 2094, *Proceedings, Sixth Annual Offshore Technology Conference*, Houston (1974), 597-606.
11. C.P. Wroth, Discussion, Behaviour of Offshore Structures Conference, Trondheim, (1976).
12. I. Ishibashi, M.A. Sherif and C. Tsuchiya, 'Pore-pressure rise mechanism and soil liquefaction', *Soils and Foundations* (Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering) 17 (1977), 17-27.
13. A. Andreassen and L. Bjerrum, 'Slides in soft aqueous slopes in loose sand and silt', *Marine Geotechnique, Proceedings of the International Research Conference on Marine Geotechnique*, Monticello, Ill. 1967 (University of Illinois Press 1967), 221-279.
14. 'Axiale draagkracht van stalen buispijlen: onderzoek naar de betekenis van conuswaaierstanden in zandlagen op geringe diepte onder de zeebodem', (Axial bearing capacity of steel tubular piles: investigation into the significance of cone resistances in sand layers at small depths below the sea bottom), *Report Stages 1-7*, Ingenieursbureau Fugro-Cesco to Netherlands Industrial Council for Oceanology (1977).
15. D.C. Procter, 'Requirements of soil sampling for laboratory testing', *Offshore Soil Mechanics* Cambridge University Engineering Department and Lloyd's Register of Shipping (1976), 131-153.
16. J.M. Reynolds, 'Yenching submarine pipelines', *Proceedings, Offshore Scotland Conference*, Aberdeen (1973).
17. A.C. Palmer, D. Boudais and D. Masterson, 'Design and installation of an offshore flowline for the Canadian Arctic Islands' to appear, *Proceedings, Eleventh Annual Offshore Technology Conference*, Houston, 2, (1979), 765-772.
18. A.C. Palmer, J.P. Kenay, M.R. Perera and A.R. Roper 'Design and operation of an underwater pipeline trenching plough', *Geotechnique* 20, (1970), 305-324.

DISCUSSION

Mr B McClelland (McClelland Engineering Inc): Dr Palmer cautioned against correlating cone resistance with liquefaction. Since even at high porewater flow porosities there was still a possibility of liquefaction, could he enlarge on this?

Dr A C Palmer: I have an open mind on this. The early papers on liquefaction argue that below a certain porosity there is no need to worry. Yet recent investigations show that the application of shear stresses to sands will below that value of porosity still give rise to a major buildup of pore pressures which could lead to liquefaction. That makes me worried in saying that a very dense sand cannot liquefy.

Mr P Broughton (INOC): I was slightly disappointed in Dr Palmer's paper in that it does not indicate the influence of the measured soil parameters on the design of the pipeline itself and on the design of the jetting or cutting equipment for doing the trenching. I would also be interested to know whether the jetting equipment used in the Gulf of Mexico is really adequate for the work currently being carried out in the North Sea.

Dr Palmer: I felt that a discussion of the application of the site data to such problems as, for example, the lateral resistance of pipelines was outside the scope of my paper. We use a combination of what is known from soil mechanics analysis and from tests that have been made.

With regard to trenching and jetting most of my experience has been with ploughs where the determining parameter is the undrained strength. Ploughs in sand are much more complicated and much more interesting since the speed affects the rate of drainage of the sand and hence its deformation and strength properties.

Mr Broughton: Has a vibrating plough been used in order to liquefy the seabed?

Dr Palmer: It has been tried on land and there are controversial views about it. It has not been tried offshore because vibration introduces so many difficulties in operation.

As far as jetting is concerned I think it suffers from a lack of proper analysis as it cannot be that simple and a phenomenon. At present there appears to be a lot of talk about it. I think this is an area that warrants a suitable scientific investigation.

Dr J H King (Oxford Institute of Oceanography): I am curious about the site survey results in relation to rock furrows which I should think would be the first hazard in this environment. How does the depth of these furrows relate to the depth of burial of the pipe?

Dr Palmer: We expected to find a lot of evidence of ice scour at the bottom of the bay but there was almost nothing to be seen. Whether this is because it is rather a sheltered area, or because the bottom is so highly re-moulded by ice the whole time that there is nothing to be seen we do not know, but I rather think the former. The pipeline has been in one summer so far. Time lapse photographs were made every three hours during the freeze-up period in July and August and all that happened was that the ice out in the bay broke up into lumps. It was all very quiet and still. Then in September the ice began to form again and became land fast. We have to wait and see what happens in the ice storm.

The pipe is buried out to a depth of 20 metres. It is not just trenched, but it is protected within a core of artificial permeable. Beyond this it lies on the bottom.



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

CURSO:

"INGENIERIA MARITIMA"

IX JORNADAS DE INGENIERIA CIVIL

TEMA XII

GENERAL DISCUSSION

CHAIRMAN: DR. J.B. BURLAND

PANEL: DR. K.L. TAYLOR

J.DE RUITER

12 AL 17 DE JULIO DE 1982

GUAYAQUIL, ECUADOR.

General discussion
Chairman: Dr J B Burland
Panel: Dr K L Taylor
J de Ruiter

(82)

Chairman: At the start of his talk Dr Palmer made an interesting point picking up on Mr Muir Wood's opening remarks. We are discussing the application of site investigation data to design and we must consider very carefully indeed whether the way the site investigation team is organised is adequate. Is it sufficiently integrated in general with the design team?

Mr J de Ruiter: I agree with the point made by Dr Palmer and it applies to offshore site investigations in general and not only to pipelines. The composition of the team and the team leaders are extremely important and can be decisive in the outcome of the investigation.

The worst mistake is to define an investigation programme in the office ahead of time without paying due regard to the possible variability of the soil conditions. The team leader has to ensure that the relatively short time he has at his disposal is spent wisely. Unlike the onshore situation it is not easy to come back again if something is missed.

My advice is therefore to keep the programme flexible, set general guidelines and leave it very much to the discretion of the people in charge, preferably on board, to vary the programme depending on what they find.

There are limitations on the number that can be accommodated on board. Sometimes the engineer for the consultant must also represent the oil company. This often works well but it is preferable to have a representative of the oil company on board who is aware of the overall problems involved.

There is a further limitation in that life on board a drilling vessel is none too pleasant. In my own

experience after about two years the majority of engineers like to move back to shore leaving it to the new generation to work offshore.

In summary the information collected during the investigation may have an important bearing on the interpretation of the results and a strong team will be an important factor in the overall success of the investigation.

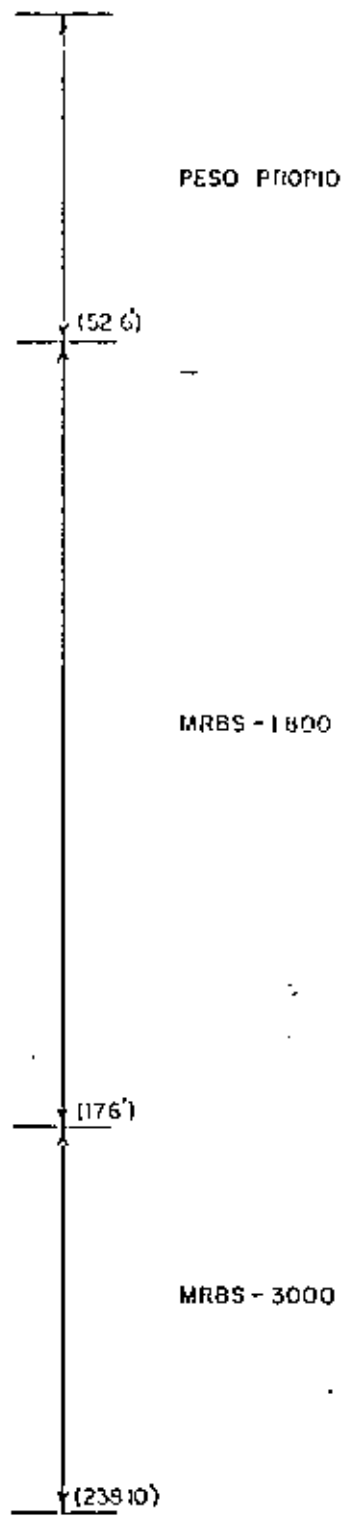
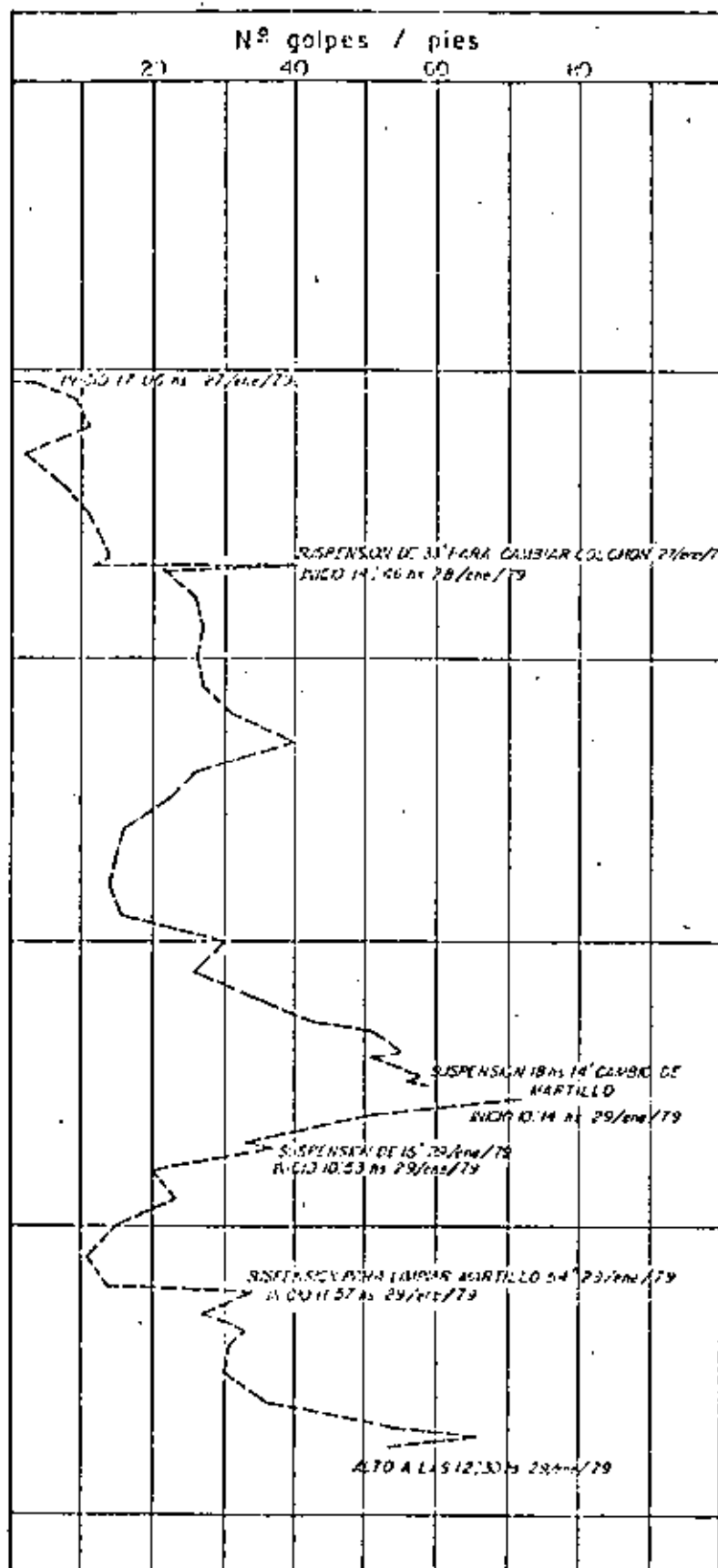
Dr K L Taylor: I agree with all the points made about the field team. I would like to comment on the team doing the design. Take for example the design of a steel jacket structure. There is a real danger that the structural engineer will use numbers for the soil and plug them into an available 'black box', such as a P-Y analysis, without understanding what they are doing. He needs to go back to first principles and examine what the various soil parameters contribute to the analysis, consider over what range of values they might actually lie and how they might affect the performance. At the moment I do not think that the structural engineers really know what they are dealing with.

In reality the foundation design is an interactive process and the structural engineer cannot get the answers without knowing something about the soils.

Mr E Tootan (Fugro (UK) Limited): In my paper I made it clear that the C-Y curve is not a soil property and should not be used blindly. There is certainly a danger in using computer programs where a soil type is plugged in and foundation about as it generates the answers.

(67)

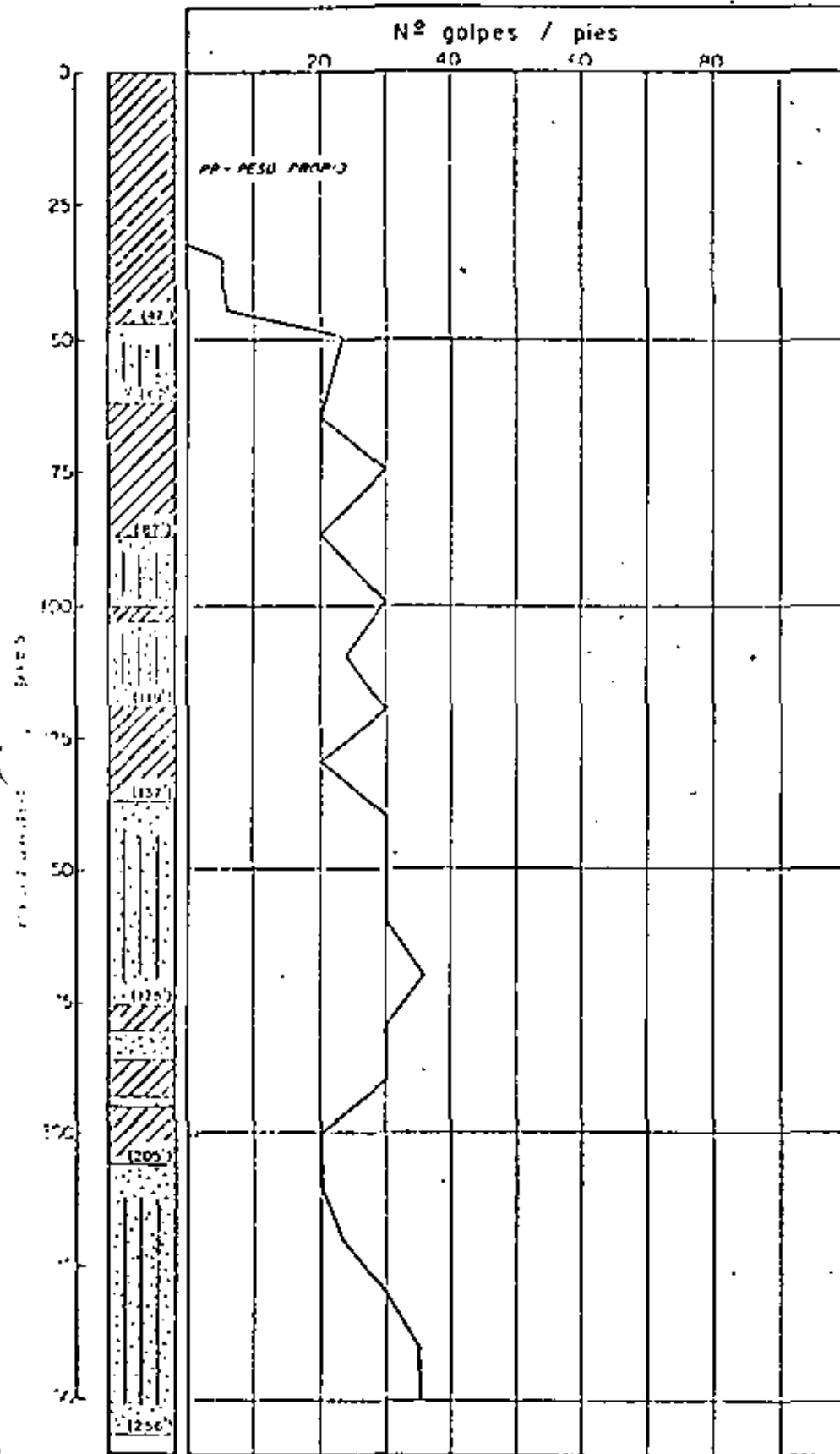
Penetración "Estándar" vs Energía de Hincado Pílole de Ø 40"



(Plataforma Nahoch B)

SEMINARIO INTERNACIONAL
DE
INGENIERIA OCEANICA

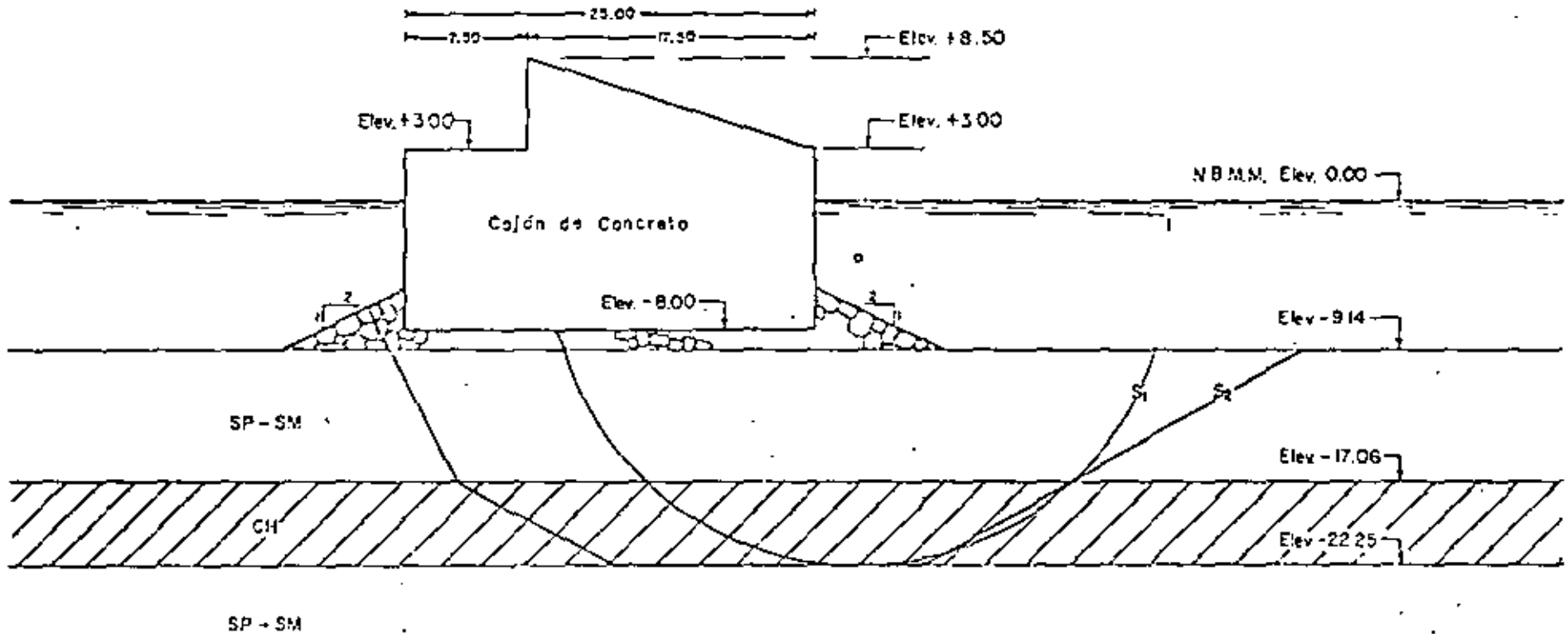
Penetración "Estándar" vs Energía de Hincado
 Pilote de Ø 40"



(Plataforma Nohach B)

SEMINARIO INTERNACIONAL
 DE
 INGENIERIA OCEANICA

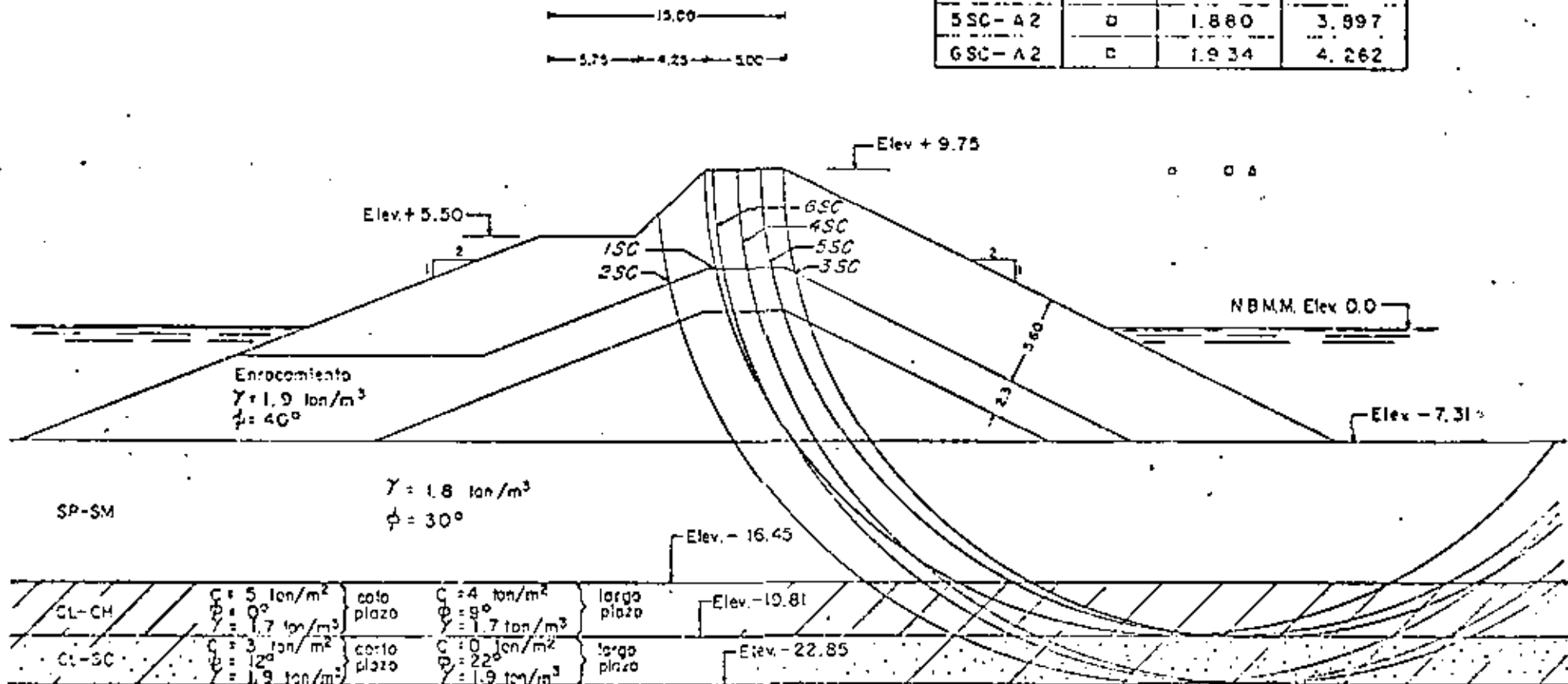
Superficie	Factores de Seguridad			
	A Corto Plazo	A Mediano Plazo	Mediano Plazo c/carga de diseño	Mediano Plazo c/ sismo
S ₁	1.27	1.52	1.42	1.16
S ₂	1.35	1.81	1.69	1.15



NOTA
 - Escala 1:400
 - Acotaciones y elevaciones en metros
 - Aceleración Sísmica = 0.123

Fig. 18 Superficies de Falla y Factores de Seguridad Obtenidos para la Alternativa a Base de Cajones de Concreto en la Estratigrafía del Sondaje 12.

Círculo	Factores de Seguridad Bishop		
	Símbolo	Corto Plazo s/sismo	Largo Plazo e/sismo
1SC-A2	o	1.801	3.725
2SC-A2	o	2.057	5.159
3SC-A2	Δ	2.058	4.656
4SC-A2	Δ	1.935	4.054
5SC-A2	□	1.880	3.997
6SC-A2	□	1.934	4.262



ESC 1:400

Fig. 17

Superficies de Falla y Factores de Seguridad Obtenidos para la Alternativa a Base de Enrocamiento.



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

CURSO:

"INGENIERIA MARITIMA"

.IX JORNADAS DE INGENIERIA CIVIL

TEMA XIII

OBRAS DE ATRAQUE Y AMARRE

VICTORIANO FERNANDEZ DUPY

12 AL 17 DE JULIO DE 1982

GUAYAQUIL, ECUADOR.

INDICE

	Página
1. Introducción y definición.	1
2. Clasificaciones y su influencia en el diseño.	2
2.1. Clasificación por usos o destinos.	2
2.1.1. Enfoque general.	2
2.1.2. Graneles líquidos.	3
2.1.3. Granles sólidos. Almacenaje abierto o cerrado (silos).	17
2.1.4. Mercancía general y contenedores.	20
2.1.5. Pasajeros, Trasatlánticos o transbordadores.	23
2.1.6. Otros tipos. Arriamiento, pesca deportivos, etc.	25
3. Clasificación por características resistentes y constructivas.	26
3.1 Cimentación superficial.	27
3.2 Cimentación profunda.	38
3.3 Mixtos. Gravedad no superficial.	43
4. Acciones a considerar para el diseño.	45

OBRAS DE ABRIGO Y AMARRE

Diseño y Construcción

1.- Introducción y definición.

Como todos sabemos, las misiones fundamentales de un puerto son las siguientes:

- 1) Dar abrigo y resguardo a los buques frente a los temporales.
- 2) Permitir la conexión buque-tierra, a través de la cual se realizan las operaciones de carga y descarga, típicas de un puerto.

La primera misión es cumplida por las obras de abrigo (diques verticales o de talud), aunque hay ocasiones en que no son necesarias dichas obras. Por ejemplo si de hecho existe un abrigo natural suficiente (rias o calas cerradas: Vigo, Ferrol, Mahón, estuarios o rios: Sevilla, Huelva, Lisboa, Bilbao o Rotterdam en su zona interior); o bien cuando por razones económicas, bien sea un bajo grado de utilización, bien sea por condiciones marítimas favorables (mares tranquilos), resulte mas ventajoso disponer de un menor grado de utilización que intentar dar un abrigo artificial a la zona de operación.

Sin embargo, al margen de que existan o no obras de abrigo, lo que sí existe como norma general es el elemento de conexión buque-tierra, a salvada de los puertos puramente de refugio, en los que incluso puede existir.

Entre estos elementos que pueden ir desde la canchales en mar abierto, unida a tierra por una simple tubería submarina, hasta las rampas de amarre en tierra para las modernas navos sobre colchón de aire (tipo Hovercraft), existen unas que son los mas frecuentes y típicos. Nos referimos a los muelles y pantalanes, o de un modo mas general, a las obras de atraque y amarre.

2.- Clasificaciones y su influencia en el diseño.

Entre las multiples clasificaciones que podrian hacerse de este tipo de obras, he elegido dos, que considero resumen basicamente los rasgos principales de estas obras, ademas en el orden logico que se utiliza en el proceso de diseño.

En primer lugar se realiza la planificacion de la instalacion (plan maestro o layout de la misma) . Esta depende, ademas de las condiciones locales (oleaje, mareas, vientos, corrientes, batimetria, topografia, geologia y geotecnia, accesos existentes, areas disponibles, redes de agua y energia existentes, etc del tipo de USO O DESTINO del muelle. A estos aspectos se refiere la primera clasificacion que estudiamos.

En una segunda fase se entra ya en el analisis de detalle del diseño, contemplando por un lado la forma en que se van a resistir las diversas acciones que actuaran sobre el muelle, es decir, las CARACTERISTICAS RESISTENTES del mismo; y por otro lado, en que forma se construira dicho muelle, o sea las CARACTERISTICAS CONSTRUCTIVAS del mismo. Corresponde a estos aspectos la segunda clasificacion que estudiaremos.

2.1.- Clasificación por usos o destinos.

2.1.1.- Enfoque general

Del tipo de uso del muelle dependeran basicamente las características geometricas del mismo (calados y cota de coronación, longitud y anchura, áreas de servicio etc.), así como las acciones a considerar debidas a la explotación (atraque, amarre, gruas, sobrecargas etc).

Generalmente, la primera solución que se nos ocurre para cualquier tipo de muelle consiste en disponer las áreas de servicio del mismo, para el almacenaje y manejo de las mercancías, inmediatamente unidas al área de atraque, carga y descarga.

Sin embargo debemos tener en cuenta que como norma general, el coste de la obtención y preparación de 1 m^2 de superficie en terrenos ganados al mar suele ser mucho más alto que el de 1 m^2 preparado en tierra firme. Como es lógico, existen excepciones, por ejemplo cuando exista en la zona poco calado, que obligará a un dragado para permitir el acceso a los buques, pudiéndose utilizar dichos productos, si geotécnicamente son adecuados, para rellenar el área restante. De este modo por un lado existe un ahorro al no tener que verter dichos productos a mayor distancia en altamar, y por otro al conseguir simultáneamente áreas disponibles.

Así pues, salvo en estos casos especiales, y siempre que el destino del muelle y por tanto su sistema operativo lo permita, es recomendable dejar adosada al muelle la menor cantidad de área necesaria, situando las restantes áreas (almacenaje y manejo) más alejadas y situadas en tierra firme no necesariamente próxima al cantil.

Este es el caso, concretamente, de los productos o mercancías que pueden ser transportadas fácilmente a tierra firme, y a la velocidad suficiente como para no producir estadias o permanencias innecesarias del buque en el atraque.

Dentro de este campo se encuentran los denominados GRANELES, entendiéndose como tales a los puros, es decir, aquellos no envasados, empaquetados o ensacados.

Entre estos graneles, existen dos tipos claros, cuyo modo de manejo difiere considerablemente, nos referimos a los GRANELES LIQUIDOS y los GRANELES SOLIDOS.

2.1.2.- Graneles líquidos.

Se incluyen en esta denominación, como su mismo nombre indica, todos aquellos productos cuyo transporte marítimo se realiza en buques tanque o cisterna, y cuya descarga se hace por tubería.

Constituyen los graneles líquidos por excelencia el petróleo

y sus derivados (gasolinas, gasoil, fuel, etc.) aunque también se incluyen aquí otra serie de productos como gases licuados, productos químicos etc.

a) Definición de necesidades y tipos de atraque.

En estos casos, los muelles propiamente dichos, suelen limitarse a contener: (ver fig.1.)

- 1- Plataforma de carga o descarga, destinada a soportar los brazos de carga en su zona más próxima al cantil, y las conexiones a tuberías, válvulas y pigs en una zona paralela posterior. Así mismo, suele disponer de una zona libre para dar acceso a vehículos ligeros hasta el cantil y área para las instalaciones contra incendios (torres) alumbrado e instalación antiderrames si existe.
- 2- Acceso principal o enlace a tierra, capaz para instalar lastuberías previstas, función del número de productos y caudales de bombeo; y generalmente capaz también para el paso de personas y vehículos ligeros (camiones para avituallamiento al buque, traslado de personal ó pequeña grúa autocóvil para la conservación de tuberías, brazos de carga etc.)
- 3- Elementos de atraque y amarre para los buques, que como posteriormente veremos, o bien pueden ser duques de alba de atraque y amarre o bien defensas adosadas a la plataforma de carga y macizos de amarre en tierra.
- 4- Acceso secundario a los puntos de amarre, en este caso capaz sólo para el paso de personas.

El tipo de muelle descrito en la figura 1. normalmente perpendicular a la línea de costa y con posibilidad de atraque por ambos costados son los denominados PANTALANES.

Son de este tipo en España, el atraque para petroleros del puerto de Huelva, el de Petroliber en La Coruña, el Reina Sofía de E.B.T. en Huelva, el de CEPSA en Algeciras, el de CANPSA en Barcelona, y el de refinados de Bilbao entre otros.

Dadas las características de los buques tanque, generalmente de gran porte y calado, y dada la peligrosidad de este tipo de mercancías, es normal el ubicar estas instalaciones en las proximidades de la bocana de los puertos, donde suele existir el mayor calado y a su vez se está alejado del resto del puerto y próximo a la salida al mar.

Si a esto sumamos la escasez de tierra próxima que estas instalaciones requieren frente a otros tipos de muelle, comprenderemos fácilmente, el que se aprovechen los diques de abrigo en caso de que existan en el puerto correspondiente.

Este tipo de solución que podríamos llamar de ATRAQUE ADOSADO consiste básicamente en construir una plataforma de carga adosada al dique, utilizando éste como acceso principal para el paso de vehículos y tuberías, aprovechando el espaldón, e incluso utilizándolo de acceso secundario, ya que los amarres suelen ubicarse en macizos de hormigón incorporados al propio espaldón del dique (ver fig. 7).

Respecto a estas soluciones hay que destacar las exigencias que ello representa para el diseño del rompeolas (no rebases y nivel de riesgos en el diseño mucho más bajos que para otro tipo de rompeolas sin instalaciones adosadas). Por esta razón en muchas ocasiones la solución de atraque adosado se convierte en atraque paralelo al rompeolas con acceso independiente, ya que resulta esto más ventajoso.

Pertenecen al tipo ATRAQUE ADOSADO los de petroleros de Bilbao, los del puerto exterior de Las Palmas y el muelle petrolero de Málaga entre otros.

b) Plano maestro o layout en planta y alzado

Una vez que se conocen las partes de que consta un atraque de este tipo y las soluciones más comunes en su conjunto, la pre-

gunta inmediata es ¿como se planifica o como se dimensiona un muelle de este tipo?

El proceso más lógico a seguir es el siguiente:

- 1- En primer lugar, tal como se estudia en la planificación de puertos, es preciso definir el número óptimo de atraques, en función de los volúmenes y tipos de productos a mover así como en función del estudio de la flota operativa.

Este número óptimo de atraques, generalmente asociado a una capacidad de almacenaje en tierra, es el que se obtiene de minimizar los costes de amortización de las inversiones (obras e instalaciones) más los costes de explotación, especialmente los de estadía de buque. Es decir, definida una flota y unos volúmenes a mover, a mayor número de atraques mayor es la inversión a realizar y menor son los costes de esperas de buques; la situación óptima es aquella en que la suma de ambos sea mínima.

