

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE OBRAS MARITIMAS

Fecha	Duración	Tema	Profesor	
Febrero 18	9-10 a.m.	Introducción	Ing. Luis Herrejón de la Torre	
	10-11 a.m.	Importancia de las obras marítimas	Ing. Francisco Noreña Casado	
	11-12 hs.	Panorama Marítimo Nacional	Ing. Roberto Bustamante Ahumada	
	12-13 hs.	Planeación de Obras Costeras	Ing. José Aguilar Alcérreca	
	15-16 hs.	Planeación Portuaria	Ing. Héctor López Gutiérrez	
	16-17 hs.	Diseño de Obtas Costeras	Ing. Agustín Corichi Flores	
	17-18 hs.	Diseño de Obras Portuarias	Ing. Daniel Cervantes Castro	
	18-19 hs.	Modelos Hidráulicos	Ing. Guillermo Mc Donell Martínez	
Febrero 19		Estructuras de Atraque		
		Algunos ejemplos de muelles		
		Instalaciones alejadas de la Costa		
		Mareas		
	Viento			
	Cargas Vivas y Sismo			
	9-13 hs.	Impactos de embarcaciones y sistemas	Ing. Luis Herrejón de la Torre	
	15-17 hs.	de defensas		
		Fuerzas y sistemas de amarre		
		Taller		
	17-19 hs.	Estudios Geológicos Exploratorios	Ing. Eduardo de la Fuente Lavalle	
Febrero 20		Análisis de estabilidad general		
		Cimentaciones de pilas y pilotes		
		Diques de Alba		
		9-13 hs.	Muros de Gravedad	Ing. Luis Herrejón de la Torre
		15-19 hs.	Rompeolas o escolleras	
		Paredes de Tablestaca		
		Taller		

Fecha	Duración	Tema	Profesor
Febrero 21	9-11 a.m.	Taller	Ing. Luis Herrejón de la Torre
	11-13 hs.	Procedimientos de Construcción en general	Ing. Benjamín Mora González
	15-17 hs.	Taller	Ing. Luis Herrejón de la Torre
	17-19 hs.	Dragado	Ing. Mario Rodríguez de la Gala
Febrero 22	9-11 a.m.	Procedimientos de Construcción Especializados	Ing. Mauricio Porraz J.L.
	11-13 hs.	Plataformas Marítimas y Líneas Submarinas	Ing. Félix Cantú Ayala
	15-16 hs.	Taller	Ing. Luis Herrejón de la Torre
	16-17 hs.	Evaluación de Proyectos Marítimos	Ing. Guillermo Interiano Moyano
	17-19 hs.	Costos en la Ingeniería Marítima	Ing. Jorge Cruz Beauregard

REGIMEN DE COSTAS

Ing. Hector López Gutiérrez.

1. CLASIFICACION DE LAS COSTAS Y PLAYAS.

El término costa se emplea para definir la franja de terreno que constituye el límite entre tierra firme y un cuerpo de agua expuesta a la acción alternativa del oleaje y las mareas. Cuando esta faja está constituida por material no consolidado, generalmente arena se le llama playa.

1.1. Clasificación de las Costas.

De acuerdo con Johnson, las costas pueden clasificarse en función de las variaciones de la línea de costa, es decir, la traza del nivel del mar con tierra firme. La clasificación es la siguiente:

Costas de Inmersión { Rías.- Invasión de antiguos valles fluviales.
Fjords.- Invasión de antiguos valles de glaciares.
Pacífico.- Regresión paralela por erosión marina

Costas de Emersión.

Costas Neutras { De origen coralígeno
De aperte terrestre
De falla
Volcánicas } Formación independiente de la variación del nivel del mar.

Costas Mixtas.

1.2. Clasificación de la Playas.

En forma particular, Trask propone la siguiente clasificación para las playas:

- Playas Gruesas { 0.05 mm \leq ϕ \leq 250 mm.- Constituyentes: arenas, gravas, guijarros y boleos. Están expuestas a la acción directa del oleaje o cednico. Los elementos constituyentes tienen un tamaño uniforme en una zona determinada.
- Playas Finas { ϕ \leq 0.05mm. Constituyentes: arenas, muy finas y en su mayoría materiales limosos y arcillosos. Son características de áreas protegidas de las olas ocednicas. Presente una cierta cohesividad.
- Playas Rocosas y Coralígenas { Resultado de la fracturación de acantilados y masas rocosas o coralígenas.

2. FUENTES DE APORTE DE MATERIAL PLAYERO Y CARACTERISTICAS DISTINTIVAS.

El estudio del régimen de una costa requiere como una de las informaciones básicas, el determinar las fuentes de aporte del material playero. Así mismo es necesario conocer ciertas características físicas y químicas del material. Respecto a las fuentes de aporte, se pueden distinguir :

a. Material de aporte playero.- Este material tiene su origen en playas adyacentes a la zona considerada y es llevado a ella por efecto del transporte litoral.

b. *Material de erosión costera.*- Resultado de la erosión de formaciones costeras, diferentes de las playas, por la acción del oleaje. Acantilados por ejemplo.

c. *Materiales de origen terrígeno.*- Aporte continental hacia las playas por agentes tales como ríos o viento.

Las características distintivas de los materiales playeros empleadas en los estudios de régimen de costas son:

-*Diámetro.*- Con base en un análisis granulométrico, se toma como diámetro representativo el D_{50} o sea aquel en el cual el 50% de una muestra dada es mayor que él y el 50% menor.

En relación con el diámetro se recurre a la determinación de otros parámetros usuales en los análisis granulométricos, tales como los coeficientes de clarificación y asimetría.

Otras propiedades interesantes son:

-*Densidad*

- *Contenido de minerales pesados* (minerales con una densidad mayor de 2.85). Este análisis puede proporcionar excelentes informaciones sobre la fuente de origen de los materiales.

Para los estudios de ingeniería de costas, se ha aceptado que en una playa y para la zona de transporte litoral mas intenso o sea entre la línea de rompientes y la de playa, la muestra representativa del material en esa parte, corresponde a la que se obtenga en el punto medio entre la línea de mareas altas y la de mareas bajas. Este diámetro se usa como base par comparar la variación de diámetros a lo largo de un perfil -

playero, un ejemplo de esta variación se presenta en la Fig. No. 1.

2.1. Terminología General en el perfil de una Costa arenosa. El perfil de una playa presenta, en general, rasgos característicos cuya denominación es necesario dejar establecida por la importancia que tiene en el estudio del régimen de costas. En una playa se distinguen las siguientes partes: (Fig. No. 2).

La parte exterior de la playa se considera a partir de la línea de rompientes, playa afuera, el perfil del fondo es mas o menos uniforme sujeto solo a las variaciones producidas por el efecto del transporte en el sentido de la propagación del oleaje. La parte interior presenta varios rasgos muy interesantes. En primer término, en la zona de rompientes, existen mas barras longitudinales, sensiblemente paralelas a la línea de playa formadas por la rotura del oleaje. Al pie de esas barras hay fosas que actúan como verdaderos canales a las corrientes longitudinales (long shore currents).

Este sistema de fosas y barras será mejor desarrollado cuanto mayor sea la agitación.

Al terminar la zona de rompientes, se encuentra el estrón (foreshore) o cara de la playa; es la parte alternativamente cubierta y descubierta por el oleaje después de haber roto por completo.

El estrón está limitado por la traza del nivel de bajas ma

reas y el punto de alcance máximo de la ola (up-rush). Finalmente la berma playera debe su formación al aporte de material por efecto de la rotura de la ola, siendo mayor mientras menor es la agitación. A partir de esta berma se inicia la zona seca de la playa y normalmente un sistema de dunas cuyas características y dimensiones son muy variables dependiendo de factores tales como pendiente de la playa, grado de agitación, orientación e intensidad de los vientos, vegetación, etc.

2.2. Transporte por oleaje.

El transporte litoral es el resultado de la acción del oleaje sobre fondos arenosos, y más genéricamente, fondos granulares.

Bajo el punto de vista de la forma como se produce el transporte litoral y sus efectos sobre la morfología costera se pueden distinguir dos zonas muy bien definidas; ellas son: la parte exterior de la playa y la interior de la misma. La frontera entre ellas es la línea de rompientes. La parte interna puede considerarse, a su vez, subdividida en dos zonas más, la de rompientes y el estrón.

El transporte en la zona exterior es el resultado de la interacción del movimiento oscilatorio de las moléculas de agua y las partículas del fondo. Este movimiento somete a los granos a fuerzas hidrodinámicas que tienden a ser equilibradas por el peso propio de los granos. Las características de la resultante de las acciones anteriores determinarán el estado de movimiento o reposos en el que se encuentren las partículas del fondo.

En la parte interior el transporte se deberá principalmente al efecto turbulento de la rotura del oleaje, Por la zona de rompientes el material puesto en suspensión - se moverá por el fondo en trayectoria de zig-zag o diente de sierra, dando como resultado una componente neta de transporte paralelo a la playa.

Concluyendo, antes de la rompiente, se tendrá un arrastre de fondo en el sentido de propagación del oleaje, en tanto que después de esa línea, se presentará transporte en suspensión y de fondo con un sentido sensiblemente paralelo a la línea de playa.

2.2.1. Transporte en la parte exterior de la playa.

Las teorías clásicas del oleaje demuestran que el movimiento orbital se transforma en las vecindades del fondo, para profundidades $d < L_0/2$, en un movimiento oscilatorio cuya velocidad está dada por la expresión :

$$u = \frac{\pi H}{T \sinh \frac{2\pi d}{L}} \sin 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right)$$

Esta es prácticamente la única acción capaz de alterar el estado de reposo de las partículas del fondo, aunque una vez roto, el efecto del transporte de masas acentúa el movimiento de traslación de las arenas. Este movimiento presenta varias etapas, la última de las cuales es un transporte masivo hacia la costa. El análisis de esas etapas requiere de la consideración de los siguientes factores:

-Características físicas del material.

i. Peso y densidad

ii. Diámetro

- Espesor de la capa límite.

- Comportamiento bajo la acción del movimiento oscilatorio

$$\delta = K \sqrt{UT}$$

T = período

K = coef. variable

U = coef. de viscosidad dinámica

Ellos serán determinantes sobre cada uno de los estados siguientes:

a. Desarrollo de una capa límite laminar oscilatoria.- En ella el efecto oscilatorio del fluido es transmitido a los granos por el esfuerzo de corte generado por la capa límite que envuelve a las partículas del fondo. Se considera que este estado se presenta cuando

$$\delta/d > 10$$

d = diámetro medio

δ = Espesor de la capa límite.

b. Aparición de turbulencia en la capa límite.- Se presenta cuando $10 > \delta/d \geq 1$. La acción del fluido sobre las partículas se sigue ejerciendo a través de la capa límite, sin embargo los granos producen deformaciones de la capa límite desarrollando fenómenos turbulentos.

c. Iniciación del movimiento de los granos.- Para un cierto valor de la velocidad, llamada velocidad crítica o parecerá el movimiento en la arena del fondo. Normalmente puede asociarse al valor de la velocidad crítica, el

de la profundidad crítica. En este estado, el efecto hidrodinámico del oleaje se ejerce directamente sobre los granos, ya que la relación $\frac{d}{\xi} > 1$

d. *Movimiento general.*- En la etapa anterior solo algunos granos han iniciado el movimiento. En tanto que en ésta prácticamente la totalidad de las partículas participan de un estado de movimiento a base de rodamientos, y deslizamientos o saltos cortos. (Fig. No. 3).

e. *Formación de rizos (ripples).*- A medida que el estado de movimiento se acentúa el fondo comienza a deformarse adquiriendo un aspecto ondulado. Las características de estas ondulaciones- longitud y altura- depende de cuán cerca estén las condiciones de flujo de la etapa anterior o la siguiente.

f. *Transporte masivo.*- Finalmente cuando la acción del oleaje en el sentido de su propagación ha alcanzado su efecto máximo, el movimiento en el fondo es un movimiento como "en tapete", es decir un transporte masivo. hacia la costa.

Se han mencionado las sucesivas etapas de movimiento de arena en la parte exterior de la playa, sin embargo el interés mayor de este transporte está en los efectos que tiene sobre los perfiles de ella, por tanto es necesario hacer una breve revisión sobre las teorías de los perfiles de equilibrio.

2.2.1.1 *Perfiles de equilibrio.*- Un perfil de equilibrio en una playa es el resultado de la acción de un oleaje determinado durante un tiempo suficiente para obtener dicho equilibrio. En el análisis de los perfiles de equilibrio -

se distinguen dos zonas; la expuesta a la acción de la ola rota y la que recibe los efectos del oleaje antes de romper.

En la primera, la relación de esbeltez del oleaje es determinante en las características del perfil. Generalmente se distinguen dos tipos clásicos de perfiles de equilibrio: El perfil de verano o de buen tiempo y el de invierno o de tormenta. El de verano se presenta para relaciones $H_o/L_o < 0.025$ en estas circunstancias el material es llevado del exterior de la playa al interior de la misma. Por otra parte para $H_o/L_o > 0.025$ se produce el fenómeno inverso, la bermas desaparece en tanto que las barras longitudinales se desarrollan plenamente, dando origen al perfil de invierno. Puede tomarse también como parámetro indicativo, el período del oleaje, es decir habrá un valor del período a partir del cual se formará el perfil de verano y debajo del cual se presentará el de invierno, el valor de este período está dado por la expresión (KEMP-1961) (Fig. No. 4)

$$T_c = \frac{2, l}{2g H_b}$$

donde la distancia a la línea de rompientes

$$l = \frac{44 H_b^{3/2}}{D^{1/2}}$$

H_b = altura de la ola al romper (m)

D = diámetro medio (mm)

Algunos investigadores (Wiegell 1951, Bascom 1951) han obtenido pendientes medias del estrón, de acuerdo con el diámetro medio de la muestra representativa y el grado de exposición del oleaje (Fig. No. 5).

Para la parte exterior de la playa se considera que el fondo adopta una forma sensiblemente parabólica. La parábola es, para algunos (Larras 1961), de grado fraccionario expresada como

$$\frac{Y}{L_0} = K \left(\frac{X}{L_0} \right)^m$$

Y = profundidad de cada punto del perfil bajo el nivel de reposos.

L_0 = longitud de la ola en aguas profundas.

X = distancia horizontal de cada punto del perfil a la traza del nivel en reposo con la playa.

$$K = \frac{H_0}{L_0} + 0.039 \frac{\sqrt{D}}{\sqrt[3]{\gamma_s - \gamma_f}}$$

$$m = 11.5 \frac{H_0}{L_0} + 0.0275 \frac{1}{\sqrt[3]{\gamma_s - \gamma_f}} - 0.05$$

K y m coeficientes adimensionales.

Otros autores (Sitarz 1960 y 1963) usan una expresión del tipo clásico

$$X = a y^2$$

donde

$$a = \frac{K}{\rho^{1/2} D H^{3/2}}$$

$K = 0.95$ si X, Y y H en metros y D en mm.

Los ejes de la parábola se encuentran a una distancia X_0 del punto de alcance máximo de la ola. (Fig. No. 6)

$$X_0 = \frac{60}{D^{1/2}} H^{3/2}$$

2.2.2. Zona interior de la playa.

Cuando la ola rompe, proyecta y acumula sobre la playa una cierta masa de agua. Este fenómeno trae consigo el desarrollo de una serie de corrientes playeras fundamentales en el estudio del transporte. Si consideramos una ola rompiendo paralelamente, el problema podría tratarse según un sistema bidimensional. La condición de continuidad quedaría satisfecha con un conjunto de corrientes normales a la playa y de sentido contrario entre ellas. Sin embargo el caso usual es el que la ola incida bajo un cierto ángulo trayendo como consecuencia una componente paralela a la playa de la energía y por tanto un desplazamiento de masas de agua en esa dirección. El problema de continuidad en este caso se satisface según el siguiente sistema de corrientes (Fig. No. 7).

Es decir la masa de agua movida en dirección del oleaje, se compensa con el regreso de ella, según la línea de máxima pendiente, en las corrientes en diente de sierra. En tanto que el efecto de acumulación por las corrientes longitudinales es compensado por las de retorno. Este sistema de co-

Corrientes playeras define las formas de transporte en la zona interior de la playa.

a. Transporte por zona de rompientes.- Es debido al efecto de la turbulencia de la rompiente que pone el material de fondo en condiciones de ser transportado por la corriente longitudinal. En esta zona la magnitud del transporte será función del valor de la velocidad de la corriente longitudinal. Este valor puede obtenerse en varias formas según la teoría que se emplee; según Eagleson (1966) usando la teoría del momentum, la expresión correspondiente es

$$V_L^2 = \frac{3}{8} \left[\frac{g H_b n_b}{d_b} \right] \frac{\text{sen } \alpha \text{ sen } \Theta_b \text{ sen } 2 \Theta_b}{f}$$

d_b = profundidad de rompiente.

H_b = altura de la ola en la rompiente.

Θ_b = ángulo de incidencia del oleaje.

α = pendiente de la playa.

$$n_b = \text{factor de grupo} = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{\frac{4\pi d}{L}}{\text{sen } h \frac{4\pi d}{L}} \right]$$

$$f = \text{factor de fricción} = \left[2 \log_{10} \left(\frac{d_b}{k_e} + 1.74 \right) \right]^{-2}$$

$$k_e = 0.0033 \text{ ft} = 0.00093 \text{ m.}$$

Una vez que se tiene el valor de la velocidad, el volumen de material transportado podrá calcularse usando cualquiera de las funciones de transporte para corrientes naturales. Esta forma de cálculo, creemos es recomendable en los casos donde el perfil playero acusa un bien formado sistema de barra y fosa.

Otros autores (Caldwel 1956, Bajorunas 1961, Watts 1958 y Larras 1961) proponen el cálculo del volumen de acarreo empleando fórmulas de tipo energético considerando que será la componente de la energía del oleaje paralela a la playa la directamente responsable de él.

$$Q_s = f (H^2, T, \alpha)$$

H = altura de la ola

T = período

α = ángulo de incidencia del oleaje

La fórmula de Larras es un típico ejemplo de estas expresiones

$$Q_s = K g H^2 T \operatorname{sen} \frac{7}{4} \alpha$$

H = altura de la ola en la rompiente

T = período

K = función adimensional que depende de la relación de esbeltez y de las características físicas de la arena.

Es opinión del autor que este tipo de expresiones es más aplicable en el caso de un neto transporte por lo alto de la playa o para casos en que la zona de rompientes es en extremo reducida.

2.2.3. Formaciones Playeras.

La presencia de obstáculos o rasgos morfológicos extraños a una línea de playa libre y continua, dan origen a ciertas formaciones típicas que mencionaremos a continuación.

2.2.3.1. Flechas Litorales.- Se presentan cuando existe una discontinuidad brusca en el recorrido a lo largo de

la playa del acarreo litoral. Esta discontinuidad puede - deberse a causas naturales o artificiales. En el primer - caso podríamos citar una protuberancia a la salida de un - canal, un estuario o una laguna, o bien el extremo de un - cabo o península. Para el segundo se tendría por ejemplo - el extremo de un rompeolas, escollera o un espigón. (Fig. No. 8).

Es conveniente establecer diferencias entre flechas sumergidas y flechas emergidas. Las primeras se les denomina - barras y a las emergidas simplemente: flechas. La existen - cia de una flecha presupone, además, la presencia de una - corriente litoral capaz de ayudar a su formación y prolon - gación.

Las flechas pueden en ocasiones constituirse en verdaderos cordones litorales que separen zonas de agua del mar abier - to, dando origen a la formación de una laguna. El desarro - llo de la flechas varía desde algunos metros o decímetros por año hasta varios cientos de metros (raramente) y su pro - gresión no es uniforme. Forman un ángulo de 50° - 60° con - el frente general del oleaje. Están expuestas a cortes o - roturas debido a su escaso ancho, pero siempre tenderán a - regenerarse.

2.2.3.2. Tómbolos.- Son formaciones debidas a la interrup - ción del transporte litoral por zonas de calma. Estas zo - nas de calma se producen como consecuencia de la existen - cia de un obstáculo paralelo a la playa y separado de ella. La disminución en la capacidad de transporte, resultado de la pérdida de energía del oleaje da origen a un depósito - de material que progresa gradualmente hasta llegar a unir - se con el obstáculo. Hay tómbolos sencillos, dobles y - hasta triples. Fig. No. 9).

Esta formación puede utilizarse como una trampa de los azoles que llegan a un puerto; la manera de lograrlo sería construir un rompeolas paralelo a la costa del lado del transporte principal dando origen al depósito correspondiente y manteniendo libre el puerto de la entrada de arenas. (Fig. No. 10).

2.2.3.3. Obstáculos Normales.- Espigones.- Se ha visto ya que uno de los orígenes de las flechas litorales puede ser la existencia de un obstáculo normal a la línea de playa, sin embargo, esto no sucede siempre por tanto es interesante establecer los efectos que tiene sobre una playa la presencia de un obstáculo normal a ella, y más específicamente, los espigones. Los espigones son estructuras cuyo fin es modificar el régimen de una playa con cualquiera de los siguientes objetivos.

- estabilizar una playa.
- aumentar su ancho
- evitar retrocesos peligrosos

No entraremos por el momento en detalles de diseño y solo nos referiremos a sus efectos sobre la línea de playa. Estos efectos dependerán básicamente de :

- Tipo de transporte
- Longitud con respecto a la línea de rompientes.

Cuando el transporte es por lo alto de la playa, la presencia del espigón dará como resultado la línea de playa que aparece en la Figura No. 11

Si el transporte es por la zona de rompientes entonces adoptará el presentado en la figura No. 12.

Por lo que se refiere a la longitud en el primer caso tendrá influencia en cuanto a la capacidad de retención, en tanto que en el segundo, su funcionamiento dependerá de esa longitud.

Teóricamente si el obstáculo llegase hasta la línea de rompientes solo un pequeño porcentaje del transporte pasaría por su extremo.

2.2.4. Albuferas, Esteros y Estuarios.

Existe un punto común en las anteriores formaciones; este punto se refiere a que en ellas hay un gran área de agua sujeta a las variaciones de marea con una comunicación relativamente pequeña al mar. El análisis del funcionamiento de este sistema requiere considerar varios factores, de los cuales los más importantes son:

Ω - Prisma de marea, es el volumen introducido durante un ciclo de bajamar o pleamar para condición de mareas en sicigias.

M - Acarreo litoral. Volumen anual de arena que pasa por la zona de desembocadura.

ζ - Esfuerzo cortante de estabilidad entre el flujo y el fondo.

Q_m - Gasto máximo para la condición de mareas vivas.

El estudio de estas formaciones se hace bajo el punto de vista de estabilidad general del canal de entrada. La estabilidad se considera bajo dos puntos de vista:

- Estabilidad horizontal.
- Estabilidad vertical.

La primera, es llamada también estabilidad de localización, es decir, se analiza su permanencia de posición en un sitio determinado. Es decir, será inestable cuando presente tendencias de migración y viceversa. Es función de los que se llama tiempo de evolución. O sea una entrada de este tipo - está sujeta a procesos migratorios, e inclusive, puede desaparecer, mientras no alcance su madurez.

La estabilidad vertical puede a su vez separarse en dos - casos :

- Estabilidad del canal de acceso.
- Estabilidad de transferencia de material.

Naturalmente ellas dos son dependientes una de la otra, sin embargo la primera se refiere a la mayor o menor capacidad que tenga el canal para conservar su profundidad. Esta capacidad es función de la relación entre el prisma de marea y el acarreo litoral . Así si

$$\frac{\Omega}{M} < 100$$

El acceso presentará bajos y depósitos en la entrada y el canal tenderá a divagar. En cambio si $\frac{\Omega}{M} > 100$ las condiciones se mejoran notablemente. Sin embargo, no es posible establecer con toda certeza el valor límite a partir del cual el canal es estable o no lo es, debido principalmente a la variabilidad, en volumen y dirección, del acarreo litoral.

La estabilidad de transferencia de material se refiere a la forma como el acarreo litoral pasa de un lado a otro de la boca del acceso. Existen dos formas típicas:

a. Transferencia por corrientes de marea.- El material es tomado por el flujo, llevado al interior del vaso y vuelto a sacar por el reflujó que lo transfiere al lado opuesto a su proveniencia. Se presenta esta forma de paso cuando

$$\frac{M}{Q_{max}} < 10 \text{ a } 20$$

b. Si $\frac{M}{Q_{max}} > 200-300$ el material forma una barra frente a la entrada que funciona como un "puente" para el paso de la arena.

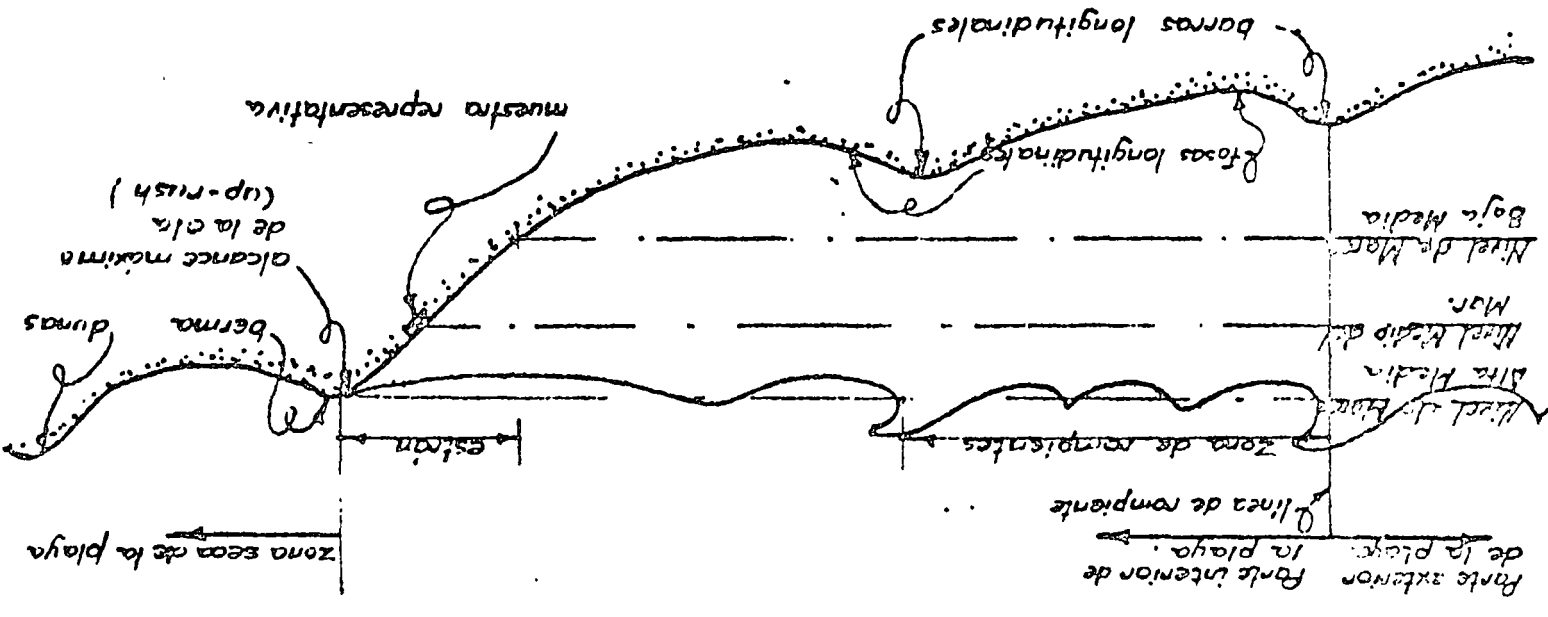
Normalmente las entradas transfieren su material en forma combinada, hecho que se confirma al examinar la diferencia en los límites de uno y otro caso. Es evidente que el estado más favorable desde el punto de vista portuario es el primero, ya que en el segundo, un canal dragado para cortar la barra, estará sujeto constantemente al aporte de material.

Finalmente, las características de la sección transversal del canal son función del esfuerzo cortante de estabilidad - valores mayores o menores a él serán índice de inestabilidad. Se consideran como valores medios de para diversas condiciones de acarreo litoral, los siguientes:

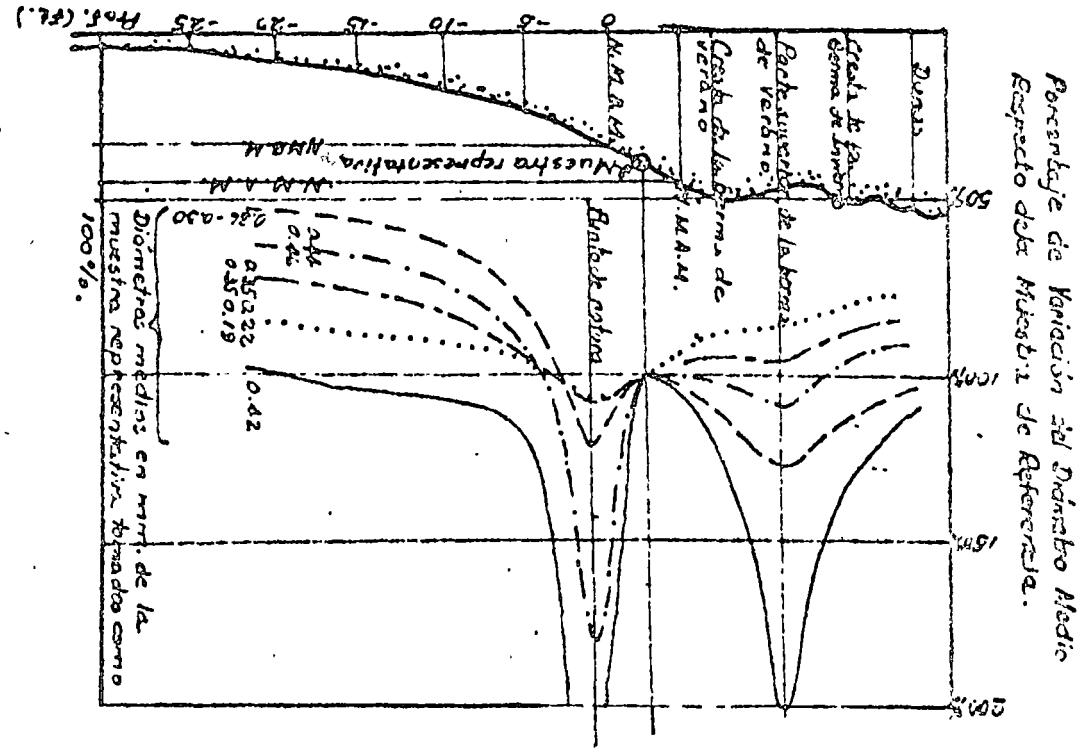
	$\bar{\sigma}_s$ (kg/m ²)
Transporte fuerte	0.5
Transporte medio	0.45
Transporte débil	0.35

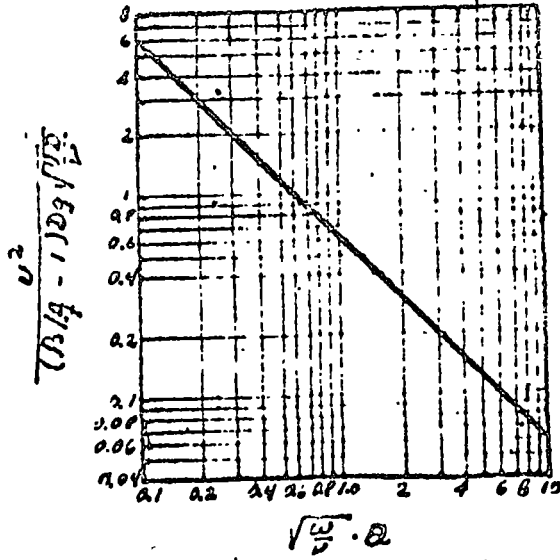
Es conveniente aclarar, finalmente, que en el caso de estuarios, hay necesidad de hacer intervenir otro factor - que es la influencia del aporte de agua dulce por el río que ocasiona fenómenos de densidad en extremo importantes.

Terminología General de un perfil Playero (Fig. 2)

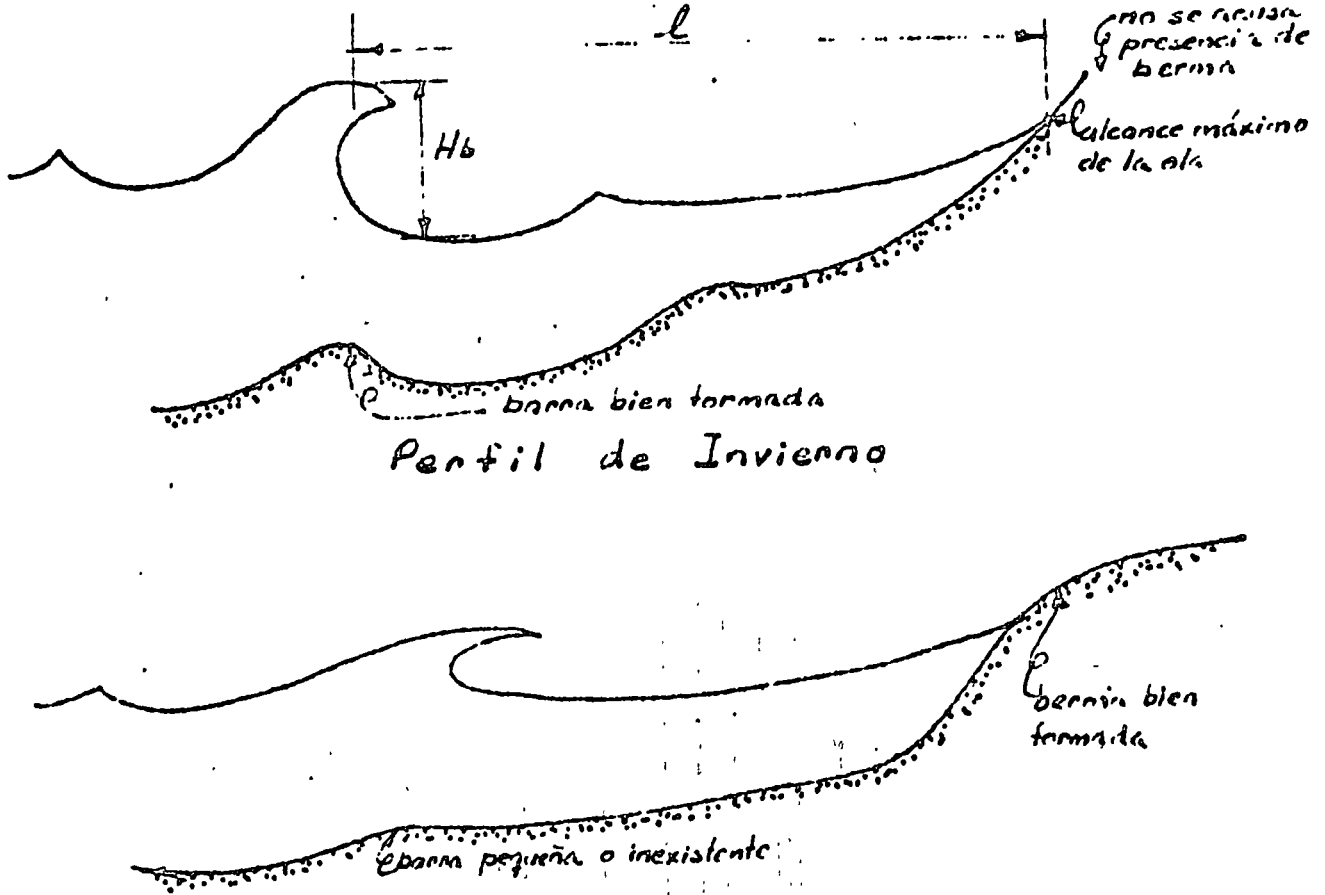


Distribución de Diámetros según un Perfil Playero. (Boscom, 1951)