Para esto se suelen utilizar los modelos de simulación mediante los cuales se pueden simular llegadas de buques aleatorias o según leyes prefijadas, y haciendo rodar el modelo, con distintos números de atraques y normalmente para un período equivalente a un año medio, el programa va estudiando las esperas y sus costes a los que suma lo que se hayan dado para la amortización de instalaciones en cada caso, hasta llegar a optimizar la solución.

Partiendo pues de que se conoce el número de atraque y la gana de buques y de productos correspondientes a cada uno de ellos, de acuerdo con los estudios de planificación, analizamos ahora como se dimensiona cada uno de estos atraques.

2- El paso siguiente del diseño es la definición en alzado, siendo tres las cotas básicas a definir para cualquier tipo de atraque, y en el caso de atraque de graneles líquidos aparece una cuarta (fig. 3) Estas son:

- a.- Cota de coronación del muelle
- b.- Cota de trabajo fase constructiva (coronación de cajones o de pilotees, etc).
- c.- Cota de pie o calado del atraque.
- d.- Cota de trabajo o circulación fase definitiva.

Estas cotas se suelen fijar con los criterios siguientes:

- a) Cota de coronación del muelle

Generalmente se adopta la cota mínima compatible con el riesgo de diseño aceptado para daños en las instalaciones ubicadas sobre el muelle durante la vida prevista para la obra.

Normalmente se adopta el mínimo porque siempre resulta más económico el reducir altura de muelle aunque resulten más altas las patas de las gruas o brazos de carga. Solo se adopta cotas más altas cuando estas son exigidas por razones de operación o explotación del muelle.

Esta viene por lo tanto definida por:

M_{max} : Nivel máximo del mar de diseño.

H_1 : Oleaje de diseño.

El primero de ellos en función de las mareas astronómicas, meteorológicas (viento, presión, oleaje, seiches, etc), y tsunamis principalmente.

Se adopta como cota a) el mayor de los dos valores siguientes:

$$N H_{\max} (T \text{ años}) + H_g (1 \text{ año}) + 0,5 \text{ a } 1,0 \text{ m.}$$

$$N H_{\max} (1 \text{ año}) + H_g (T \text{ años}) + 0,5 \text{ a } 1,0 \text{ m.}$$

Siendo T el periodo de retorno asociado al riesgo de daño R aceptado para instalaciones durante una vida prevista V.

$$T = \frac{1}{1 - (1 - R)^{1/V}}$$

Como puede verse la anterior formula como todos los métodos empíricos es solo una aproximación al análisis y por lo tanto solo valida en atraques en aguas muy abrigadas y con poca variación de niveles o cuando se trate de estudios previos. En caso contrario un análisis más detallado, incluso con modelo, es recomendable.

b) Cota de trabajo fase constructiva

Esta es una cota que viene condicionada por razones constructivas (cota de coronación de unos cajones o recintos de tablestacas, cota de corte de unos pilotes, etc....), que deberá permitir realizar la terminación en seco de la parte superior (macizo de coronación de cajones, cabeceros y losa sobre los pilotes etc....).

Esta cota es por lo tanto función del tiempo que se estima necesario para la construcción de dicha parte, de la estación climática en que se hará, y del porcentaje de tiempo operativo que se requiere para ello, influyendo en ellos - las variables climáticas indicadas en a).

c) Cota de pie

Esta cota es función de:

- Características del buque máximo operativo.
- Porcentaje de operatividad requerido para el atraque.
- Condiciones climáticas antes citadas.
- Resguardo requerido (tipo de fondo, tolerancias, dragado, asolves).

Existen métodos empíricos (Iribarreu, PIANC, etc) para estimar los movimientos del buque en función de unas determinadas condiciones climáticas, sin embargo insisto en que cuando se trate de atraques poco protegidos y de importancia, es conveniente el análisis más detallado.

d) Cota de circulación

Esta cota específica de los atraques de graneles líquidos, suele adoptarse de modo que se permita el paso de personas por el nivel a, para inspección y conservación de tuberías.

Esta cota es por lo tanto función del tiempo que se estima necesario para la construcción de dicha parte, de la estación climática en que se hará, y del porcentaje de tiempo operativo que se requiere para ello, influyendo en ellos - las variables climáticas indicadas en a).

c) Cota de pie

Esta cota es función de:

- Características del buque máximo operativo.
- Porcentaje de operatividad requerido para el atraque.
- Condiciones climáticas antes citadas.
- Resguardo requerido (tipo de fondo, tolerancias, dragado, asolvas).

Existen métodos empíricos (Iribarreu, PIANC, etc) para estimar los movimientos del buque en función de unas determinadas condiciones climáticas, sin embargo insisto en que cuando se trate de atraques poco protegidos y de importancia, es conveniente el análisis más detallado.

d) Cota de circulación

Esta cota específica de los atraques de graneles líquidos, suele adoptarse de modo que se permita el paso de personas por el nivel a, para inspección y conservación de tuberías.

3.- Definición en planta en el siguiente paso del diseño. Para ello el proceso que suele seguirse consiste en:

3.a.- Definir las dimensiones necesarias para la plataforma de carga, las cuales dependen fundamentalmente del número y tamaño de los brazos de carga y tuberías, y que normalmente se define en colaboración con los especialistas en tuberías. (ver fig.4)

Los brazos de carga, que se sitúan mas próximos al cañtil, vienen a ocupar una superficie en planta entre 3x3 m a 5x5 m. Espacios similares requieren las torres contraincendios.

Tras esta zona viene la zona de válvulas, pigs, codos de las tuberías etc. que puede tener una anchura del orden de los 10 a 20 m o mayor en el caso de que se disponga de espacio sobrante.

Además de esto, suele dejarse una zona de acceso libre al cañtil, de un ancho de unos 5 m. para vehículos y personas, situado a uno u otro extremo de los brazos de carga.

3.b.- Conocida la plataforma de carga es posible definir las posiciones extremas de buques en planta. (ver fig.5).

Para ello hay que tener en cuenta que los buques tanque, tienen los puntos de toma para conexión a los brazos de carga situados muy próximos al centro de su eslora.

Por lo tanto, centrado la eslora del buque máximo con los brazos de carga mas externos de la plataforma, tendremos definida el área máxima barrida por los buques. A este área se le añadirá como mínimo una manga del máximo buque por delante y por detrás, para definir así la zona que debe quedar libre de obstáculos, bien sea por calados, bien sea por proximidad a un muelle existente o a otro buque atracado.

Esto que acabamos de ver corresponde al sentido longitudinal del buque.

En cuanto al área a dejar en el sentido normal al atraque, ésta dependerá de la maniobra de aproximación del buque; siendo menor si el buque ya viene revirado por los remolcadores de la zona de maniobra general del puerto; y si, por el contrario, dicha operación la debe hacer frente al atraque, el área requerida es mayor. Tal como se estudia al analizar las maniobras del buque (acceso, parada, reviro, aproximación y atraque), el área necesaria depende del tamaño de buque, de las condiciones locales de viento, corriente, oleaja, y de los medios con que se realice la operación (numero y potencia de los remolcadores). Sin embargo, a efectos de tener ahora un orden de magnitud diremos que la anchura de este área oscila desde un mínimo de 3 a 5 mangas en el caso de venir el buque ya revirado, hasta 1 o 2 esloras en el caso de realizar el reviro frente al atraque.

3.c.- El paso siguiente, una vez conocidas las dimensiones del área necesaria, consiste en buscar la ubicación óptima compatible con los condicionantes ya existentes en el puerto, buscando:

- Una zona lo más apartada posible de las áreas de mayor tráfico marítimo y mayor densidad de instalaciones y población.
- Buena orientación con respecto a los vientos, corrientes y oleajes de la zona, procurando que el buque quede expuesto a ellos.
- Los calados necesarios con objeto de evitar en lo posible los dragados.
- Buena conexión en tierra a las zonas de depósito de almacenaje.
- La zona con mejores características geotécnicas con objeto de reducir en lo posible el coste de

las cimentaciones.

3.d.- A continuación se procede a definir los puntos de atraque y amarre; que, como es lógico, depende de la gama de buques que está previsto que utilicen el atraque.

Comencemos por los elementos de atraque (ver fig.6) Para ello debemos buscar donde quedan situadas las zonas óptimas de apoyo de los distintos buques, teniendo en cuenta:

- 1º- Que el límite de separación mínima entre los puntos de apoyo de un buque no debe ser menor del $\frac{1}{3}$ de su eslora, ya que en caso de estar mas próximos, la estabilidad del buque en el atraque es muy deficiente, oscilando mucho y haciendo peligrar las conexiones a tierra.
- 2º- Que el límite de separación máximo, conviene que no sobrepase del 50 al 60% de la eslora, ya que a partir de esos puntos suelen comenzar las partes curvas del casco de los filos de proa y popa, resultando difícil el conseguir allí un buen apoyo.

Una vez hecho esto se comprueba el solape entre las zonas óptimas de apoyo para los diversos buques y las distintas posiciones de atraque, normalmente centrando los en los brazos de carga extremos.

Los puntos de atraque deberán ubicarse en las zonas de solape común a todos los casos. En caso de que no exista una única zona de solape común a todos los casos, será necesario disponer de más puntos de atraque, con objeto de cubrir todos los casos.

Hay ocasiones en que dichos puntos quedan situados dentro de la línea de cantil de la plataforma de carga. En este caso, lo mas económico suele consistir en acoplar unas defensas a la plataforma, capaces de absorber

la energía de atraque, adaptando la plataforma para que sea capaz de resistir la reacción de dichas defensas. (caso del atraque de petroleros de Bilbao).

En caso de que dichos puntos queden situados fuera de la zona de plataforma, cabe el ampliar algo ésta, si la distancia es corta y transformarlo en el caso anterior, o en caso contrario acudir a la colocación de duques de alba de atraque.

En este caso, éstos deben quedar situados por delante de la plataforma con objeto de que en su máxima deflexión el buque no llegue nunca a tocar en aquella y por lo tanto no tenga que resistir esfuerzo alguno del buque.

Si como vimos antes, resultase necesario disponer de varios puntos de atraque por existir una gama muy amplia de buques, estos deben quedar situados de tal modo que en su deflexión máxima todos queden alineados, con objeto de que así, si un buque grande apoya primero en un duque de alba pequeño, éste no se agote antes de que hayan trabajado y parado al buque los duques de alba grandes que le correspondan.

Continuamos ahora con los elementos de amarre del buque. Al igual que en el caso anterior, se deberán analizar las diversas posiciones de atraque para los distintos buques previstos, con objeto de situar los puntos de amarre de modo que sean compatibles con el mayor número de casos posibles.

Para ello deberá tenerse en cuenta lo siguiente: (ver fig. 7)

- 1º- Los puntos de amarre principales de los buques están siempre situados en el castillo de proa y popa (bitas y guinacabos); aunque en el caso de buques relativamente grandes, también disponen de puntos de amarre intermedios repartidos a lo largo de los costados.

2º- La disposición normal de amarras de un buque suele ser la siguiente:

-Los largos, que saliendo por la proa y la popa, tienen como misión fundamental el soportar las acciones que pueden actuar sobre el buque en sentido longitudinal, bien sea por viento, corriente u oleaje.

La zona óptima de situación de estas amarras es en un sector de $\pm 30^\circ$ con el eje longitudinal del buque, pudiendo llegar a los $\pm 45^\circ$.

-Los traveses, que suelen salir más o menos perpendiculares al eje del buque, por los costados de proa y popa.

Su misión fundamental es soportar las acciones que pueden actuar transversalmente al buque, siendo el sector más adecuado para estas amarras el de $\pm 45^\circ$ con la normal al eje del buque.

-Los surrings, que son amarras prácticamente paralelas al eje del buque, saliendo de proa hacia popa y viceversa, cuya misión fundamental, aparte de colaborar con los largos, es la de permitir con su tensado y destensado el centrar el buque con la posición correcta de atraque para la conexión con los elementos de carga o descarga.

Así pues, partiendo de las zonas de solape de estos sectores óptimos para los distintos buques y posiciones de atraque se selecciona la mejor ubicación para los diversos puntos de amarre. Estos que, a bien pueden ir situados en macizos en tierra, si la solución lo permite, o bien en duques de alba de amarre, suelen disponer, en el caso concreto de atraques para petroleros, de ganchos de escape rápido en lugar de bolardos, ya que de ésta forma se permite el soltar amarras

rápido en caso de peligro de incendio o similar.

Además y sobretodo en el caso de atraques para grandes petroleros, es frecuente disponer en cada punto de amarre de un cabrestante para poder cobrar las pesadas amarras de estos buques, que a veces pueden ser de acero con objeto de evitar la posible circulación de corriente estática y el peligro de chispas, suelen tener unas dimensiones y peso considerable.

La operación suele hacerse lanzando o acercando con un bote un cabo menor al que va sujeta la amarra, de la que se tira mediante el cabrestante.

3.e.- Una vez conocida la ubicación de los distintos duques de alba de amarre y atraque es cuando conviene analizar los accesos principal y secundario, ya que normalmente estos pueden utilizarse como puntos de apoyo los citados duques de alba. (ver fig. 7).

Evidentemente no es este el caso de atraques adosados a diques, donde el acceso es el propio acceso del dique. En el primer caso, con objeto de uniformizar los elementos estructurales del acceso (vigas, losas o pasarelas) se suele buscar módulo múltiplo de la separación entre los diversos duques de alba y plataforma de carga, intercalando los apoyos necesarios entre ellos hasta llegar a unas luces técnica y constructivamente razonables.

La anchura de la calzada del acceso principal, suele oscilar entre los 3,5 y 5 m. para permitir el paso de los vehículos ligeros en una sola dirección, disponiendo en la plataforma de carga de una zona de ensanche para permitir el giro de los vehículos y su acceso hasta el cantil. (ver fig. 8).

Aparte de este accoso para vehículos y personas, es necesario disponer el de las tuberías.

No es normal disponer de una solera continua para la colocación de éstas, ya que generalmente son capaces de soportar por sí mismas una separación entre los puntos de apoyo.

Por lo tanto, lo primero que se hace por los especialistas en tuberías es definir estas luces máximas aceptables, incluso a veces apoyando las tuberías pequeñas sobre las de mayor diámetro con objeto de reducir al mínimo el número de apoyos.

Una vez conocida esta luz máxima aceptable y en función de la modulación de vigas o locas de la pasarela, se definen las posiciones más idóneas de los apoyos de tuberías, que normalmente suelen ser vigas transversales sujetas a las longitudinales de la calzada.

La anchura de esta zona de tuberías depende del número y diámetros de las mismas y de las holguras que es necesario dejar para su montaje y mantenimiento.

Normalmente suele dejarse una reserva de espacio del orden del 30% del inicialmente necesario, para futuras necesidades del pantalán. Algo análogo suele hacerse en cuanto al área para brazos de carga en la plataforma.

Es necesario disponer sobre los apoyos de tuberías de elementos deslizantes, rodillos, apoyos de teflón etc con objeto de permitir el libre movimiento de las tuberías en sus dilataciones y contracciones por efectos térmicos, ya que en caso de no hacerlo así, los esfuerzos horizontales que podrían transmitirse a la estructura pueden alcanzar valores muy importantes, ya que normalmente los alargamientos son considerables al tratarse de longitudes y variaciones térmicas grandes (calentamiento de tuberías para ciertos productos)

Con objeto de que se absorban estas deflexiones de algún modo, se disponen a distancias adecuadas a las características de los tubos, de unos elementos denominados liras, consistentes en formar una U con los tubos que por flexión de sus dos brazos absorbe las deformaciones. (ver fig.9)

Estas liras suelen ubicarse aprovechando los ensanchamientos de los duques de alba, y en caso de no disponer de superficie en planta se suelen hacer en el plano vertical.

Además del acceso principal, suelen disponerse accesos secundarios peatonales a los duques de alba de amarre extremos, constituidos generalmente por pasarelas metálicas.

Con esto hemos acabado el análisis desde el punto de vista funcional, de más singular de los diversos tipos de atraque, concretamente el relativo a graneles líquidos.

Esto nos permitirá analizar con mayor rapidez los demás tipos de muelles, ya que al tratarse de muelles continuos presentan una mayor sencillez en el planeamiento de los mismos.

2.1.3.- Graneles sólidos.

Son también éstos productos que pueden ser fácilmente transportados del buque al área de almacenaje y viceversa, normalmente mediante cintas transportadoras aunque en algunos casos incluso mediante bombeo y tubería.

Este tipo de productos puede clasificarse en dos básicas

- a) Los que pueden almacenarse al aire libre en áreas abiertas (carbón, pirita, bauxita, minerales en general).
- b) Los que deben almacenarse en áreas cerradas, denominadas

silos (trigo, maíz, cereales en general y el cemento).

Este aspecto afecta básicamente al área de servicio en tierra pero no directamente al muelle, por lo que no profundizaremos más en el tema, analizando por el contrario con mayor detalle la zona correspondiente a la carga y descarga.

a) Definición de necesidades y tipos de atraques.

Este tipo de muelles se compone de: (ver fig.10)

- 1- Muelle de carga o descarga, que en contra de lo que sucede para los graneles líquidos, es necesario en este caso que la línea de cantil cubra al buque en prácticamente toda su eslora, ya que los medios de carga y descarga que circulan por él, deben poder barrer todas las bodegas del buque.
- 2- Acceso o enlace a tierra, capaz para instalar en él las cintas transportadoras y además para permitir la circulación de vehículos y personas.
- 3- Los elementos de atraque y amarre suelen instalarse en el propio muelle de carga o descarga, ya que éste cubre totalmente al buque, y sólo a veces es necesario disponer de algún duque de alba de amarre extremo, para los largos.
- 4- Sólo en este caso es necesario disponer de acceso secundario hasta dicho punto de amarre.

En este caso, los tipos de muelle, también pueden ser en pantalan o bien adosado a diques, utilizando el acceso del dique para instalar las cintas en el espaldón, utilizando el acceso como calzada.

Son del primer tipo el cargadero de mineral de Huelva, el de El Abiún de fosfatos, y del otro tipo los de Gijón o los muelles para granos de Barcelona o Tarragona, o los del puerto mineralero de S. Ciprián.

b) Plano maestro o layout en planta y alzado.

Resulta sencillo aplicar los mismos pasos seguidos en el caso de los graneles líquidos a este nuevo tipo de muelles.

Concretamente, es idéntico el proceso en cuanto a definir el número óptimo de atraques y la definición en alzado de las cotas de coronación y calado.

En este caso también existen dos niveles, pero ahora el inferior suele ser el de circulación de vehículos y personas, siendo el de las cintas el superior.

En lo relativo a la definición en planta del muelle, debemos tener en cuenta lo siguiente:

1ª- Los aparatos de carga o descarga suelen circular por el muelle sobre carriles, situado el más delantero lo más próximo posible al cantil (1,5 a 2 m.) dejando el espacio justo para los bolardos. Esto se hace con objeto de reducir al mínimo la longitud de la pluma del equipo.

2ª- Estos equipos, cuya definición corresponde a los especialistas mecánicos, pueden ser de múltiples tipos, oscilando la anchura entre patas alrededor de los 10 o 15 m. A título orientativo citaremos algunos de ellos:

- Descargadora de cuchara y tolva (minerales y cereales).
- Descargadora de rosario o de hélice (cereales)
- Por fluidificación y aspiración (cemento, alúmina)
- Cargadores por cinta (mineral, cereales)
- Cargadores por bombeo y tubería (cemento, alúmina)

3ª.- La anchura de la galería o zona de cintas, depende del tipo de producto y volumen a mover, pero suele oscilar entre 3 y 5 m. por cinta.

4ª- En este tipo de muelles la anchura de la zona de acceso a vehículos, puede ser normalmente reducida al igual que para graneles líquidos, ya que en general se trata de vehículos ligeros de avituallamiento o conservación.

Sin embargo, si en el muelle se prevee la posibilidad de carga directa a camión o ferrocarril, es necesario dejar anchura para doble circulación de vehículos pesados, zona de giro y maniobra o bien anchura para playa de ferrocarril, por lo menos de dos vías.

Dado que este caso empieza a parecerse al de mercancía general más que al de graneles, lo analizaremos con más detalle al tratar de ese otro tipo de muelles.

2.1.4.- Mercancía general y contenedores.

Mientras que en los muelles que hemos visto se puede acudir a soluciones de pantalanes o muelles estrechos adosados a diques, separados en general de las zonas de almacenaje y manejo de las mercancías, esto no es factible para los muelles de mercancía general o contenedores.

En este caso es necesario acudir a zonas con grandes áreas anexas a la línea de cantil, y en caso de no existir, es necesario crearlas.

El motivo fundamental de esto reside en el hecho de que estos productos no pueden ser transportados y manejados con la misma facilidad con que lo son los graneles; y por lo tanto, el separar la zona de almacenaje de la de carga y descarga, que en este caso suele ser simultánea, no como sucede con los graneles que suele ser una u otra, llevaría consigo el disponer de unos medios de transporte y de unos accesos al muelle enormes o bien el aceptar unas demoras y estadías de buque en puerto elevadas y antieconómicas.

Así pues, en estos casos la anchura del área de servicio del muelle debe estar anexa a él y ser lo más amplia posible, no debiendo bajar de los 100 a 150 m. y siendo recomendable especialmente en el caso de contenedores, el alcanzar los 300 m. (ver fig.11)

La franja delantera, más próxima al cantil, en una anchura

de unos 30 a 50 m. es la zona de servicio directo del muelle, es decir, de operación de carga y descarga y circulación de los vehículos correspondientes a estas operaciones.

El área restante que queda a continuación, es la destinada al almacenaje y manipulación de las mercancías o contenedores, bien sea para su expedición hacia tierra o bien para la recepción y preparación para carga a buque.

Así pues, en lo que se refiere al diseño del muelle propiamente dicho, lo que nos interesa es lo relativo a los 30 ó 50 m. más próximos al cantil.

La línea de cantil, al igual que para los graneles sólidos, deberá cubrir totalmente la eslora del buque, y en caso de estar destinada al atraque simultáneo de varios buques, deberá tener una longitud, como mínimo, igual a la suma de las esloras de los buques previstos, más unos resguardos entre buques iguales a la manga del mayor.

Aquí también es normal hacer el atraque contra defensas situadas en el propio muelle y el amarre a bolardos situados a lo largo del cantil.

Es normal que este tipo de muelles sean capaces para varios atraques simultáneos y no para atraques puntuales como suele suceder con los graneles.

Con objeto de darles versatilidad y hacerlos adecuados a las aleatorias llegadas de buques en cuanto a tamaño y momento de llegada, en lugar de disponerse puntos de atraque y amarre, más o menos fijos, lo que se hace es distribuirlos uniformemente repartidos a lo largo del cantil.

La separación de bolardos oscila entre los 15 y los 30 m., dependiendo del tamaño de los buques. Digamos 15 m. para buques de hasta 10.000 ó 15.000 T.P.M., llegando a los 30 m. para los de 30.000 a 35.000 T.P.M.

La separación de defensas es función de las características del buque mínimo, de las condiciones o limitaciones de atraque y de las características de las propias defensas y del escudo; consistiendo el objetivo final en no dejar nunca un espacio mayor entre defensas que el necesario para que el buque menor pueda llegar a chocar con el cantil del muelle.

El elemento de carga y descarga por excelencia es la grúa, aunque también se utiliza el propio puntal de buque.

Las características de estas grúas en el tipo convencional, suelen ser de las 12 Tn, a las 30 tn. La anchura entre carriles está alrededor de los 8 m. a 10 m.

Las características de las grúas portainer para el manejo de contenedores suele ser algo mayor oscilando alrededor de las 40 tn de capacidad de elevación, con un ancho entre patas próximo a los 15 m.

Actualmente vienen disponiéndose ambos anchos de carril en los muelles, siendo común la vía delantera, con objeto de dar mayor flexibilidad al muelle al permitir la utilización de ambos tipos de equipo.

También suelen llevarse hasta la zona de carga y descarga vías de ferrocarril, si existe acceso ferroviario al puerto, permitiéndose de esta forma la carga directa a tren.

Solapada con esta zona parcialmente, está la zona destinada a la maniobra y espera de camiones, carretillas, etc., con una anchura próxima a los 15 m.

Tras esta zona viene una calzada libre para la circulación en sentido longitudinal del muelle, y tras ésta ya vienen las zonas de almacenaje descubiertas o cubiertas (Tinglados, naves, etc.)

2.1.5.- Pasajeros.

Existen dos tipos de buques para pasajeros, dependiendo de ello la configuración del muelle. Estos son:

- Transatlánticos o cruceros, destinados al pasaje puro en muchas ocasiones de escala, utilizando el buque como hotel.
- Transbordadores o ferrys, normalmente dedicados a líneas regulares con carga mixta (pasaje-carga) generalmente del tipo rollon-rolloff.

a) Transatlánticos o cruceros.

En este caso el área requerida depende especialmente de si se trata de puerto de escala o puerto de origen o destino, ya que en el primer caso el movimiento de pasajeros es más repartido, permaneciendo el buque atracado durante varios días y los pasajeros van entrando y saliendo cuando les conviene, mientras que en el segundo caso la llegada o salida de pasajeros es global.

Así pues, es función de ello el tamaño de la estación marítima (número de mostradores de policía, aduana, sanidad etc.) y las áreas para aparcamiento de vehículos (autocares, taxis, alquiler y privados).

En cualquier caso, la zona que debe dejarse libre en la proximidad del cantil es mínima, ya que no es necesario que circule ningún tipo de grúa o ferrocarril, y suele limitarse al ancho de una calzada normal (unos 10 m.) para permitir el paso de camiones de avituallamiento al buque.

Lo ideal es que el embarque y desembarque de pasajeros se realice a un nivel superior, normalmente a la cota de la cubierta principal de buque, mediante pasarelas telescópicas sobre pórticos deslizantes, que dan acceso directo a la estación marítima.

En la estación marítima no es necesario prever espacios para

grandes salas , ya que el pasajero no tiende a permanecer en la estación , limitándose a usarla para los trámites de entrada o salida (policía, aduana, sanidad, turismo , alquiler vehículos y comunicaciones).

Como ya se ha dicho, es necesario disponer de un área inmediata para el estacionamiento de vehículos y, como es lógico, conviene ubicar el conjunto en lugares con acceso fácil y rápido a la ciudad.

Así pues, el área necesaria para estos muelles, no es excesivamente grande. A los 10 m. del cantil libres, hay que sumar del orden de otros 10 a 20 m para la estación marítima e incluso zona de aparcamientos y tras ellos una calzada de acceso de ancho normal.

b) Transbordadores

En este caso, al pasaje , que suele llegar en bloque, por ser estos servicios de origen o destino, se suma la carga, generalmente vehículos ligeros y camiones, aunque en ocasiones incluso el ferrocarril.

Por lo tanto a las instalaciones ya descritas para el caso anterior, hay que sumar el área necesaria para acopiar o estacionar la carga correspondiente a la capacidad de bodegas del buque máximo que llega simultáneamente a puerto para su embarque.

En caso de tratarse de buques transbordadores con embarque por proa o popa, es necesario que el atraque disponga del del correspondiente quiebro con área de acceso. (ver fig. 12).

En caso de mares con marea suele disponerse en el muelle de una pasarela levadiza que se acopla al buque para la carga y descarga. En caso de mares sin marea , esto no suele ser necesario ya que el propio portalón del buque es suficiente para cubrir las funciones de aquella.

2.1.6.- Otros tipos de muelle.

Además de los muelles vistos anteriormente, que desde el punto de vista planeamiento, pueden considerarse como unidades aisladas; existen también otros tipos cuyo planeamiento debe considerarse ligado a un conjunto mayor.

Nos referimos a los muelles de armamento, estrechamente ligados al planeamiento conjunto del astillero; y a los destinados a la pesca o a embarcaciones deportivas, que más que como muelles deben planificarse en su conjunto como puerto pesquero o deportivo.

Dado que extendernos en este campo sería salirnos del objetivo de esta ponencia, nos limitamos solo a mencionarlos.

3.- Clasificación por características resistentes y constructivas.

Como ya dijimos, esta clasificación corresponde a la siguiente etapa del diseño de un muelle, concretamente aquella en que ya se entra en el detalle, en la definición estructural del muelle.

Empezaremos por clasificar los muelles, según la forma en que resisten y transmiten al terreno las acciones que sobre él actúan, y simultáneamente, para cada tipo, iremos viendo los diversos sistemas constructivos que se suelen utilizar.

Las acciones que sobre un muelle actúan son:

- Verticales (peso propio, grúas, camiones, fcc, sobrecargas en general)
- Horizontales (atraque, amarre, empujes de tierra o de agua, etc.)

El modo de resistir estas acciones depende básicamente de las condiciones geotécnicas del emplazamiento. (ver fig.13)

1ª) Si el cimiento está constituido por un terreno con características geotécnicas altas (rocas, bolos o gravas, arenas medias a densas, arcillas duras) lo normal es acudir a soluciones de cimentación superficial,

En este caso, las acciones verticales son transmitidas directamente al terreno y las horizontales son resistidas por el rozamiento muelle-terreno. Para ello se requiere un peso del muelle importante, llamándose también por ello muelles de gravedad.

2ª) Si por el contrario el terreno es de características geotécnicas bajas (arenas medias a flojas, fangos o limos) sin capacidad de carga adecuada, es necesario acudir a soluciones de cimentación profunda.

En estecaso, las acciones verticales o bien se transmiten a capas resistentes más profundas (cimentación por punta), o bien por rozamiento a las capas de terreno existentes (cimentación por fuste).

Las horizontales se resisten en este caso por reacción horizontal del terreno (empuje pasivo total o parcial).

- 3º) Dado que generalmente resultan más económicas las soluciones de cimentación superficial, existe otro tercer tipo de soluciones consistentes en transformar las de cimentación profunda en cimentación superficial. A este tercer tipo las hemos denominado mixtas.

Desde el punto de vista constructivo, la clasificación básica inicial es la siguiente: (ver fig. 14)

- 1º) Muelles construidos en agua, que suelen ser los más frecuentes.
- 2º) Muelles construidos en seco en terrenos a cota superior al nivel del mar, en los que posteriormente se draga el terreno sobrante.

A continuación entramos a analizar con más detalle las características particulares de cada tipo.

3.1.- Cimentación superficial

3.1.1.- Construidos en agua

Para este tipo de muelles existe un elemento común a todos ellos denominada normalmente la banqueta de cimentación o enrase.

La misión de esta banqueta es doble: por una parte, colaborar al reparto de las cargas al terreno; y por otra, regularizar el fondo dejándolo nivelado a la cota de cimiento del muelle de gravedad.

En fondos de arena o gravas, esta banqueta suele realizarse con escollera, que se refina en superficie con una grava gruesa.

El tamaño de la escollera dependerá de las condiciones loca-

les de oleaje, corrientes, etc., al igual que la geometría de la misma. En cualquier caso no es recomendable bajar de un tamaño de unos 300 Kg. y de una anchura igual a la del muelle más un resguardo por cada lado de 1,5 a 3 m., con objeto de dar estabilidad a la misma para soportar las cargas, proteger el pie del muro (hélices, corrientes, etc) y cubrir las inevitables tolerancias en la construcción.

En el caso de banquetas de gran altura, es necesario estudiar con detalle su geometría.

La grava que se utiliza para enrasar la banqueta, rellenando los huecos de la escollera y que normalmente se nivela mediante regla por buzos o ranas, suele ser de unos 10 cm. de diámetro.

En caso de que el cimiento sea roca, es frecuente el emplear sacos de hormigón fresco para realizar la banqueta. A veces en su anchura total y en otras ocasiones para formar unos muros laterales que retengan en su interior un relleno de grava.

En fondos arenosos o fácilmente dragables, es frecuente que la banqueta se construya en una zanja dragada previamente. De este modo se aprovecha al máximo el calado existente.

En caso de fondo rocoso o difícilmente dragable, con características resistentes muy altas en la misma superficie, se acude a banquetas sobreelevadas del fondo. Esto también se hace si el calado existente es superior al necesario para dar servicio al futuro muelle, ya que normalmente es más económico construir banqueta que construir muro.

Una vez preparada la banqueta de cimentación y el enrase sobre ella, se construye la estructura del muelle. Dado que normalmente existe un predominio de las acciones horizontales hacia el mar, las tensiones sobre la banqueta suelen ser mayores en ese lado, lo cual produce unos asentamientos, generalmente elásticos, mayores en el lado mar que en lado tierra.

Con objeto de conseguir que el muelle quede lo más nivelado posible al actuar dichas acciones (principalmente el empuje de tierra y agua en el trasdós) suelen construirse las banquetas con una cierta pendiente hacia el lado tierra.

La definición de esta pendiente es función de la geometría y características geométricas del fondo y de la banqueta y de las tensiones que el muelle ejerza sobre la misma. Como orden de magnitud suelen oscilar alrededor de una pendiente del 0,5 al 1 %.

Los tipos más frecuentes de muelles que se construyen sobre estas banquetas son los siguientes:

a) Muelles de hormigón in situ (ver fig. 15)

Normalmente esta solución se aplica a muelles de poco calado (2 o 3 m.), ya que en caso contrario su construcción resulta antieconómica frente a otros tipos que luego veremos.

Su construcción consiste en colocar unos encofrados laterales generalmente atirantados, que apoyan sobre el enrase, entre los cuales se coloca hormigón in situ sumergido o bien grava, que posteriormente se inyecta con mortero.

Los encofrados pueden ser, recuperables (generalmente metálicos) o bien perdidos, en cuyo caso suelen ser piezas prefabricadas de hormigón, con una geometría adecuada para resistir los empujes del hormigón fresco y a su vez quedar bien trabadas a él.

Este tipo de muelles pueden ser continuos, normalmente cuando van a contener un relleno en su trasdós; o de pilas con tablero de unión superior. En este caso, las defensas y bolardos suelen colocarse sobre las pilas, que actúan como duques de alba de atraque o amarre.

b) Muelles prefabricados tipo L (ver fig. 16)

Su aplicación también se limita a muelles de no mucho calado, y en este caso solo a muelles continuos y no en claraboya.

Consisten en muros prefabricados en L. normalmente con zarpa trasera y a veces contrafuerte, para que sobre ella actúen el peso estabilizador de los rellenos de trasdós; y con una pequeña zarpa delantera, la cual a la vez que sirve para repartir cargas sobre el cimiento, da una mejor protección al pie del muelle.