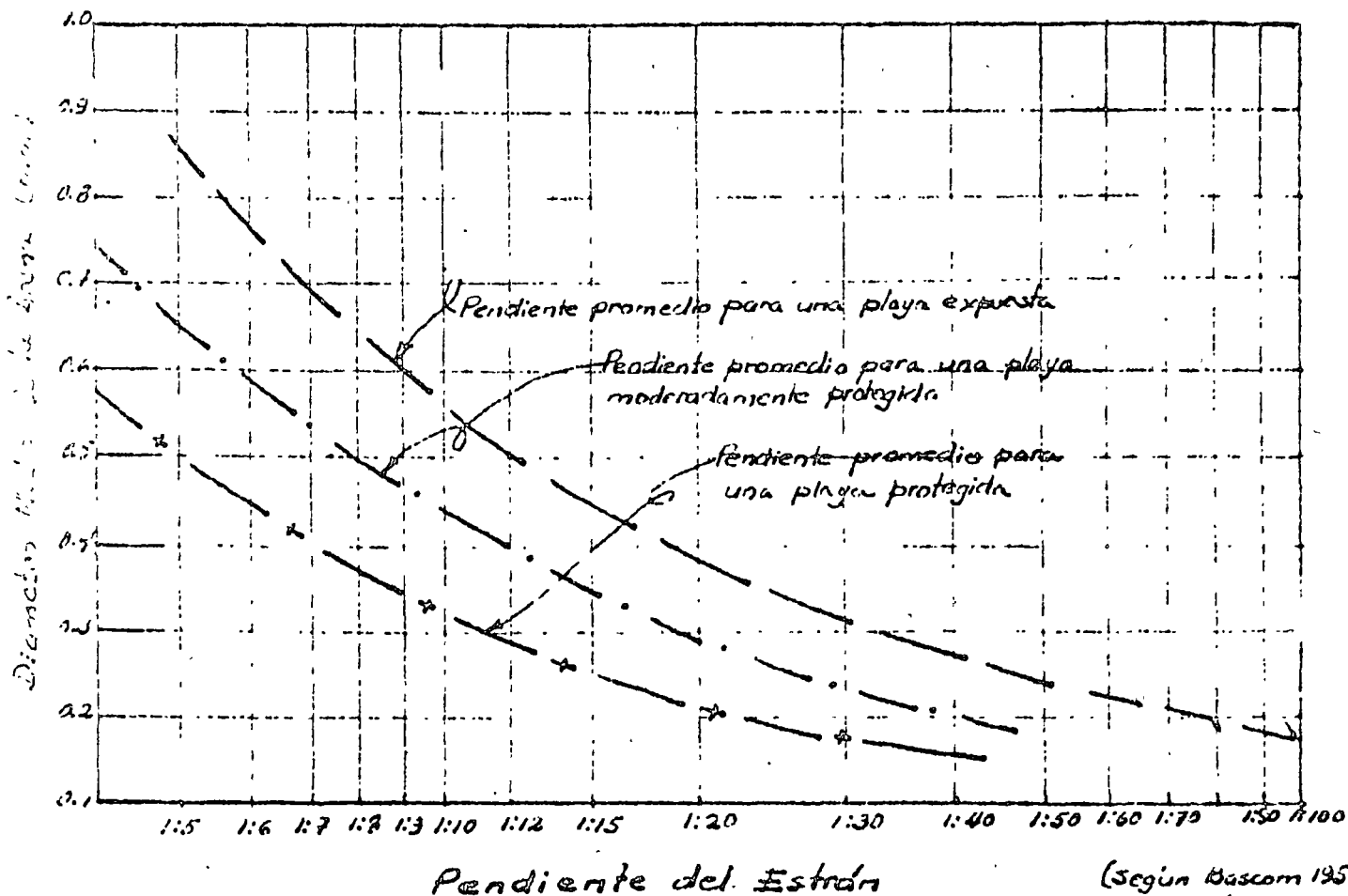


Gráfica de Iniciación de Movimiento General (Fig. 3)



Perfil de Venano

(Fig. 4)



(Según Bascom 1951 y Wiegand 1951)

Relación: Pendiente del Estrón-Diametro medio de la Muestra Representativa y Grado de Exposición de la Playa

Fig. 5.

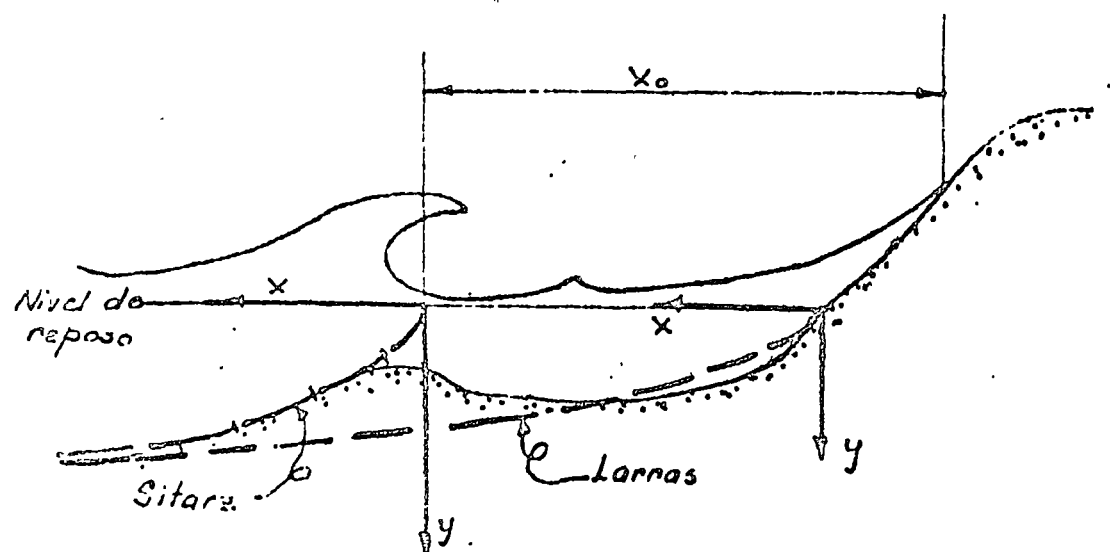
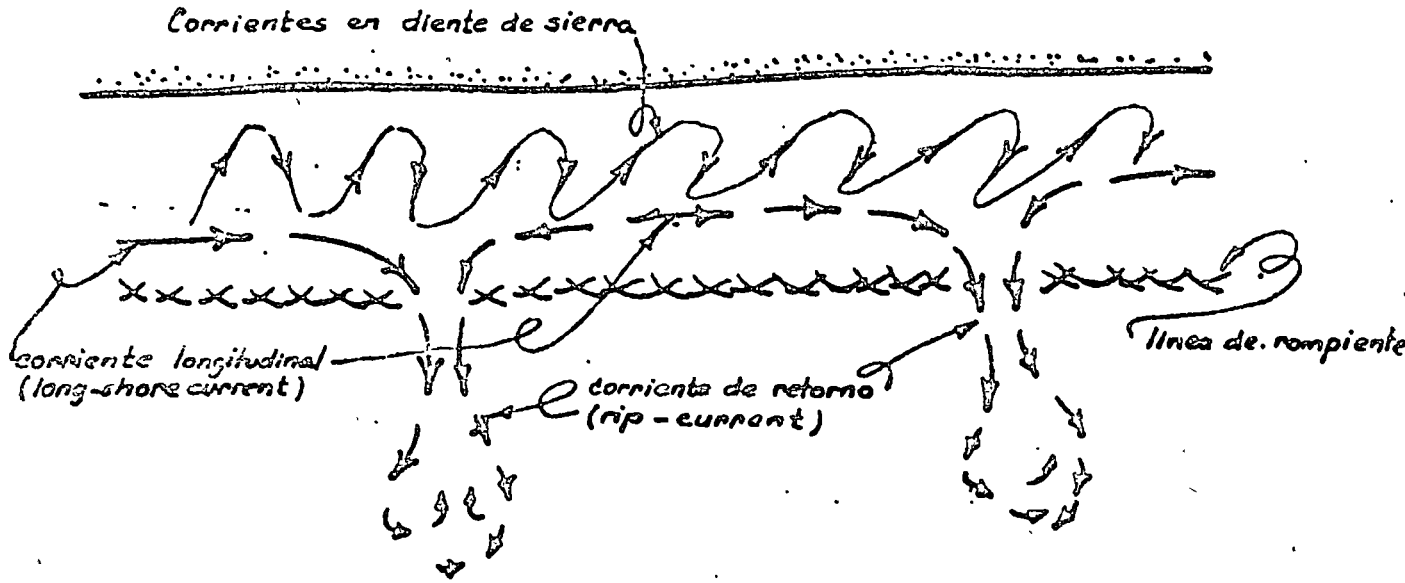
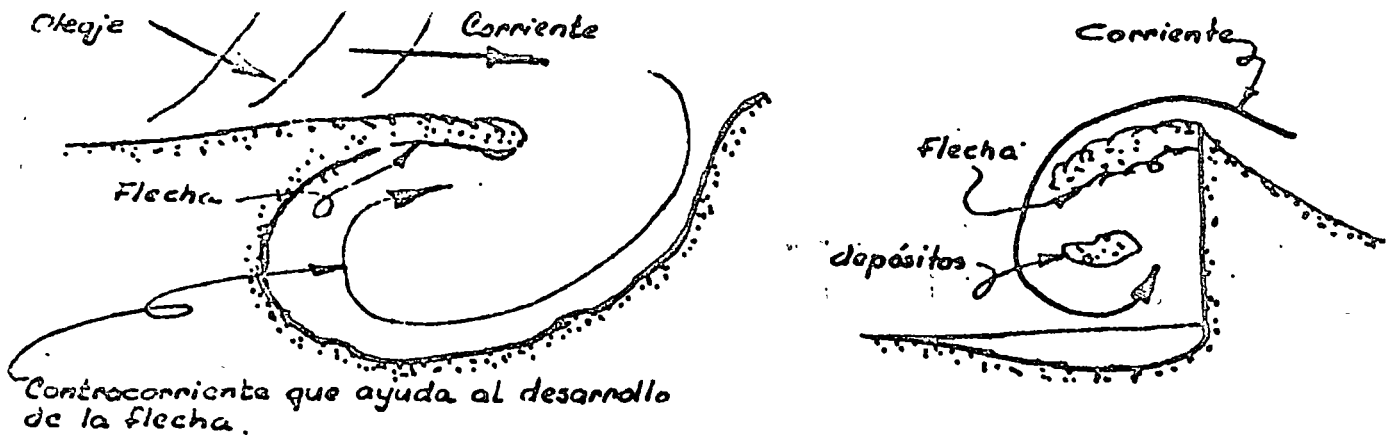


Fig. 6.



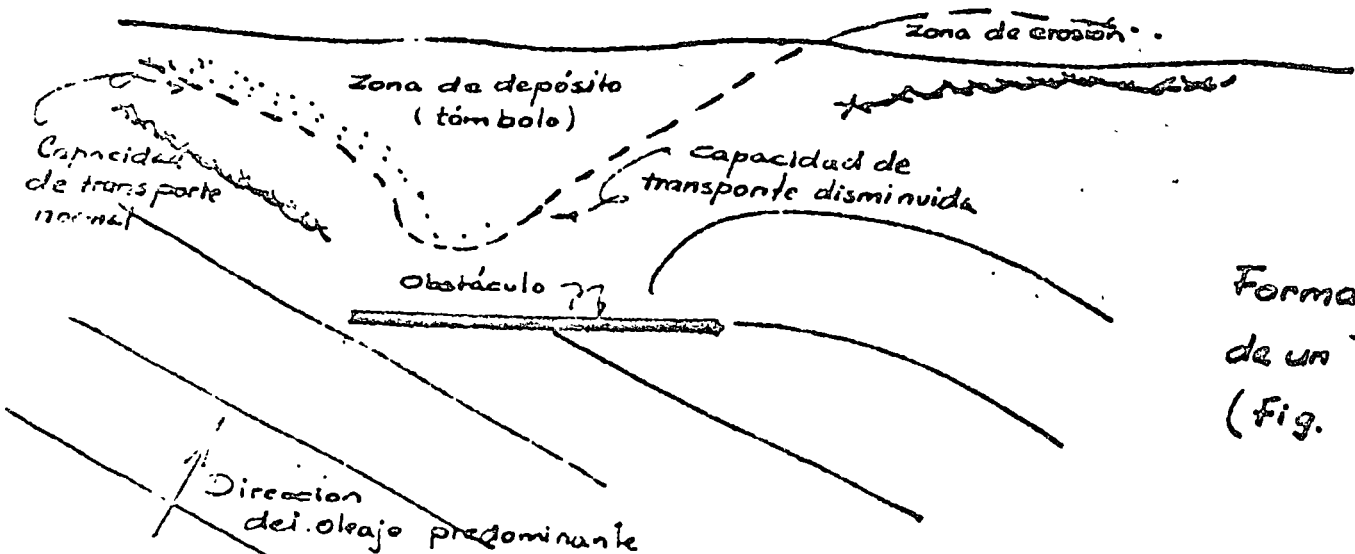
Sistema de Corrientes Playeras (Fig 7.)



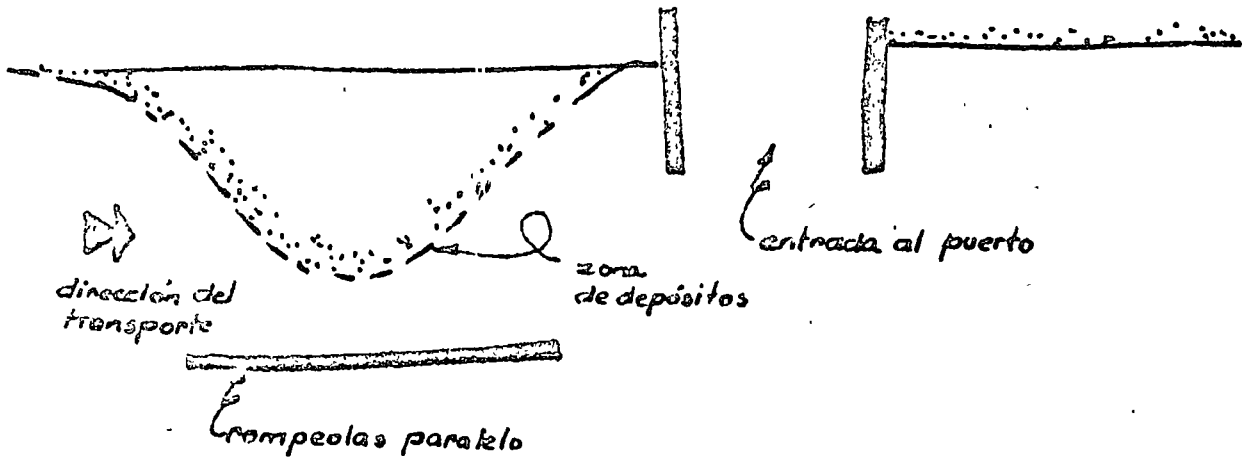
Flecha en Discontinuidad Natural

Flecha en Discontinuidad Artificial

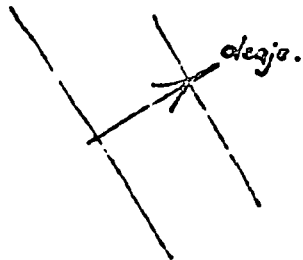
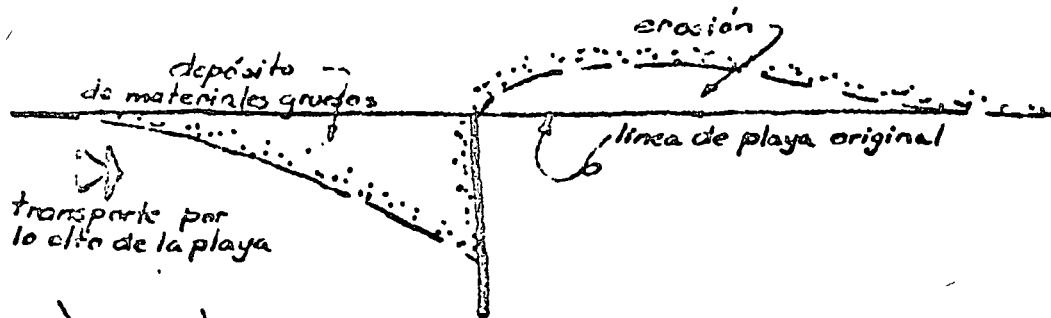
(Fig 8.)



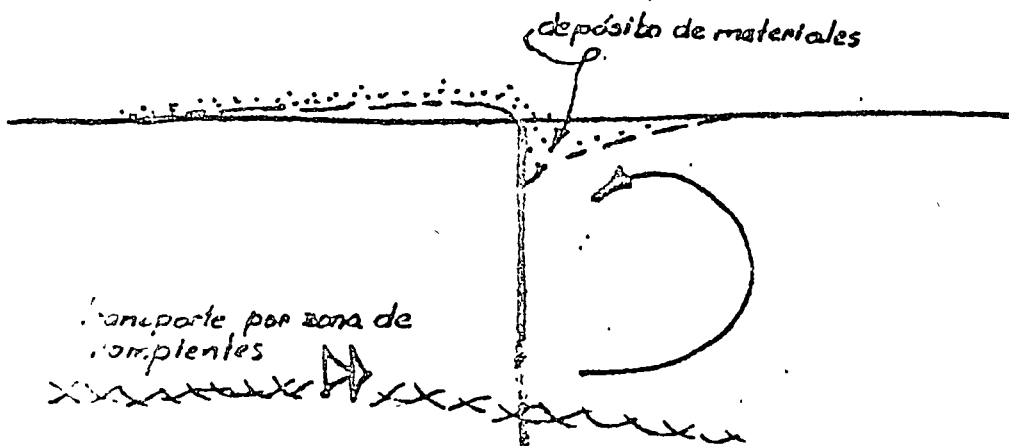
Formación de un Tombolo (Fig. 9)



Formación de Tombolo de defensa. (Fig 10)



Espigón en transporte por lo alto de la playa (Fig. 11)



Espigón en transporte por la zona de rompientes (Fig. 12)

MODELOS HIDRAULICOS.

La utilidad de un modelo hidráulico se hace evidente, cuando los fenómenos naturales se combinan en tal forma, que dan como resultado un escurrimiento de condiciones difíciles o imposibles de analizar matemáticamente.

En la Ingeniería de Costas esta dificultad puede presentarse debido a la acción simultánea del oleaje, mareas, a la existencia de varios cauces interconectados que descargan al océano y a cambios de la salinidad entre otros factores.

Los modelos hidráulicos son estructuras que permiten estudiar estos fenómenos, con el fin de predecir el comportamiento del prototipo.

De acuerdo con el material que constituye las fronteras y el fondo, los modelos pueden clasificarse en:

Modelos. { fondo fijo. por ejemplo: Concreto.
 { fondo móvil. por ejemplo: baquelita o arena.

y en función de la relación de escalas de líneas horizontales y verticales pueden ser:

Modelos. No distorsionados.
 Distorsionados.

Debe asegurarse que en cualquier caso, el modelo represente fielmente los fenómenos que se presentan en el prototipo. Las condiciones que garantizan esta fidelidad se denominan Leyes de Similitud o de semejanza. Estas reglas o normas proveen así mismo, el medio de transformar los resultados obtenidos en el modelo a condiciones en el prototipo.

Las condiciones de semejanza que deberán satisfacerse se -
rán:

Similitud Geométricas.

Similitud Cinemática.

Similitud Dinámica.

Similitud Geométrica significa que puntos homólogos en modelo y prototipo tendrán posiciones semejantes y que la relación entre sus respectivas dimensiones se mantendrán constantes en todo el modelo.

$$\frac{X_p}{X_m} = X_e$$

El concepto de similitud Cinemática puede establecerse como el requerimiento de que dos sistemas, modelo y prototipo, con fronteras geoméricamente similares, posean campos de escurrimientos con velocidades semejantes en instantes de tiempo correspondientes.

La similitud dinámica, establece la semejanza que debe - - existir en ambos sistemas de todas las fuerzas individuales. Esta semejanza solo puede obtenerse si se satisface de antemano las semejanzas geométrica y cinemática.

Para la satisfacción de la primera condición, bastará con representar a una misma escala todos los puntos del prototipo correspondientes a cada dimensión.

Para la satisfacción de la segunda y tercera condiciones, deberá conservarse constante en modelo y prototipo el número adimensional que gobierne el escurrimiento.

Estos números adimensionales son principalmente:

Número de Froude.	$F = \frac{V}{\sqrt{gd}} = \frac{V}{\sqrt{g(\Delta\gamma/\gamma)d}}$	Fuerzas Gravitacionales
Número de Reynolds.	$R = \frac{vd}{\nu} = \frac{\rho vd}{\mu}$	Fuerzas Viscosas.
Número de Euler.	$E = \frac{vd}{\sqrt{P/\rho}}$	Fuerzas de Presión.
Número de Weber.	$W = \frac{\rho V_0 d}{\sigma}$	Fuerzas Capilares o de Tensión Superficial.
Número de Mach.	$M = \frac{V_0}{C_0} = \frac{V_0}{\sqrt{E/\rho}}$	Fuerzas de compresibilidad.

La representación simultánea de estas condiciones en el modelo no siempre es factible, por lo que la similitud se realiza -- conservando constante en modelo y prototipo el número adimensional preponderante en el escurrimiento y conservando los restantes en -- rangos donde practicamente no alteran en exceso los resultados obtenidos en el modelo.

En los problemas que se presentan en la hidráulica marítima y de estuarios, puede decirse que los escurrimientos y acción de -- las ondas son fenómenos causados por las fuerzas gravitacionales -- y por lo tanto el número adimensional preponderante será el de -- Froude, siempre y cuando se conserve en el modelo un número de Reynolds mayor que 600, es decir que represente un régimen turbulento como ocurre en el naturaleza y que la influencia de los efectos -- de la tensión superficial se mantengan dentro de un mínimo.

Leyes de escala para la reproducción de oleaje en los modelos.

Dado que la fuerza preponderante en el movimiento de las ondas es la acción de la gravedad, el modelo debería de satisfacer la

condición de Froude.

De la teoría senoidal de las ondas primera aproximación, se tiene que la velocidad orbital de una partícula está dada por:

$$u = \frac{WH \cos hky}{2 \operatorname{sen} hkd} \cos(\omega t - kx)$$

$$u_e = W_e H_e \frac{(\cos hky)_e}{(\operatorname{sen} hkd)_e}$$

donde:

$$\omega = 2\pi/T$$

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

g = Distancia del fondo a la posición de la partícula.

T = Período.

d = Profundidad media.

ω = Frecuencia de la onda.

L = Longitud de la onda.

H = Altura de onda de cresta a valle.

t = Tiempo.

para que U_e sea constante en todo el modelo, los términos hiperbólicos deberán de ser constantes. Esto solo es posible si los valores de k_y y k_d son iguales para modelo y prototipo en puntos homólogos. Esto a su vez es solo posible si

$$d_e = L_e$$

de donde

$$u_e = W_e H_e = \frac{H_e}{T_e}$$

##

además $L = cT$; $c =$ celeridad de la onda.

$$c = \left(\frac{g}{k} \operatorname{tg} hkd \right)^{1/2}$$

para $d_e = 1/k_e$ el valor de la tangente hiperbólica será igual para modelo y prototipo por lo que

$$C_e = \frac{1}{k_e} = L_e^{1/2} = d_e^{1/2}$$

de donde

$$T_e = d_e^{1/2}$$

y

$$u_e = \frac{H_e}{d_e^{1/2}}$$

Si se conserva en modelo y prototipo la pendiente de la onda con el fin de provocar la rompiente a la misma profundidad, deberá tenerse:

$$H_e = L_e = d_e$$

de donde

$$T_e = d_e^{1/2}$$

$$H_e = d_e$$

$$u_e = d_e^{1/2}$$

y la escala de longitudes planas aún pueden escogerse libremente.

Por refracción se entiende el fenómeno mediante el cual la propagación de un tren de ondas está gobernado por las relaciones existentes entre las longitudes de onda en las diferentes posiciones. Debido a que la altura de la onda varía solamente un poco entre puntos vecinos a lo largo de una cresta la componente de energía en esta dirección puede despreciarse.

De aquí se sigue el único requisito para la correcta reproducción de la refracción que la escala de longitudes de onda sea invariable en todo el modelo. Por lo que en el caso de refrac --

ción debida a la configuración del fondo la condición necesaria y suficiente es que:

$$T_e = d_e^{\frac{1}{2}}$$

También puede ocurrir una refracción debida a la presencia de corrientes con cierta velocidad, de acuerdo con lo expuesto -- por E. W. BIJKER, la condición necesaria y suficiente para la reproducción de este fenómeno es que:

$$v_e = d_e^{\frac{1}{2}}$$

donde v es la velocidad de la corriente.

La escala de longitudes horizontales puede escogerse aún libremente.

Por difracción se entiende el fenómeno causado por la interrupción de la propagación de un tren de ondas mediante una barrera, lo cual da como resultado una atenuación de la altura de la onda atrás del obstáculo, provocando que las crestas de las ondas sufran fuertes curvaturas y por lo tanto el flujo de energía a lo largo de la cresta no puede ya dejar de considerarse.

En vista de que la altura de una onda difractada en un lugar específico está determinada por sus coordenadas horizontales, expresadas en longitudes de onda, la escala de longitudes de onda deberá ser igual a la escala de longitudes horizontales.

Lo cual conduce a la necesidad de utilizar en este caso -- un modelo no distorsionado.

Necesidad de Distorsión.

Cuando ocurre el movimiento de un fluido en régimen turbulento sobre una superficie, se forma en la cercanía de este una capa límite.

Cuando el movimiento es oscilatorio, como en el caso de la reproducción de ondas, el espesor de esta capa límite está dado por:

$$\delta = 3.5(\nu T)^{1/2}$$

de donde se tiene en el caso de $\nu_e = 1$

$$\delta_e = \left(\frac{T_p}{T_m}\right)^{1/2} = T_e^{1/2} = d_e^{1/4}$$

$$\frac{\delta_m}{d_m} > \frac{\delta_p}{d_p}$$

o en el caso de un escurrimiento

$$\delta = \frac{11.6}{V_*}$$

donde V_* es la velocidad al cortante.

$$V_* = \sqrt{gRS} = \sqrt{\frac{g}{\rho} \tau}$$

de donde

$$\delta_e = \frac{1}{d_e} < 1$$

lo cual significa que el espesor de la capa laminar será proporcionalmente mucho mayor que en el prototipo, lo cual conducirá a un régimen menos turbulento en el modelo.

Para reducir este efecto se recurre a distorsionar el modelo.

$$D = \frac{l_e}{d_e}$$

donde:

l_e = escala de líneas horizontales.

d_e = escala de líneas verticales.

D = distorsión.

en el caso de reproducción de ondas, esto conduce a limitar el valor máximo posible de la escala vertical.

$$\left(\frac{1}{d_e}\right)^{3/4} = \frac{y_p}{3.5(\nu T_p)^{1/2}}$$

en los modelos de escurrimiento, este límite será función de la -
distorsión

Movimiento del material del fondo.

Modelos de oleaje y corrientes combinados. Estuarios.

Cuando el oleaje incide con un ángulo de inclinación res -
pecto a la playa se produce un transporte litoral paralelo a ésta.

Este arrastre paralelo a la playa puede asimilarse al cau -
sado por una corriente de velocidad tal que produzca el mismo - -
efecto.

Esta transformación tiene la ventaja de hacer compatible -
la representación simultánea del arrastre producido por el oleaje
y el producido por una corriente que descarga en el océano, ríos -
ó accesos de marea.

Una aproximación de esta naturaleza es la estudiada por --
Einstein utilizando su función de transporte y por Bijker, median -
te la aplicación de la ecuación de Transporte de Frijlik. Puedo -
llegarse al mismo resultado aplicando el criterio de Meyer, Peter
y Muller.

Las condiciones de similitud en modelo de oleaje y corrientes
simultáneas está dado por las relaciones.

$$\frac{C_e^2 d_e^2}{\lambda_e} = 1 \qquad \left(\frac{\Delta_e D_e}{\mu_e} \right)^{1/2} \frac{C_e}{V_0} = 1$$
$$\frac{V_e}{C_e} = 1 \qquad \left(\frac{e D_e}{\mu_e} \right) \frac{1}{\mu_e} = 1$$

donde:

$$\Delta = \frac{\rho_{ep} - \rho_{wp}}{\rho_{sm} - \rho_{wp}}$$

$$C = 25 \left(\frac{d}{D_{90}} \right)^{1/6} = \text{Coeficiente de Chezy.}$$

$$\mu = \frac{C}{13.1 \log_{12} \left(\frac{d}{D} \right)} = \text{Coeficiente de Rizo.}$$

Modelos de oleaje con fondo móvil.

Hay diversos métodos que se han aplicado para encontrar -- las condiciones de semejanza, los principales son: Grodetl, Eagle son, y Syalin.

Al aplicar los diversos criterios a un mismo caso se en -- cuentran diferencias apreciables entre sí.

B I B L I O G R A F I A.

- Yalin S. Dozent y R.C.H. Russell. Similarity in sediment -- transport by waves. Pro -- ceedings of eighth Conferen -- ce on Coastal Engineering, -- 1962.
- Maza Alvarez J. A. y Springall -- G. R. Modelos fluviales de fondo -- móvil y su calibración. Pu -- blicación No. 190. Institu -- to Ingeniería, 1968.
- Springall Galindo R. Estudio Crítico del método -- de Einstein. Tesis de Maes -- tría, 1965.
- Bijker E. W. Some considerations about -- scales for coastal models -- with movable bed. Publica -- ción No. 50. Laboratorio -- Hidráulico de Delft. 1967.
- Ippen T. Arthur. Estuary and Coastline Hydro -- dynamics. Ed. Mc. Graw Hill, 1966.

**BASES PARA EL ANALISIS
DE
ESTRUCTURAS MARITIMAS.**

ING. LUIS HERREJON DE LA TORRE.

I N D I C E

	Página
INTRODUCCION	1
ALGUNOS TERMINOS USADOS	3
CRITERIOS DE CALCULO	5
MAREAS	7
VIENTO	14
CARGAS VIVAS Y SISMO	17
IMPACTOS DE EMBARCACIONES	19
FUERZAS DE LAS AMARRAS	29
ANALISIS DE ESTABILIDAD GENERAL	33
SISTEMAS DE DEFENSAS	42
ESTRUCTURAS DE ATRAQUE	48
CIMENTACIONES DE PILOTES	52
DUQUES DE ALBA	63
MUROS DE GRAVEDAD	66
PAREDES DE TABLESTACA	71
EJEMPLOS DE MUELLES NORMALES A LA COSTA Y EN L O T	80
MANIOBRAS DE CARGA Y DESCARGA ALEJADAS DE LA COSTA	99
ROMPEOLAS O ESCOLLERAS	103
LINEAS DE CONDUCCION BAJO EL AGUA	107
PLATAFORMAS MARITIMAS	124
REFERENCIAS	131

INTRODUCCION

Como una rama de la Ingeniería, las Estructuras Marítimas constituyen un tema tan amplio, que para su estudio sería necesario no sólo un curso, sino una serie de cursos de especialización. Por ahora solo nos proponemos dar una idea general de las bases fundamentales y referencias necesarias para abordar un problema de este tipo.

En las últimas décadas se ha obtenido un progreso sorprendente en el proyecto de las Obras Marítimas, como consecuencia del gran número de investigaciones que se han hecho acerca del comportamiento de los materiales de construcción, suelos, agua, etc....., no obstante en cada problema de este tipo, intervienen varios aspectos de la Ingeniería con estudios bastante amplios y además cada caso es uno diferente, razón por la que no se ha logrado una estandarización de los métodos que deben seguirse.

El uso de las Matemáticas nos dará una interpretación clara y razonable del fenómeno, y las consideraciones de partida estarán relacionadas lo más cerca posible prácticamente a hechos observados. Gran parte del tiempo de un ingeniero se dedica a obtener principios de diseño que han sido aceptados con buena confianza y usados con cierta autoridad pública. Muchos de ellos han probado ser convenientes puesto que pocos problemas se han obtenido con su uso, y lo mejor que puede decirse de ellos es que son antigua experiencia. La experiencia es muy valiosa en especial cuando se puede establecer cuantitativamente, no obstante, si una estructura construída hace varios años se encuentra en buenas condiciones, eso no es una razón adecuada para copiar las proporciones de diseño, puesto que pueden tenerse condiciones completamente diferentes; y procurando tener estructuras adecuadas para su función, éstas deben ser económicas.

Lo principal y esencial en todos los proyectos, es obtener hechos relevantes y apreciar su significado. Estos serán clasificados y su relación valuada, y en esta forma los valores respectivos pueden razonablemente proporcionarse.

ALGUNOS TERMINOS USADOS

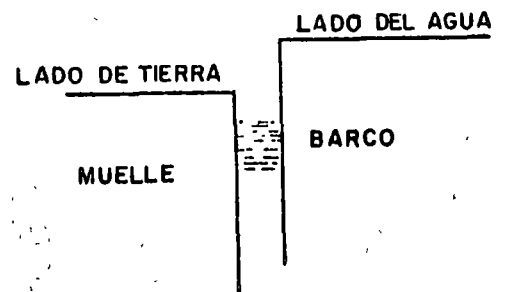
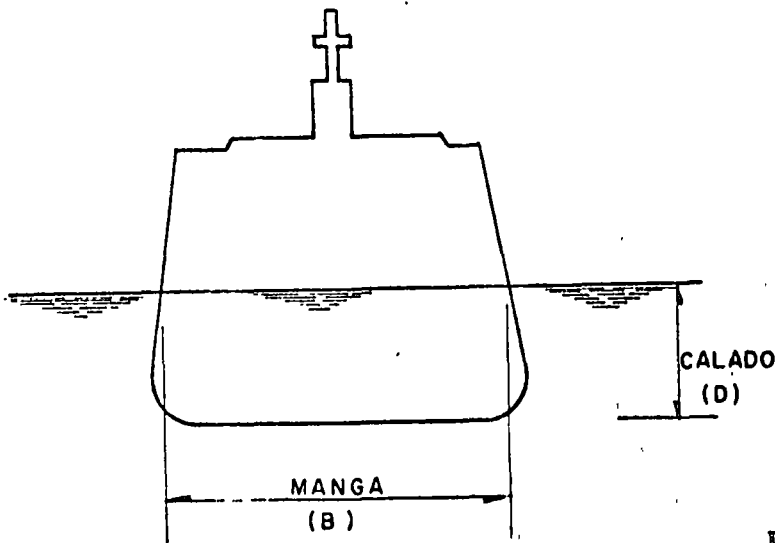
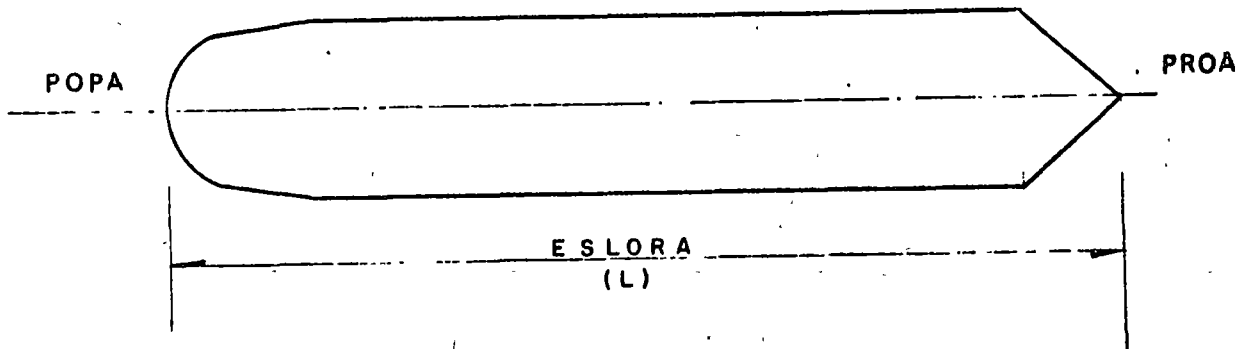
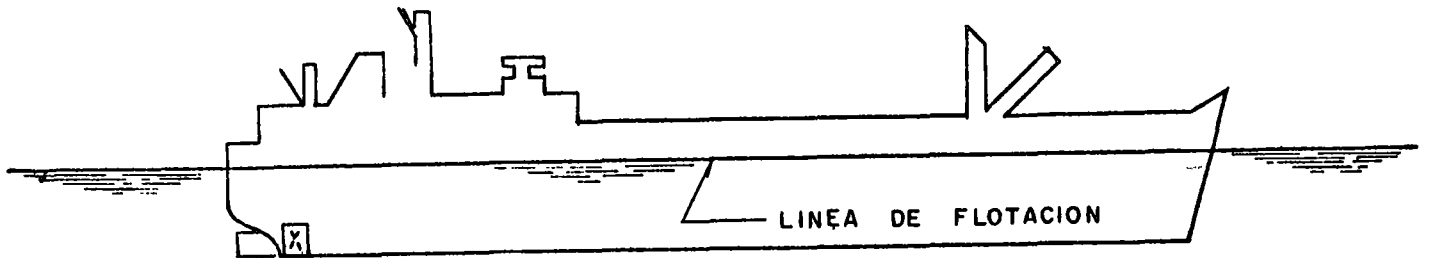


Fig. 1

Desplazamiento es el peso real de la embarcación o el peso del agua que desplaza cuando flota.