Estas piezas prefabricadas de hormigón armado o pretensado, se colocan sobre el enrase, mediante cabria flotante o mediante grúa apoyada en la obra que se va ejecutando.

Es muy importante cuidar las juntas entre piezas, mediante la colocación de tapajuntas, a ser posible permeables para dejar pasar el agua y evitar desniveles entre el trasdós e intradós, o bien cuidando adecuadamente las características granulométricas del material de trasdós, viendo que cumple la condición de filtro respecto a las juntas y al material de relleno general posterior que en muchos casos suele ser arena.

Es normal que la coronación se termine in situ y una vez colocadas todas las piezas. De esta forma quedan éstas mejor trabadas y a la vez se puede así regularizar el cantil, envolviendo las irregularidades en la situación de las piezas, bien sea por tolerancias de construcción o bien por asientos diferenciales.

En dicho cantil in situ es donde se sitúan los bolardos, defensas, galerías de servicios, etc.

c) Muelles de bloques (ver fig.17)

Estos son los típicos muelles de gravedad, siendo de este tipo la mayoría de los existentes en nuestros puertos.

La solución consiste en fabricar un muro a base de bloques de hormigón en masa, cuyo peso unitario puede llegar a las 100 tn, dependiendo de los medios constructivos que se tengan.

Dado que las acciones van creciendo con la profundidad (peso y empujes), lo normal es ir a una sección escalonada que se va ensanchando a medida que baja.

En estos muelles, los bloques deben atravesarlo de lado a lado, es decir colocados a tizon y no a coga; ya que en caso de no hacerlo así, existe el riesgo de rotura del muelle a través de las juntas, actuando como dos muros en paralelo de menor espesor, y caediendo primero uno y después el otro. (ver fig. 18).

Hay casos especiales en que esto puede admitirse, como veremos al estudiar las variantes de este tipo de muelles.

Aunque teóricamente no debe existir límite en cuanto al calado admisible para este tipo de muelles, la realidad es que no suelen adoptarse para calados superiores a los 10 ó 12 m., lo que da como media una altura total de muelle de unos 15 m.

El motivo de esto reside en que el tamaño de las piezas resultantes para la base del muro es ya excesivamente grande y largo.

Esto obligaría, por un lado, a medios de construcción no standard y posiblemente al armado de los bloques, ya que al resultar muy esbeltos, el hormigón en masa podría resultar insuficiente para resistir los esfuerzos de flexión por manejo y carga (asientos diferenciales, irregularidades en el apoyo del bloque etc.)

En tal caso, la solución perdería su principal ventaja, que es la económica, frente a otras soluciones técnicamente más adecuadas. (cajones).

El sistema constructivo más adecuado, con siste en ir avanzando sobre la obra ya ejecutada, colocando los bloques en forma escalonada -sensiblemente paralela al talud de los materiales del trasdado. (ver fig. 19).

También en este caso de muelles, es necesario cuidar el material de trasdado, para que no se salga por las juntas entre bloques; si siendo frecuente el colocar una primera zona seleccionada, separada si es necesario mediante un filtro del relleno restante, que en ocasiones puede ser de arenas procedentes de dragado.

Al igual que en los muelles en L, es normal terminar la coronación con hormigón in situ, dejando previamente los bloques a

una cota superior al nivel del agua. De esta forma se consigue un cantil rectilíneo sobre el que se colocan los bolardos, defensas etc.

Este muelle que acabamos de ver, es el muelle de bloques más normal; sin embargo, existen multitud de variantes de las cuales señalaremos algunas.

c.1.) Bloques con chimeneas (ver fig. 20)

Se denominan así un tipo de bloques en los que se han dejado dejados unos orificios o chimeneas en sentido vertical, a través de las cuales pueden coserse unos con otros, mediante la colocación de armaduras o perfiles metálicos hormigonados posteriormente.

Este tipo de solución suele utilizarse para la construcción de pilas de bloques en muelles en claraboya o bien en muelles continuos, cuando los bloques no atraviesan totalmente el muro.

En cualquier caso, esta segunda solución no es muy recomendable por lo ya descrito anteriormente; y solo aceptable en casos muy especiales (falta de medios, economía, provisionalidad de la obra).

c.2.) Bloques armados o dovelas (ver fig. 21)

Como ya dijimos antes, la ventaja del bloque frente a otras soluciones más monolíticas (cajones) reside fundamentalmente en su menor coste, ya que de no ser así debe acudir al otro tipo de solución.

Esta economía, de existir, se basa en la falta de armadura de los bloques, con un hormigón en masa sin unas exigencias de resistencia excesivas.

Otra forma de conseguir una economía consiste en reducir el volumen de hormigón, sustituyéndolo por otros materiales menos costosos (gravas o rellenos granulados en general), aunque a cambio se tenga que acudir a un hormigón de mejor calidad y en

ocasionen incluso armado.

La solución consiste, entonces, en construir unos bloques aligerados que se van trabando unos con otros y cuya misión es la de servir de recipiente a un relleno, generalmente material granular, que es el que proporciona el peso requerido para dar estabilidad al conjunto.

Estas piezas, denominadas también dowelas, tienen múltiples formas (circulares, rectangulares o cuadradas, de una o varias celdas etc.), terminadas con un machicabrado para permitir que unas encajen en las otras.

d.) Muelles de cajones (ver fig. 22)

En este tipo de muelles el muro de cierre o las pilas del mismo, están constituidas por unos cajones de hormigón armado generalmente y a veces pretensado, formados por una serie de tabiques y celdas, casi siempre verticales, que se fondean y rellenan para dar la estabilidad necesaria al conjunto.

Técnicamente este tipo de solución es mejor que la de bloques, ya que al ser mayor el monolitismo de los cajones que el de los bloques, esto garantiza unos menores asentamientos diferenciales y a la vez una más uniforme repartición de cargas.

El único problema técnico de los cajones puede residir en el peligro de corrosión de las armaduras en el ambiente marino, pero éste puede resolverse tomando en consideración el caso adecuado de fundación.

Otra medida que suele tomarse a este respecto consiste en rellenar las celdas con hormigón, especialmente las delanteras del muelle, donde además es el único sitio en que puede producirse un impacto (bulbo de proa de los buques).

Este tipo de muelle es adecuado para cualquier tipo de calada, aunque no suele utilizarse en profundidades inferiores a los

quedar a flote en el agua. Este sistema es bastante arriesgado y por ello poco frecuente.

Respecto a la geometría de los cajones, existen múltiples tipos y formas, siendo los más frecuentes: (ver fig. 23).

- Cajones de celdas circulares

Este tipo de cajones es el más ideal desde un punto de vista estructural, ya que como se ha podido comprobar mediante cálculo y ensayos fotoelásticos, el hormigón trabaja a compresión prácticamente en todas partes salvo en la colera y sus proximidades.

Por este motivo resultan siempre estructuras muy poco armadas (de un 30 a un 50 de cuantía Kg. acero/m³ de hormigón).

En contra de esto, tienen la desventaja de un mayor volumen de hormigón frente al volumen de huecos y por lo tanto suelen calar más que los de otro tipo en su puesta a flote.

- Cajones de celdas rectangulares

Estamos en el caso opuesto al anterior; en este caso, los momentos que se producen en las paredes por las presiones del agua exterior (fase constructiva) o de los rellenos interiores (fase definitiva) obliga a ir a hormigones de alta resistencia y fuertemente armados. Las cuantías vienen a salir del orden del doble que para los de celdas circulares.

En este caso el volumen de hormigón frente al de huecos es menor y por lo tanto suelen calar también menos.

- Cajones mixtos

Un tercer tipo de cajón que también se suele utilizar, es una combinación de los dos anteriores, consistente en celdas con pared circular en el exterior y paredes planas en el interior.

Con ello las presiones de agua en la fase constructiva que actúa sobre la parte exterior del cajón es soportada mejor por las paredes en arco exteriores, sin embargo en la fase de relleno

de celdas, las presiones sobre las paredes interiores hay que resistirlas por flexión.

- Otros tipos de cajones

Además de los tres tipos analizados, existen muchos otros, con celdas hexagonales u octogonales, y tabiques a veces no verticales (tipo camilla) o mixtos, cajón-muro en L.

Además de utilizarse para la construcción de muelles es muy frecuente el empleo de cajones en estructuras petrolíferas offshore.

Los cajones, una vez fondeados sobre la banqueta de cimentación, se rellenan normalmente con material granular (arenas o gravas), salvo lo ya dicho para las celdas delanteras.

Una vez hecho ésto, el cajón ya tiene peso suficiente para poder proceder al trasdado del mismo. Posteriormente a esta operación y una vez producidos los movimientos debidos a los posibles asientos elásticos, se procede a la terminación in situ de la coronación del muelle, de un modo análogo al descrito en los muelles de bloques.

3.1.2.- Construidos en seco

En algunas ocasiones, algunas de las soluciones descritas pueden ser construidas en seco, si el terreno natural es suficientemente impermeable y permite realizar una excavación en seco para la construcción del muelle.

En este caso las soluciones que se suelen adoptar, son o bien el muro de hormigón en masa in situ, o bien la de muro en L o similar, aunque en esta ocasión, no necesariamente prefabricado.

Estos suelen ser soluciones frecuentes en cajeros de diques secos.

En caso de que el terreno sea muy permeable y no sea fácilmente realizable una excavación en seco, existen dos posibilidades.

Una de ellas es dragar y acudir a una de las soluciones ya descritas ; y la otra, que en principio es la más lógica si los terrenos existentes tienen unas características geotécnicas mínimas, consiste en construir el muelle desde la superficie.

Dentro de este tipo están algunas de las soluciones mixtas que estudiaremos más adelante (recintos de tablestacas o de pantallas de hormigón), siendo más puramente de cimentación superficial o gravedad la de cajones hundidos.

Lógicamente se trata de una cimentación superficial en su fase definitiva, ya que en su fase constructiva se trata siempre de una cimentación profunda.

Consiste esta solución en la construcción sobre el terreno de recintos de hormigón armado que mediante la excavación en su interior van descendiendo a la vez que se va recreciendo su parte superior.

Estos recintos pueden construirse unos adosados a otros , en caso de tratarse de un muelle continuo, dejando entre ellos el mínimo espacio posible necesario para la construcción, con objeto de evitar que un cajón pueda acoplarse contra otro en su descenso. Dicho espacio se puede cerrar posteriormente mediante una pantalla o pilote.

En otras ocasiones se tratará de cajones aislados bien para pilas de un muelle en claraboya o como cueros de alba. (astillero de Matagorda)

Una vez hecha la excavación y alcanzada la cota de cimentación deseada, se procede a rellenar de nuevo el cajón, generalmente disponiendo en primer lugar en la zona inferior un capa de hormigón que haga las veces de tapón o solera.

Esto no resulta necesario si la cota de cimentación queda por debajo de la cota de dragado del muelle (solución tipo mixto), mientras que es conveniente el colocarlo si la cota de cimentación coincide sensiblemente con la de dragado posterior (cimentación superficial).

3.2.- Cimentación profunda

3.2.1.- Construidos en agua

Dentro de este tipo de muelles existen dos modalidades más frecuentes.

a) Muelles de pilotes (ver fig. 24)

En caso de ser construidos en agua, el pilote a utilizar es del tipo prefabricado e hincado, ya que como veremos más adelante, los pilotes hormigonados in situ presentan grandes dificultades para su ejecución en agua.

Los pilotes prefabricados son de múltiples tipos, debiendo distinguir entre los metálicos y los de hormigón.

Los pilotes metálicos son normalmente de sección tubular, aunque también se utilizan perfiles laminados, simples o compuestos, bien sea normales o tipo tallestaca.

Los pilotes de hormigón pueden ser de hormigón armado o pretensado, siendo normalmente de sección cuadrada maciza los primeros y de sección circular u octogonal hueca los segundos.

Como ya dijimos antes, es preferible hincar los pilotes hasta alcanzar capas de terreno más resistentes (cimentación por punta), pero si dichas capas no existen o están excesivamente profundas, imposibilitando incluso la hincada, se deberán dejar los pilotes hincados sólo dentro del terreno existente, trabajando en este caso por el rozamiento de su fuste con dicho terreno. (cimentación por fuste).

En el primer caso la cimentación es firme y los asentamientos esperados son bajos (elásticos del pilote y de la punta), mientras que en el segundo caso la cimentación es flotante y generalmente con posibilidad de asentamientos mayores.

La geometría típica de un muelle de pilotes consiste en

un tablero de la anchura necesaria para acomodar las instalaciones necesarias que requieran una buena cimentación (grúas) y a su vez que no permita que el pie del talud sobresalga de la línea de cantil. Este tablero apoya sobre los pilotes, empotrados en él. (ver fig. 24a.)

En la parte trasera se dispone un faldón o elemento de cierre para contener los rellenos, de cuyo pie sale un talud, que como hemos dicho no debe sobrepasar la línea de cantil a menos que las condiciones de calado necesario puedan permitirlo.

Como ya se comprende, la altura de este faldón trasero depende de la anchura del muelle y de las cotas de coronación y calado, así como de las características geotécnicas del material del talud; ya que de ello dependerá el ángulo admisible en éste. Hay ocasiones en que puede llegar a ser un elemento independiente de la estructura principal del muelle (muro, pantalla, etc.) (ver fig. 24b.)

Esto que acabamos de describir, corresponde a los muelles sobre pilotes continuos y con superficie o rellenos adosados a su trasdós (mercancías, contenedores; etc.). En el caso de tratarse de muelles tipo pantalan (granales líquidos o sólidos, etc), la obra se limita al tablero apoyado sobre los pilotes. (ver fig. 10.)

Los pilotes pueden ser verticales, en cuyo caso las acciones horizontales se resisten por flexión pura de los pilotes, o bien inclinados en cuyo caso parte de estas acciones horizontales se transforman en compresiones o tracciones en los pilotes.

Lo normal es ir a pilote vertical para los de gran diámetro, ya que su capacidad resistente a flexión es más elevada, y además las inclinaciones alcanzables en su hincado no son muy elevadas y por lo tanto poco eficaces; mientras que para los pilotes de menor sección, se suele acudir al pilote inclinado, lógicamente por los motivos contrarios.

b) Muelles de tablestacas

Comenzaremos analizando lo que son las tablestacas y los

tipos más frecuentes.

Las tablestacas son unos perfiles laminados especiales, que tienen sus bordes adaptados para poder unir unos elementos a otros, permitiendo así formar una pantalla continua con ellos.

Una clasificación inicial básica de los tipos de tablestacas surge considerando la forma de trabajo de éstas, distinguiéndose en dos tipos:

- Tablestacas para resistir a flexión.
- Tablestacas para resistir a tracción.

Dentro de las del primer tipo existen múltiples formas de sección tipo, dependiendo de cada fabricante, aunque en todas ellas lo que se busca es un momento de inercia o momento resistente alto. Son las más normales: (ver fig. 25).

- Las tipo U (Larsen o Sidelor)
- Las tipo Z (belgas)
- Las tipo I (Peine)

Las resistentes a tracción, en las que no se requiere una gran inercia, por lo que también se denominan tablestacas planas, son como su nombre indica totalmente planas, terminando sus bordes laterales en forma adecuada para el encaje de unas en otras.

Son varios los tipos de muelles que se construyen con tablestacas. Normalmente cuando la construcción es por agua se suele acudir al de recintos de tablestacas, que son hundidos en el fondo y rellenos con material granular. Este es un muelle del tipo mixto (Trabajando por gravedad a cota de cimentación profunda); por ello se analizara con más detalle al hablar de los muelles mixtos. (ver fig. 27)

El otro tipo es el de muelle de tablestacas rectas, que trabaja

a flexión pura, hincando las tablestacas en el terreno hasta la cota adecuada. (ver fig. 26)

Esta solución es a veces anclada en cabeza, con objeto de evitar que la tablestaca trabaje simplemente en ménsula, y así reducir los momentos flectores máximos. Estos anclajes suelen situarse al nivel del agua, con objeto de permitir su ejecución en seco, y normalmente se colocan en cuanto el calado del futuro muelle vaya a superar los 2 ó 3 m.

Como puede comprenderse, el tipo de tablestaca a utilizar es el resistente a la flexión.

Los anclajes para tablestacas suelen ser siempre de barra y no de cable para reducir los problemas de corrosión y de ejecución. El cable presenta siempre mayor superficie expuesta a la corrosión por unidad de sección, que la barra.

La disposición de estos anclajes puede ser de dos tipos:

- Anclajes profundos al terreno, en cuyo caso suelen ir inclinados a unos 45° hasta alcanzar las capas resistentes o hasta haber conseguido la longitud necesaria de fuste o bulbo para trabajar por rozamiento.

- Anclajes superficiales en cuyo caso suelen ser horizontales, anclando el extremo opuesto a la tablestaca o bien a un macizo de hormigón, que resiste el tiro por peso-rozamiento, o bien se sujeta a otra pantalla o muro trasero de menor altura que resiste por el empuje pasivo del terreno.

La coronación del muelle suele terminarse de hormigón, atando las cabezas de todas las tablestacas, y en él se colocan las defensas y bolardos, de modo que éstos coincidan con punto de anclaje, para que los tiros de amarras se transmitan directamente a éste.

3.2.2.- Construidos en seco

En este caso son factibles cualquiera de las dos soluciones antes descritas, siendo éste incluso el caso más frecuente de ejecución de pantallas de tablestacas.

En este caso, si la solución que se adopta es de pilotes, es normal acudir a los pilotes *in situ*.

a) Pilotes *in situ*

En este caso los pilotes se construyen por excavación previa del terreno y hormigonado posterior.

La excavación puede realizarse o bien por el empleo de lodos (bentonita, sepiolita) que van rellenando el hueco de la excavación y conteniendo su perímetro por la presión que los lodos ejercen contra él por su densidad; o bien mediante entubación metálica que se va hincando a medida que avanza la excavación.

El primer tipo de solución sólo es aplicable en terrenos no excesivamente porosos (granulometría cerrada y normalmente arenas o mas finos), mientras que el segundo no presenta este problema.

Por otra parte en obras marítimas y terrenos permeables son de esperar posibles corrientes de agua por los poros, por lo que es muy frecuente y recomendable el acudir a una camisa metálica perdida que garantice un menor lavado del hormigón y una mayor uniformidad en el pilote.

b) Pantallas de hornión

Desde un punto de vista resistente el funcionamiento de esta solución es similar al de las pantallas de tablestacas, siendo también normal el anclado en cabeza.

La diferencia reside en el sistema constructivo y en el material de la pantalla, que en este caso es de hormigón generalmente armado, aunque exista la posibilidad de hacerlo pretensado.

La construcción de la pantalla se realiza con excavación previa del terreno, utilizando para ello el sistema de lodos ya descrito.

Suelen construirse por módulos de 2 a 3 m. de longitud en planta, con anchuras variables según el caso (0,8 1,0 1,2 m.)

Las secciones de estos módulos pueden ser de distinta forma, siendo las más frecuentes de sección rectangular o en T, consiguiéndose en este caso un mayor momento de inercia.

Al igual que con los pilotes in situ, una vez hecha la excavación, se introduce en ella la armadura montada en forma de jaula, prosiguiéndose con el hormigonado, que debe realizarse de la base del cimiento y en forma ascendente, con objeto de que el hormigón vaya desplazando a los lodos en su ascenso.

También en esta solución la coronación suele hacerse en una segunda fase, atando con ella las cabezas de los distintos módulos de pantalla.

3.3.- Muelles mixtos

Hemos incluido en esta denominación aquellos muelles que trabajando fundamentalmente por gravedad, su cota real de cimiento (terreno natural) queda situada por debajo fondo marino.

3.3.1.- Construidos en agua

a) Cajones o recintos de tablestacas

Ya se describió brevemente en que consistía esta solución al hablar de los muelles de tablestacas. Son recintos hincados en el fondo y rellenos posteriormente, para darle al conjunto el peso necesario para su estabilidad. (ver fig. 27)

En caso de utilizar tablestacas planas, la forma de los recintos es la circular, con lo cual las presiones del relleno contra el perímetro se transforma en una tracción a soportar por las tablestacas.

Si por el contrario se utilizan tablestacas resistentes a la flexión, los recintos se construyen mediante dos pantallas rectas paralelas atirantadas entre sí, que resisten las presiones del relleno por flexión.

b) Mejoras o sustituciones de terreno.

Este tipo de solución consiste en transformar cimentaciones profundas en superficiales.

Para ello existen dos posibilidades, o bien dragar los terrenos blandos hasta alcanzar capas mas resistentes sustituyéndolo posteriormente con un material de mejor calidad (gravas, escolleras); o bien mejorar sus características resistentes.

Esta mejora en caso de terrenos arenosos puede consistir en una consolidación artificial, generalmente por vibroflotación aunque también existe la posibilidad de una precarga.

En caso de terrenos menos permeables, la solución puede consistir en unos pilotes de grava, que permitan una mayor rapidez en la disipación de las presiones intersticiales.

Una vez conseguidas las características geotécnicas adecuadas ya puede acudir a cualquiera de los tipos de solución de cimentación superficial.

El decidir si es preferible una solución de este tipo o una

de cimentación profunda es una cuestión económica, dependiendo por lo tanto mucho de la cota a que se encuentren las capas más resistentes del terreno natural.

3.3.2. Construidos en seco

Además de la solución de recinto de tablestacas, que también pueden construirse en seco si el terreno existente permite su hincas, existe la posibilidad de acudir a recintos construidos con pantallas de hormigón.

El funcionamiento es similar al de aquellos, teniendo siempre en cuenta que las pantallas de hormigón no pueden trabajar a tracción perimetral porque es muy difícil garantizar una buena unión entre los distintos módulos.

4. Acciones a considerar para el diseño

Como resumen incluimos a continuación las acciones básicas a considerar en el diseño de la obra de atraque y amarre propiamente dicho, son:

1. Dependientes de la explotación.

1.1. Debidas al buque

a) Atraque del buque. Buque atracando y atracado.

a.1.) Defensas. Tipos. Diseño: separación, escudo.

a.2.) Duques de alba. Rígidos o flexibles. Diseño.

b) Amarre del buque.

b.1.) Vientos, corrientes, mareas y oleaje.

b.2.) Diseño del amarre. Distribución y tiros.

1.2. Debidas a las sobrecargas de uso.

a) Fijas. Sobrecargas uniformes según tipos de usos.

b) Móviles. Grúas, ferrocarriles, camiones.

2. Independientes de la explotación.

- 2.1. Peso propio.
- 2.2. Debidas al terreno. (empujes, asientos, rozamientos).
- 2.3. Debidas al agua. (empujes, subpresión, corrientes y oleaje).
- 2.4. Temperatura.
- 2.5. Sismo.

3. Constructivas.

- 3.1. Muelles de gravedad. Fases constructivas. Flotación.
- 3.2. Pilotes. Manejo e hínca. Fases constructivas.
- 3.3. Tablestacas. Fases constructivas. Hínca, relleno, anclaje.

INDICE DE FIGURAS:

1. Muelle para graneles líquidos (tipo pantalán)
2. Muelle adosado a dique.
3. Definición de alzado.
4. Plataforma de carga.
5. Posiciones extremas de buque.
6. Disposición elementos de atraque.
7. Disposición elementos de amarre.
8. Sección típica acceso principal.
9. Lira de dilatación de tuberías.
10. Muelle para graneles sólidos:
 - Cargadero de mineral de Huelva.
 - Cargadero de fosfatos de Sahara.
 - Muelle mineralero de Gijón.
11. Muelles de mercancía general y contenedores.
 - Muelle mercancía general de Huelva.
 - Muelle contenedores de Santos.
 - Muelle contenedores Algeciras.
12. Muelles para pasajeros.
13. Clasificación por características resistentes.
14. Clasificación por sistema constructivo.
15. Muelles de hormigón in situ.
16. Muelles prefabricados tipo L.
17. Muelle de bloques.
18. Muelle con bloques a soga.
19. Fases constructivas muelle de bloques.
20. Bloques con chimenea.
21. Bloques armados (dovelas).

22. Muelle de cajones.
23. Geometría de cajones.
24. Muelle de pilotes:
 - .Con faldón trasero.
 - .con muro trasero.
25. Tipos de tablestaca.
26. Muelles de tablestaca tipo pantalla.
27. Muelles de tablestaca tipo recinto.
28. Muelles de tablestacas.

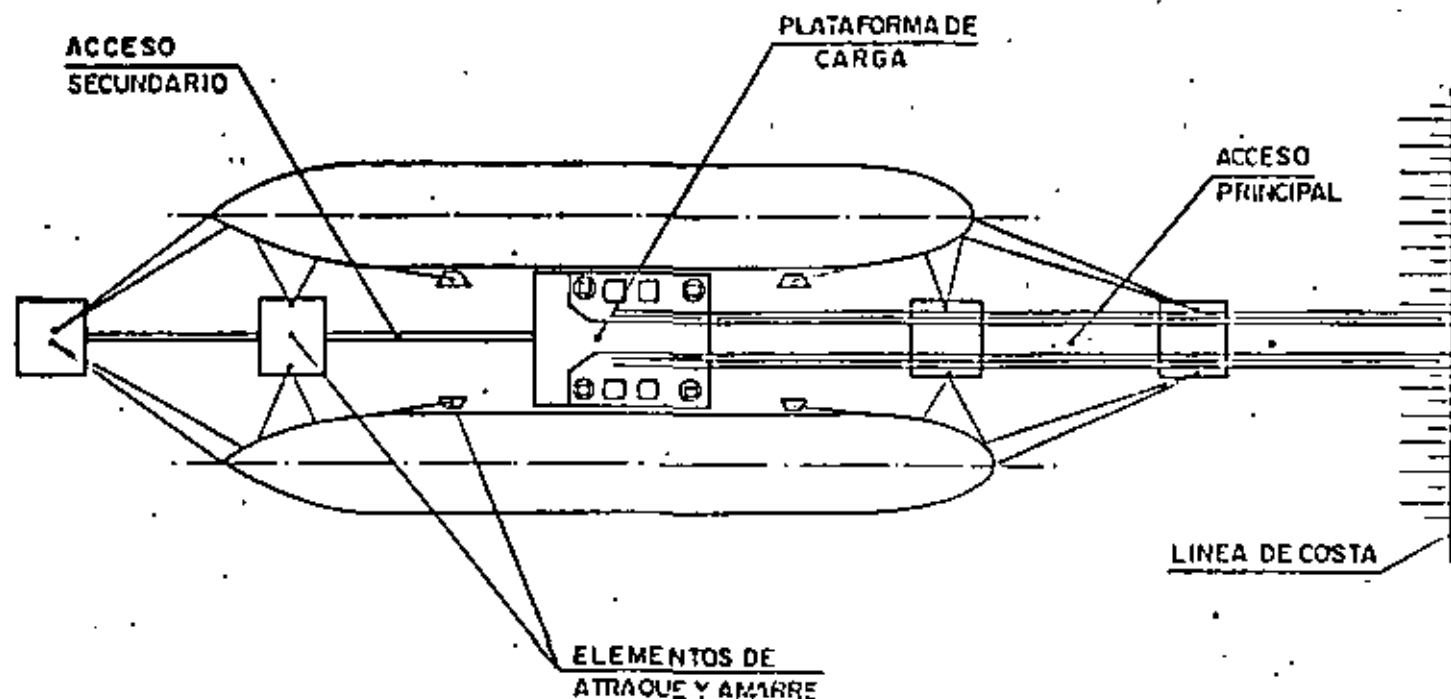


FIG-1.- MUELLE PARA GRANELES LIQUIDOS
(TIPO PANTALAN)

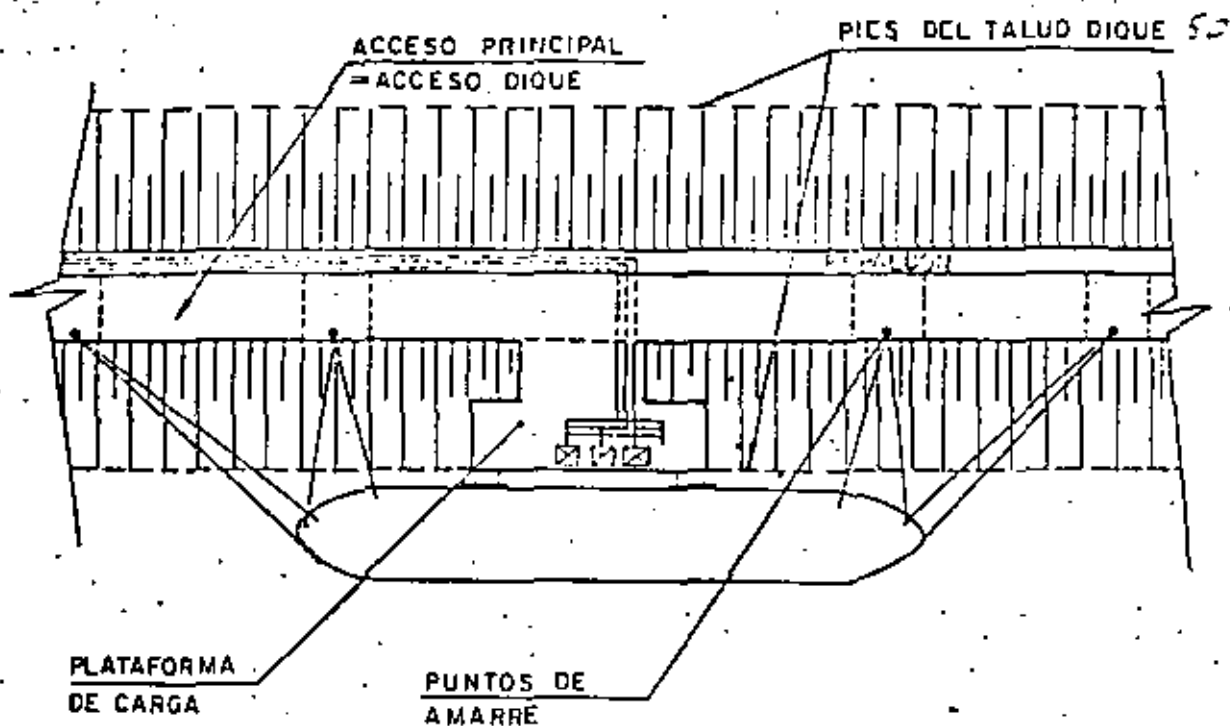
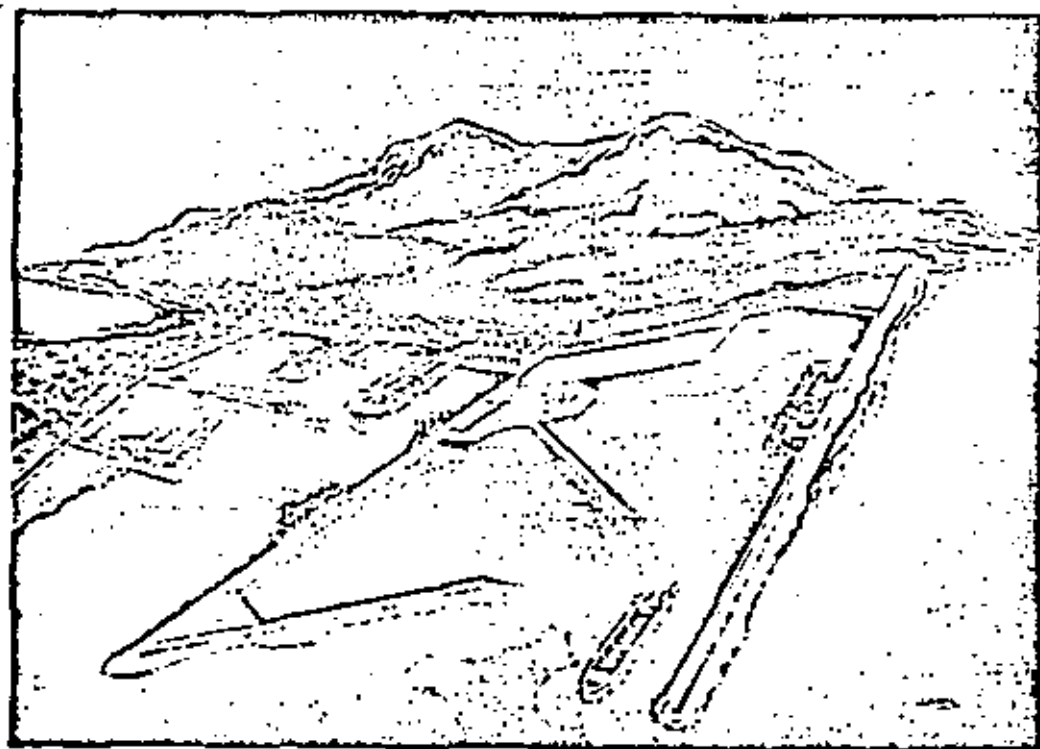


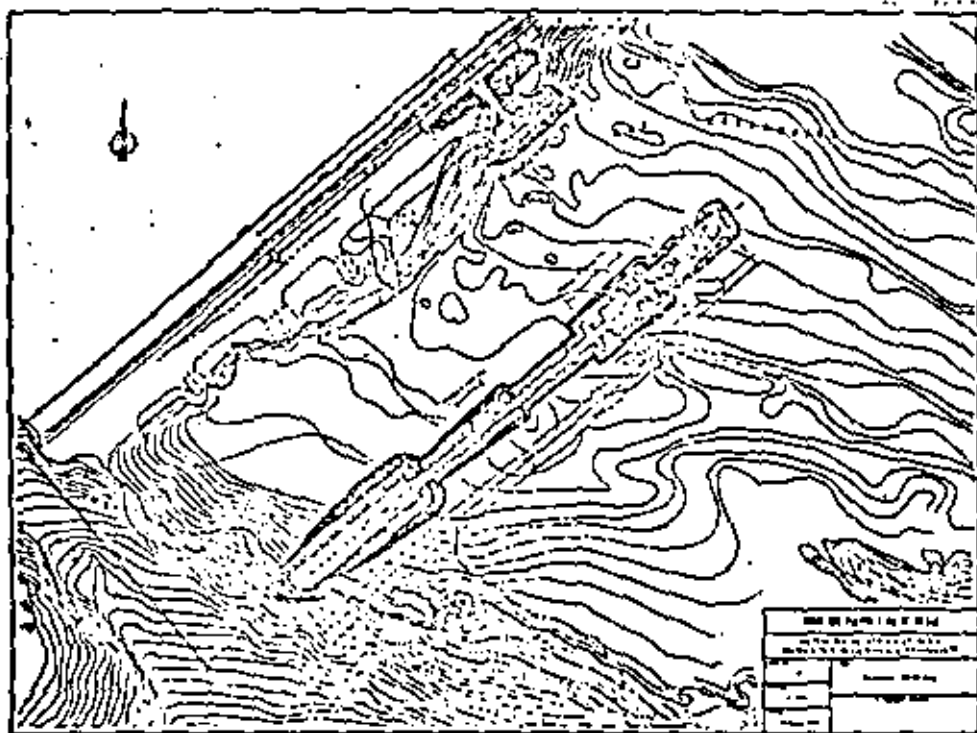
FIG. 2 - MUELLE ADOSADO A DIQUE



ATRAQUE PETROLEROS. PUERTO EXTERIOR LAS PALMAS



PANTALAN DE PETROLIBER (CORUÑA)