El barco puede estar cargado o descargado, correspondiendo a dichas condiciones calado y desplazamiento cargado o descargado.

Peso muerto (DWT) es la capacidad de carga del barco y es la diferencia entre el desplazamiento cargado y descargado. El peso muerto varía de acuerdo con las diferentes estaciones del año y diferentes partes del mundo, puesto que la densidad del agua y en consecuencia la flotación depende de la temperatura y la salinidad.

CRITERIOS DE CALCULO

El análisis y el diseño de una estructura marítima siguen esencialmente los mismos conceptos aplicables a cualquier otro tipo de estructura, con especificaciones especiales en cuanto a lo que respecta al tipo de cargas que debe soportar y a las condiciones de seguridad con que debe operar.

A diferencia de otras estructuras en donde el diseño se lleva a cabo con base a cargas estáticas equivalentes, en el caso de una obra para atracar embarcaciones las estructuras se diseñan para absorber energía durante el ataque.

No obstante los cuidados que se tengan para realizar las maniobras de las embarcaciones, debido a las condiciones del tiempo en ocasiones -- tan severas, las estructuras están expuestas a sufrir grandes daños si no se tienen las precauciones necesarias, por lo cual, en general debe tomarse en cuenta que, al quedar fuera de servicio una estructura de este tipo, -- se tienen pérdidas mucho mayores a cualquier gasto adicional para protegerla y asegurar su funcionamiento.

Un aspecto muy importante en el que debe ponerse especial cuidado es que, en un gran número de casos predominan para el diseño los esfuerzos que se presentan durante la construcción sobre los correspondientes a la estructura en operación.

Por ser costumbre en la especialidad, en todos los temas tratados -- nos referimos a las obras marítimas, pero es conveniente aclarar que, los mismos conceptos son aplicables a las obras fluviales y lacustres del mismo tipo.

El Ingeniero dedicado a este tipo de trabajos deberá comprender --
las razones por las cuales en otros lugares se utilizaron determinados pro-
cedimientos ligados al conjunto de conceptos que intervinieron, y aplicar --
con criterio las experiencias obtenidas a su caso particular.

M A R E A S

Es un hecho de observación común en la costa que el nivel del mar tiene una oscilación constante ascendiendo y descendiendo aproximadamente dos veces en 25 horas. Este fenómeno no tuvo una explicación clara hasta que Newton estableció la ley de la Gravitación Universal y fue desarrollada principalmente por Lagrange y Laplace. Se ha establecido que el fenómeno es debido a la atracción gravitacional combinada del sol y la luna sobre las aguas en la superficie terrestre. Los niveles máximo y mínimo de la marea se denominan Pleamar y Bajamar o Marea Máxima y Marea Mínima. Tomando el promedio entre estos niveles se obtiene un resultado poco más o menos constante en todos los puertos, denominado Nivel de Marea Media o Nivel Medio del Mar al cual se refieren las altitudes.

La influencia de la luna es mayor por estar más cercana a la tierra. La distancia del sol a la tierra es aproximadamente 390 veces mayor a la de la luna, no obstante, su masa es aproximadamente 26,000,000 veces mayor. El análisis matemático basado en la Ley de Newton (atracciones directamente proporcionales a las masas e inversamente proporcionales al cuadrado de la distancia) demuestra que la acción del sol equivale aproximadamente a $\frac{2}{5}$ de la acción de la Luna.

La atracción de los demás astros no se hace notar en las aguas de los mares, en virtud ya sea de sus pequeñas masas, o bien de sus enormes distancias. Teoría debida a Newton conocida también como teoría estática o de equilibrio.

La distancia entre los centros de la tierra y la luna es aproximadamente 60 veces el radio de la tierra. Tomando el diámetro de la tierra que se

Por lo que podemos obtener la siguiente relación:

$$\frac{\text{Influencia de la Luna}}{\text{Influencia del Sol}} = \frac{390^2}{26000000} = 2^{1/4} \quad (2)$$

Más correcto, 2.34 a 1, o 7/3; antes consideramos 5/2.

En virtud del movimiento propio de la luna por el cual este astro se desaloja diariamente un arco de 13° aproximadamente en la esfera celeste en sentido contrario al movimiento diurno aparente, el intervalo de tiempo comprendido entre dos culminaciones de nuestro satélite por un mismo meridiano o sea el día lunar, resulta más largo que el día sideral siendo su duración de 24 horas 50 minutos aproximadamente. De aquí resulta que 6 horas 12 minutos después de la pleamar en A y B la luna se encontrará en una dirección perpendicular a la B O A de la figura 3, presentándose bajamar en A y B y pleamar en C y D; 12 horas 25 minutos después tendremos nuevamente pleamar en A y B y bajamar en C y D.

La acción atractiva del sol produce efectos semejantes a las anteriores con alta marea a su paso por el meridiano al medio día y baja marea cuando se encuentra en el horizonte.

La acción de la luna y el sol se combinan según las posiciones relativas de los dos astros tal como se indica en las figuras 5 y 6. Cabe recordar que el mes lunar en que la luna realiza un giro completo alrededor de la tierra tiene una duración de 29 días, 12 horas, 44 minutos y 2.8 segundos

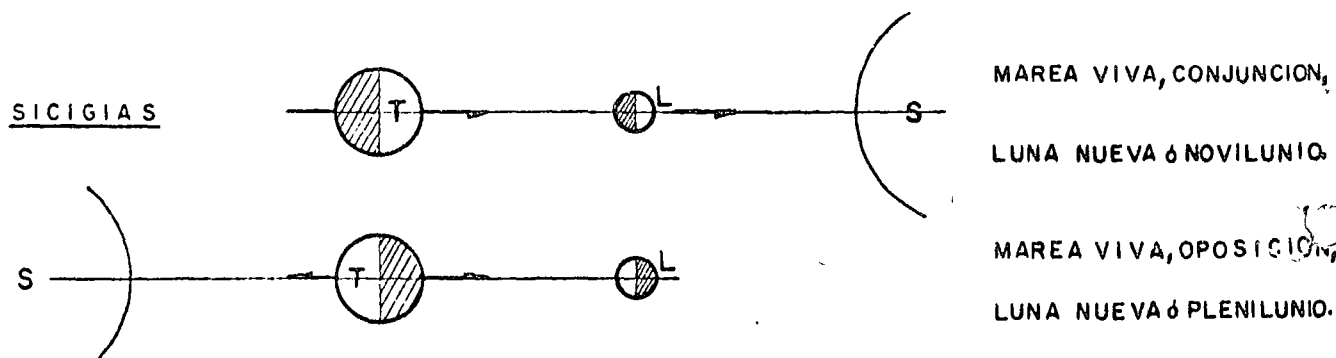


Fig. 5

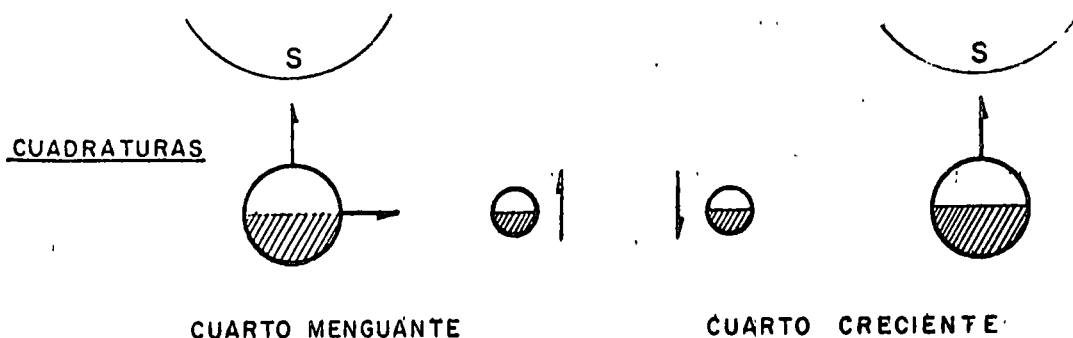
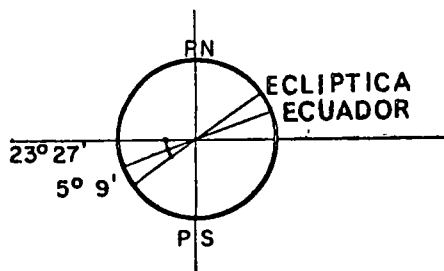


Fig. 6

Debido a retardación por las condiciones terrestres, la marea máxima - en cada lugar no coincide con la conjunción u oposición, sino a un intervalo de tiempo después llamado edad de la marea.

El plano de la trayectoria lunar forma un ángulo de $5^{\circ} 9'$ con la eclíptica o plano de la trayectoria del sol. Cerca del tiempo de los equinoccios la luna y el sol se encuentran casi verticalmente sobre el ecuador, y las mareas de sicigias equinocciales son excepcionalmente altas.



Las mareas más bajas del mes ocurren cerca del tiempo en que la luna está en sus cuadraturas. La edad de la marea también se presenta.

Un poco antes y después del novilunio y plenilunio el sol y la luna ocupan posiciones tales que la atracción resultante sobre la superficie de la tierra está dirigida hacia un punto entre ellos, debido a ésto el alta marea se presenta un poco antes y después, en tal forma que el intervalo promedio entre las respectivas mareas varía entre 24 horas 32 minutos y 25 horas 32 minutos.

Desigualdad diurna.- En algunas partes del globo terrestre la diferencia de altura en las mareas el mismo día es muy notable. Esta desigualdad diurna es debida a que la luna se mueve arriba y abajo del plano del ecuador, y al empezar y terminar de un periodo de 12 horas un punto sobre la superficie terrestre ocupa diferentes posiciones respecto al plano de la órbita de la luna y está sujeto a influencia lunar de grado variable. La desigualdad diurna es muy marcada en los Océanos Indico y Pacífico.

La teoría de Newton asume equilibrio en todo momento de las partículas sujetas a fuerzas atractivas. Esto en realidad es incorrecto o más bien es una presentación incompleta de los hechos. En la teoría de equilibrio es una conclusión legítima que la pleamar coincide con el paso de la luna por el meridiano, lo cual no es el caso puesto que en general ocurre varias horas después. La discrepancia es tal, que en algunos lugares del Océano Pacífico frecuentemente se tiene bajamar en tiempo del paso de la luna por el meridiano.

place en su investigación tomó en cuenta el efecto de la rotación de la tierra y su teoría se distingue como la teoría dinámica. En ésta, el movimiento del agua se calcula como un resultado del movimiento diurno y la atracción de la luna.

Ninguna teoría abarca todo el fenómeno, y ambas parten de consideraciones de dudosa validez, pero en general se puede decir que ellas sirven como bases suficientemente satisfactorias de una explicación aproximada del problema, el cual está lleno de complejidades que impiden la solución completa.

Otras teorías sobre la misma base y con algunas otras modificaciones se han presentado pero no son más que de interés meramente académico. Es

suficiente para nuestro propósito aceptar el fenómeno y confirmar nuestros estudios a las condiciones bajo las cuales existe.

V I E N T O

La circulación de las masas de aire más o menos paralela a la superficie de la tierra se conoce como viento. Este movimiento del aire se produce debido a los cambios en la temperatura de la atmósfera. Cuando el aire se calienta, su densidad disminuye, y como resultado de ésto asciende y es sustituido por aire más frío que fluye adentro y abajo de éste. Los cambios en temperatura en la atmósfera debidos a diferente absorción superficial del calor por la tierra en comparación con el agua y las montañas comparadas con los valles, y los cambios producidos por la noche y el día producen vientos locales y brisas. Las brisas frescas en el lado de la playa durante el día y aquellas desde las montañas que reemplazan el aire tibio en los valles en la noche son ejemplos de este fenómeno. Además de vientos locales y brisas, existe un flujo de aire general debido a que el aire cálido del ecuador es reemplazado por aire más frío fluyendo desde el norte y sur, desviado por la rotación de la tierra.

Toda localización está sujeta a lo que se llama viento predominante o a un viento soplando de una dirección general en la mayor parte del año. Los Monzones son vientos predominantes que soplan en una dirección durante parte del año y en la opuesta en el resto. Los vientos Monzones son los que prevalecen en el Pacífico Oeste. Los vientos predominantes no son necesariamente los más fuertes, ya que vientos muy frecuentes de mayor intensidad pero que ocurren con menos frecuencia soplan de otras direcciones. La dirección del viento está dada del punto desde el cual viene, hacia el observador. El lado de la estructura expuesta a la dirección desde la cual viene el viento es el lado de barlovento y el opuesto es el lado de sotavento.

La dirección, frecuencia, e intensidad de los vientos en una localización

particular sobre un período de tiempo se representan gráficamente por la rosa de los vientos. (Fig.7)

La fuerza de los vientos se clasifica de acuerdo con la escala de Beaufort, en la cual la intensidad está dada por 13 números de 0 al 12, cada número representando una velocidad aproximada y descripción general de la intensidad.

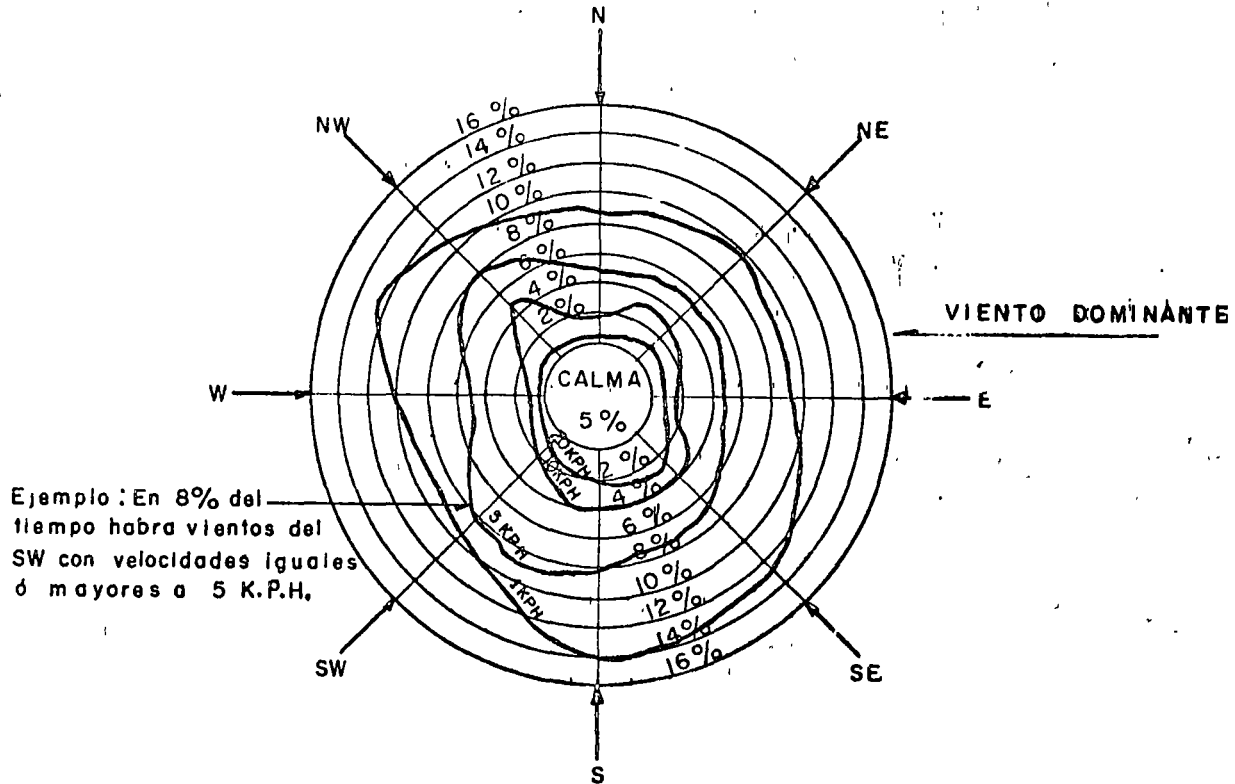


Fig 7

ROSA DE LOS VIENTOS

ESCALA DE BEAUFORT

<u>Número de Beaufort</u>	<u>Descripción</u>	<u>Velocidad en millas por hora</u>
0	Calma	0 - 1
1	Aire ligero	1 - 3
2	Brisa leve	4 - 7
3	Brisa suave	8 - 12

4	Brisa moderada	13 - 18
5	Brisa fresca	19 - 24
6	Brisa fuerte	25 - 31
7	Vendaval moderado	32 - 38
8	Vendaval fresco	39 - 46
9	Vendaval fuerte	47 - 54
10	Vendaval total	55 - 63
11	Tormenta	64 - 75
12	Huracán	Arriba de 75

La presión del viento varía con el cuadrado de la velocidad y está dada por la fórmula $p = cv^2$, donde c es una constante tomada normalmente como 0.00256 cuando v está en millas por hora y p en libras por pie cuadrado.