ATRAQUES REFINADOS (BILBAO)

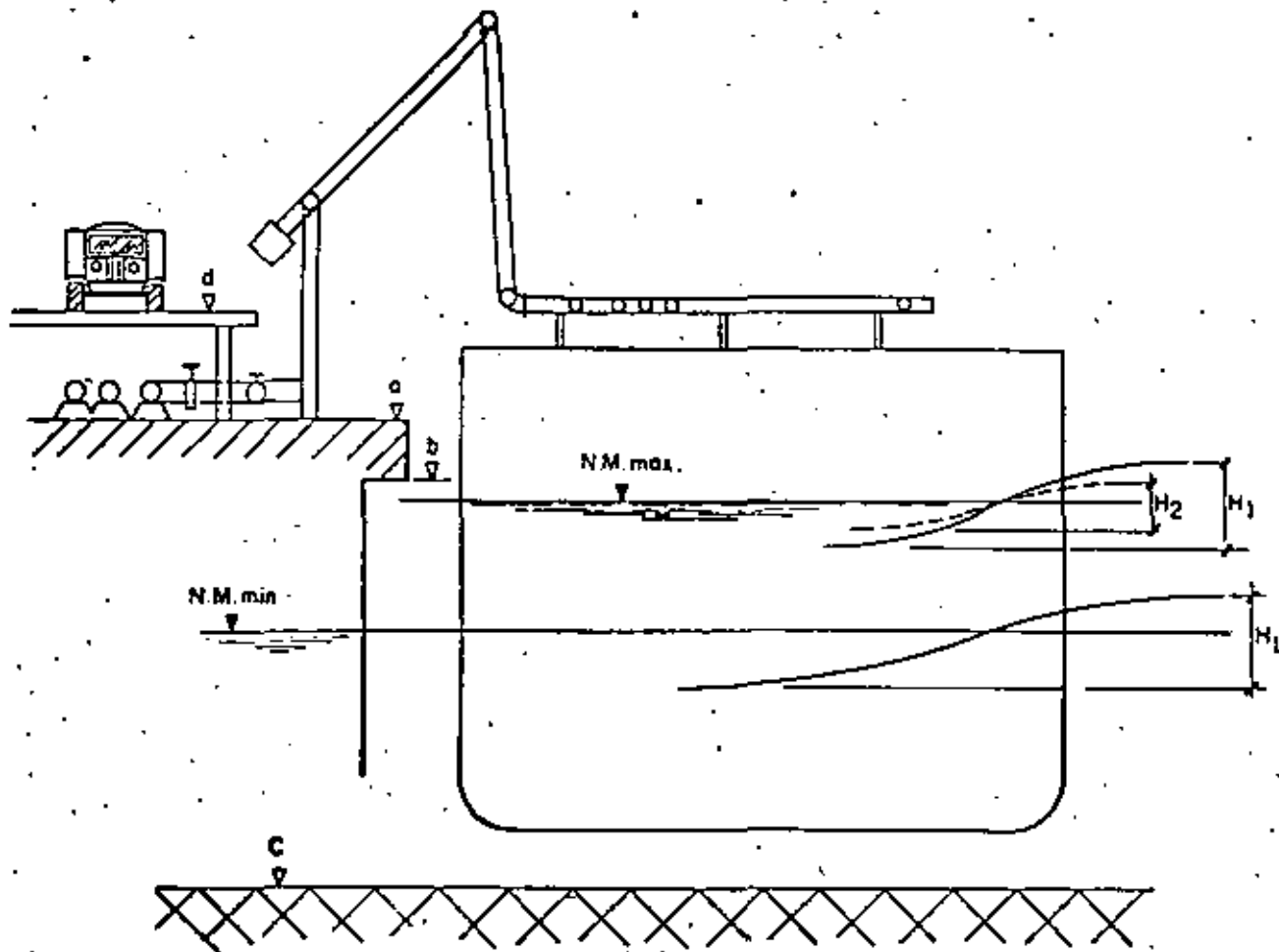


FIG. 3.-DEFINICION EN ALZADO

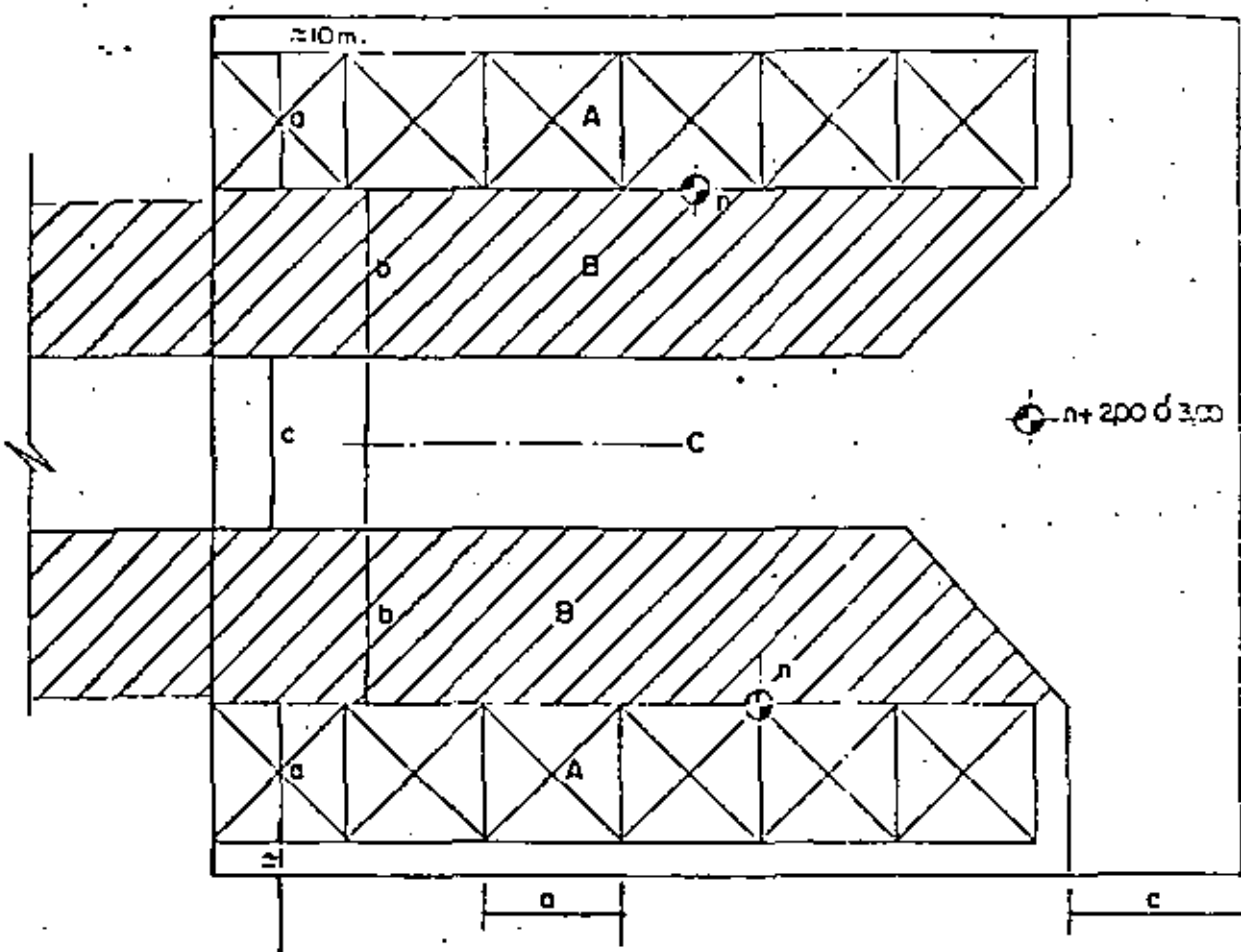


FIG.4-PLATAFORMA DE CARGA

A = Zona para Brazos de carga y torres contra incendios.

B = Zona de tuberías (codos, valvulas, pigs etc.)

C = Zona de calzada (circulación vehiculos y personas)

n = Cote de coronacion.

a = 3 a 5 m. aproximadamente.

b = 10 a 20 m. aproximadamente.

c = 3 a 5 m. aproximadamente.

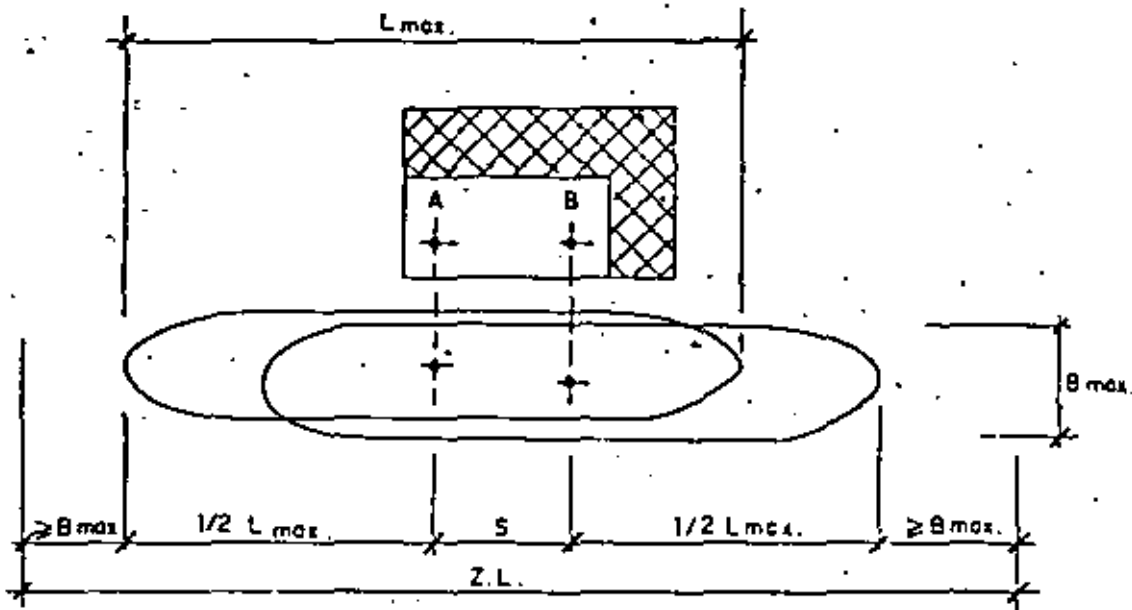


FIG. 5.- POSICIONES EXTREMAS DE BUQUE

- Z.L. = Zona libre de obstáculos.
- L_{Max} = Eslora del buque máximo.
- B_{Max} = Manga del buque máximo.
- S = Separación entre los brazos de carga extremos A y B.

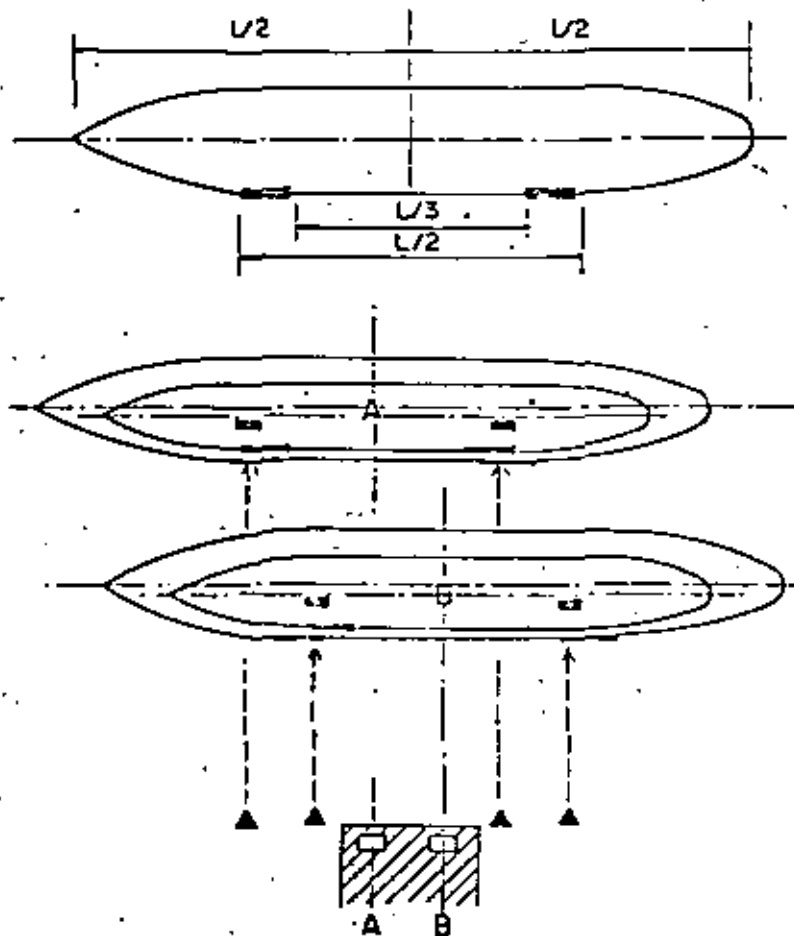


FIG 6.- DISPOSICION ELEMENTOS ATRAQUE

- A = Buques atracados centrados con el brazo de carga extremo A.
- B = Iden. con el brazo B.
- L = Eslora.
- = Zonas optimas para el apoyo del buque.
- * = Solapes entre las zonas optimas de apoyo para los distintos buques y posiciones de atraque.
- ▲ = Puntos de atraque resultantes.

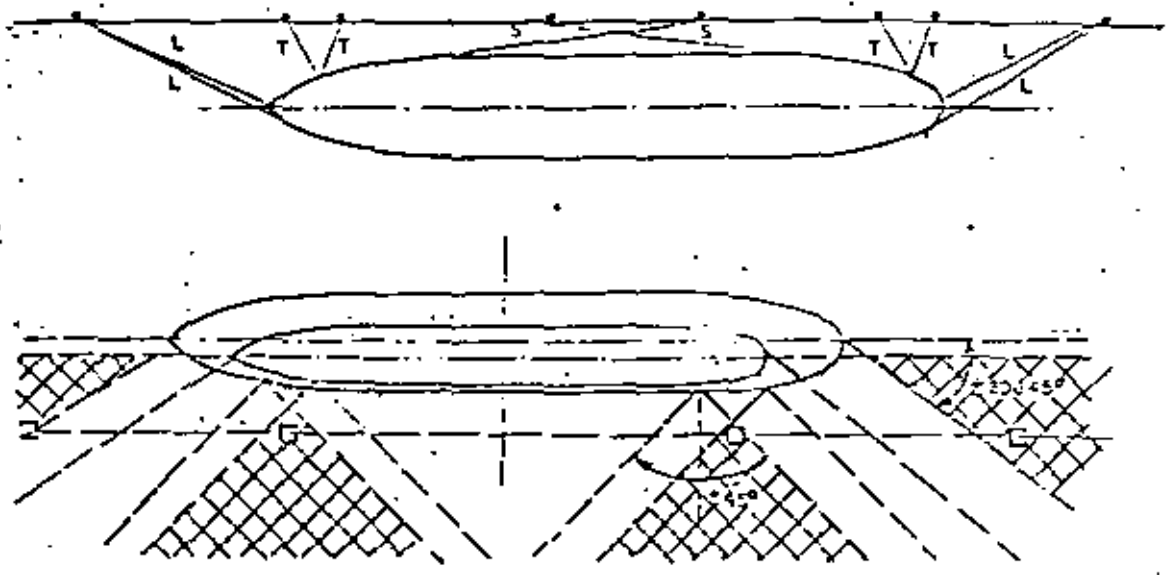


FIG. 7.— DISPOSICION DE LOS ELEMENTOS DE AMARRE

- L = Amarras largas de proa o popa.
- T = Traveses.
- S = Springs.
- ▨ = Sector optimo de situacion de amarras.
- ▩ = Zona comun de los sectores optimos para los diversos buques.
- M = Posibles puntos de ubicacion de los elementos de amarre.

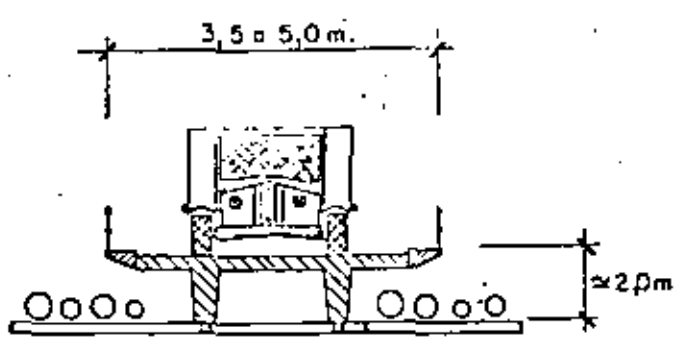


FIG. 8.- SECCION TIPICA ACCESO PRINCIPAL

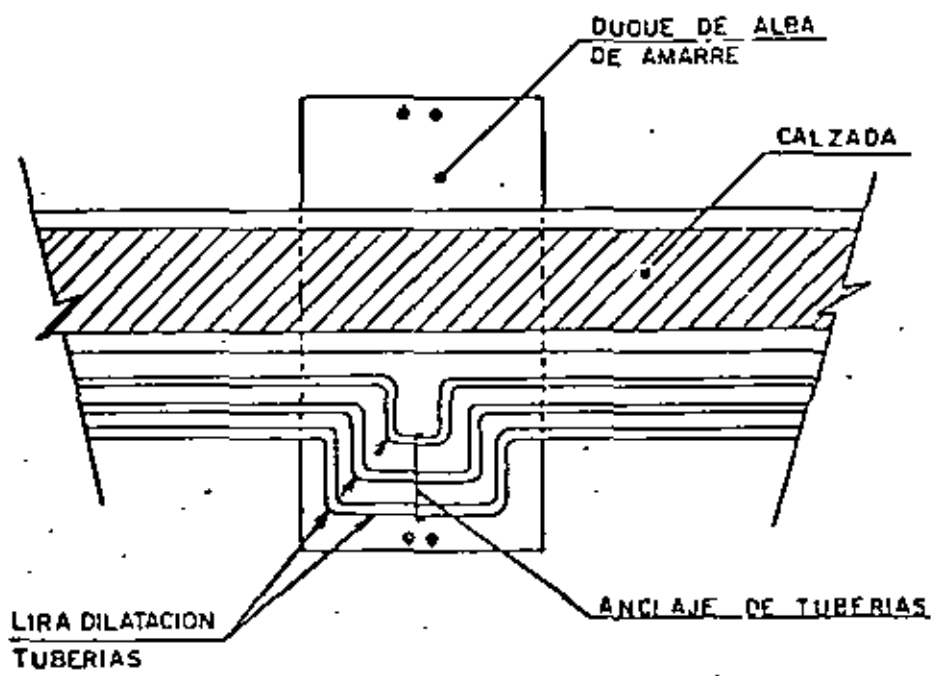


FIG. 9.- LIRA DE DILATACION DE TUBERIAS

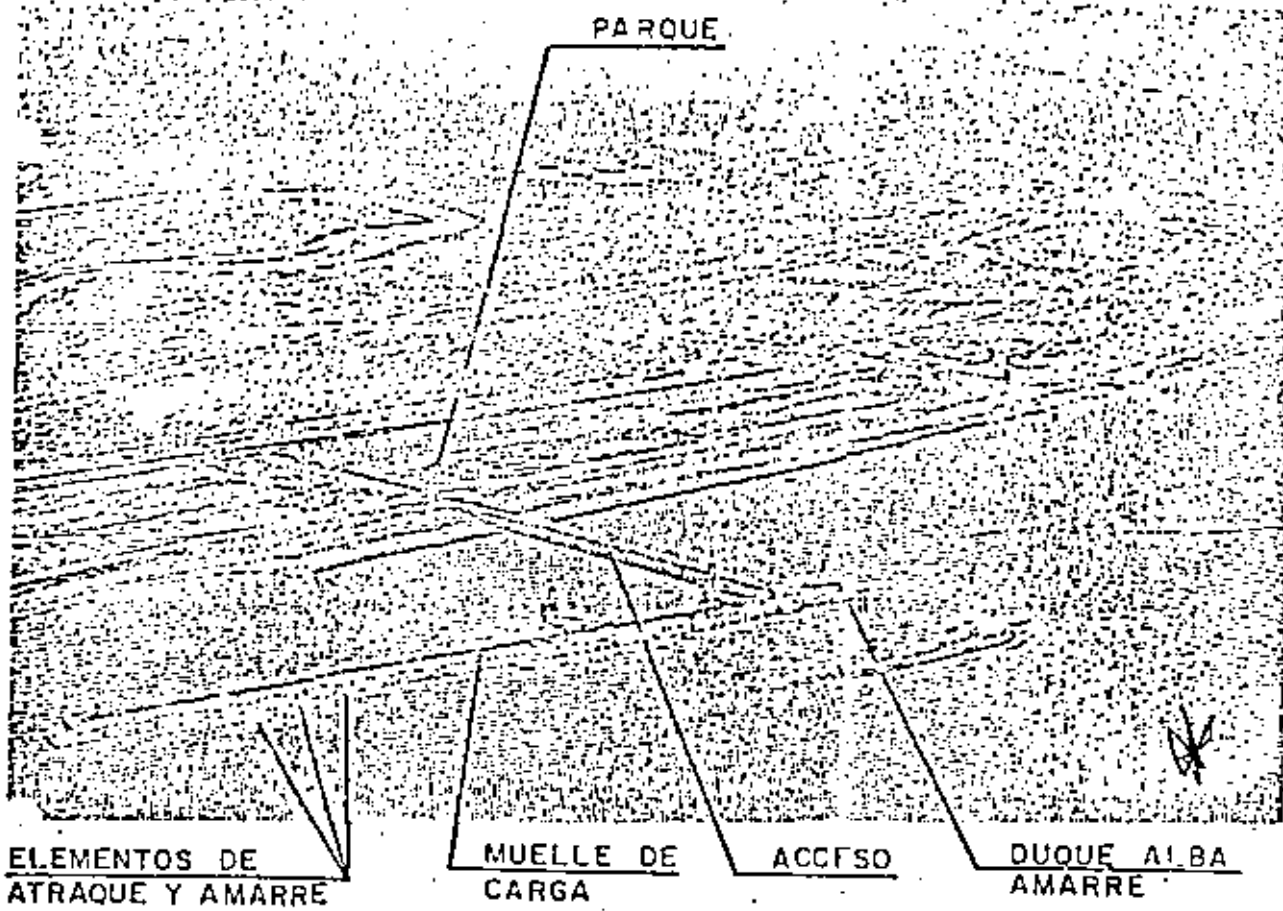


FIG. 10.- MUELLE PARA GRANELES SOLIDOS (CARGADERO MINERAL HUELVA)

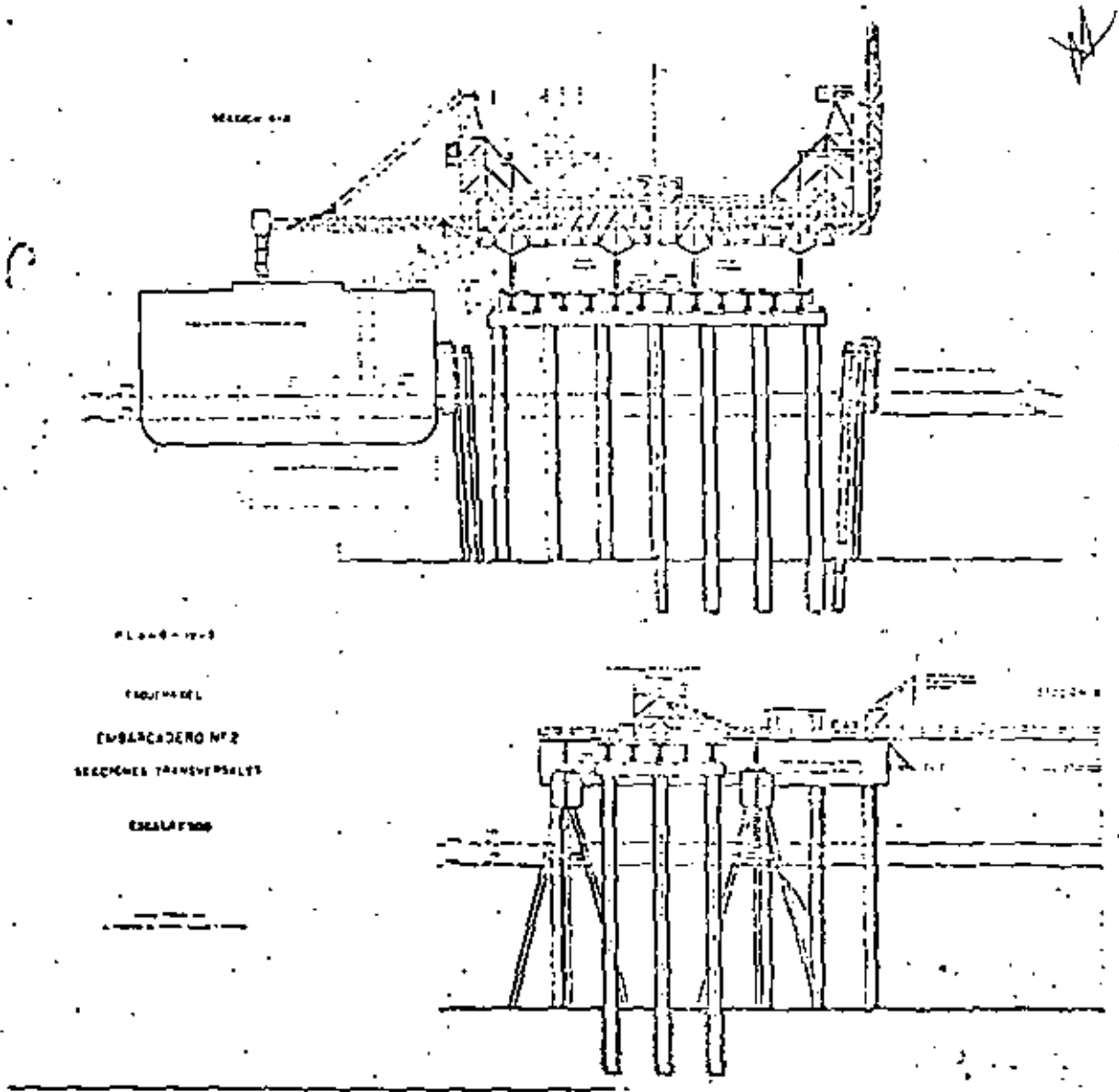


FIG. 10.- CARGADERO DE FOSFATOS DEL SAHARA

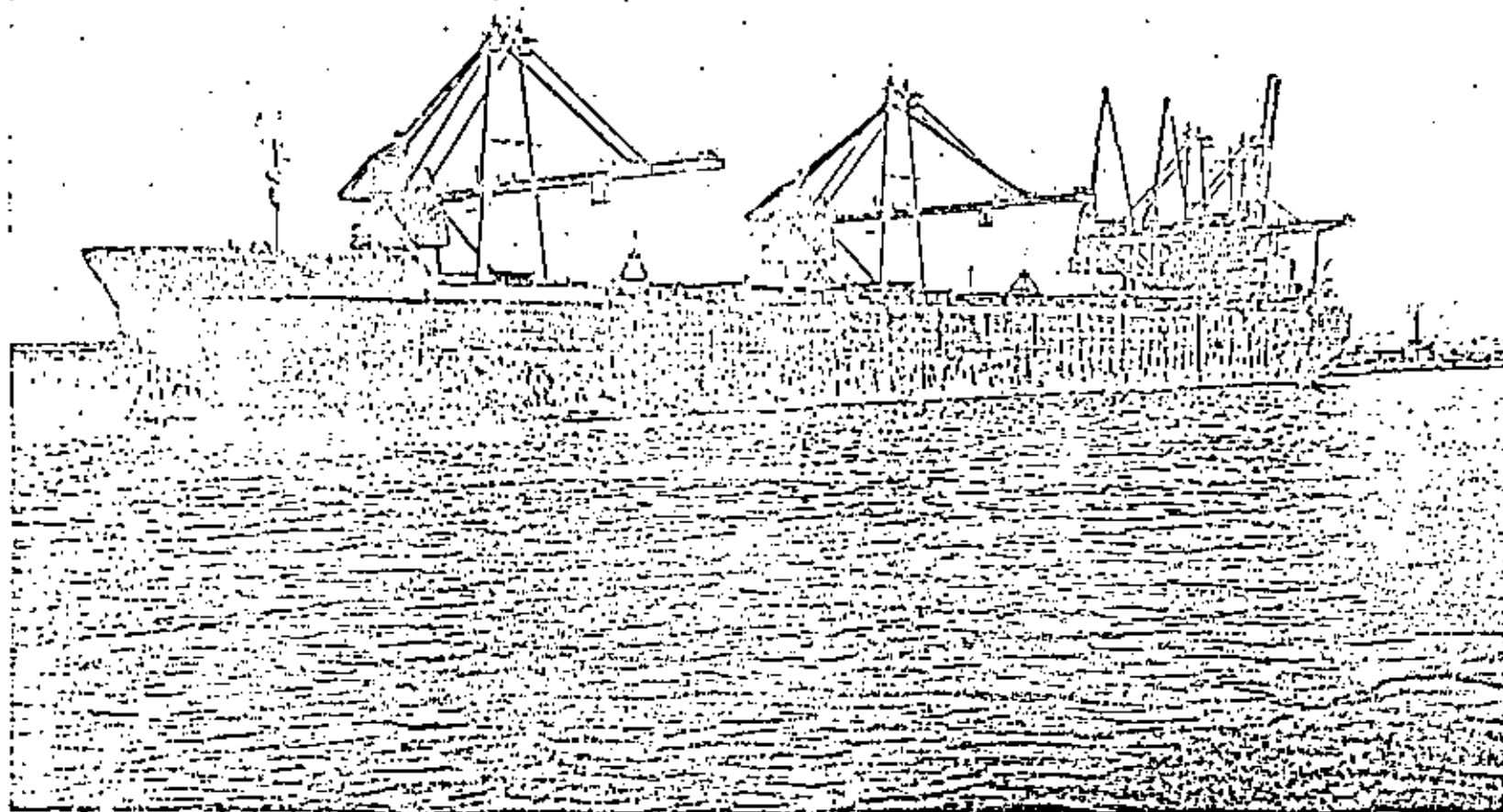
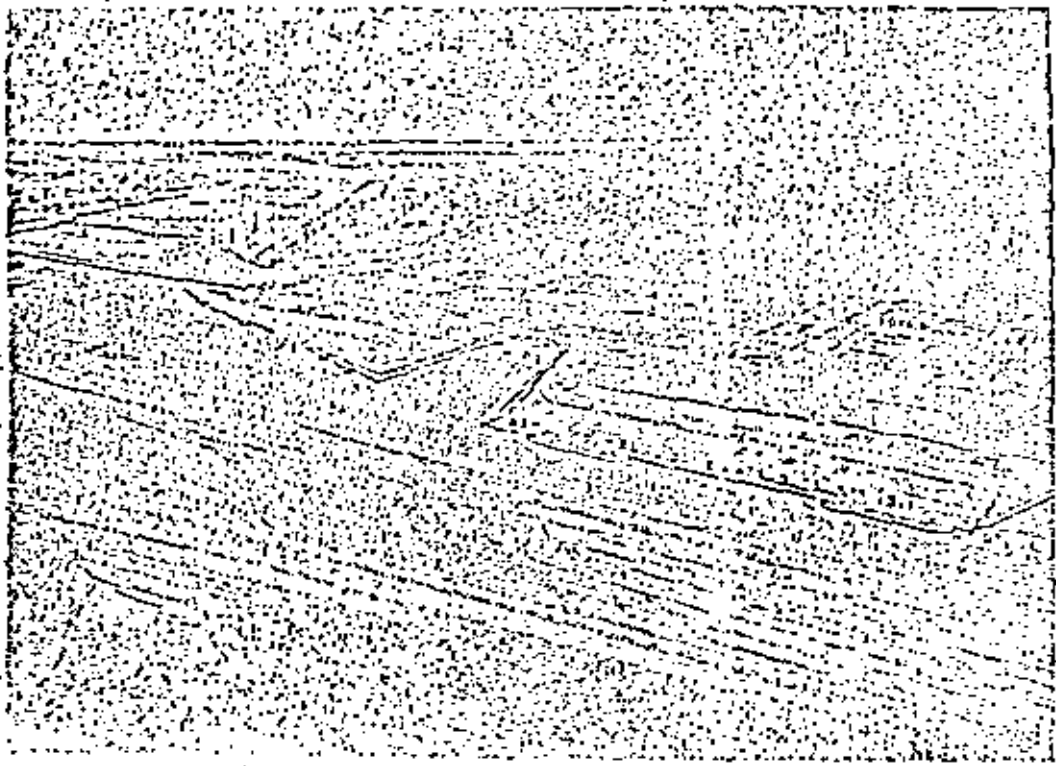


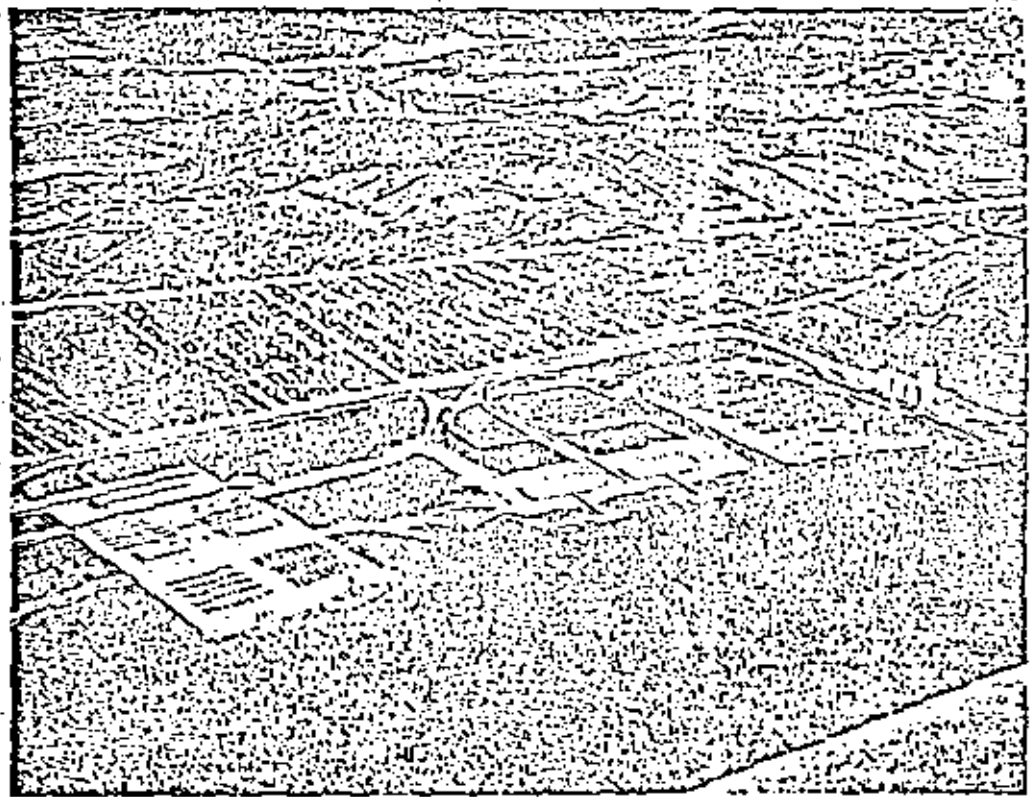
FIG. 10.- MUELLE MINERALERO DE GIJON

02

4



- Muelle para mercancía general en Huelva.



- Muelle para contenedores, terminal fertilizantes y cargadero de maíz del puerto de Santa Cruz.

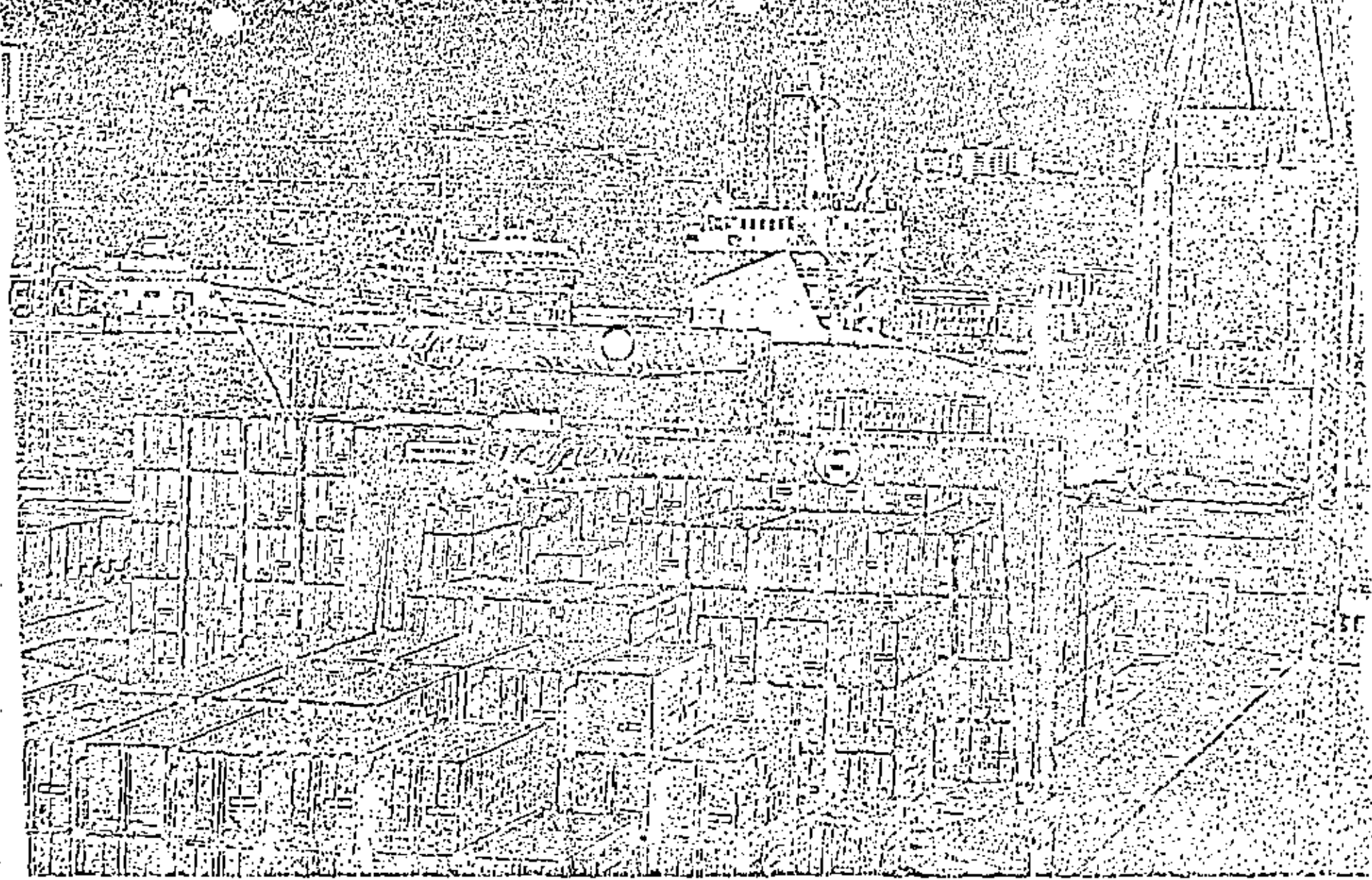
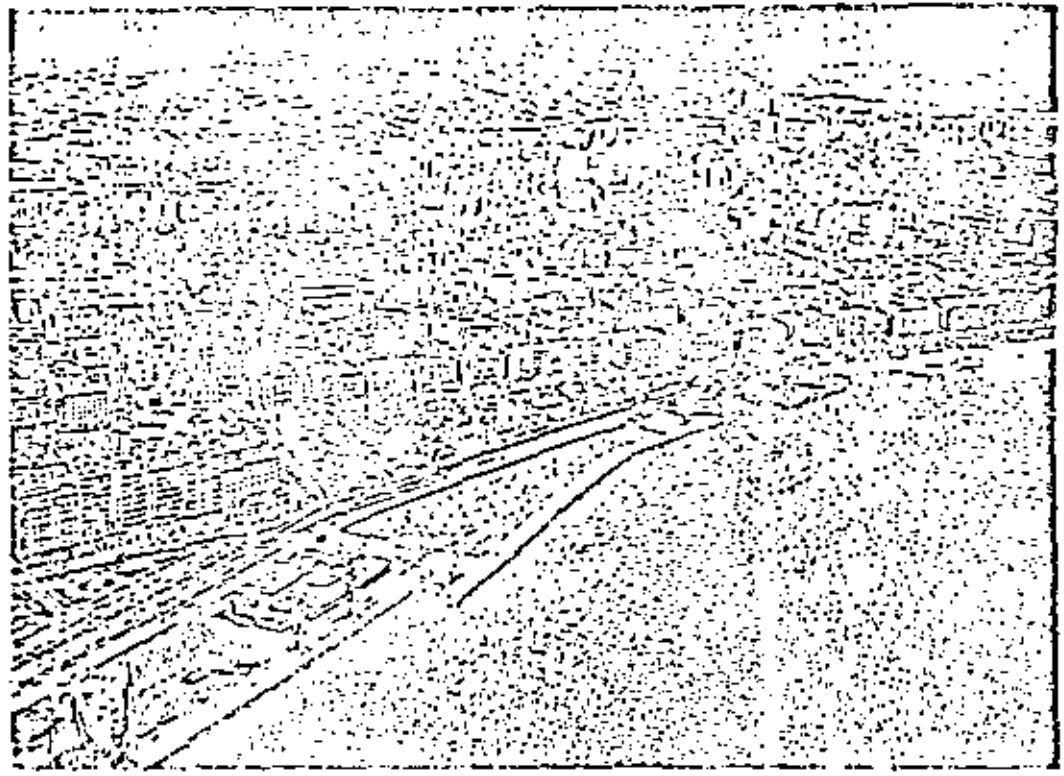


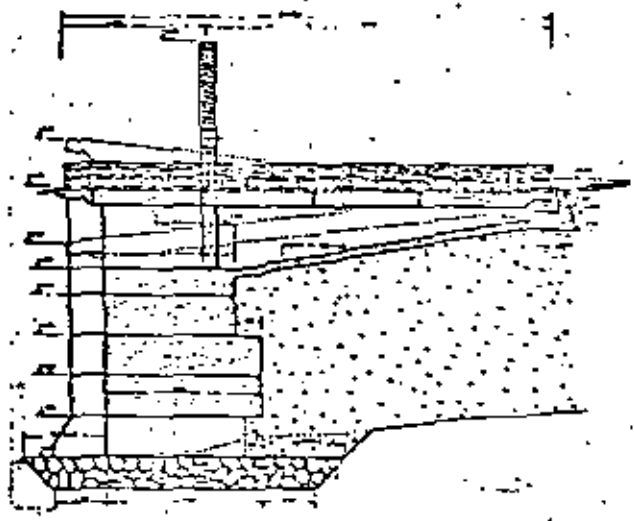
FIG.11.- MUELLE CONTENEDORES ALGECIRAS

A 69

A

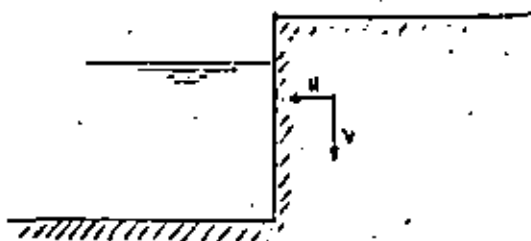


Muelle para transbordadores en Santander

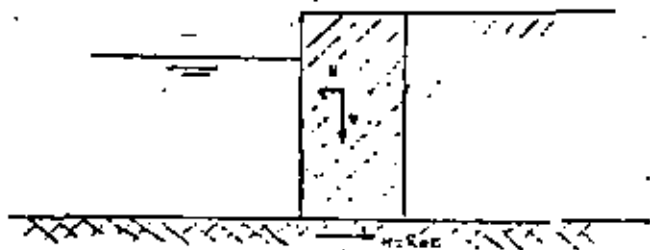


- Sección tipo por pasarela móvil.

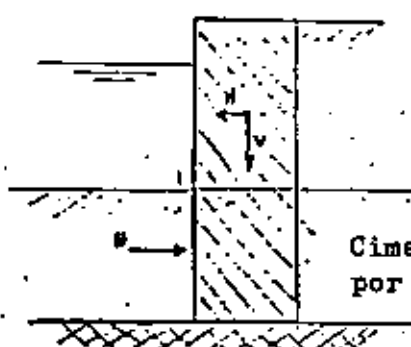
FIG. 12.- MUELLES PARA PASAJEROS



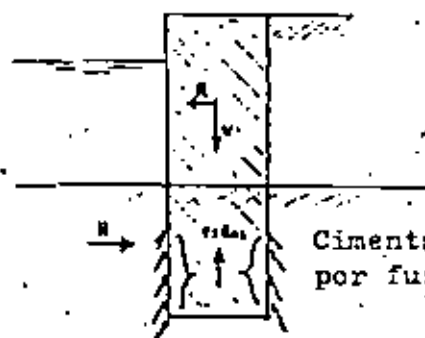
Acciones sobre el zudle



Cimentación superficial

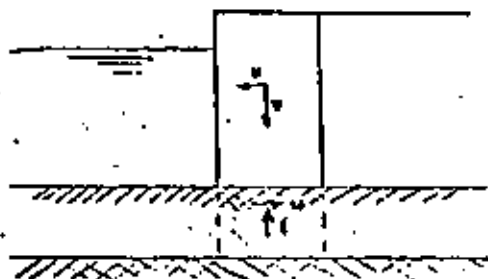


Cimentación por punta



Cimentación por fuste

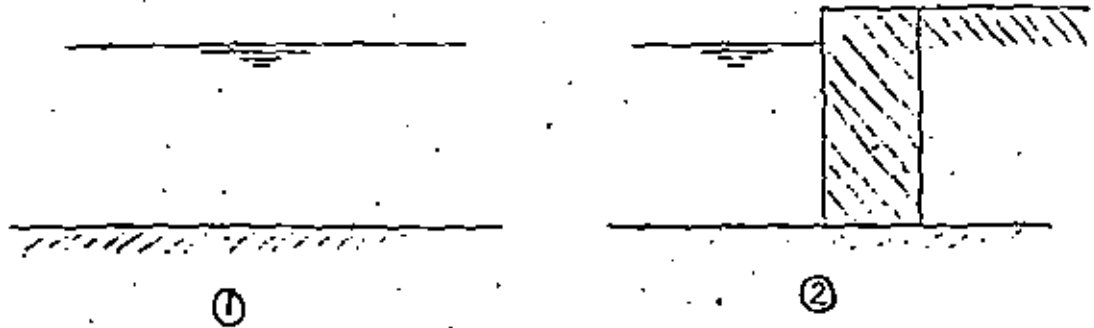
Cimentación profunda



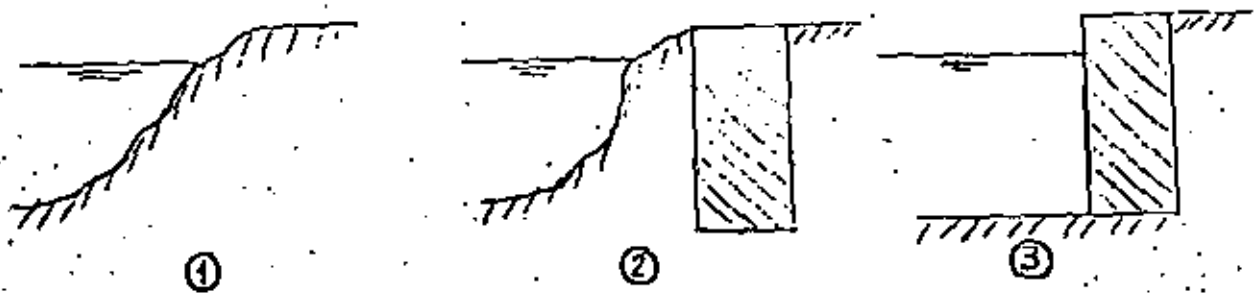
Mixto

FIG.13.- CLASIFICACION POR CARACTERISTICAS RESISTENTES

A



Muelle construido en agua



Muelle construido en seco

FIG.14.- CLASIFICACION POR SISTEMA CONSTRUCTIVO.

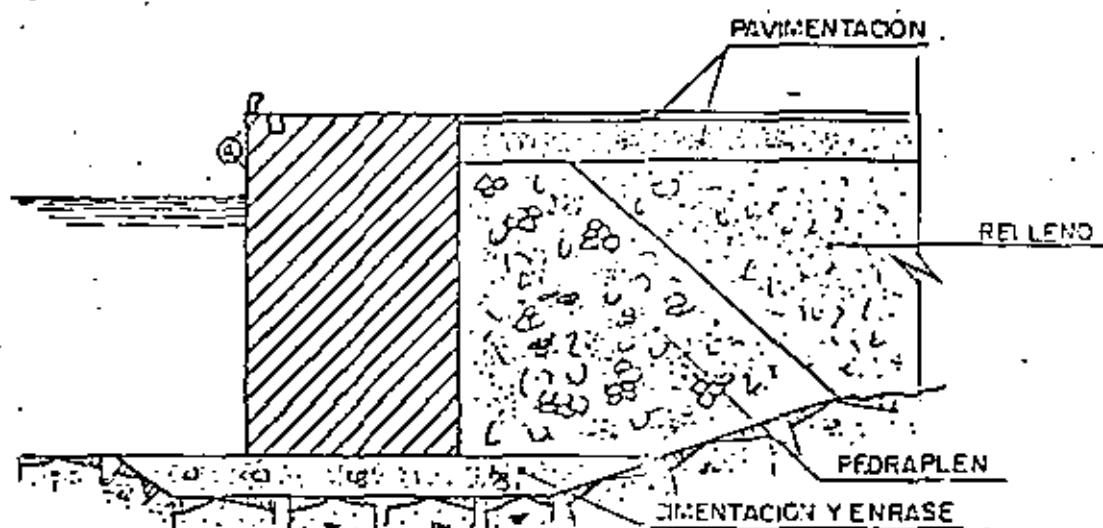


FIG.15.- MUELLES DE HORMIGON IN SITU

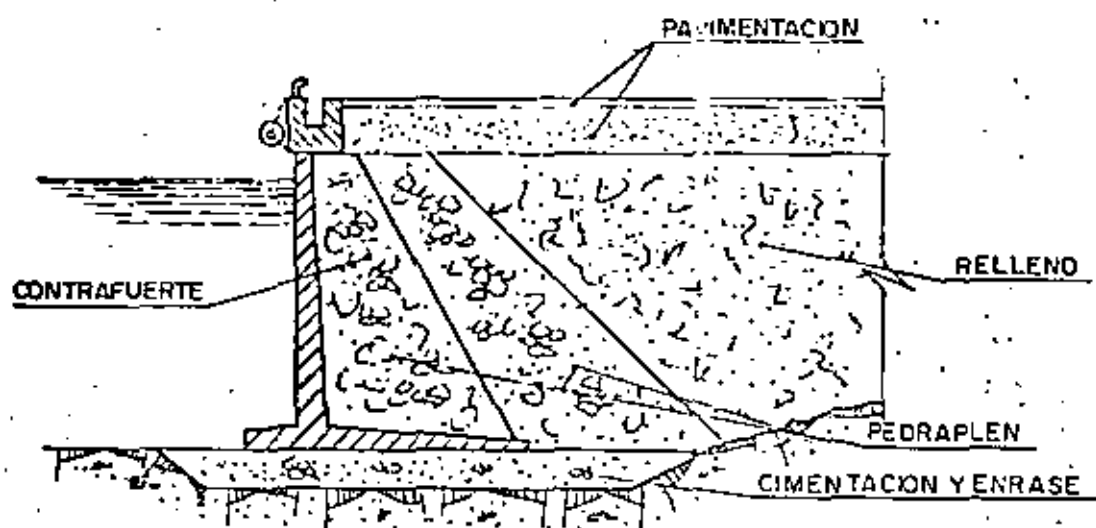


FIG.16.- MUELLES PREFABRICADOS TIPO L

18

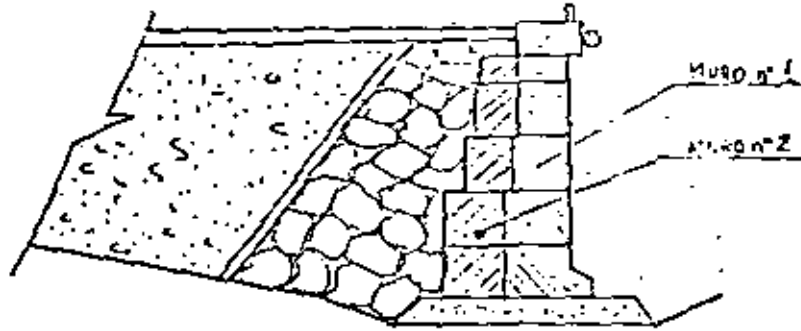


FIG.18.- MUELLE CON BLOQUES A SOGA

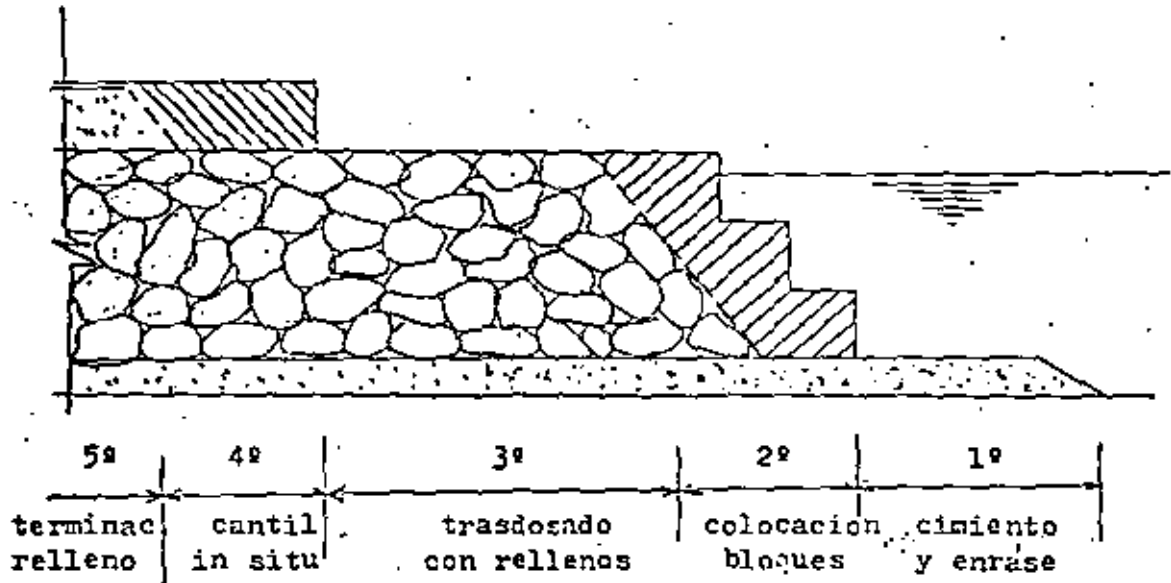


FIG.19.- FASES CONSTRUCTIVAS-MUELLE BLOQUES

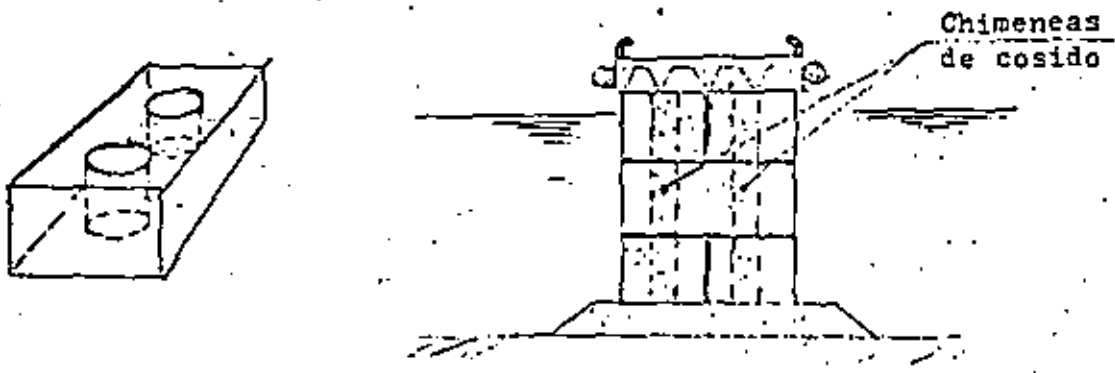


FIG.20.- BLOQUES CON CHIRRENA

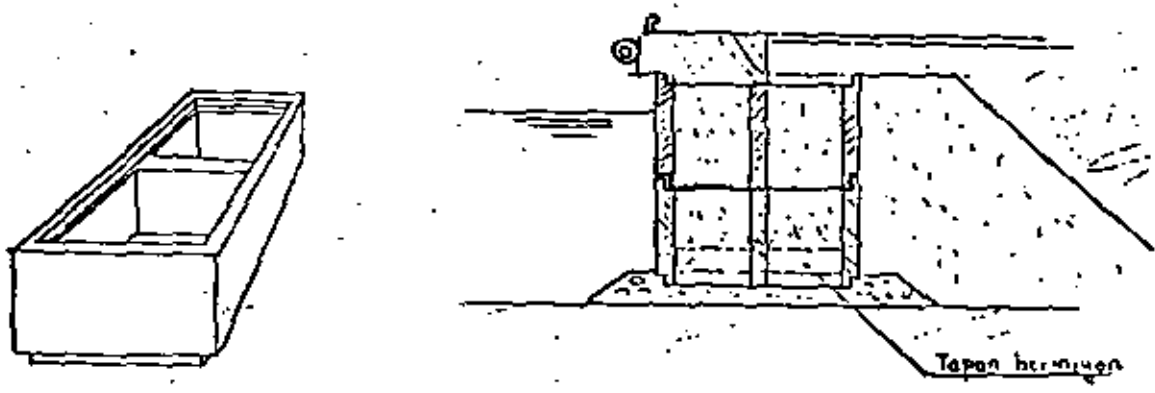


FIG.21.- BLOQUES ARMADOS (DOVELAS)

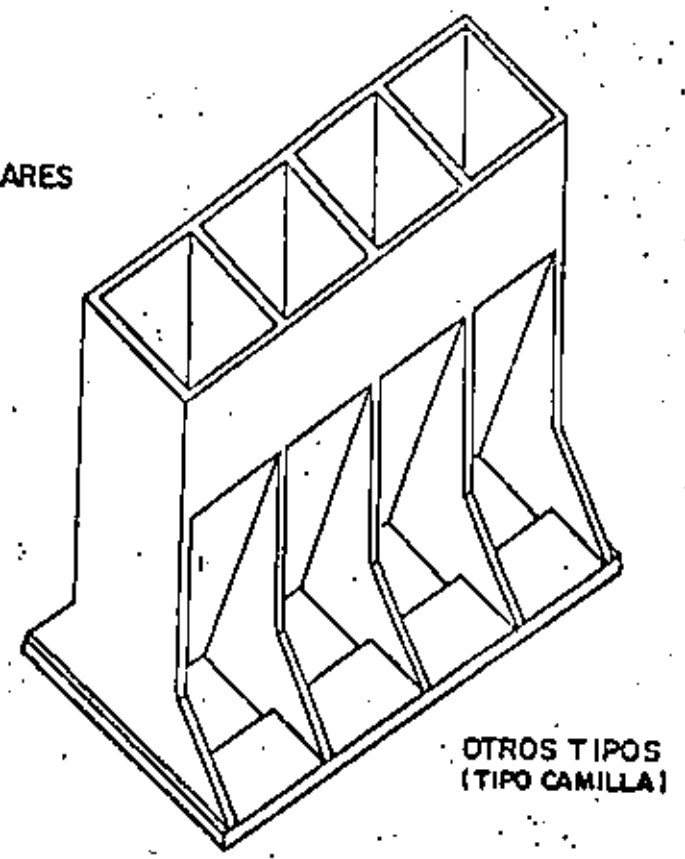
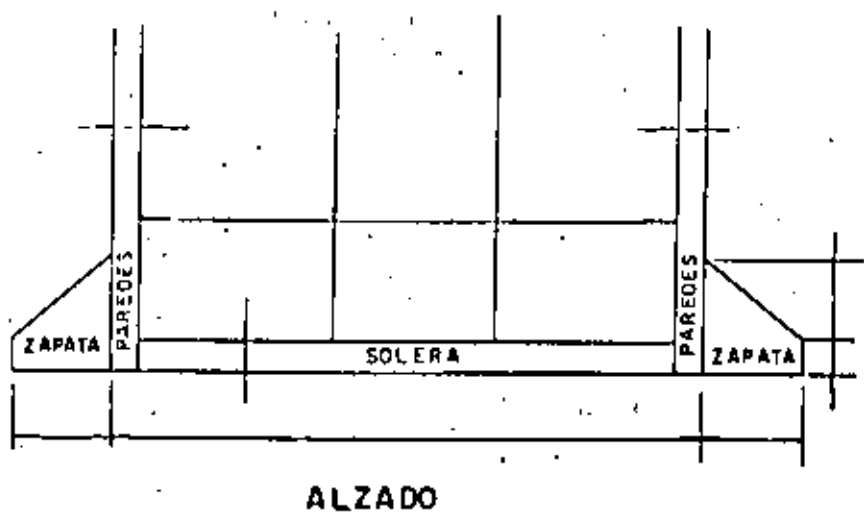
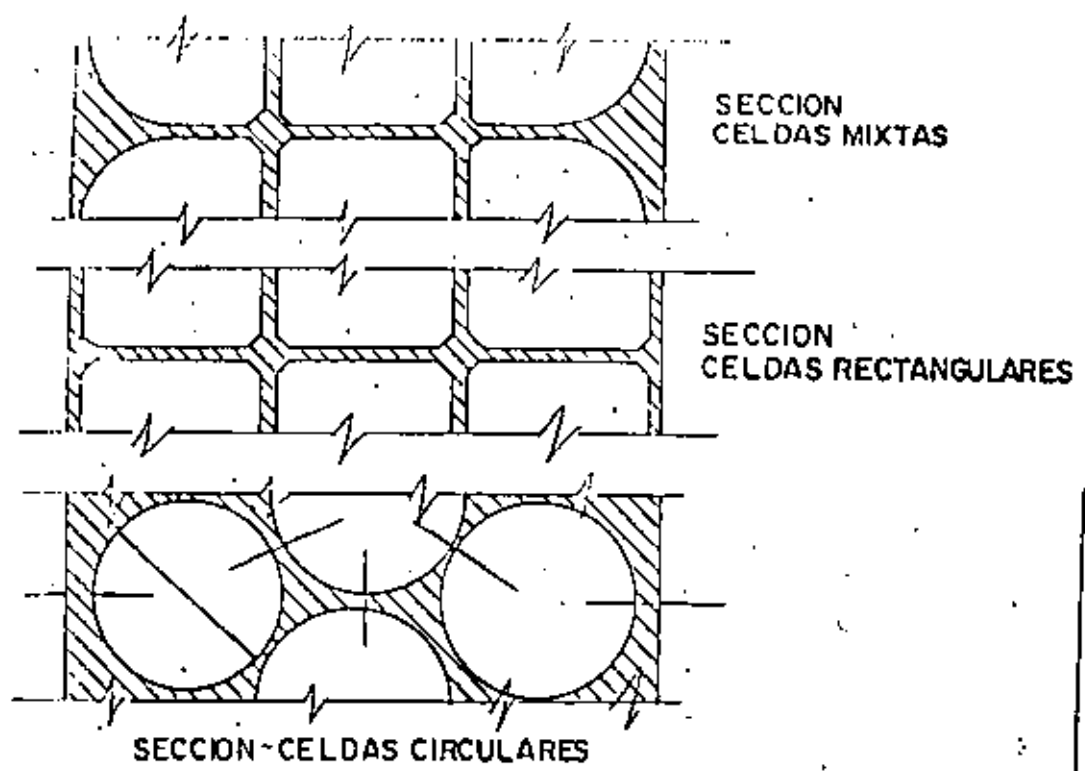


FIG. 23- GEOMETRIA DE CAJONES

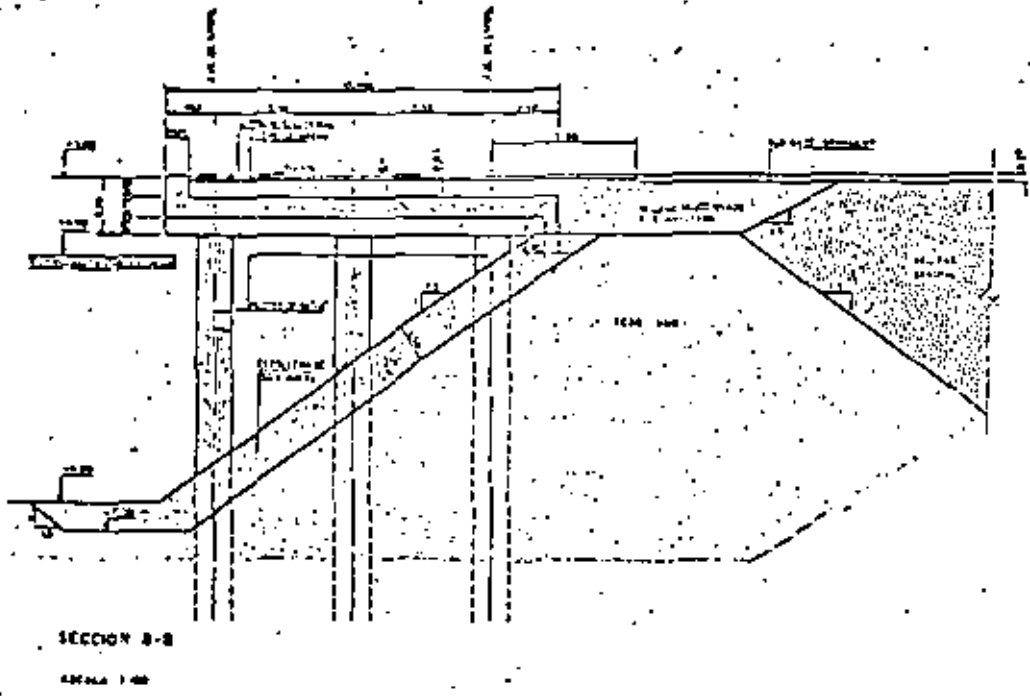
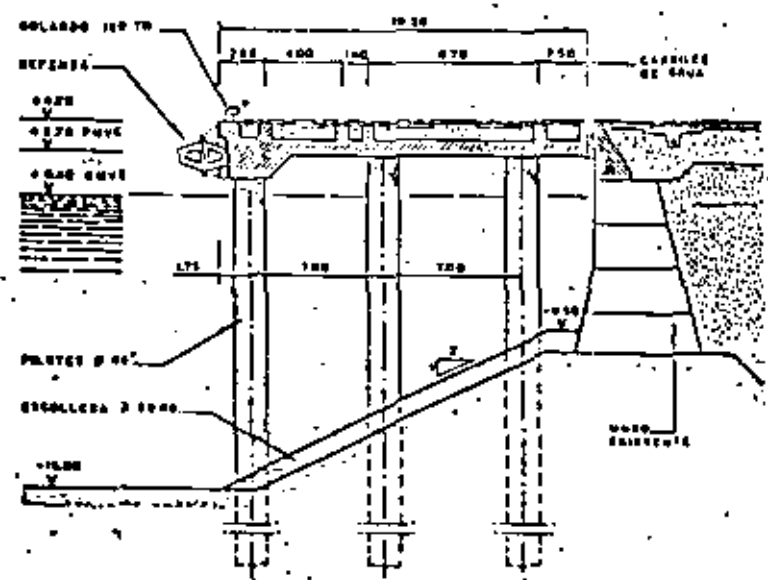