La presión total del viento sobre una estructura varía con su forma, y por consiguiente, la presión p se multiplica por un factor que varía entre 1.3 y 1.6, el valor más pequeño siendo adecuado para una superficie plana baja de un barco o un muelle. Al diseñar muelles con la fuerza del viento contra el barco y para cargas de viento del equipo operando sobre el muelle tales como torres móviles o grúas debe aplicarse un juicio considerable para elegir la velocidad del viento usada en el diseño. Es costumbre considerar que equipo -- tal como torres cargadas no operarán cuando la velocidad del viento es mayor a 15 millas por hora y, por consiguiente, una presión del viento de 5 lb/ft² -- bajo condiciones de operación se considera adecuada. Además no se espera -- que un barco permanezca a lo largo del muelle durante condiciones de tormenta severa y huracán, y una fuerza de diseño que exceda 20 lb/ft² es raramente garantizada.

CARGAS VIVAS Y SISMO

Las cargas vivas de piso varían considerablemente dependiendo del tipo de carga y el procedimiento de moverla. La carga general tiene un promedio de $2 \text{ M}^3/\text{Ton.}$ y colocada en pilas de 4 M. de altura dará 2 Ton./m^2 sobre el piso. Se puede suponer que la carga sobre el piso puede variar en 50% respecto al promedio, pero que no es posible almacenar pacas cubriendo más del 75% del área de piso, por lo que una carga de 2500 Kg./M^2 es satisfactoria en general. Esta carga puede ser menor para el caso de algodón o madera (1500 a 2000 Kg./M^2).

La carga viva uniformemente distribuida normalmente regirá para el diseño de losas, trabes, pilotes, etc., no obstante, es conveniente revisar por cargas de ruedas de montacargas, grúas móviles y camiones de las cuales se dan algunos valores en la figura 8. Para el caso de grúas fijas, giratorias, sobre rieles o de cualquier otro tipo, el fabricante proporcionará un plano de cargas para el diseño de la cimentación.

En el caso de muelles petroleros las cargas vivas se reducen tan solo al equipo necesario para maniobrar las garzas de carga y descarga, puesto que las descargas de las tuberías sobre sus apoyos son bien conocidas y pueden considerarse dentro de las cargas muertas.

Sobre todo en lugares como México, es muy importante llevar a cabo el análisis sísmico de las estructuras considerando para ellos los coeficientes establecidos para cada lugar del país por el Instituto de Geofísica de la Universidad Nacional Autónoma de México.

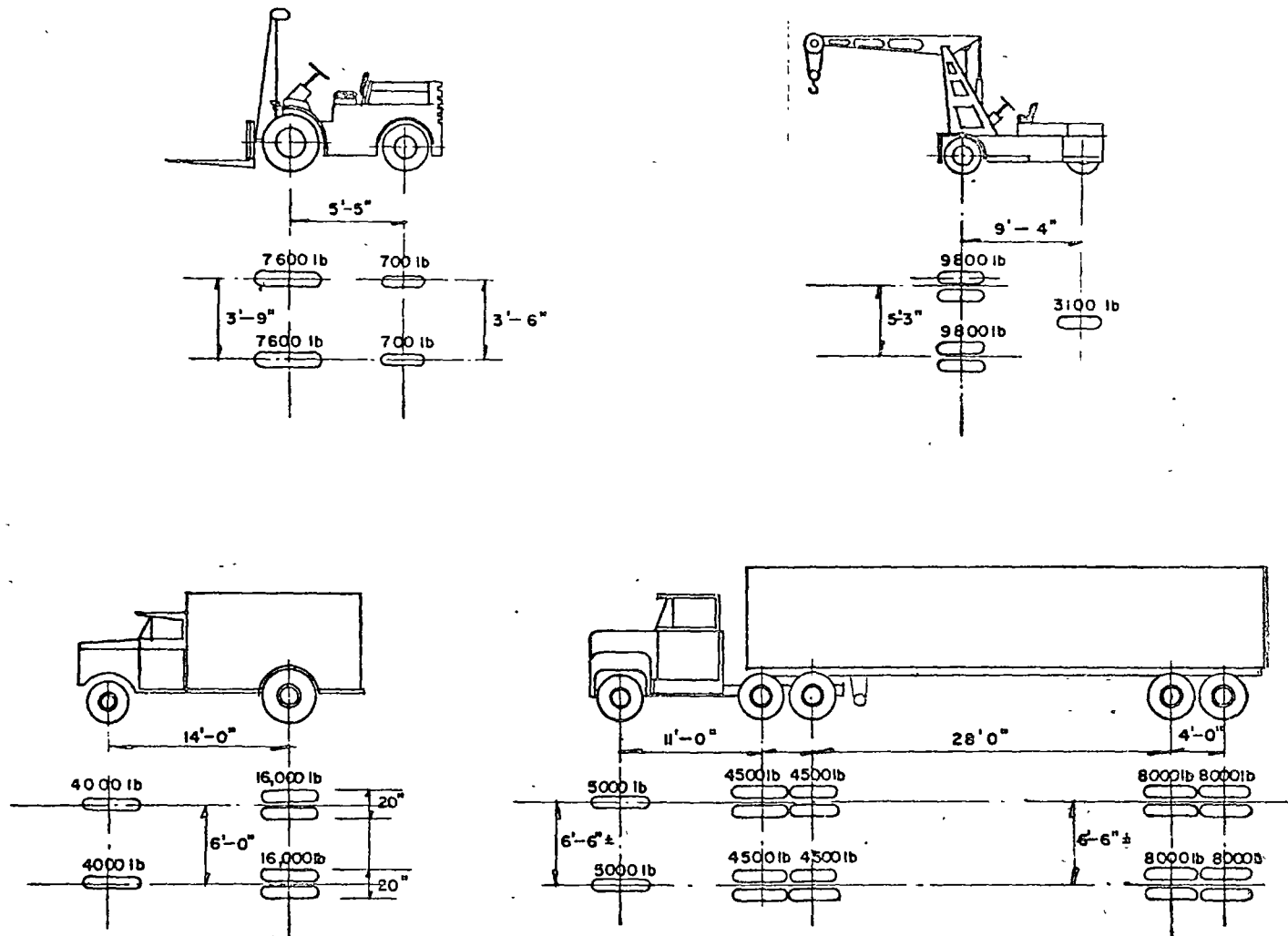


Fig. 8

IMPACTOS DE EMBARCACIONES

Las cargas laterales más importantes que debe soportar un muelle son las debidas al impacto de las embarcaciones. Estas se presentan en dos formas:

a) Atraque bajo condiciones normales. Las fuerzas varían de acuerdo con las condiciones de la marea, pero en todos los casos puede considerarse el viento.

b) Atraque accidental en condiciones no normales o excepcionales.

Es económicamente injustificable diseñar una estructura capaz de soportar una colisión de punta a proa, u otra condición más excepcional sin daño - -

(Ref. 1)

Un análisis de la determinación de la estabilidad de muelles puede ser por consiguiente dividido en los siguientes problemas:

- 1) Determinación de la magnitud y dirección del impacto.
- 2) Estimación de la proporción de la energía cinética de la embarcación - transmitida y absorbida por el muelle u otra estructura y defensas en el impacto.
- 3) Determinación del monto de esta energía que será absorbida por las defensas junto con el diseño de éstas.
- 4) Determinación de los esfuerzos en el muelle u otra estructura debido al impacto lateral que recibe.

Desafortunadamente los datos aprovechables son vagos e incompletos y el impacto puede ocurrir bajo un amplio rango de condiciones. Obviamente un buen tratamiento tiene que tomar en cuenta la velocidad de la embarcación atracando, el ángulo al cual el impacto es transmitido y la masa. Ha habido un cierto monto de investigación, observación y colección de datos de impactos reales en años recientes por observación práctica y medición.

El impacto entre dos cuerpos puede ser elástico o inelástico. Cuando - -

éste es elástico, las deformaciones continúan mientras estos actúan uno sobre el otro y se moverán hasta que la energía cinética del cuerpo móvil, es decir, el que causa el impacto, se ha gastado en el trabajo de deformación interna. Así, el principio de la absorción de impactos de embarcaciones es que la energía cinética se utiliza en deformar la estructura o una parte de ella, de acuerdo con su movimiento, y si esto sucede elásticamente, ésta regresará a su posición original cuando el total de la energía se ha absorbido, o en otras palabras, la embarcación llega al reposo y ha cesado de apoyarse en la estructura. La masa de la estructura es efectiva en reducir la energía cinética de la embarcación ya que la inercia debe vencerse antes de que la estructura resista el movimiento. Así, en un muelle de muro con relleno en el respaldo, no es necesario considerar el impacto, excepto posiblemente para proteger la embarcación y preveer daño local en la estructura. En las estructuras soportadas sobre pilotes, el caso es diferente, ya que su masa es mucho menor.

Es deseable examinar la manera en la cual es posible para una embarcación atracar y hacer contacto con un muelle u otra estructura. Hay normalmente tres posibilidades:

- a) Un impacto de Punta.
- b) Un impacto de lado, es decir, paralelo a la banda de atraque
- c) Por el cuarto de la embarcación a cierto ángulo con la estructura.

Excepto en el caso de accidentes, es muy raro que una embarcación llegue de punta. Con una marea considerable, una embarcación normalmente llega en la forma c) cabeceando contra la marea y sigue -

en b) cuando la marea balancea a la embarcación hacia el muelle. La embarcación puede rebotar en el primer impacto moviéndose hacia adelante una cierta distancia y llegar nuevamente a hacer contacto con el cuarto o puede deslizar a lo largo de la banda de atraque, y finalmente hace contacto a todo lo largo. En agua quieta en general el contacto se hace a todo lo largo, pero algunas veces la embarcación toca primero en el cuarto con un ligero ángulo. Deberá notarse que debido a la forma del impacto de una embarcación, usualmente la parte superior de las de fensas o cubierta del muelle reciben el primer impacto. En realidad, excepto en el caso a), y posiblemente en ciertos casos de b), la energía cinética total de la embarcación no se transmite a la estructura. Al no usarse amarras de inmediato y rebotar el barco gran parte de la energía se transforma en resistencia del agua.

Para el cálculo del impacto con este criterio (ref. 1 y 4), lo más común es considerar una velocidad de atraque de 6 in/seg = 15cm/seg. y un ángulo de 20°. El desplazamiento cargado es usado en los cálculos y si no se conoce puede calcularse aproximadamente en la siguiente forma:

$$W = k \frac{LBD}{35} \quad (3)$$

W - Desplazamiento cargado en ton. (1 ton = 2240 lb)

L, B Y D - en ft. (en promedio)

Valores de k: -

0.80 - 0.85 - pequeñas embarcaciones de carga

0.75 - 0.80 - pequeñas embarcaciones de carga más rápidas.

0.70 - 0.75 - grandes embarcaciones de carga.

0.65 - 0.70 - grandes embarcaciones de carga rápidas

0.60 - 0.65 - grandes embarcaciones de pasajeros rápidas

Se pueden considerar dos componentes de la energía, una transversal $C_1 \frac{W}{2g} (V \sin \alpha)^2$, y otra longitudinal $C_2 \frac{W}{2g} (V \cos \alpha)^2$ en donde C_1 y C_2 son menores que la unidad, v y α son respectivamente la velocidad y el ángulo de ataque (fig. 9).

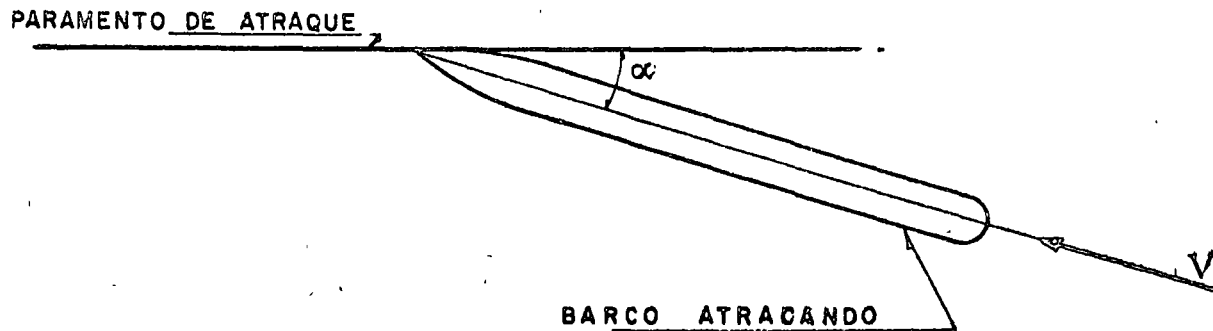


Fig. 9

La energía de la embarcación se absorbe en la siguiente forma para llegar al reposo:

- 1) Trabajo de deformación de la misma embarcación.
- 2) Resistencia de fricción del agua durante los cambios en dirección de la embarcación.

3) Calor debido a fricción entre el barco y la estructura o las defensas mientras se logra el reposo. Por ejemplo, durante el deslizamiento a lo largo del paramento de atraque.

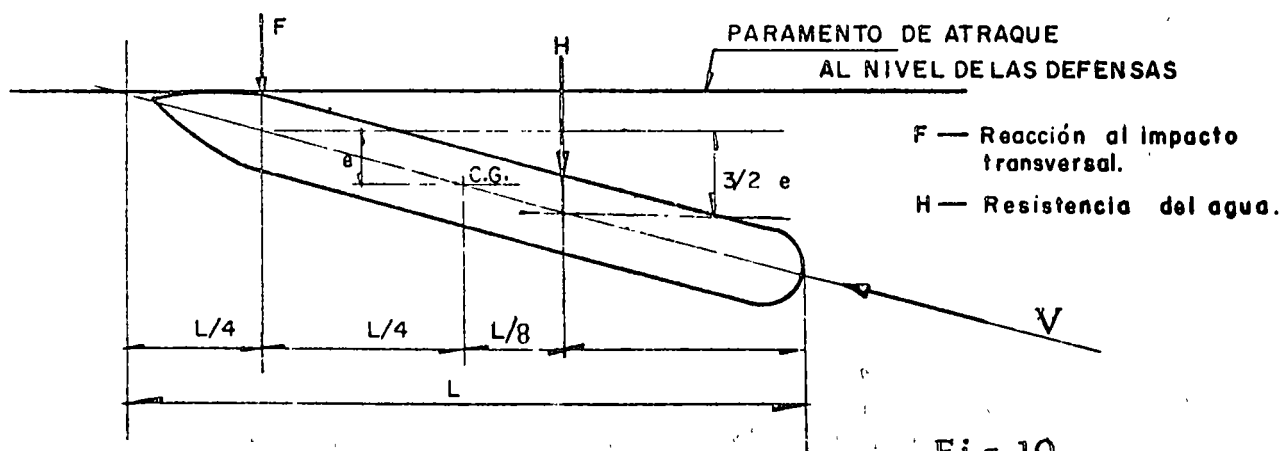
4) Trabajo de deformación de la estructura y las defensas.

5) Restricción de los cables de las amarras.

Si se asegura una amarra de la parte delantera y se jala el -- barco hacia el muelle, se tiene un deslizamiento longitudinal, durante el cual la componente longitudinal de la energía se transforma en fricción de las defensas, tensión de los cables y resistencia del agua. Si des---pués se despega el barco, la tensión de los cables sobre el muelle es de sentido transversal contrario al del impacto y longitudinalmente del mis--mo sentido, lo cual solo sucede en raros casos al igual que cuando no se usan amarras en cuyo caso rebota el barco y la energía se transforma -- en resistencia del agua.

Solo en casos calificados como "criminales" como cuando se pega con la popa o los llamados impactos de proa se tienen ángulos entre 40° y 90° .

Para calcular la fuerza de diseño producida por la embarca--ción en el momento más desfavorable se tiene lo siguiente:



Puesto que consideramos una velocidad angular constante, no se tiene aceleración angular y por lo tanto:

$$\begin{aligned} \text{C. G.} &= 0 \\ \sum MF &= H L/8 \\ \therefore H &= 2 F \\ F &= \frac{H}{2} \end{aligned} \quad (4)$$

Para detener el barco se presenta un movimiento uniformemente decelerado y,

$$\begin{aligned} 2 e \bar{a} &= v^2 & \bar{a} &= \text{aceleración del C. G.} \\ \text{Energía Total} &= E_T = \frac{1}{2} m v^2 & m &= \text{masa} \\ &= \frac{1}{2} m (2 e \bar{a}) \\ E_T &= m e \bar{a} \end{aligned} \quad (5)$$

De acuerdo con el principio del movimiento del centro de masa se tiene:

$$F + H = m \bar{a} \quad (6)$$

Sustituyendo (4) en (6)

$$\begin{aligned} \frac{3}{2} H &= m \bar{a} \\ H &= \frac{2}{3} m \bar{a} \end{aligned}$$

Por lo que la energía absorbida por el agua es:

$$E_H = \frac{1}{2} H \left(\frac{3}{2} e \right)$$

$$= \frac{1}{2} \left(\frac{2}{3} m \bar{a} \right) \left(\frac{3}{2} e \right)$$

$$E_H = \frac{1}{2} m e \bar{a}$$

y de (5)

$$E_H = \frac{1}{2} E_T$$

Por lo que el impacto solo toma la energía restante, es decir:

$$E_F = \frac{1}{2} E_T \quad (7)$$

De acuerdo con los experimentos de MiniKin, solo 0.18 a 0.27 de la energía cinética total del barco se transmite al muelle por un - - impacto de proa, con el peligro de que si la velocidad es baja, y el ángulo grande, el barco puede voltearse. Vemos así que utilizando la expresión (7) estaremos del lado de la seguridad.

A partir de esta energía puede calcularse la fuerza de impacto, por ejemplo considerando que el sistema con rigideces en serie del barco, defensas y estructura absorberá dicha energía. La rigidez del barco en general es muy pequeña y no se toma en cuenta, y la rigidez de las defensas dependerá de su tipo, pero en general es conveniente obtenerla por - - tateos a partir de las gráficas proporcionadas por el fabricante.

La fuerza transmitida longitudinalmente tiene mucha importancia en el diseño y para obtenerla puede considerarse un coeficiente de - - fricción de 0.5 entre el barco y las defensas. Principalmente para el caso de los duques de alba, pueden hacerse intervenir las rigides torsionales y longitudinal en el sistema en serie que absorbe la energía de la embarcación.

Existe suficiente evidencia dice R. R. Minikin y H. T. Horsfield, para mostrar que la energía cinética en aguas quietas, transmitida a la estructura es no mayor de 0.5 de la total en un impacto de punta.

Arthur L. Baker haciendo pruebas sobre duques de alba opina que para un ataque de punta se tome la energía cinética total, y para -- impactos laterales el 40% de ésta.