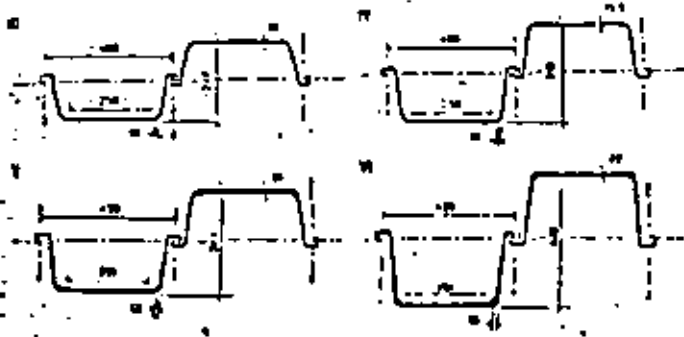
FIG. 24a. MUELLE DE PILOTES CON FALDON TRASERO



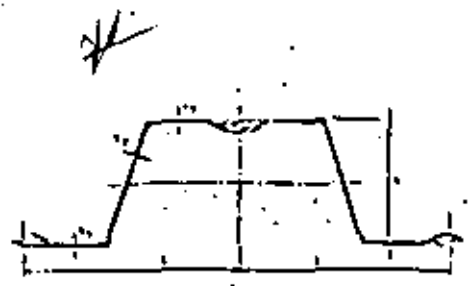
SECCION TIPO DEL MUELLE (solución de pilotes)

ESCALA GRAFICA 0 3 10 15m

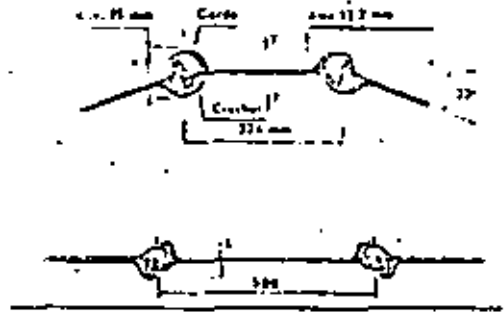
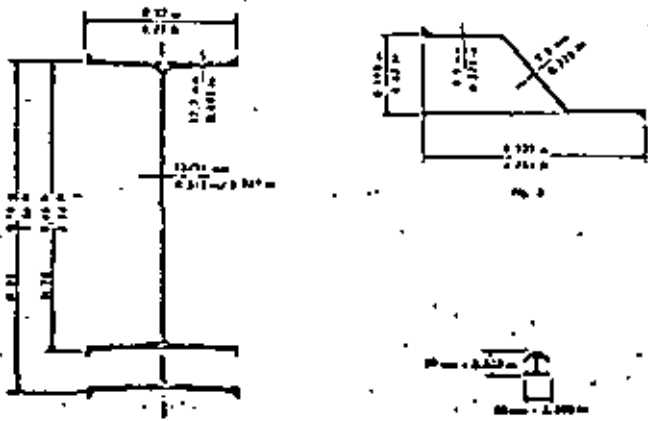
FIG. 24b. MUELLE DE PILOTES CON MURO TRASERO



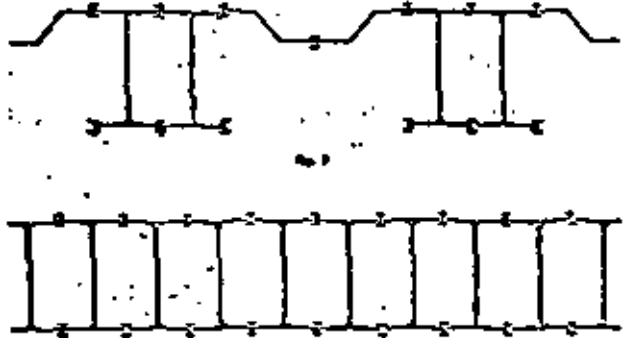
TIPO U



TIPO Z



TIPO PLANA



TIPO DOBLE T

FIG. 25.-TIPO DE TABLESTACA

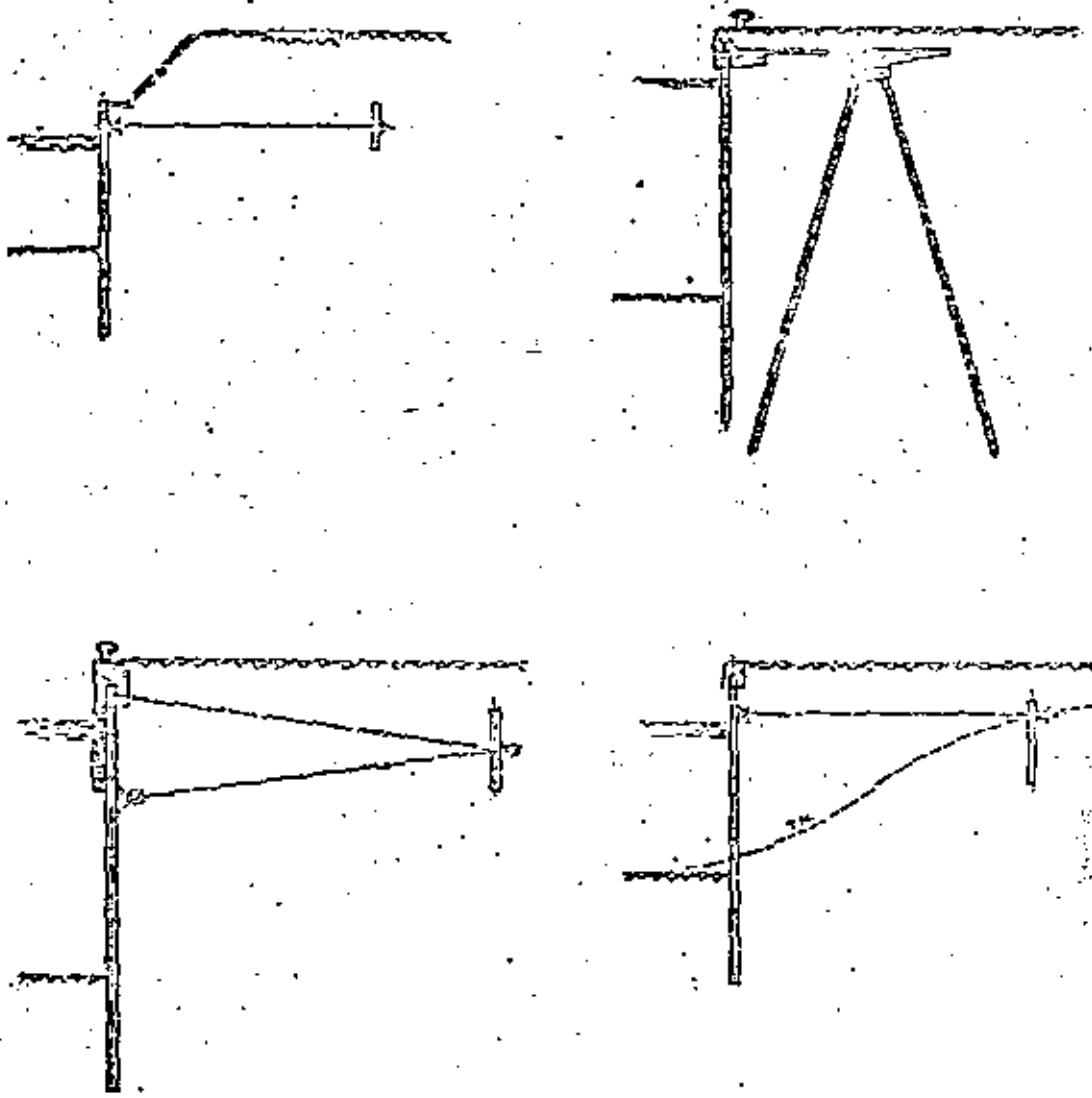


FIG. 26. - MUELLER DE TABLEROS

TIPO PANTALLA

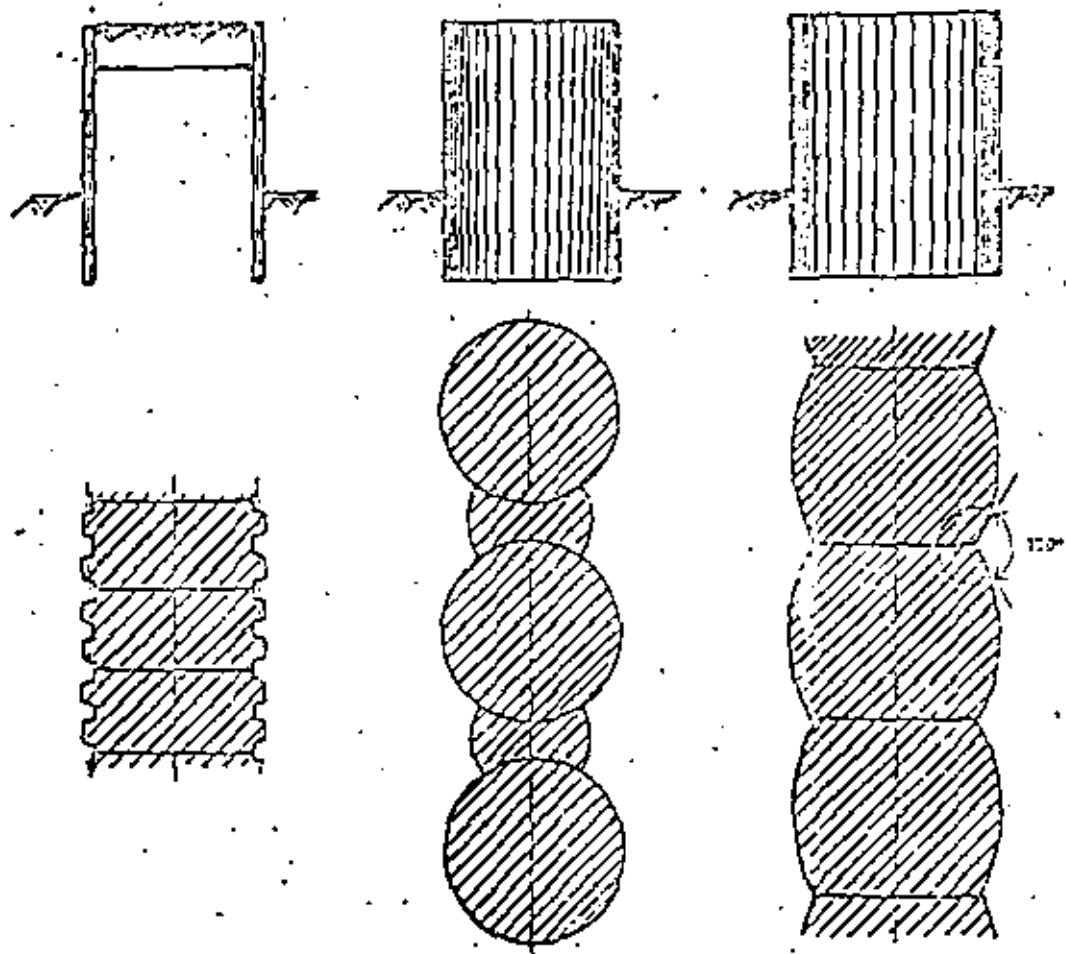


FIG. 27.- MUELLES DE TABLETAS
TIPO RECINTO

4

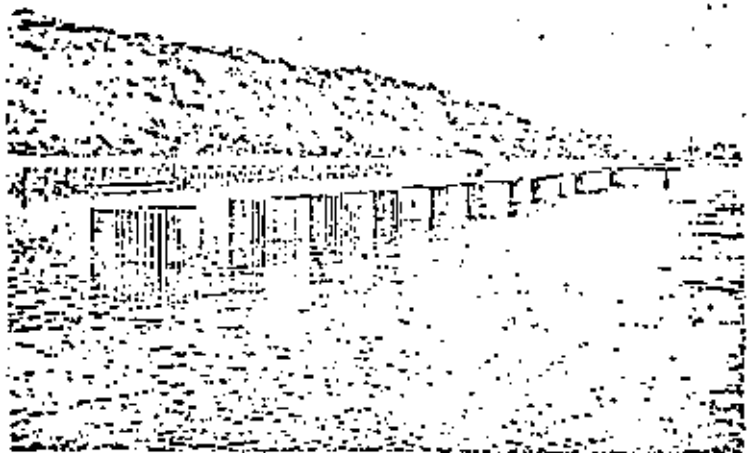
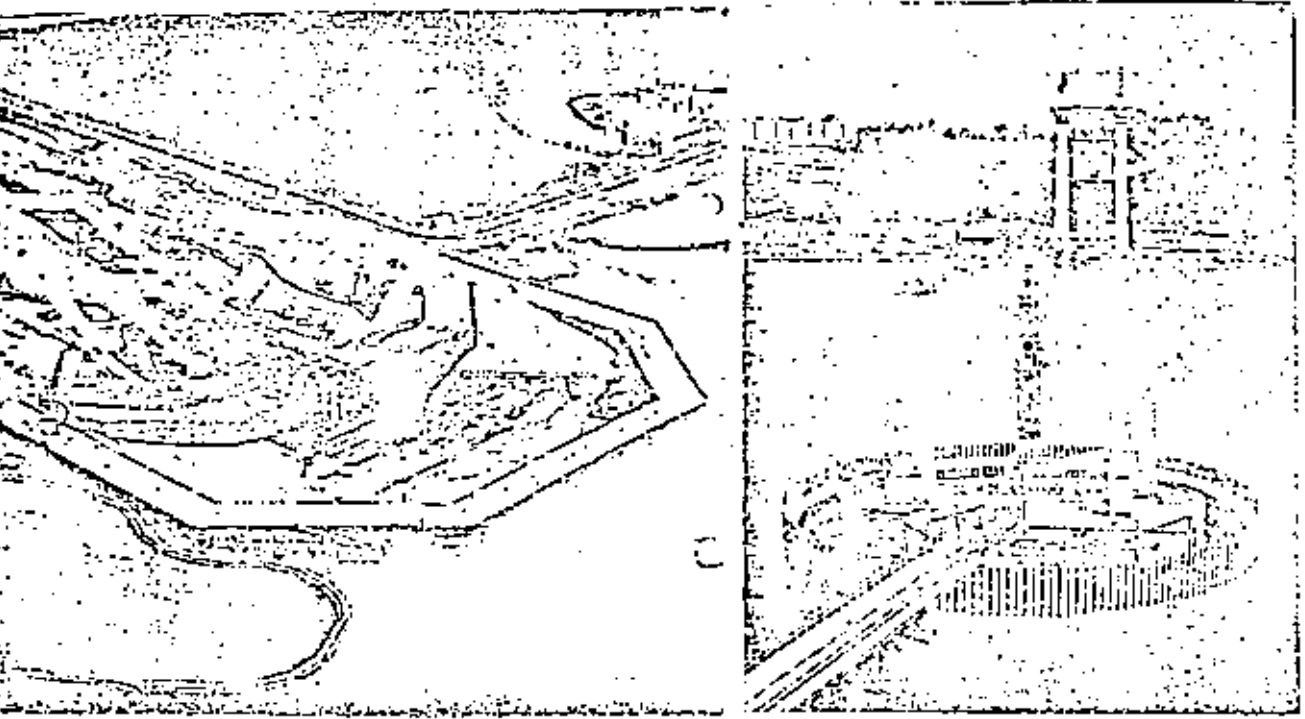


FIG. 28. - MUELLES TABLESTACAS



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

CURSO:

"INGENIERIA MARITIMA"

IX JORNADAS DE INGENIERIA CIVIL

APENDICE I

DISCUSION SOBRE OLEAJE Y OLEAJE CONTRA
ESTRUCTURAS

PROF. PER BRUNN

12 AL 17 DE JULIO DE 1982

GUAYAQUIL, ECUADOR

DISCUSSION ON WAVES AND WAVES VS. STRUCTURES, FOAC-79, Trondheim, Norway

Introductorily it shall, once for ever, be stated that the "H_s -Xyr-occurrence" criteria is inadequate and obsolete. So is the sole spectral procedures with no consideration to details.

It is certain sequences of waves including single, double or even triple very high and sometimes also very long waves, which swamp the structure, and very steep waves and combinations of such waves, which are most dangerous to stability. Long and high waves penetrate into the structure and lift the blocks, next cause a strong and deep downrush, which may draw blocks that turned loose with them down.

It was also realized that a single wave recording a certain distance - e.g. 1 kilometer - in front of a structure cannot describe wave action on the structure, as the wave action may be strongly influenced by even slight changes of the bottom topography, of various 3-dimensional effects in the wave condition and of reflective effects by the breakwater itself, cutting down wave steepness by breaking.

Grünbak and Braun (Vol. 2, p. 1301) described particular dangerous wave combinations based on various tests.

Dr. St. Dennis, U.S.A. (Vol. 1, p. 490) emphasized the irregularities in sea condition, which included "mountainous seas". A reliable model must be produced, "which takes into account all the non-linearities that are manifested in heavy seas."

H. E. Krogstad, et al., Norway (p.547) in paper on the analysis of wave spectra from the Norwegian Continental Shelf mention the results of instrumental wave-observations from four locations on the Norwegian Continental Shelf. These observations show large variations of the spectra for waves with different time histories. "It has not been possible to present simple parametric forms that characterize all situations."

Consequently spectral methods solely are not useful as they are unable to present the actual conditions in a reliable way. "The direct spectral long-term statistics may represent an alternative way". The problem should be pursued by the use of joint and marginal distributions of significant wave heights and mean periods and cumulative distributions of spectral densities. (p.576)

Houmb et al., Norway, (Vol.1, p. 579) mention the estimation of wind wave spectra by parametric methods, modelling the sea surface by a combined auto regressive moving (ARMA) process. "The estimation of such a model consists of determining a number of coefficients, 5-30, that together with a white noise term define the model."

The great number of coefficients makes this model very laborious without giving any guarantee for correct representation of the wave geometry in a sequence of waves. It is the wave geometry, which determines the forces, as it determines the hydrodynamic forces.

A. F. Whitlock, U. K. in discussion of paper by Grünbak and Bruun on "Wave Mechanics Principles of the Design of Rubble-Mound Breakwaters" (Vol. 2, p. 1301) on p. 530 of Vol. 3, says as follows: "An occasional large wave in an irregular wave train can produce a jolt in a random block arrangement, which can then settle back more or less into place." - "If, however, in a long-duration storm from a long fetch, a train of large waves can be formed, then this is equivalent to a significant height of a much larger spectrum not considered for the design." (p. 530). On p. 531 he mentions, based on observations, how "a wave of lifting moves upslope just in front of the wave front". This is observed earlier by Bruun and Johannesson ("Hydraulic Parameters for Design", 1976) and is due to the static head of the breaker being transmitted to the underside of the blocks through any porosity, which exists. The effect is augmented by the arrest of any down flow and may make the blocks almost bouyant, so that they are relatively easy to turn loose (p. 531).

The long period waves are very dangerous because: "following a greater penetration of flow from long period waves, an intern locked layer can be eased from its foundation to throw the entire weight onto its lower members and their footings", (p.533).

Bruun and Grünbak in their reply to Whitlock, Vol. 3, p. 534, emphasized very strongly that wave geometry and sequence must be correctly represented in the model, "The results of model tests without proper check and imitation of details of wave geometry are questionable."

The general impression of the discussion is very similar to the consensus of the results of the Santander-Conference, 1980, in Spain. Also here the spectral reproduction, without caring about details of sequences and geometry and the irregularity of the wave action, invalidating the results of recordings by a single wave recorder, placed a distance from the subject structure, was miscredited. Model tests must be based on possible adverse combinations, whether they have ever been recorded or not. Sequences of waves recorded from a single recorder at "point A" give no proof of a similar sequence at "point B", and tests must be based on actual forces, right in front of the structure occurring at any point. Only in that way it is possible, e.g. enveloping, to obtain the necessary safety of design and avoid mishaps due to inadequate wave information and interpretation of wave data to include wave action right in front of the structure. Or: - we should avoid that the $H_s = 20$ -year-occurrence occurs 5 times a year and that the $H_s = 100$ -year-occurrence happens once a year. It is very unfortunate that, due to the often lack of practical experience by laboratory people, the test procedures have been concentrated too much on "academic similarities", instead of practical observations and imitations of the true wave condition right in front of the structure or right at its location. The variances, which occur along the structure, can only be determined by observation.

Refraction diagrams are of less or little use in confused seas with considerable effect of shortcrestedness, where diffraction phenomena are very important. Representation of a confused sea cannot either be done in a wave tank, as the confused sea is a result of variances in the direction of wave approach. It is known that 3-dimensional effects are very important for the stability of multilegged blocks. Such 3-dimensional effects are common in all storms with centers moving often in erratic paths. Variances in wave reflection furthermore increase the confusion and 3-dimensional effects. Generally speaking, it must therefore be concluded that wave tank tests in two dimensions cannot be expected to give correct answers on the true stability of a breakwater. They must be supplemented by 3-dimensional tests. To secure field data, useful for the calibration of such tests, is not an easy task. Aerial photography is difficult or impossible to undertake under storm conditions. Observations by radar or - if possible - stereo aerial photos seem to be one of the measures, which would contribute to reliable records of wave action during a storm condition. Based on such observations the reproduction of "synthetic waves" in a tank may be possible, so that prototype and model may approach each other closely.

In the discussion at POAC - 79 as well as in Santander, 1980, it was all agreed upon, and strongly emphasized, that model experiments must be continued beyond what is justified by field data (almost always meager) and that, under all circumstances, breakdown pattern and modes must be studied - to see, how the breakwater behaves during a breakdown as well as to "feel the breakwater on the teeth" with respect to what it is able to stand up to!

June 81

P. Bruun

WAVES FOR MODEL EXPERIMENTS

Earlier (present) practice calls for representation in the model of a wave action, which was recorded at a certain point (A). Although the representation, spectral-wise, may be fully correct in the model two questions arise:

- (1) has the recording been undertaken long enough to allow a reliable estimation of "all future storms". For a long-term and extreme height statistics a recording time of minimum 3 years is usually required for temperant regions. But it is still no guarantee that an extrapolation based on statistical principles will give correct answers regarding the extremes. This is true, in particular, when detailed wave geometry is considered. Correct representation is very important, however
- (2) is the point of recording representative for a larger sea territory e.g. for 2-3 kilometers along the line of a proposed breakwater ? The answer to this is: Most likely not. Even small changes in the refraction pattern will cause changes in wave pattern and geometries of the waves including shortcrestedness.

The question, which arises, is then: How is it possible at all to obtain a reliable wave picture at the site of a proposed breakwater useful for models ?

The answer to this question seems to be:

- (A) First of all details of the geometries of the waves recorded should be examined carefully with special reference to waves, which are close to breaking or are breaking. This involves short-crestedness.
- (B) Refraction diagrams for irregular waves should be drawn for various occurring directions of wave approach. Time history of storms may cause crossing orthogonals.
- (C) 3-dimensional effects should be investigated by studying the time history of the storm. Mountain waves may be a result of waves of different fetches from different directions.
- (D) If possible, observations by radar during storms should be made. This, however, require a high (location) tower or mast
- (E) Adverse wave combinations should be imitated and dangerous conditions be extrapolated to even more adverse conditions, even if they have not been recorded. Such adverse conditions, which meteorologically speaking may be related to gustiness, may be developed from recorded data by means of crossing orthogonals, wave trains of slightly higher periods overtaking waves of slightly lower periods or simply by the generation of single waves of solitary "mountencous" nature; which are possible, although possibly not recorded from a single wave station. If such waves should actually occur, the structure, if designed accordingly, will be able to resist them and mishaps caused by insufficient recording time and insufficient information about 3-dimensionality and non-linearities (Appendix 3) can better be avoided. Extreme wave height statistics is helpful in developing waves for such tests. It is normal to use Gumbel distributions for extreme statistics, but other distributions exist.

(F) Model experiments in 3-dimensions will, of course, be advantageous and will probably develop to become a standard requirement for all final designs. Model experiments must include breakdown patterns and modes.

(G) The hydraulic properties of the model - breakwater should, of course, correspond to the prototype, that means reflections, up and downrushes, and static pressures from water in the mound should be similar. This is a discussion on model laws and similarities, in which field progress is being made. It is certain that it is very important that wave breaking criteria are imitated correctly, using the $f = \tan \alpha / \sqrt{H/LO}$ factor. Model porosities shall not be larger, hydraulically speaking, than those of the prototype - or, conversely they shall be "large enough" to correspond to the prototype.

(H) The prototype is designed, next built, based on the results of the model study. The lack of proper similarities caused by inadequate planning and design, or lack of adequate supervision during construction, has a responsibility for many failures of the prototype. Such mishaps can only be avoided by a change in attitude towards and better understanding of what a model is or is supposed to be. A model first of all is not "a piece of toy", but a "true-to-be representation" of what is going to be built to withstand actual forces. The person, who is in charge of the model experiments from the side of the sponsor, should not be "discharged" from the project upon completion of the experiments, but instead he should rather be put in charge of or be associated with the supervision of actual construction. It has happened, quite often, that larger discrepancies between model and prototype were allowed to pass or did pass, because nobody objected or protested against them. The result could be, or it actually became, failures sometimes of mass character. The same is true for materials used for construction. Very often they did not live up to the necessary qualities and standards.

June 1981

P. Bruun

Fig. 1. Common Reasons for Damage to Mound Breakwaters
 (ref. 3, Appendix 1).

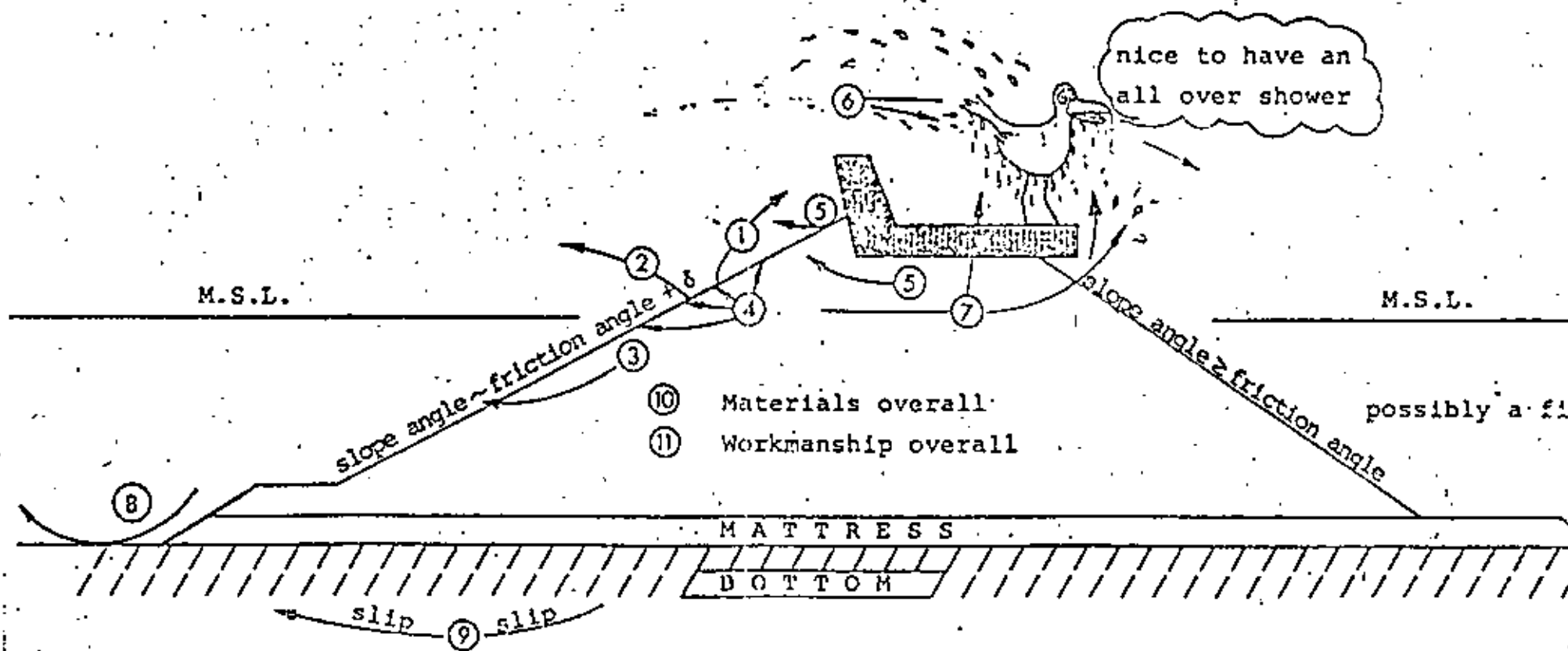


Fig. 2. Ideal Profile for a Mound Breakwater.
(refs. 1 and 8). See Appendix 2 and 7.

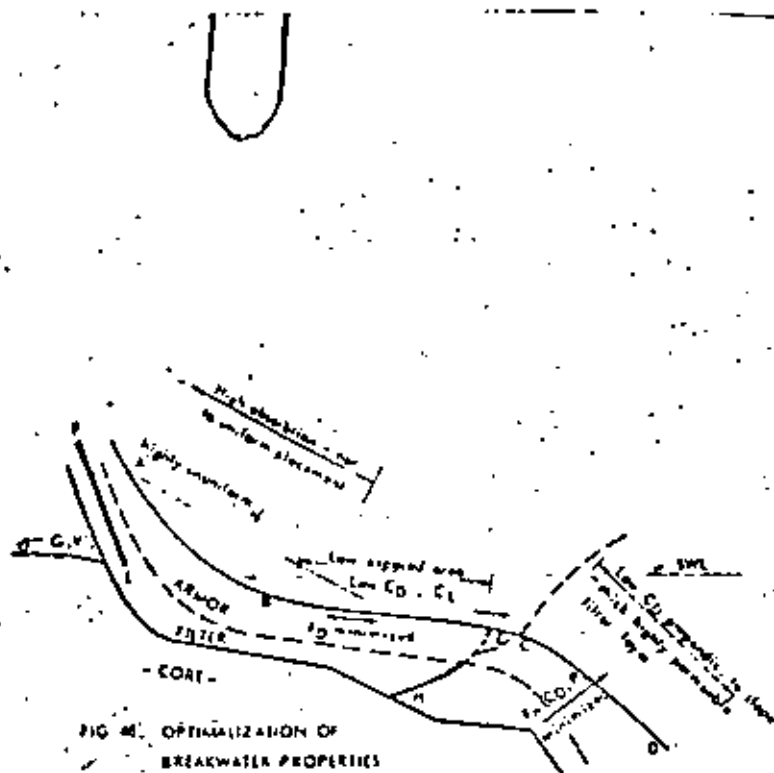


FIG. 4. OPTIMIZATION OF
BREAKWATER PROPERTIES

The "Niche" beach, BC, creates a new breaking point of C, which reduces run up and plunging waves and out of phase during $1/2 T$.

The permeable layer, GH, prevents minor wave point E which reduces the build up of hydrostatic pressure in the mound. The impermeable layer, GH, prevents backwash-outflow to be concentrated at the breaking point, where the external forces are maximized.

The steep slope, CD, moves the backwash-increased backwash immersion less rapid and further seaward backwash from the retreating velocity field in the toe of the breaking wave.

The breakwater slope is divided into three zones, each with its characteristic block properties. This results in more evenly exposed structure which increases safety against failure. In all cases, however, some trouble interlocking effects is very significant.

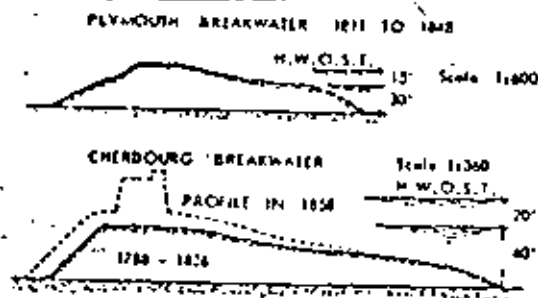
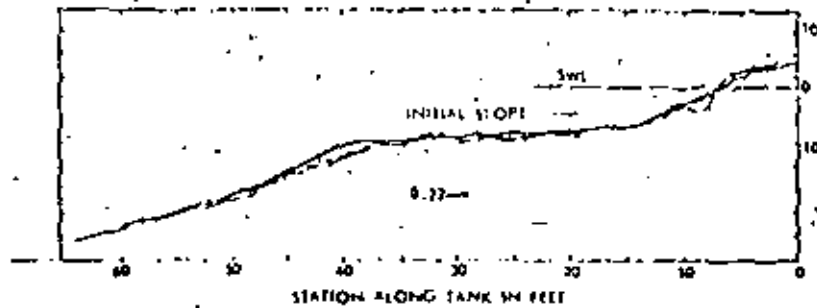


FIG. 4. ANCIENT BREAKWATERS AT PLYMOUTH AND
AT CHERBOURG.

Fig. 3. The Plymouth Breakwater in England
(refs. 1 and 8). See Appendix 2 and 7.



LEGEND
 ——— water level 2.00 sec.
 - - - - - Period varied 10% from mean period, period changed every 10 minutes
 - - - - - Constant period for 2.00 sec.
 Test time = 43 hours

FIG. 46 - EFFECT OF FREQUENCY OF PERIOD VARIATIONS, WALLS (22) 1934

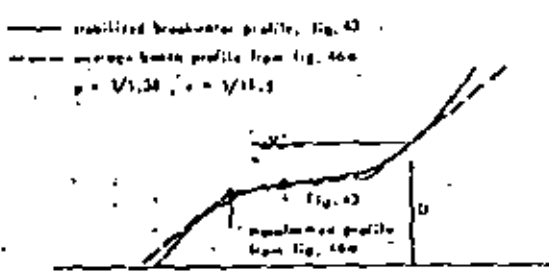


FIG. 46b - BREAKWATER PROFILE FIG. 43 AND TRANSFORMED STEP PROFILE FROM FIG. 46a.