La velocidad máxima del viento para que un barco pueda atra-- car es 12.5 o 15 m/seg. y una fórmula confirmada sobre un modelo en Francia es:

$$F = ks (V-U)^2 \quad (8)$$

Donde:

F - Fuerza del viento en kg.

S - Superficie expuesta del barco en m²

V - Velocidad del viento en m/seg.

U - Velocidad del barco en m/seg.

normalmente U es despreciable.

La fuerza retardante debido a la resistencia del agua puede obtenerse como:

$$R = K 'S' U^2$$

$$K' = 60$$

S' = área de la superficie sumergida como plana.

A. Eggink en un artículo establece que en sus modelos de Delft $U/V = 1/20$, no obstante este valor debe depender de la forma del barco y el calado. Una buena aproximación es tomar $V = 15$ m/seg. y -- $U = 0.30$ m/seg.

A. Pagés, en su investigación de impactos oblicuos calculó con una aproximación muy clara que la energía cinética es reducida a la mitad cuando el barco pega de flanco, y a $1/5$ cuando pega en uno de los extremos.

De acuerdo con las pruebas realizadas en la Shell Petroleum Co., se recomienda que para barcos de 10,000 ton. (DWT) o menos, se tome en el diseño de las estructuras 40 in-ton, y para embarcaciones mayores, 40 in-ton para cada 10,000 ton adicionales.

Existe otra recomendación de diseñar en general con una energía de 400 in-ton, ya que embarcaciones pequeñas atracan con mayor velocidad que las de gran desplazamiento, y todas llegan aproximadamente con la misma energía.

Alonzo De F. Quinn en su libro Design and Construction of Ports and Marine Structures, recomienda para α un valor de 10° , y una velocidad normal a la banda de atraque entre 0.15 y 1.00 ft/seg. correspondiendo este último valor aproximadamente a una velocidad de atraque de $3\frac{1}{2}$ nudos.

Algunas fórmulas dan en forma lógica la velocidad de atraque en función del desplazamiento de la embarcación y las condiciones de abrigo del puerto. También existen gráficas en las cuales pueden obtenerse la energía e impacto durante el atraque en función del desplazamiento (o peso) y la velocidad.

Se tienen métodos teóricos consistentes en asociar masas y rigideces con armónicos cuyo comportamiento amortiguado se estudia llegando a ecuaciones diferenciales de poca aplicación práctica, por lo que se requiere hacer ciertas consideraciones simplificadorias y aplicar

coeficientes obtenidos con criterios semejantes a los antes mencionados. Posiblemente otra objeción a este tipo de métodos es que, en general se supone un comportamiento elástico lineal de los elementos que intervienen, lo cual principalmente en el caso de las defensas no siempre es real. - Desde luego la importancia de este tipo de desarrollos es que se tiene - con ellos una mejor interpretación del fenómeno.

El fenómeno de transmisión y absorción de energía requiere de más pruebas e investigaciones, pero se puede afirmar que nunca se transmite a la estructura el total de la energía de la embarcación, excepto en casos de impactos de punta en los que se tenga incertidumbre de cómo se absorberá la energía. Tanto esto, como considerar en general una transmisión de la mitad de la energía nos coloca del lado de la seguridad.

FUERZAS DE LAS AMARRAS

En la Fig. 11, se muestra en general la posición de las amarras en un barco atracado en un muelle.

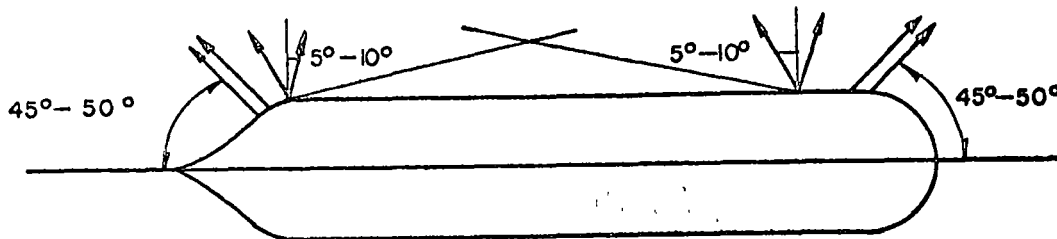
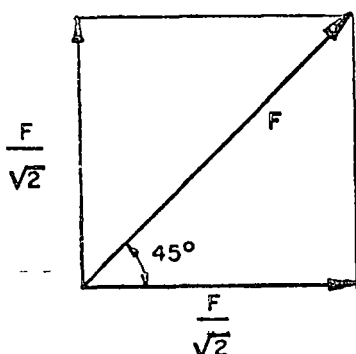


Fig.11

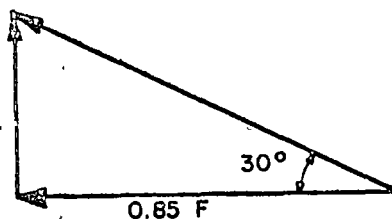
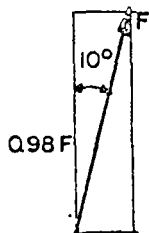
Fuerzas en las amarras de proa y popa.-



Fuerza soportada transversalmente = 0.69 Resistencia del cable

En el diseño se puede utilizar 0.5. Resistencia del cable

Fuerzas en las líneas de los lados.-



Fuerza soportada transversalmente = 0.85 Resistencia del cable

En el diseño se puede utilizar 0.8 Resistencia del cable.

Difieren mucho las opiniones respecto a si es conveniente utilizar cables de alambre o de fibra. (Refs. 7 y 8).

- Efecto del viento y la corriente. -

Cuando un fluido de velocidad V choca contra una superficie, se tiene transformación de carga de velocidad en carga de presión.

Si,

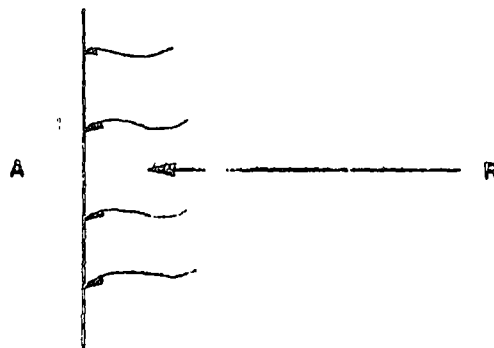
R = Fuerza contra la superficie

C = Coeficiente de arrastre

ρ = Densidad del aire o agua

V = Velocidad del viento o corriente

A = Area del barco expuesta al viento o la corriente



Teóricamente

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{R/A}{\rho g}$$

Introduciendo el coeficiente de arrastre obtenido de experiencias

$$C \frac{V^2}{2g} = \frac{R/A}{\rho g}$$

$$R = \frac{1}{2} C \rho A V^2$$

Viento actuando perpendicularmente al eje de la embarcación.

$$R = 1.6 \times 10^{-6} L (D - d + 15) V^2 \quad (10)$$

Donde:

R = Fuerza contra la superficie expuesta en ton.

L = Eslora en la línea de flotación en ft.

D = Profundidad de la cubierta principal en ft.

d = Calado medio en ft.

V = Velocidad del viento en nudos.

Corriente actuando perpendicularmente al eje de la embarcación

$$R = 1.6 \times 10^{-3} A V^2$$

Donde:

R = Fuerza contra la superficie expuesta en ton.

A = Area lateral proyectada bajo el agua en ft².

= Eslora al nivel de la flotación x calado medio

V = Velocidad de la corriente en nudos.

Corriente actuando en la dirección del eje de la embarcación.

$$R = 3 \times 10^{-6} S V^2$$

Donde:

R = Fuerza contra la superficie en ton.

S = Area de la superficie mojada en ft².

V = Velocidad de la corriente en nudos

Se puede utilizar la siguiente fórmula para obtener el área de la superficie mojada.

$$S = 15.6 \sqrt{WL}$$

En donde:

W = Desplazamiento en toneladas para el dragado correspondiente

L = Eslora al nivel de flotación

En las referencias 7 y 8 se presentan gráficas para obtener áreas proyec-
tadas y fuerzas de viento y corriente, así como algunas explicaciones y -
esquemas de la forma en que deben arreglarse las amarras y las bitas.

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD GENERAL

Antes de abordar el análisis y diseño de la estructura en sí, es necesario realizar un análisis de estabilidad general. En seguida daremos algunos criterios prácticos para este objeto.

Caso de suelos no cohesivos - Teoría de la cuña.-

Suponiendo varios planos de deslizamiento se puede, por equilibrio, obtenerse las fuerzas sobre el muro y graficar los resultados para llegar al valor máximo de ésta (Fig.12).

En la ref. (3) se dan valor de ϕ y c

Suelos cohesivos.-

Mostraremos en forma simplificada algunos ejemplos y posteriormente daremos una explicación más general de las bases de Mecánica de Suelos. En todos se procede por tanteos suponiendo círculos de falla --- (Figs. 13, 14 y 15) (Ref.3)

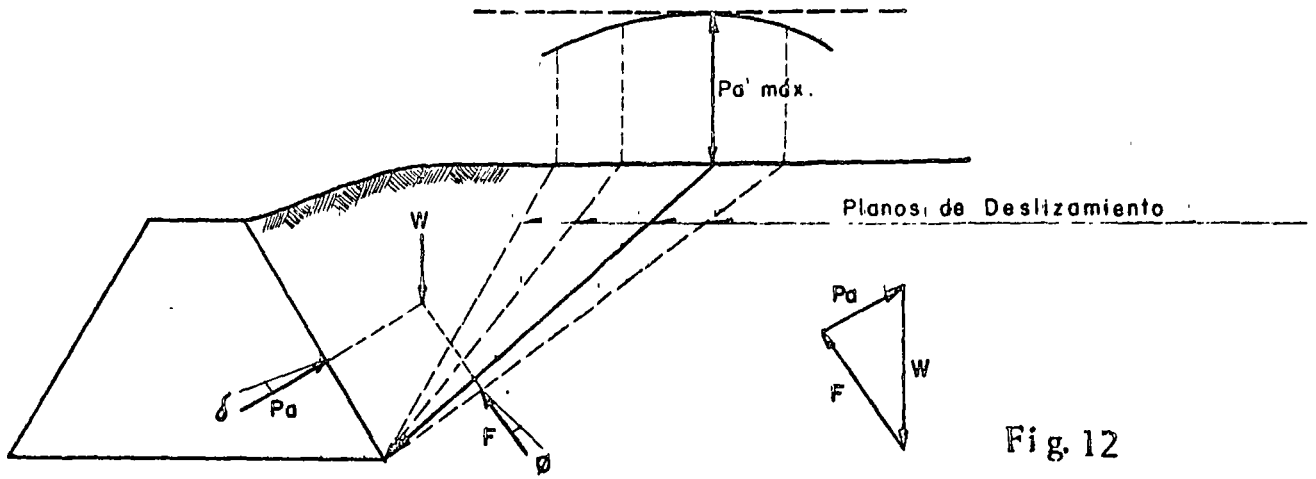
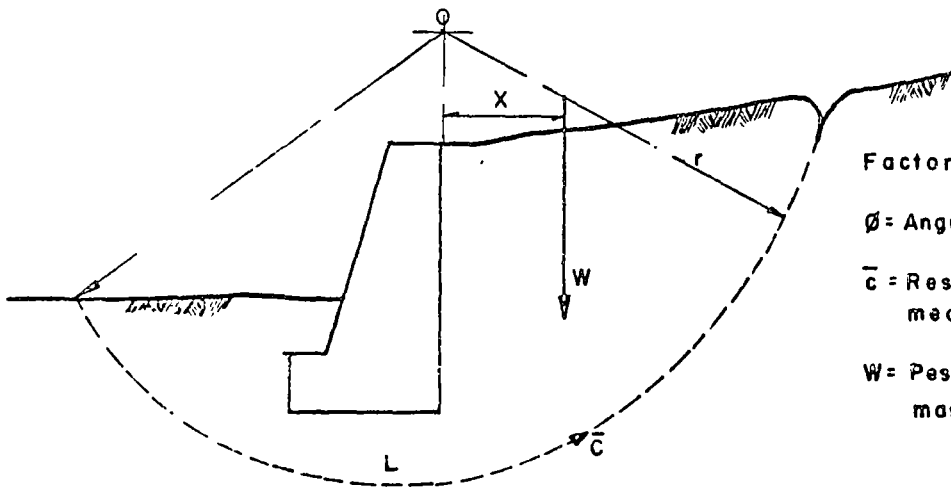


Fig. 12



Factor de seguridad = $\frac{r \bar{c} L}{W X}$
 ϕ = Angulo de fricción interna = 0
 \bar{c} = Resistencia al cortante promedio a lo largo del arco
 W = Peso de la arcilla y el muro mas la carga superficial

Fig. 13

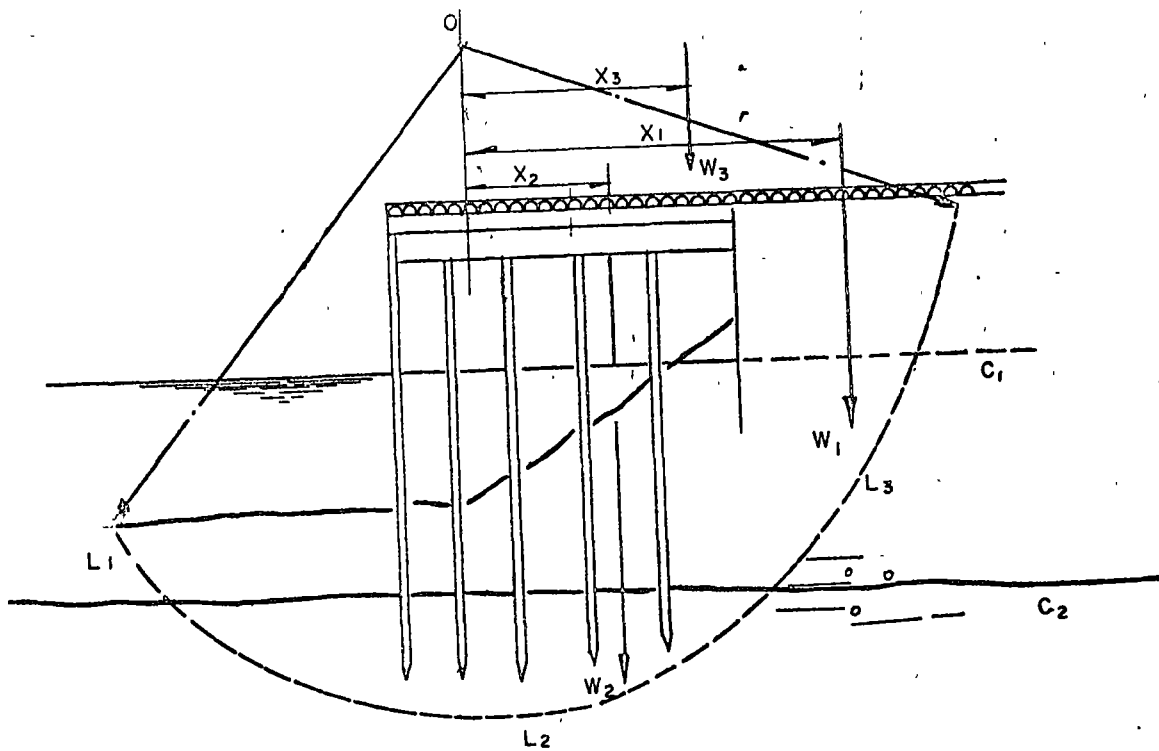


Fig.14

FACTOR DE SEGURIDAD

$$= \frac{r [C_1 (L_1 + L_3) + C_2 L_2]}{W_1 X_1 + W_2 X_2 + W_3 X_3}$$

$$\phi = 0$$

C_1 y C_2 = RESISTENCIA AL CORTANTE DE DOS ESTRATOS DIFERENTES DE ARCILLA.

L_1 , L_2 y L_3 = LONGITUD DEL ARCO EN CADA ESTRATO.

W_1 = PESO DE ARCILLA SATURADA ARRIBA DEL NIVEL DEL AGUA.

W_2 = PESO DE ARCILLA SUMERGIDA ABAJO DEL NIVEL DEL AGUA.

W_3 = PESO DE LA ESTRUCTURA Y SOBRECARGA.