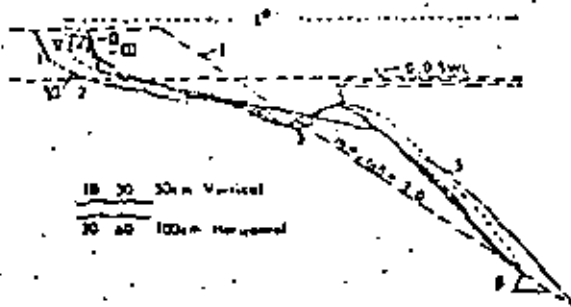


FIG. 47a - MOORFIELD DAM PROFILE FROM FIG. 44 USED IN FIG. 47b.

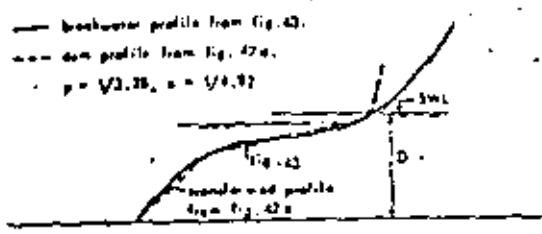


FIG. 47b - BREAKWATER PROFILE FIG. 43 AND TRANSFORMED MOORFIELD DAM PROFILE FIG. 47a.

Fig. 5. Beach berm, step profile and rubble-round profile

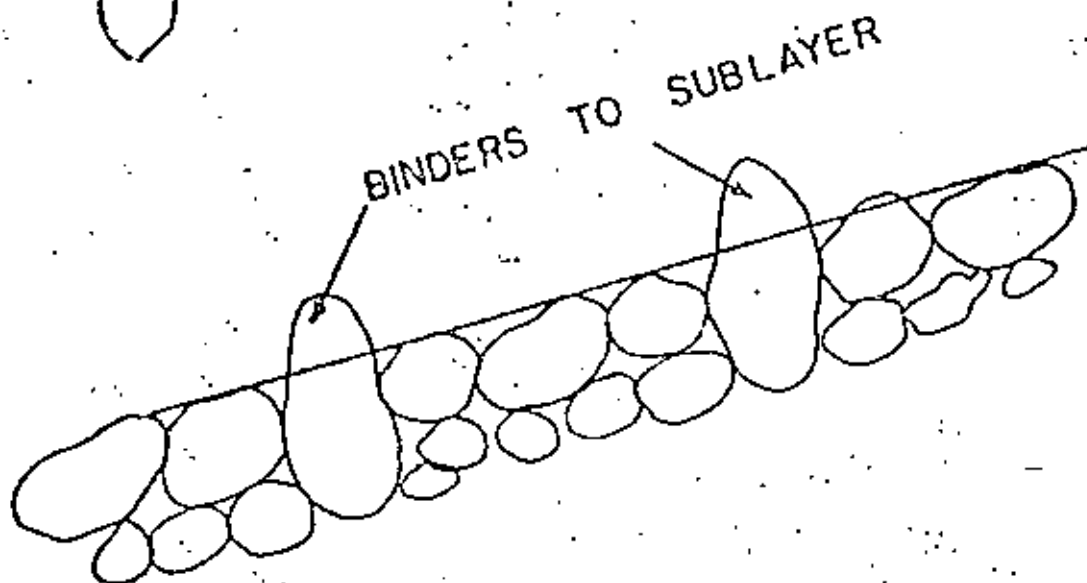
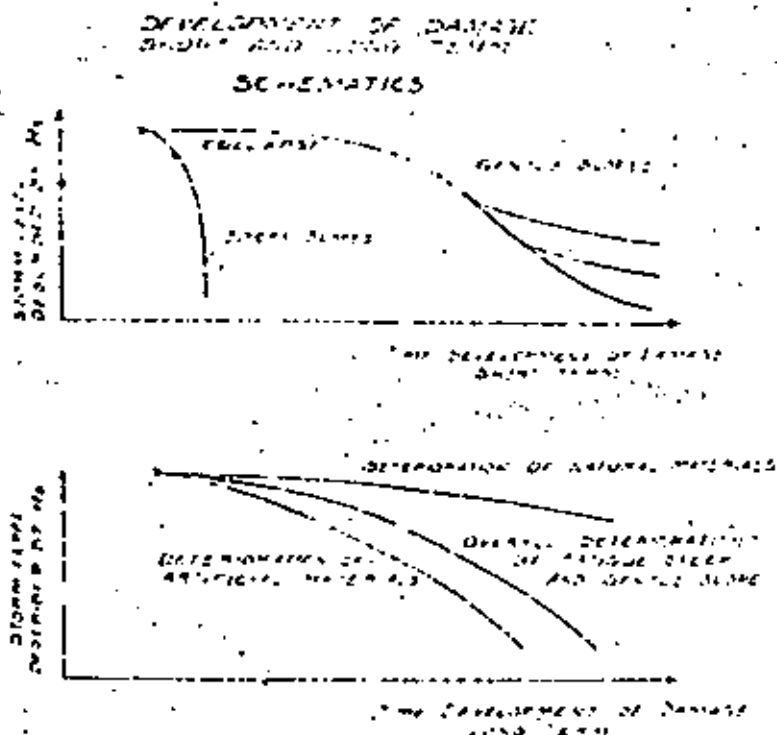


FIG. 6. How to roughen the first sublayer to provide better friction connection between armour and first sublayer (refs. 4 and 8). See also Appendix 7, Chapter 3.



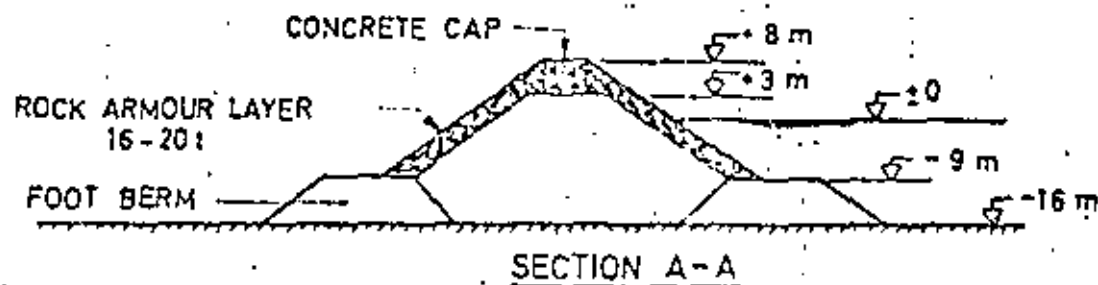
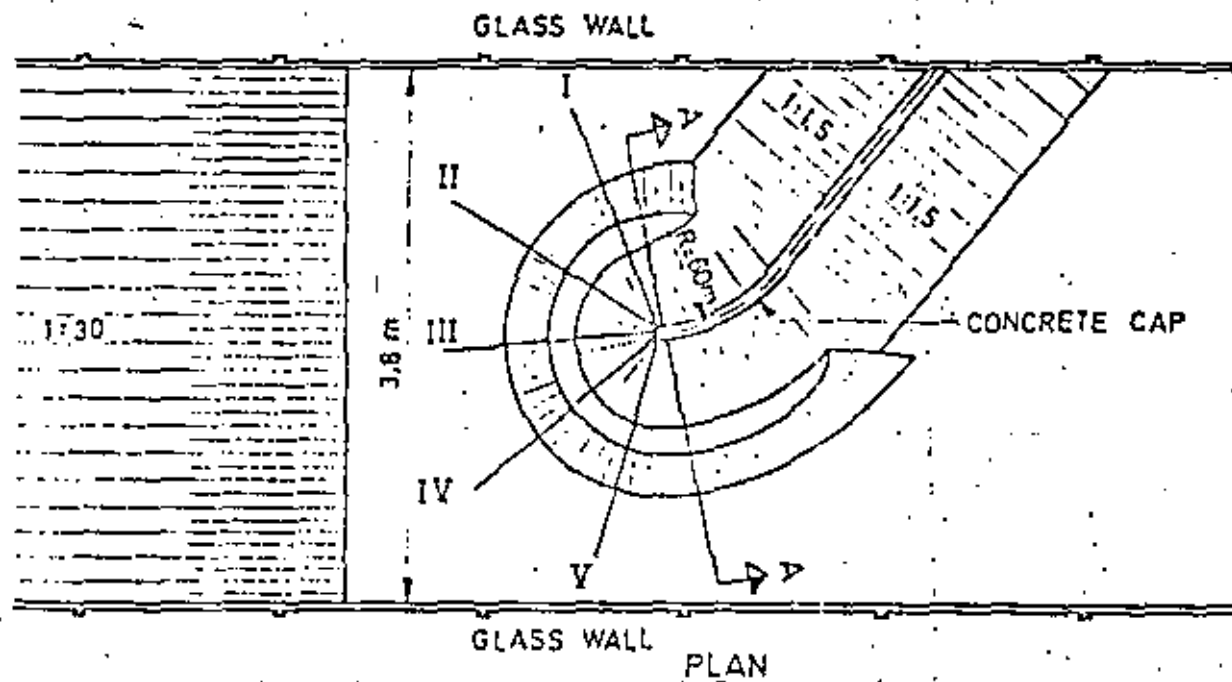


Fig. 7. Stabilization of Breakwater Head at Sørvaer Harbour, Northern Norway (ref. 25).



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

CURSO:

"INGENIERIA MARITIMA"

IX JORNADA DE INGENIERIA CIVIL

APENDICE II

USO DE TRAZADORES EN PUERTOS Y COSTAS E
INGENIERIA MARITIMA

PROF. PER BRUNN

12 AL 17 DE JULIO DE 1982

GUAYAQUIL, ECUADOR.

Appendix E

Use of Tracers in Harbor, Coast, and Ocean Engineering

*Braun, P. 1970. "Use of tracers in harbor, coastal and ocean engineering." *Engineering Geology*. Amsterdam: Elsevier Publishing Company.

Summary

This appendix describes the use of tracers in various engineering fields including ocean, harbor, coastal and river engineering and some special applications of tracers, e.g., in pollution control. Certain pertinent aspects of tracer technology and methods of analyses to determine drift pattern aspects of tracer technology and methods of analyses to determine drift pattern and quantity are mentioned. A list of references and a special bibliography are included, the latter giving examples of literature on actual tracer projects in various fields of science and technology.

Introduction

For many years methods of tracing sediments have been sought. In the past it was not unusual for scientists to investigate the mineralogic components of the sediments in order to determine the presence of a unique component or ratio of several components. If such a mineral were present, it could be utilized as a natural tracer. As an example several forms of the minerals, hornblende and augite, have been identified and utilized along the Mexican and Californian gulf coasts, respectively. Along the Gulf of Mexico coast, hornblende is pres-

ent in the sedimentary assemblage from both the Mississippi and the Rio Grande rivers. However, the type of hornblende derived from each of these sources is quite distinctive and can be separated readily by microscopic studies. Therefore, possibilities exist for identifying the source of the sediments for the area between the mouths of the two major river systems. In California the presence of augite in the bottom sediments at Santa Barbara indicates a source from rivers north of Point Conception, because the sediments from the rivers east of Point Conception do not contain augite (Trask, 1952). Kamel (1962) uses natural (radioactive) thorium as a tracer.

The study of natural tracer minerals has proven useful in fully deriving a concept of the processes functioning in a given area; however, the results may be misleading. It can be stated unequivocally that the tracer minerals mentioned above are not representative of the total sediments. Usually of all the heavy minerals, hornblende and augite are among these, representing from 1 to 5% of total sediments. The heavy minerals have densities greater than 2.80 grams per cubic centimeter, or greater than that of quartz (2.65 grams per cubic centimeter) and the feldspars (≈ 2.7 grams per cubic centimeter) which, in most cases, makes up the bulk part of the remaining 95% of the sediments. Because of the greater density, the fall velocity is greater and, therefore, the heavy mineral particles act as a larger particle of quartz or

feldspar. The difference in fall velocity illustrates the cardinal rule of sediment tracing: the labeled tracer particle and the natural sediment must possess the same physical and hydraulic characteristics when exposed to wave or current forces. For this primary reason, the heavy minerals are not satisfactory tracers.

Dying of sediments had been tried in the past, but during the middle 1950s, two new methods of tracing sediment transport appeared involving labeling sediments with fluorescent or radioactive material. Both techniques involve the measurement of radiation—one in the visible spectrum and the other in the very short wave lengths. The former requires excitation by ultraviolet light energy of appropriate wave length, while the latter is self-energized, i.e., radioactive. Many different tracers are available for each technology. Reference is made to *Proceedings of the 20th International Navigation Congress*, Baltimore, 1961, Section II, Subject 5, "Methods of determining sand and silt movement along the coast, in estuaries and in maritime rivers. Use of modern techniques such as radioactive isotopes, luminophores, etc."

For the first method, a glue or resin containing a fluorescent material is painted onto the indigenous sediments, (see Newman, 1960). The sediments are injected into the environment, and samples obtained subsequently undergo laboratory analysis to determine the concentration of the labeled particles. Labeling for the latter method requires irradiation of the natural sediments if a proper purity exists (Inman and Goldberg, 1955), painting the sediments with a glue or resin containing an irradiated (excited or energized) isotope (Gilbert 1954), irradiation of a simulated (glass, plastic or concrete) sediment containing a tracer isotope (Putnam et al., 1954) or absorption of a radioactive isotope into the surface and interior of a natural sediment (Krone, 1957). Other special methods, such as forcing of radioactive gases in a carrier, exist. The sediments are injected into the environment, and the concentration of their presence is made in the field by Geiger counters or scintillators. While much has been said and written

concerning the hazards of radioactive material, a well-conceived and carefully performed radioactive tracer experiment will not be detrimental to any of the living organisms using, e.g., irradiated Sc_2O_3 (common), Rb_2CO_3 , Au 198, Ag 110, Co 60, Cr 51, etc. Table E.1 is a comparison between fluorescent and radioactive tracers, outlining advantages as well as disadvantages related to the practical application of the two different tracer techniques. No actual cost figures are given, mainly because the cost of radioactive tracers varies greatly with the type of tracer to be employed and the character of the specific task to be undertaken.

From Table E.1 it is noted that the main difficulty involved in radioactive tracing lies in the production and transportation of these tracers which, in turn, are responsible for relatively high costs. Often government regulations make it almost impossible to use radioactive tracers. Detection by bottom instrument and analysis is relatively easy but may involve coring. Samples have to be analyzed soon after they are secured because of the fading out of activity.

The main advantage with fluorescent tracing is that it is harmless. Furthermore, it is usually less expensive because it does not require complicated safety measures and development of tracers. Labeling materials are commercially available at reasonable prices (e.g., \$0.20 to \$0.30 per pound) instead of having to be acquired from radiation laboratories, and no safeguards are required in transporting materials. This method has, however, one main disadvantage—namely that at this stage of the development, it is based on sampling to be followed by laboratory analysis of dry samples inasmuch as scanning of wet samples is not possible. This is time consuming and lacks flexibility because it is difficult to change a sampling program until the results of the sampling(s) already carried out are known. The technique, however, may be improved by preliminary scanning (e.g., on the survey vessel itself), using ovens to dry the samples whether secured as cores, by clamshell or scraper or bound in paraffin plates pressed towards the surface of the bottom or by entirely new approaches,

Table E.1. Comparison Between Fluorescent and Radioactive Tracing

	Fluorescent	Radioactive
Production of tracers	may be produced any place where it is needed; no health hazard	irradiation process at special installation (atomic station); a number of safety measures needed; health requirements by government
Type of tracers	a great variety of colors; a few main colors	γ -emitters preferred; a great variety in half lifetime available
Costs	relatively low, e.g. \$0.5-\$1.00/kg.	relatively high because of cost of isotopes and all kinds of safety measures which are strictly enforced by government agencies
Transport and storage	no problems	numerous safeguards; special containers and storage requirements.
Injection	by seeding; no problems	difficult because of safety precautions
Tracing time	tracers are very durable when a resin-like ureaformaldehyde is used but may contaminate areas of injection for years; some glue tracers have limited lifetime depending upon exposure	a number of tracers exist with half lifetime for γ -ray emission ranging from a few days to half a year or more; it is usually possible to select a tracer with a half lifetime suitable for each particular purpose
Sampling of tracing	surface or core samples have to be picked up, dried and analyzed in laboratory	tracing must be done by a bottom instrument, e.g., geiger counter or scintillator, which is moved over the bottom on a sledge or similar device
Analyses	counting of particles by visual observation using ultraviolet energy-source or by a scanning machine with photoelectric cells; this may be laborious and time-consuming, therefore, a costly procedure	the reading on the geiger counter or scintillator recording instrument gives the result directly; calibration based on probings may be necessary; no further cost on analyses
Accuracy	accuracy depends upon number of samples and length of cores, and upon the accuracy of the scanning procedure itself; it is difficult for the human eye to count more than 3-4 tracers in one sample; samples must be very dry before scanning	accuracy depends upon the depth of disturbance or rearrangements of bottom material; in order to get more reliable data beyond surface readings cores may have to be taken and made subject to laboratory analyses; calibration based on probings possible under simplified conditions.
Scales	best on small scale problems	best on large scale problems

such as underwater tracing using TV cameras, or other photo techniques which, however, apply to the surface of the bottom sediments only.

Fluorescent tracings' great advantage lies in the fact that it can be put in operation with short notice and with little preparation in advance. By varying the color of the tracer label, it is possible to conduct successive tests in the same area, when conditions change quickly, without the waiting period required for radioactive tracers. Also, it is now possible to produce long-lived as well as short-lived tracers of all practical sizes needed for gravel, sand, silt and clay tracing.

Various Methods of Tracing

Tracing of Pattern

Tracing of pattern simply means that the movement of the sediment is followed by dumping and sampling in some grid system allowing a concentration versus time diagram to be drawn indicating the direction and relative distance traveled by the tracer grains. This method suffices for many practical purposes where knowledge of relative magnitudes is of primary importance. Publications on this topic are numerous. The papers published in the *Proceedings of the 20th International Navigation Congress* are typical. Examples of publications of similar nature are Hydraulic Research Station (1956); Zenkovitch, (1958); Russell (1960); Griesseier and Voigt (1965).

Use of Tracers as Velocity Indicators

This method utilizes tracers as velocity indicators only (Bruun, 1967, 1969). The quantity of migrating material is measured in traps installed on the bottom and the average velocity of the migrating grains is measured over a certain time period, which covers the time until maximum concentrations have been passed. The total amount of material is then concentrated in an "imaginary" surface layer with thickness corresponding to the average velocities found. This method can only be operated from permanent sampling stations using

special sampling equipment. Using various colors of tracers dumped at different distances and distributing the layer thickness in the ratio between concentrations, one gets a clear picture of the multitudes which take place. This method is in principle similar to the method of "spatial integration" mentioned later.

Quantitative Tracing

Methods have been proposed to arrive at quantitative interpretation of tracer-measurements. The simplest method is the *steady dilution method* which utilizes a constant tracer supply over and assumes that an equilibrium concentration is obtained downstream of the injection point. The technical drawback of this method is that the supply must be given for a long time. This can be overcome by time integration (see Crickmore and Lean, 1962), but both methods are very time consuming.

The *spatial integration method* is based on separate evaluation of the mean particle speed and the depth of movement. The disadvantage of this method lies in the small concentration which may occur resulting in questionable accuracy. Determining the depth of travel may require meticulous surveys and/or corings. Reference is made to Lean and Crickmore (1962) and Hubbell and Sayre (1964).

The most practical and, undoubtedly, most versatile methods are those which apply theoretical dispersion models by which a connection is found between the transport phenomenon and the development of concentration distribution. This mathematical modeling has given promising results. For details the reader is referred to the comprehensive thesis by De Vries (1966).

Practical Use of Tracers

Tracers, radioactive as well as fluorescent, have now been in use for more than 10 years, and usage is still being expanded by improvements in already existing fields as well as new applications. Utilization now covers a wide range of fields, n-

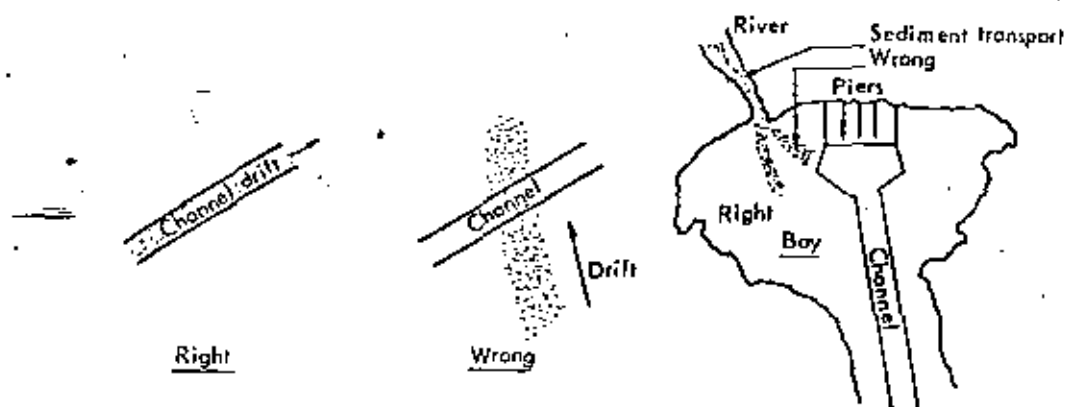


Figure E.1. Tracing pattern of drift at navigation channel; planning navigation channel; investigation of sedimentation at navigation channel.

cluding harbor, ocean, coastal and river engineering, littoral drift and dredging technology, pollution control, etc.

A number of examples of tracer applications in experiments already carried out or suggested applications are given in Figures E.1 to E.19. In the examples of projects already carried out, R indicates radio-active tracing and F, florescent tracing. Because some of the examples given are only described in commercial reports, the list of references includes a special section which gives a number of examples on practical tracing projects.

Tracing of Pattern(s) and Direction(s) of Sediment Transport

This application is of great importance for determining the location of a navigation channel, harbor entrance, pier or dock. Application of tracing technique may result in better planning of future maintenance of navigation channels.

Example: F-tracing on longshore drift in the Black Sea (USSR); R-tracing of bottom drift at Norfolk (England); F-tracing of longshore drift at several places in California and Florida. Special tracing of sediment transport pattern at inlets was carried out by R-tracing on the North Sea coast in Denmark at Thyboroen, by R-tracing in Portugal,

e.g., at Figueira da Foz, by R-tracing in India of silt transport (at Bombay), by R-tracing in San Francisco Bay and by F-tracing at several inlets in Florida, e.g., at Palm Beach Inlet, South Lake, Worth Inlet and Hillsborough Inlet. F-tracing at Kingston, Jamaica, was undertaken to determine which rivers discharge sediment in navigation channels and harbor basins.

Figure E.1 explains that a navigation channel, if possible, should not be built crosswise on a sediment transport lane (unless it is protected). It is also dangerous to build a navigation channel too close to rivers which discharge much sediment.

Figure E.2 shows how tracers may be used to determine the location of a port on a littoral drift shore the minimum costs to maintenance dredging.

Figure E.3 explains how jetties or breakwaters for a harbor may be built to protect against a known littoral drift pattern and how a confluence of sediment carrying rivers may be arranged to avoid deposition of sediments.

Evaluation of the Relative Magnitude of Drift in Two Opposite Directions

When a harbor on a littoral drift shore, a dredging operation or a coastal protection shall be planned, engineers are often faced with the prob-

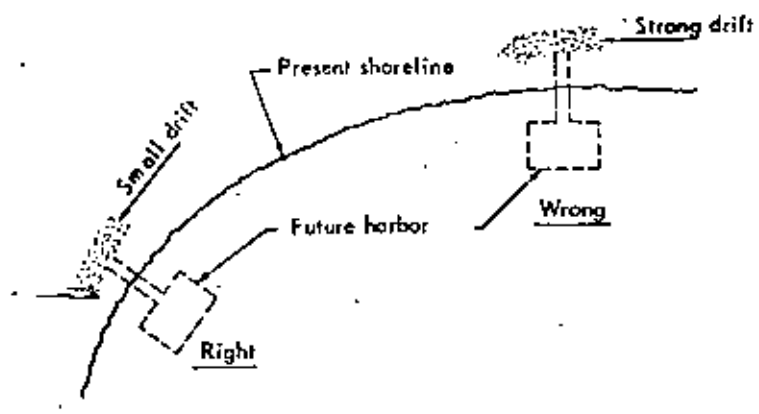


Figure E.2. Tracing of relative magnitude of drift on an open shore; planning location of port on littoral drift coast.

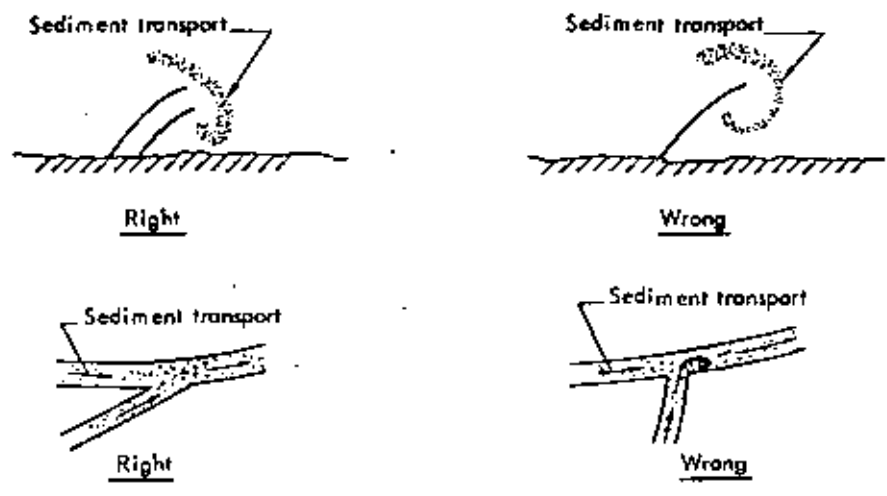


Figure E.3. Tracing pattern of drift at navigation and other channels.

lem of determining the direction of "predominant drift" as well as the relative magnitude of drift in two directions. This may be done by hindcasting of wave action and by computation of longshore wave energy based on meteorological data if wave action is the only responsible factor for material transport. Tidal and other currents, however, often play an important role, and even if the direction of predominant drift may be determined by observa-

tion of accumulation at structures extending into the sea, it is still very difficult to evaluate the relative magnitude of drift in two directions. Knowledge hereof is of great importance with respect to determining the location and extension of groin protection, the direction and relative length and shapes of jetties for protection of an inlet entrance, the location of sand traps for a navigation channel, planning of by-passing operations for

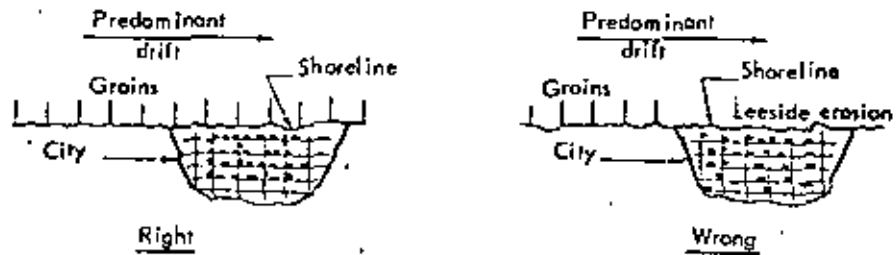


Figure E.4. How far shall a group of groins extend along a shore?

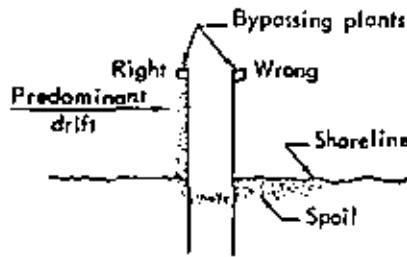


Figure E.5. Which breakwater should have the greatest length?

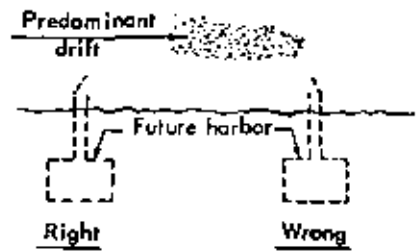


Figure E.6. On which side of an Inlet should the by-passing sand plant be installed?

beach nourishment and planning of artificial nourishment and other field operations.

Examples. F-tracing on the Florida Atlantic in the Palm Beach and Broward Counties. Figure E.4 shows how the extension of a groin protection may be planned by tracer tests, Figure E.5 how the configuration of an inlet entrance may be determined (by tracing and by hydraulic model experiments) and Figure E.6 and E.7 how tracing may be helpful in planning a by-passing or trap arrangement.

Determination of the Depth up to Which Sediment Transport Takes Place

This is important with respect to evaluating the depth up to which a navigation channel will be disturbed by sediment transport, evaluating possibilities for erosion and of the amount of over-dredging which should be undertaken in critical areas, evaluating the possibilities for movement of

material dumped offshore, evaluating the possibilities for deposit on the beach of material dumped offshore for beach nourishment or for bottom stabilizing purposes, as at Long Branch, New Jersey, evaluating origin of offshore deposits of sediments and minerals, etc.

Examples. F-tracing at Jupiter Island, Florida, to determine the success of offshore scraping for

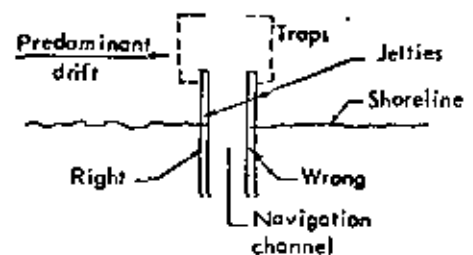


Figure E.7. Shall sand traps be placed symmetrically or asymmetrically at an entrance?

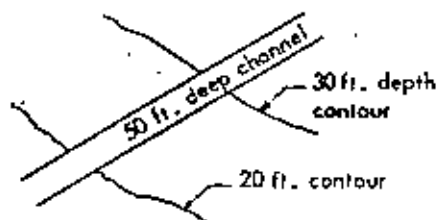


Figure E.8. Is overdepth and maintenance required beyond the 20-foot contour?

beach nourishment, F-tracing at Duluth, Lake Superior, for bottom stabilizing purposes, R-tracing at Japanese ports to determine the limiting depth of material movement, R-tracing at Cape Fear River, North Carolina, to determine source of shoal materials. Figure E.8 explains how tracers may be helpful in planning a navigation channel and the possible extent of maintenance dredging, Figure E.9 how nourishment of beaches from offshore sources may be planned. Figure E.10 refers to drift by currents at deeper waters where some minerals (placers) may tend to concentrate in certain areas carried by current concentrations.

Evaluation of the Possibilities of Effectiveness of a Dredging Operation

This and the performance of a dredging operation, including quantities of redredged material, the efficiency of agitation dredging, the deposit of material from overflow at a hopper dredge, the possibility of sediment deposits by sand, gravel or shell dredges should be evaluated.

Examples. Figure E.11 demonstrates schematically R-tracing in the Thames Estuary when some material dumped by flood current rapidly was carried back to the area when it was dredged. Such situation may be avoided by application of tracers in the spoil area before spilling starts (Figure E.12). On the other hand natural filling of a dredged area (e.g., a pipeline trench may be desired and the possibility for that may be looked into by tracing as shown in Figure E.13. Figure E.14 shows how dredging in a certain area may

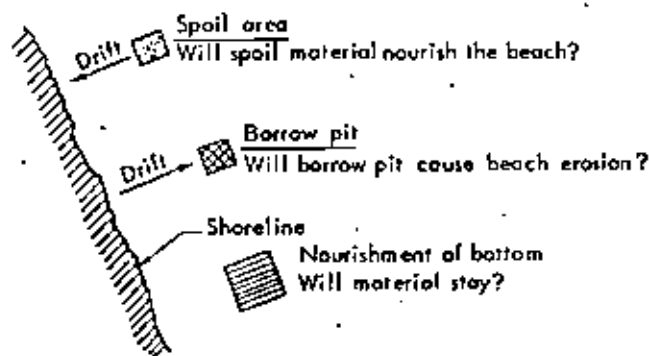


Figure E.9. Beach or bottom nourishment problems.

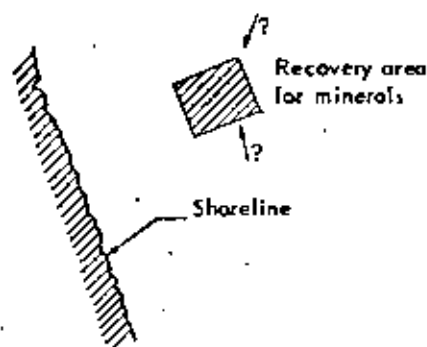


Figure E.10. Where did minerals come from and where are they going?

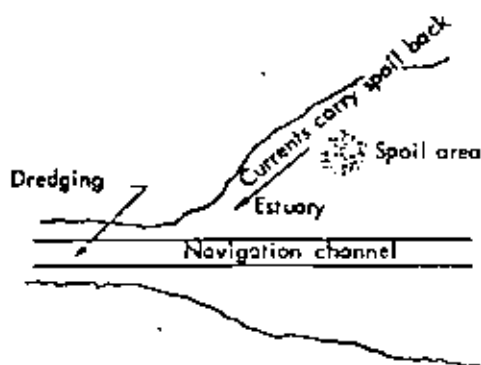


Figure E.11. Will spoil from dredging of navigation channel return to the channel?

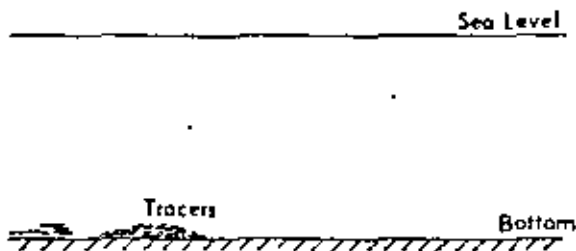


Figure E.12. Are currents able to move material on the bottom? Which way does it go?

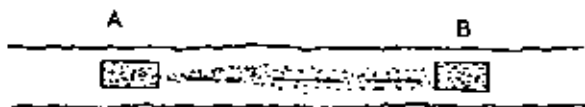


Figure E.14. Will material dredged at A by agitation or other dredging operations deposit at B?

adversely affect dredging in another area. If dredging of these two areas is done on the same dredging contract, the contractor may face a loss because he redredges too much material. This has particular interest for agitation dredging where possibilities for deposits should be evaluated before dredging starts.

Figure E.15 shows how material from distant areas may be carried down in an area to be dredged. The dredging contractor may face a considerable loss if he must keep dredging material which invades his dredging area from elsewhere.

Figure E.16 demonstrates a sidescasting operation. Sidescasting, as undertaken at the Lake Maracaibo Bar, the Orinoco River Bar, at the Port Everglades (Ft. Lauderdale, Florida), the Oregon Inlet, North Carolina on a minor scale, as a forerunner for hopper dredging, and as undertaken at Gulf Coast inlets by the U.S. Army Corps of Engineers new multipurpose dredge *McFarland*, has proven to be very useful if only a minor part of the material migrates back to the dredged channel. The possibility exists that the material dumped by sidescasting may form submerged "jetties" which

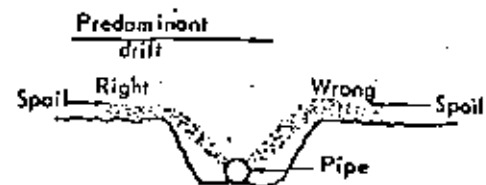
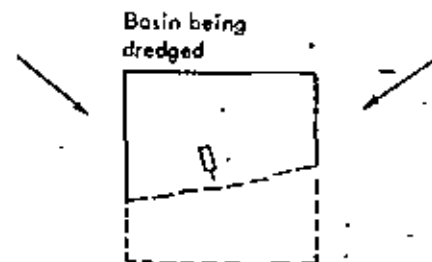


Figure E.13. Will a trench dredged for a pipeline fill in again? Where should spoil be placed?



Material migrates to dredged parts of basin while dredging is undertaken

Figure E.15. Problem of siltation during dredging operation.

decrease material transfer to the channel at the same time as it may be helpful in concentrating tidal flow through the dredged channel, thereby improving flushing of material.

Figure E.17 shows overflow from a hopper dredge, and Figure E.18 overflows from a sand and gravel or shell dredge which may cause deposits in surrounding areas of the bottom, and perhaps adversely affect fish and wildlife. Tracers may help engineering planners and dredge contractors to demonstrate the possible extent of the incident sediment load.

Checking of the Most Effective Location of a Sand Drift Fence

A sand drift fence should be located where it causes maximum accumulation. Tracers may be helpful in determining the best location as well as

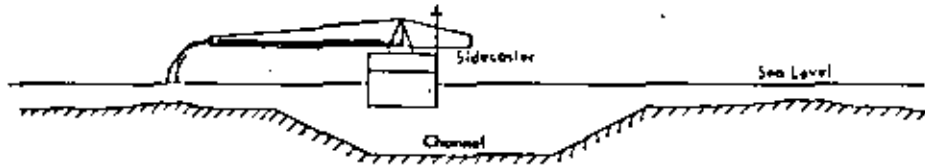


Figure E.16. Sidecasting. Will material return to channel?

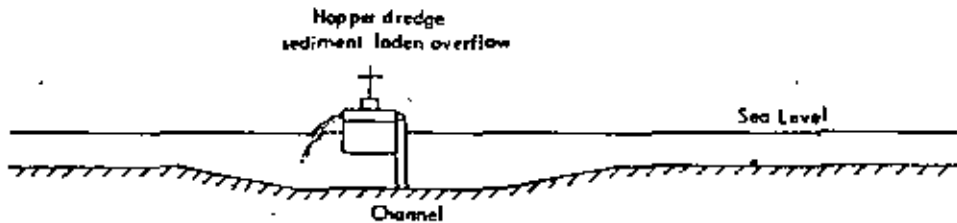


Figure E.17. Overflow of silt-laden water from hopper dredge.

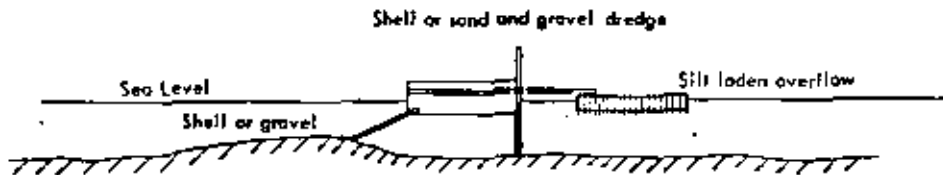


Figure E.18. Overflow of silt-laden water from sand and gravel dredge or shell dredge.

in determining the most effective area on the beach for protection of drift sand.

Example. F-tracing on the Outer Banks (Cape Hatteras National Seashore, National Park Service, U.S. Dept. of the Interior). Figure E.19 explains the application.

*Application of Tracers in Pollution Control:
Thermal, Biological, Chemical and Nuclear*

Tracers in liquid form which could be fluorescent dyes like Fluorescin, Uranium (green) or Rhodamine B may be used for determining the best location of intakes and outlets for cooling water systems and determining the pattern and magnitude of pollution caused by outfalls containing sewage and/or chemical impurities. This problem is becoming increasingly more important because of the still increasing concentration of

population and the vast increase in industrial, chemical and nuclear wastes. Examples of this are so numerous that no particular case should be mentioned specifically. The reader is referred to the special list of literature references.

It is unlikely that all applications have been mentioned. When a new technique is introduced, it takes some time before it penetrates all branches of a particular field. So much may be said that there is still much to learn. Radioactive tracers must be made easier to handle and have undoubtedly expanded future application, particularly as tracers in offshore waters and estuaries for pollution control. Fluorescent tracers must be made more flexible. Special and stable dyes with narrow emission bands must be introduced and correlated with the proper resins, glues and hardeners. Some coating should be hard, thereby securing a long

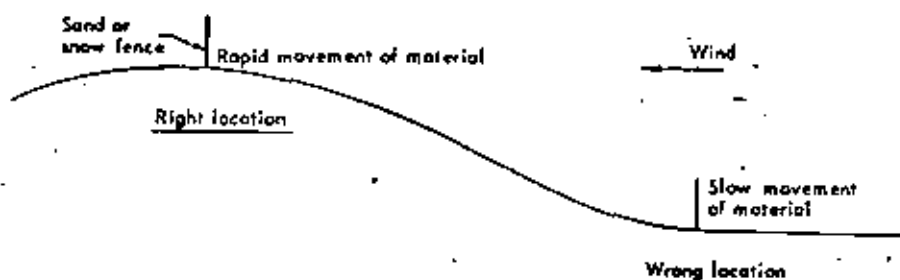


Figure E.19. Where should a sand fence be located to assure highest efficiency? Where does the material come from?

lifetime. Others must be soft so that they wear off in days or weeks, thereby avoiding contamination of lasting character.

Various kinds of sampling equipment exist ranging from paraffin plates (used by the University of Southern California, Los Angeles) to scrapers and cores (used in Florida). As mentioned below, a combination of sampling, recording and analysis technique is desirable.

The method of analysis is probably the technique which, more than anything else, calls for improvement. The human eye is, from an optical point of view, not very satisfactory. Most people are able to count two to three different colors by visual counting. But it gets difficult with four, particularly if red/yellow/orange or blue/green are involved. And it takes much time to count visually. Photoelectric scanning machines developed are helpful but several difficulties have to be overcome including difficulties in correlating excitations and dye-emission and the corresponding need for filters which often "get tired" and change character after a while. Although much progress has been recorded, we are still in the debugging stage with respect to scanning and the ultimate solution may not be solely optical insofar as direct counting is concerned. Solution and then optical scanning may be a "solution." Much has been tested and much remains to be tested. The development of underwater TV may be very useful for field tracing, particularly if the problem of underwater excitation of fluorescent tracers is solved.

References

- Abulaton, N.; Griesseier, H.; and Sadrin, I. 1963-64. "Über den Sedimenttransport langs einer unregelmässig gesliederten Meeresküste." *Acta Hydrophysica* 8:5-21.
- Arلمان, J.J.; Santema, P.; and Svasek, J.N. 1958. *Movement of Bottom Sediment in Coastal Waters by Currents and Waves; Measurement with the Help of Radioactive Tracers in The Netherlands*. Tech Memo, U.S. Army Corps Engineers, 105.
- Bruun, P. 1969. Quantitative field research on littoral drift using tracers. *Proceedings of the 22nd International Navigational Congress, Paris*, Section II, Subject 4.
- De Vries M. 1966. *Application of Luminophores in Sand Transport Studies*. Meinema, Delft.
- Gibert, A. 1954. Essai sur la possibilité d'employer Ag 110 dans l'étude du transport du sable par la mer. *Lab. Nacl. Engenharia Civil, Lisbon, Publ.*, 63.
- Hubbell, D.W., and Sayre, W.W. 1964. "Sand transport studies with radioactive tracers." *ASCE Journal of the Hydraulics Division* 90(HY3):39-68.
- Inman, D.L., and Goldberg, E.D. 1955. *Neutron Irradiated Quartz as a Tracer of Sand Movement*. Bulletin 66:611-13. Geological Society of America.

- Kamel, A.M. 1962. "Transportation of coastal sediments." *J.E.R. Series* 185(1). University of California at Berkeley.
- Krone, R.B. 1957. *Silt Transport Studies Utilizing Radio-Isotopes*. University of California, Berkeley, Calif.: Hydrological Engineering and Sanitary Engineering Research Laboratory.
- Newman, D.E. 1960. *The Production of Fluorescent Tracers for Detecting the Movement of Sand and Shingle*. Wallingford, Berks.: Hydraulic Research Station.
- Purpura, J., and Stuiver, M. 1969. Littoral drift by wave and current action. *Proceedings of the 11th Conference on Coastal Engineering*. ASCE, New York.
- Putnam, J.L., Smith, D.D.; Welles, R.M. Allen, F.; and Rowan, G. 1954. *Thames Siltation Investigations-Preliminary Experiments on the Use of Radioactive Tracers for Indicating Mud Movement*. Wallingford, Berks.: Hydraulic Experiment Station.
- Selleck, R.E.; and Pearson, E.A. 1960. *Tracer Studies and Pollutional Analyses of Estuaries*. University of California, Berkeley, Calif.: Sanitary Engineering Research Laboratory, College of Engineering.
- Trask, P.D. 1952. *Source of Beach Sand at Santa Barbara, Calif., as Indicated by Mineral Grain Studies*. Tech Memo 28. U.S. Army Corps of Engineers, Beach Erosion Board.
- Von Brauckhoff, K. and Griesseier, H. 1967. "Sandtransportuntersuchungen mit lumineszenten Sänden im Küstengebiet der Halbinsel Zingst." *Acta Hydrophysica* 11(3):137-69.
- Examples of Pertinent Literature on Practical Applications of Tracers
- All Papers in *Proceedings of the 20th International Navigation Congress*. 1961 (Section II, Subject 5). General Secretariat Permanent International Association of Navigation Congresses, Brussels, Belgium. Including papers on R- and F-tracing in the oceans and in harbors, estuaries and rivers in Denmark, India, Japan, The Netherlands, Poland, U.S.A. and the U.S.S.R.
- Bruun, P. 1967. "Bypassing and backpassing with reference to Florida." *ASCE Journal of the Waterways and Harbors Division* 93(WW2):101-28.
- _____. 1966. *Stability of Coastal Inters*. Oslo, University Book Co.
- _____, and Taney, N. 1967. "Use of tracers in coastal engineering." *Proceedings of 1st World Dredging Conference, New York* pp. 436-52.
- Crickmore, M.J., and Lean, G.H. 1962. "The measuring of sand transport by the time-integration method with radioactive tracers." *Proceedings of the Royal Society of London. Series A(270)*:27-47.
- Gibert, A.; Abecasis, F.; Concaves Ferreira, M.; Reis Carvalho, J.; and Coroeiro, S. 1960. "Tracing undersea sand movement with radioactive silver." *Lab. Nacl. Engenharia Civil, Lisbon*. Tech Paper 150.
- Griesseier, H.; and Voigt, G. 1965. "Lumineszenten Sand und sein Nachweis in Bodenproben." *Acta Hydrophysica* 9(3):151-67.
- Hydraulic Research Station, Department of Scientific and Industrial Research. 1956. *Radioactive Tracing in the Thames Estuary*. Berks: Wallingford.
- Ingle, J.C. 1966. *The Movement of Beach Sand*. Amsterdam: Elsevier.
- Krone, R.B. 1960. *An Underwater Scintillation Detector for Gamma Emitters*. University of California, Berkeley: Sanitary Engineering Research Laboratory.
- Lean, G.H., and Crickmore, M.J. 1962. "Methods of measuring sand-transport using radioactive tracers." *Proceedings of the Royal Society of London Series A(266)*:402-21.
- Pollard, D.D. and Timme, R.C. 1965. "Long term fluorescent studies." *Ocean Science Ocean Engineering* 2:1162-64.
- Permanent International Association of Navigation Congresses. 1961. "Ocean navigation: methods of determining sand and silt movement along the coast, in estuaries and in maritime rivers. Use of modern techniques such as radioactive isotopes, luminophores, etc." *Pro-*

- ceedings of 20th International Navigation Congress* Baltimore.
- Russell, R.C.H. 1960. "The use of fluorescent tracers for measurement of littoral drift." *Proceedings of 7th Conference on Coastal Engineering*. pp. 418-44, ASCE, New York.
- Sanitary Engineering Research Laboratory. 1960. *Third Annual Progress Report on the Silt Transport Studies Utilizing Radioisotopes*. University of California, Berkeley.
- Smith, D.B.; Parsons, T.V., and Cloet, R.L. 1965. *An Investigation Using Radioactive Tracers into the Silt Movement in an Ebb Channel, Firth of Forth*. Wantage, Berks.: Wantage Research Laboratory.
- Smith, D.B.; and Parsons, T.V. 1965. *Silt Movement in the Oceans Spoil Ground, Firth of Forth. Using Radioactive Tracers*. Wantage, Berks.: Wantage Research Laboratory.
- Zenkovitch, V.P. 1958. "Emploi de lumiflores pour l'étude du mouvement des alluvions sablonneuses." *Bull. Inform. Com. Central Oceanog. Etude Cotes*. 10(5) Moscow.



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

CURSO:

"INGENIERIA MARITIMA"

IX JORNADA DE INGENIERIA CIVIL

APENDICE III

ROMPEOLAS O SISTEMAS DE ATRAQUES

PROF. PER BRUUN

12 AL 17 DE JULIO DE 1982

GUAYAQUIL, ECUADOR.

Breakwater or mooring system?

To be effective, breakwaters are very costly structures, especially in the light of recent trends in vessels size. In this article, the author, Per Brunn, argues the case for the mooring of ships, rather than protecting them by providing breakwaters.

Vessel size has continued to increase over recent years, especially in the case of ore bulkers. The growing demand for deep-water berths in more exposed sea territories has subsequently prompted the installation of still larger breakwaters, with extreme ends located in up to about 30m depth and the main part of the breakwater located in depths exceeding 20 metres (2). The total height of such breakwaters may therefore be some 40m, and with a crown width of 10m and slopes of 1 in 1.5 the total cross sectional area would be as much as 3 000 m², or about 5 000 t of fill. At a cost of some \$50 000 to \$150 000 per metre, that means \$50 to \$150M for one kilometer of structure only.

It is obvious that it may sometimes be difficult to justify the cost of such breakwaters and that it therefore may pay to find a cheaper alternative or to reduce their length to a minimum. This raises the question as to whether in specific cases it will be possible to avoid the use of a breakwater altogether, in favour of a berth, and thus a pier only.

A breakwater is designed to protect, that means it must cut down wave action behind the breakwater to a certain acceptable limit. Converted into practical port engineering, this means that the movements of a vessel alongside a berth must not exceed certain functional limits (2). "Functional" in this respect is the ability to operate the loading/unloading system without being hampered by excessive movements of the vessel. This is very important due to the cost of transportation, including handling time.

For example under ideal conditions, it should be possible to unload up to about 30 containers per hour. This limit is seldom reached. Most container operations, however, handle some 20 containers per hour, while others may sometimes come down to just a few per hour. This happens in particular where waves are very long and tend to set up seiche motions in harbour basins or roadsteads (2). Ports on the Pacific Coasts are particularly vulnerable in this respect, and in some cases container operations have to be stopped entirely. The average output thereby drops to a few containers per hour, delaying the vessel sometimes for several days. This may cost in the region of \$15 000 to \$30 000 per day.

Seen from an operational point of view, protection of a vessel at berth should be interpreted as a hindrance or stoppage of movements, and not merely as a calming of wave action only. Movements of the vessel, however, can be stopped directly by means

of moorings without the assistance of protective works. Another way of solving the problem is by considering relative movements and eventually to design an unloading/loading system, where the relative movement of the vessel and the handling or lifting equipment is equal to zero. While such a procedure has been followed in numerous cases in industry, it has not yet been used in port technology, undoubtedly because it introduces some additional risk elements.

Tying the vessel down to zero movement, however, seems to be a more acceptable idea. This raises the question however, of how much movement can be allowed without introducing adverse effects on the efficiency of operation.

The movements which we are concerned with are: surge (parallel to quay), sway (perpendicular to quay), heave (up and down), roll (turning around the horizontal centreline of the vessel), yaw (turning around the vertical centre line of the vessel) and pitch (turning around the horizontal centreline perpendicular to the vessel).

The various movements are not equally important for different kinds of vessels. Surge is of relatively less importance for tankers when loading or unloading through a platform mounted battery of hoses, than

it is for a container vessel where containers must be hooked onto a hoist. The same is true for sway. For bulkers the situation depends upon the character of the bulk (ore or grain). For ore carriers hatch size is a determining factor because clamshells have to pass freely through the hatch. Classification companies have detailed records of hatch sizes, while clams may be up to 10-15 m. Heave is not important, as long as movements up and down are relatively slow. For container vessels working on the lo/lo principle surge, sway and roll are the most pertinent parameters, while heave is not too important, as long as movements are relatively slow. Twist locks in the hoist will locate apertures in the container frame, even if they are moving up or down slowly, but in a vertical plane. This is particularly true if magnetic locks are used.

Roll is important wherever heavy loads have to be raised or lowered, and where during such movements they have a chance of bumping against the hatch, if the vessel moves excessively. Table 1 below is an attempt to give ranges for allowable movements for various categories of vessels when unloading, assuming a maximum period of 120 sec.

The data used in this article is based on discussions with supervisors of port operations and port designers. They must, therefore, be considered preliminary and subject to variances in accordance with local circumstances. For containers, some claim that the movements are on the high side, while others accept movements, which are even higher assuming that containers are on deck and capable crane operators are available. For containers below deck the angle between the guides and the vertical should never exceed about 3 degrees. For a 40t container this gives a horizontal force of about 2t. With a 30 ft (9m) hoisting

Ship Type	Surge m	Sway m	Heave m	Roll degrees	Yaw degrees
Tankers ¹	±2.3	±1 (away from berth)	±0.5	±4	±3
Ore Carriers (crane operation using clamshell)	±1.5	±0.5	±0.5	±4	±2
Grain Carriers (elevator or suction)	±0.5	±0.5	±0.5	±1	±1
Container, ro/ro (normal locks)	±0.5	±0.3	±0.3	±3	±2
Container, ro/ro ² (side)	±0.2	±0.2	±0.1	nil	nil
Container, ro/ro (bow or stern)	±0.1	nil	±0.1	nil	nil
General Cargo ¹	±1	±0.5	±0.5	±3	±2
LNG	±0.3	±0.1	nil	nil	nil

¹ larger for SBM and SPM systems ² depending upon the design of ramp

³ highly depending upon hoisting equipment and type of cargo

breasting dolphins, developed. The vessel is then supposed to deliver its impact at certain specified points and later to lean or "fender" against these points at the berth. Often the two systems have been combined.

However, there are still many quay walls without impact fenders and consequently there have been excessive maintenance costs, because the covering fenders were too weak to absorb impacts. At some ports the cost of maintaining covering fenders accounts for an unreasonably large part of the maintenance budget.

Modern berths often have two breasting dolphins, as the vessel will rest against two solid points which may also absorb some impact. Due to wind and wave action, mainly by long period waves, the vessel, however, may come loose from one or from both points at the same time. It will then be prone to movements in all directions, amplitudes only limited by the mooring cables. One may often see that this happens simultaneously which in turn may break mooring cables.

Forced fendering

The forced fendering system provides the friction force against surge movements and limits sway and yaw. Friction is achieved by means of slabs of hard rubber. Tests with filled rubber slabs have proven that high friction coefficients may be obtained. Counting on a friction coefficient of 0.5, the pressure which is needed to keep a vessel like the one mentioned above from moving will be about 200t.

As shown in Fig. 1 such force may be provided by two batteries of four hydraulic pistons placed in two breasting dolphins. Each piston carries a constant pressure of 25t, which is modest for a hydraulic system. It could be replaced by two 50t pistons in each dolphin. Anyhow, the minimum number should be two pistons operating independently. In this way the surge problems would be solved and the same would in fact be true for sway and yaw. Counting on a certain pretension of mooring cables e.g. by constant tension winches the vessel will during sway be subjected to forces varying between $A-Sw$ and $A+Sw$ (Sw presents the combined natural sway and the corresponding mooring cable forces).

If A is sufficiently large (pretension), relatively little will be left to the influence of changes in Sw thereby to swaying and yawing. This is in fact what sometimes occurs in a different way, when during an extreme sway situation, tug boats are used to push the vessel towards the berth to dampen or prohibit movements of the vessel along and perpendicular to the quay.

With respect to heave, this motion is relatively unimportant when it comes to the handling of containers in unloading operations regardless of whether the vessel moves straight up and down, or stands still vertically. For a container operation, heave therefore is less important, if surge sway and yaw have been eliminated. As explained later, loading will not suffer either, if there is some slow heave motion. The pistons in the fender may be mounted on a

base plate which slides up and down with tides and heave.

The situation in this respect is different for ore bulk unloading where heave motion may hamper the filling of clamshells, when the vessel moves down relatively fast. Surge and sway also have to be of a limited order to prohibit sliding of the shell along the interface, causing the clamshells to be filled only partially. Surge and sway motions are also limited by the size of hatches. As mentioned earlier a clamshell must not bump against the sides of the hatch during operation or get tangled up below the hatch. The acceptable limits for movements still are much above those for container ship operation. In the case of grain or similar elevators or suction pipes the requirements must be more strict.

For LNG's carriers the danger involved in their operation makes it necessary to place them in the most remote part of a port. That often means areas, which are relatively more exposed. This makes reliable mooring and fendering even more important, the forced fendering system, e.g. by hydraulic pistons, would seem to be of particular interest for LNG terminals.

Loading of vessels

The difference between loading and unloading operations lies solely in the range of equipment to be used. For container-vessels, the condition for loading and unloading is similar. The problem is not only that of locking the container, but of placing them without undue collision with other boxes. The limitations are similar, however.

With respect to tankers conditions may be very different. If they load at a landfast terminal the situation is similar to that of unloading. Many tankers, however are loaded at offshore terminals through loading booms or buoys allowing larger movements (ref. 13).

Regarding ore bulk carriers, they are now usually loaded by dumping or chuting from conveyor belts carried by booms. It is of

no particular importance, therefore, if the vessel moves during such loading operation, as long as the material winds up within the hull. The limiting criteria is the mooring forces, which have to be kept within certain limits and the forces on the fenders that must also stay within specific limits. In this respect, the forced fender system may offer certain advantages.

Combined fender systems

It is possible to combine a forced fendering system and a pretensioned but adjustable tension mooring system from the land side, while making due allowance for any adjustments that may be necessary as conditions change. Such a system would have many operational advantages, would increase efficiency and thereby offer economies for the entire handling system.

A combined impact and surge-prohibiting (anti-surge) fender would be the most ideal system. It may consist of heavy steel piles which will intercept the impact and some sliding during the impact and hydraulic fenders, which move out when the vessel has come to a stand-still and has been properly moored. Fig. 2 shows a schematic of such a system.

Alternatives

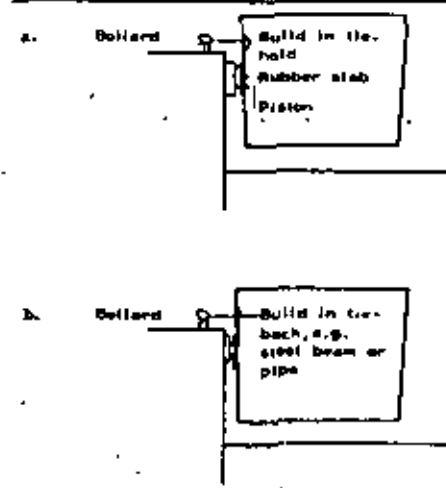
Prof. Vasco Costa in three articles in the *Dark and Harbour Authority* (refs. 11 and 12) explains, how ropes will be able to assist in absorption of energy and points out that the low extensibility of wire ropes allows the amplitude of motion of a ship to be kept to a bare minimum. This can be a great advantage, for instance during the loading and unloading of containers.

Realizing the problems associated with normal fenders he also suggests that: "New fenders have to be developed that are made of slow recovering materials or in which, just like in the shock-absorbers used in motor cars, energy is dissipated in overcoming friction or viscosity. As in the case of most fenders available compression of an extremely elastic material like rubber or steel or even air, is almost of no use as energy dissipators."

The forced fendering system needless to say, may also be obtained by taut mooring ropes pulling the vessel towards the quay-wall mainly by breastlines, which could be wire ropes of high pretension, e.g. 20-40t. This obviously will decrease the maximum mooring forces. Oscillating forces on the vessel generating sway and yaw, however, cause fluctuating tensions in the cables and/or ropes and this makes the vessel more vulnerable to surge.

If for instance, a vessel is pulled in towards the quay with 100t this force may decrease to zero or to a negative value due to offshore wind action. As vessel-movements are not followed by the fenders the consequence could be that the vessel turns entirely free of the fenders causing surge movements, unless spring lines in particular carried heavy tension forces. But even then the vessel might start surging thereby gradually building up high inertia-forces in spring, bow or stern lines such,

(Fig. 3) Tie back systems for horizontal breastlines.



the vessel may start yawing with relative ease. The hydraulic pistons must therefore follow all movements, even the smallest, of the vessel.

The forced fendering system does of course require very strong and safe breastlines. In this respect one difficulty is that breastlines, particularly with light loaded vessels and with vessels in ballast, may run under a rather big angle with the horizontal and this decreases their efficiency. This problem, however, can be solved at permanent (fixed location) terminals by simply elevating the bollard(s), e.g. by pipe "towers". Applying movable hooks on the tower, the most ideal (horizontal) mooring elevation may be obtained. At non-permanent berths movable tower bollards, tailor-made to extend the existing bollards, could be used.

To provide the forcing it may be possible to use other systems than the hydraulic. A mechanical jack can deliver pressure as well as tension (push as well as pull), but the mechanical jack system, contrary to the hydraulic system, cannot follow the vessel in its way and yaw motion. A spring would be able to follow the vessel until it is at its zero position. Any mechanical system, however, depends upon an intermediate part between the vessel and the main system, and this part would of necessity be more or less recoiling type.

This, however, is of less importance the smaller the vessel is. The important thing is that the jack gives enough pre-pushing or pre-pulling (tension) to bring the vessel in a jammed position by means of the breastlines, so that it cannot slide sideways in a surge motion.

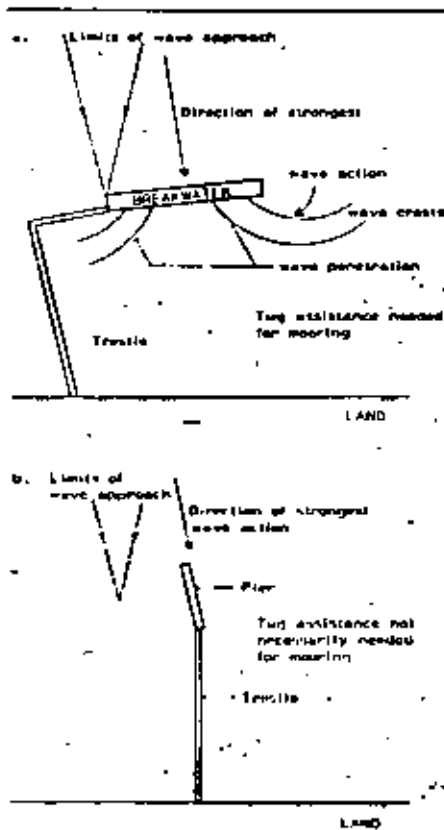
The problem of breastlines may also be solved by the establishment of a more permanent system, which e.g. would be useful for vessels operating on fixed runs. Tie-back members may then be built into the hull at a distance which approximately corresponds to the bollard distance on the quay (Fig. 3a). For smaller vessels a design like Fig. 3b using a vertical column or beam may be used.

Ferry boats, use winch systems for pulling the ferry strongly against the ramp for safe handling of cars (2).

Replacing breakwaters by adequate mooring and fendering

As discussed in the introduction, breakwaters are built to protect against wave action and in some cases also act as protection against sediment transport (2). Some breakwaters are connected to land and may be provided with quay walls on the inside. Others are located freely in the open ocean. They serve no other purpose than as protection against wave action and are usually built in deep or in relatively deep water, with no loading or unloading equipment installed on them.

Assuming that, for reasons of economy, we want to avoid any expensive breakwater and therefore prefer a layout like Fig. 4b for a layout Fig. 4a, we will then have to design a mooring and fendering system which is able to tie the vessel down, so



(Fig. 4) Shore parallel breakwater versus pier built in the direction of strongest wave action.

that excessive movements, that means particularly surge, can be avoided.

That this is possible has been proven, for instance, by large coal terminals for vessels up to about 150 000 dwt built in Israel. Said terminal was first planned as Fig. 4a with a 600 m long shoreparallel breakwater connected to land by a 2 km long trestle. As the breakwater had to be located in 24 m depth in wave action up to Hs = 6 m, often arriving at angles with the shore of \pm about 15°, it became very expensive. After long discussions and testing it was decided to build an unprotected facility like Fig. 4b with a 400 m pier at 22/26 m and about 1700 m trestle.

Analysis of functional stability showed that the pier with the occurring weather would be functional for the planned transports by 60 000 dwt, and 120 000 dwt vessels, accepting wave action of maximum about 2.5 m for berthing and handling using tug boats, for no less than 95% of the year, with minimum occurring during the winter months. The mooring system is a high energy absorbing system of ropes and floating mammoth fenders with maximum forces per rope of about 100 t using 15-25 t constant pretension winches. Fender forces are up to about 300 t with pile breasting dolphins of about 350 t/m.

The pier is a steel pile design with 20 m RC spans and the trestle a steel pile structure with 30.55 m RC spans. The pier is easy to approach and easy to leave

and tugs are not necessarily needed — or not needed at all at departures.

Similar piers are built elsewhere and may be designed as any combination between a breakwater and a mooring pier. Higher savings, however are only obtained with an open pier design, which means that wave action has to be fairly unidirectional at the pier.

Due to the fact that most deep water installations will still be located relatively close to shore, where refraction has turned the wave to some extent towards the shore, this filtering of direction of wave approach will make pier installations easier to operate and it is no doubt that the open pier, non-protected by any breakwater, will be built in many versions in the future. Large savings are obtained.

The forced fendering system comes in as a practical way of improving the open pier design making it functional beyond what conventional fendering systems would be able to handle. This system can easily be subject to design using mathematical models of proper reliability (3, 4, 6, 8, 9). Mooring controls may then be installed using sophisticated instrumentation (7).

References

1. Braun, P., 1980, "An Alternative to Conventional Fendering", Schiff und Hafen, Kommandobrücke, 32 Jahrgang, Heft 1.
2. Braun, P., 1981, "Port Engineering", Chapter 4, Gulf Publishing Co Houston, 800 pp.
3. Cuthbert, D. R. and Seidl, L.H., 1977, "Mathematical Analyses of Ship Mooring Systems and Comparisons with Hydraulic Scale Model Investigations", Proc. 4th Conference on Port and Ocean Engineering under Arctic Conditions, Memorial University of New Foundland, St. Johns, 1978.
4. Eryuzlu, N.E. and Boivin, R., 1977, "An Experimental Program on Mooring Forces of Large Vessels Berthed at Offshore Terminals", Proc. 4th Conference on Port and Ocean Engineering under Arctic Conditions, Memorial University of New Foundland, St. Johns, 1978.
5. Irving, 1978, "The Irving Marine Fender, Non-recoiling", by Marine Aluminium Aasen and Co. A/S, Haugesund, Norway.
6. Khanna, J. and Bir, C., 1977, "Ship Mooring Systems at Exposed Terminals", ASCE PORT 77 Specialty Conference, Long Beach, Cal.
7. Mulcahy, M.W., 1977, "Mooring Instrumentation for Large Marine Terminals", Proc. 5th Conference on Port and Ocean Engineering under Arctic Conditions, Memorial University of New Foundland, St. Johns.
8. Oonincsson, van G., 1976, "The Minimum of a Moored Ship in Waves", NSMIS Publication No. 510, Wageningen, Holland.
9. Seidl, L.H. and Lee, T., 1975, "Correlation between Theoretical and Experimental Values of Mooring and Mooring Forces of Ships Moored at a Sea Berth", 3rd International Ocean Development Conference, Tokyo.
10. Vasco Costa, F., 1964, "The Berthing Ship", Foslow Publications, London.
11. Vasco Costa, F., 1978/1979, "Shipping Ropes as Energy Absorbers", The Dock and Harbour Authority, Oct. 1978 and Febr. 1979.
12. Vasco Costa, F., 1978, "Fenders as Energy Dissipators", The Dock and Harbour Authority, Sept. 1978.
13. Wichers, H.E.W., 1977, "On the Slow Motions of Tankers Moored to Single Point Mooring Systems", Offshore Technology Conference, Paper 2548, Houston, Texas.