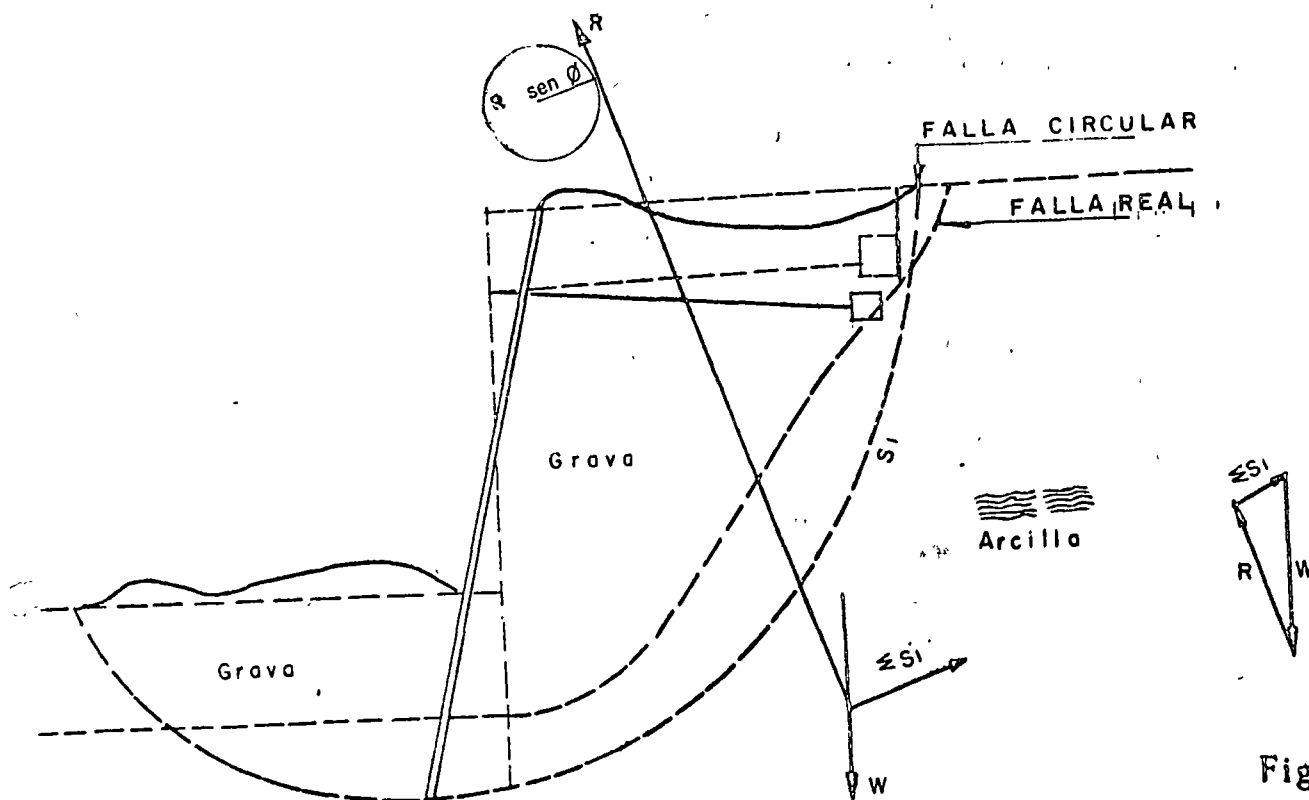


Fig.15

Método sueco para revisar la estabilidad de un talud.-

La consideración de Patterson referente a la forma de la falla es equivalente a la consideración de que la cuña A B C D localizada arriba de la línea de falla circular A B C, desliza girando alrededor del centro o de este arco (Fig 16) (Ref.12)

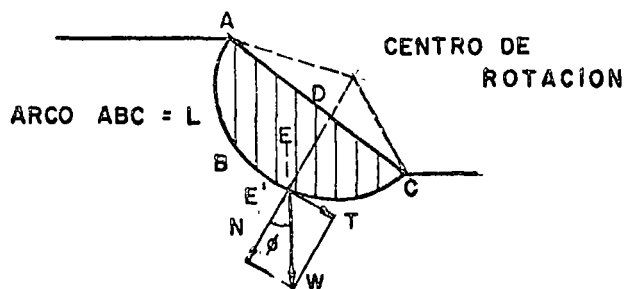


Fig. 16

Los tres pasos seguidos de acuerdo con el método sueco (Swedish Method) son los siguientes:

- Considerar el centro de rotación para la falla.
- La cuña deslizante A B C D se divide con líneas verticales -- en un cierto número de segmentos, quizás 10 ó 12.
- El peso de cada segmento se determina y se considera actuando en la -- proyección E^r del centro de gravedad E del segmento sobre la línea de falla, y se descompone en una fuerza normal N pasando por el centro de la rotación, y una fuerza tangencial T actuando en dirección normal a N. Para calcular el peso de la cuña A B C D se supone un ancho unitario - en el sentido normal al plano de la figura.

La fuerza que tiende a producir el deslizamiento o fuerza cortante - en el punto E', es T. La fuerza resistente lo es en parte debido a la fricción y en parte a la cohesión. La primera igual a $N \tan \phi$, donde ϕ es el ángulo de fricción, y la última igual a la resistencia de cohesión C obtenida en una prueba de cortante multiplicada por el área de contacto del elemento dado con la línea de falla. Sumando todas las fuerzas cortantes o -

desplazantes para todos los elementos de la cuña que se desplaza, el total sería ΣT ; y sumando las fuerzas resistentes, el total sería $\tan \phi \Sigma N + cL$, donde L es la longitud total de la línea de falla $A B C$, entonces el factor de seguridad verdadero es:

$$\text{Factor de seguridad} = \frac{\tan \phi \Sigma N + cL}{\Sigma T} \quad (11)$$

El mismo resultado se obtiene igualando los momentos de las fuerzas desplazantes y resistentes alrededor del centro de rotación tal como se muestra en las figuras 13 y 14.

El método sueco considera esfuerzos cortantes promedio a lo largo de una trayectoria predeterminada y éstos se comparan con la resistencia cortante promedio a lo largo de la misma trayectoria. Puesto que el método sueco es sólo un diseño convencional, el factor de seguridad calculado con la fórmula no puede considerarse como absoluto. Se ha reportado por ejemplo que en la construcción de bordos, pendientes con un factor de seguridad de 0.75 a 1.00 fueron en algunas ocasiones estables. Inconsistencias similares pueden explicarse en algunos casos por la poca aproximación en la estimación del factor de seguridad.

Otra objeción al método sueco (llamado también método de dovelas), es la consideración de que la interacción entre dovelas puede despreciarse. Así el punto E' dentro de la masa del suelo se considera cargado con el peso del terreno encima de él (ordenada $E' E''$ en la fig 17). Este punto llevaría exactamente el mismo monto de carga si se colocara terreno adicional en la parte superior de la masa dada, como se muestra con línea punteada, y esto es obviamente ilógico.

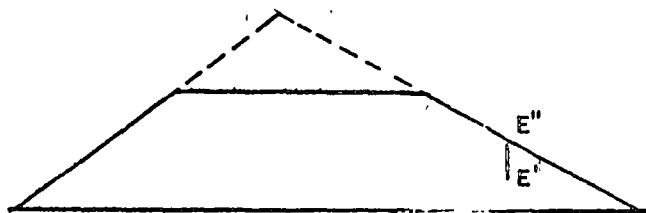


Fig.17

FACTOR DE SEGURIDAD

El método aceptado generalmente para calcular el factor seguridad contra deslizamiento es el dado por la expresión (11). La poca aproximación de este método ha sido demostrada, en efecto, parte de la fuerza tangencial. $\sum T$ actúa en favor de la estabilidad contra el deslizamiento. Esta parte debería restarse del denominador y aumentarse en el numerador lo que proporciona un aumento del factor de seguridad.

CENTRO DE ROTACION

Para localizar aproximadamente el centro de rotación, los ángulos α y β (fig.18), tomados de la siguiente tabla se trazan en la parte superior e inferior del talud respectivamente. La intersección de las líneas correspondientes determina el punto O, o centro de rotación.

Pendiente	Angulo con la horizontal (A)	α	β
1: 0.58	60°	40°	25°
1: 1.00	45°	37°	28°
1: 1.50	33° 47'	35°	26°
1: 2.00	26° 34'	35°	25°
1: 3.00	18° 26'	35°	25°
1: 5.00	11° 19'	37°	25°

La reacción en cada dovela, forma un ángulo ϑ con el radio y por lo tanto tiene un brazo de momento $r \text{sen } \vartheta$, y como consecuencia la resultante total deberá tener el mismo brazo.

Se considerará que la cohesión unitaria C_m requerida para mantener el equilibrio de la cuña deslizante es constante a lo largo de la línea de falla A B. Si el esfuerzo cortante C_m es constante a lo largo del arco deslizante $A B = \widehat{L}$, su resultante será $\bar{L} C_m$, donde \bar{L} es la longitud de la cuerda AB y es paralela a ésta. El brazo "a" de la resultante cortante puede determinarse tomando el momento de todas las fuerzas actuando a lo largo de \widehat{L} alrededor del centro de rotación "o", e igualándolo al momento de la resultante $\bar{L} C_m$ alrededor del mismo punto.

$$\widehat{L} C_m r = \bar{L} C_m a$$

$$a = r \frac{\widehat{L}}{\bar{L}} \quad (12)$$

En otras palabras, el valor del brazo de la resultante, no depende del valor de los esfuerzos C_m considerando a éstos constantes a lo largo de la línea de falla y la localización de la resultante $\bar{L} C_m$, puede determinarse fácilmente ya sea que se conozca o no la cohesión unitaria C_m .

La cuña A B C D está en equilibrio bajo la acción de las siguientes fuerzas:

- a) Su peso
- b) Resistencia cohesional $\bar{L} C_m$ actuando paralela a la cuerda A B.
- c) Resistencia friccional o reacción de la línea de falla circular.

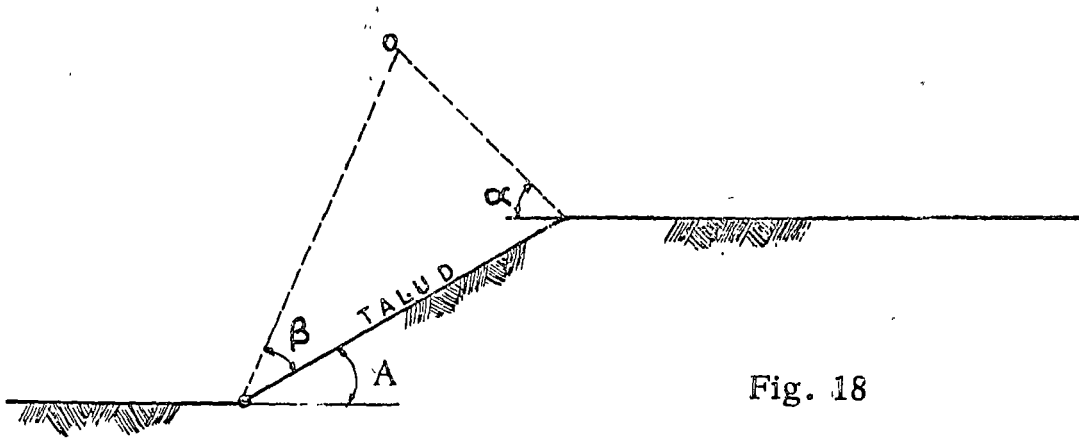


Fig. 18

Este método aproximado ha sido propuesto por Fellenius. El procedimiento aquí descrito debe repetirse para otros centros de rotación, - localizados arbitrariamente, hasta que el centro de rotación y radio de - curvatura den el valor mínimo del factor de seguridad. El arco correspondiente puede entonces aceptarse como el crítico, a lo largo del cual - es más probable que ocurra la falla.

Método del círculo ϕ . -

Este método está basado en la consideración de que la reacción resultante de la línea de falla circular toca a un círculo de radio $r \sin \phi$ teniendo como centro el mismo que la línea de falla o (fig. 19). En la Fig. 15 se sigue este procedimiento.

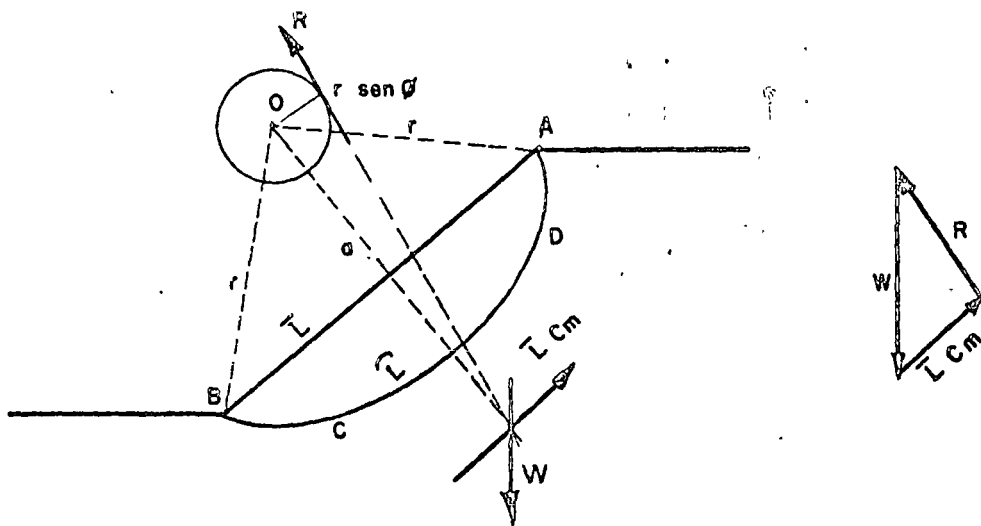


Fig. 19

El valor de la resultante cohesional $\bar{L}C_m$ que actuará en el terreno puede encontrarse por equilibrio, y la correspondiente cohesión unitaria - puede obtenerse simplemente dividiendo el valor total de $\bar{L}C_m$ entre \bar{L} . Si el valor de C_m así obtenido es menor que la cohesión máxima C que puede soportar el suelo dado según una prueba de cortante, no se presentará deslizamiento, si sucede lo contrario la cuña deslizará. El significado del índice m es "movilizado".

Para encontrar el valor del peso W , el área $A B C D$ se puede medir y multiplicarse por el peso unitario del material. La dimensión normal - al plano del dibujo debe ser la unidad. Encontrado el centroide, una línea vertical trazada a través de él intersectará a la cohesión resultante que se encuentre a una distancia "a" de "o" y es paralela a la cuerda $A B$, en un punto M .

La reacción R pasa a través del punto M y es tangente al círculo

Los valores de $\bar{L}C_m$ y R pueden medirse a escala en el polígono de fuerzas.

Los resultados de los dos métodos antes descritos, son prácticamente los mismos.

Para el caso de zonas sísmicas deberán incluirse en el análisis -- fuerzas de inercia horizontales actuando en los centros de gravedad en el sentido más desfavorable, y cuya magnitud es igual al coeficiente sísmico de la zona por los pesos correspondientes.

SISTEMAS DE DEFENSAS

Es evidente la ventaja de las defensas, puesto que al ser más deformables en comparación con la estructura absorben energía con mayor desplazamiento y menor fuerza.

La inercia de una estructura contribuye a la absorción de la energía, por lo que en una estructura masiva el impacto importa más bien - desde el punto de vista de efectos locales y del barco en sí. En los ducks de alba que son estructuras especialmente diseñadas para absorber la energía de la embarcación y soportar el impacto, en general es conveniente tener un cabezal pesado.

Prácticamente se tienen los siguientes tipos de defensas:

- a) Fijas
- b) Colgantes
- c) Con pilotes
- d) de gravedad
- e) Otras

En el tipo a), elementos flexibles fijos en la pantalla de atraque - absorben energía al deformarse durante el impacto. Las más comunes consisten de grandes masas de hule.

En cuanto al tipo b), pueden estar constituidas de piezas colgantes de hule, pantallas de madera o una combinación de ambos.

Posiblemente el caso c), es el más aceptado en el caso de querer-se absorber energía en una forma sencilla y económica. En general sobre los pilotes se apoya una pantalla de madera, y éstos a su vez se apoyan en sus cabezas sobre elementos elásticos como bloques de hule. Ca-

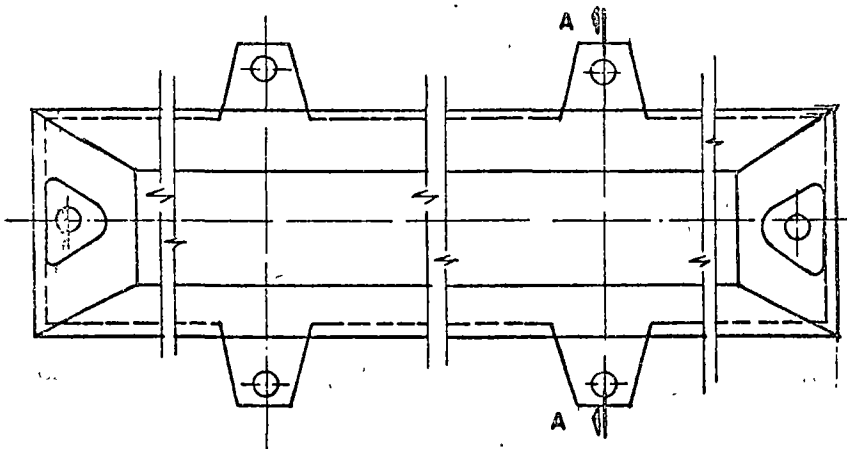
si siempre se prefiere utilizar pilotes de madera.

El tipo d) podría incluirse en el tipo b), ya que en general en defensas colgantes se absorbe energía al incrementar la energía potencial gravitatoria de masas y vencer la fricción. Existen varios sistemas de este tipo que, en los últimos años han demostrado gran efectividad principalmente para el atraque de grandes embarcaciones.

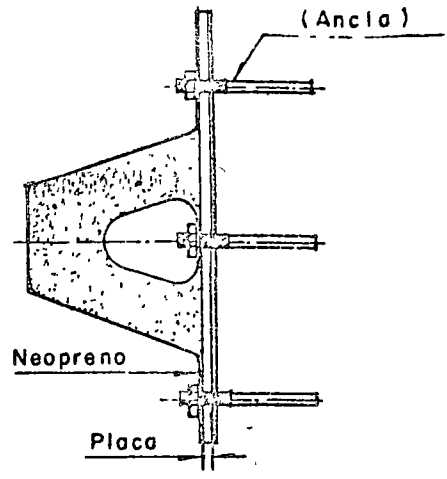
Refiriéndonos al inciso (e) podemos mencionar algunos tipos de defensas en las cuales se aprovecha la resistencia del agua para absorber energía y algunos sistemas poco comunes a base de arreglos complicados de resortes, muelles, pistones, piezas de hule, madera o cualquier elemento elástico que absorben energía combinados entre sí o con alguno de los tipos anteriores.

Es muy común que los fabricantes de defensas proporcionen gráficas y tablas muy útiles para el diseño.

En las figuras 20, 21 y 22 se muestran algunos ejemplos de los tipos de defensas antes mencionados.

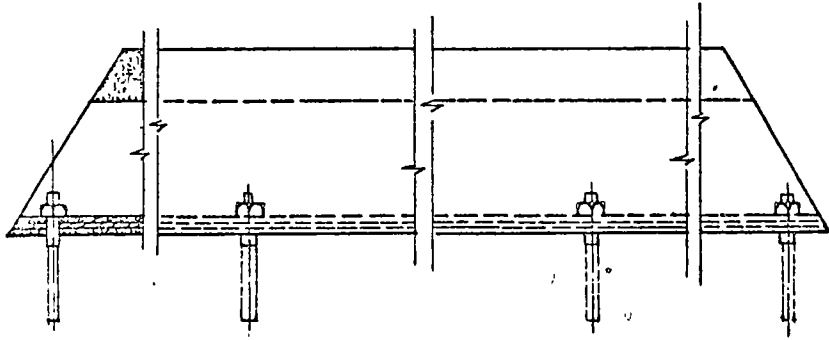


E L E V A C I O N



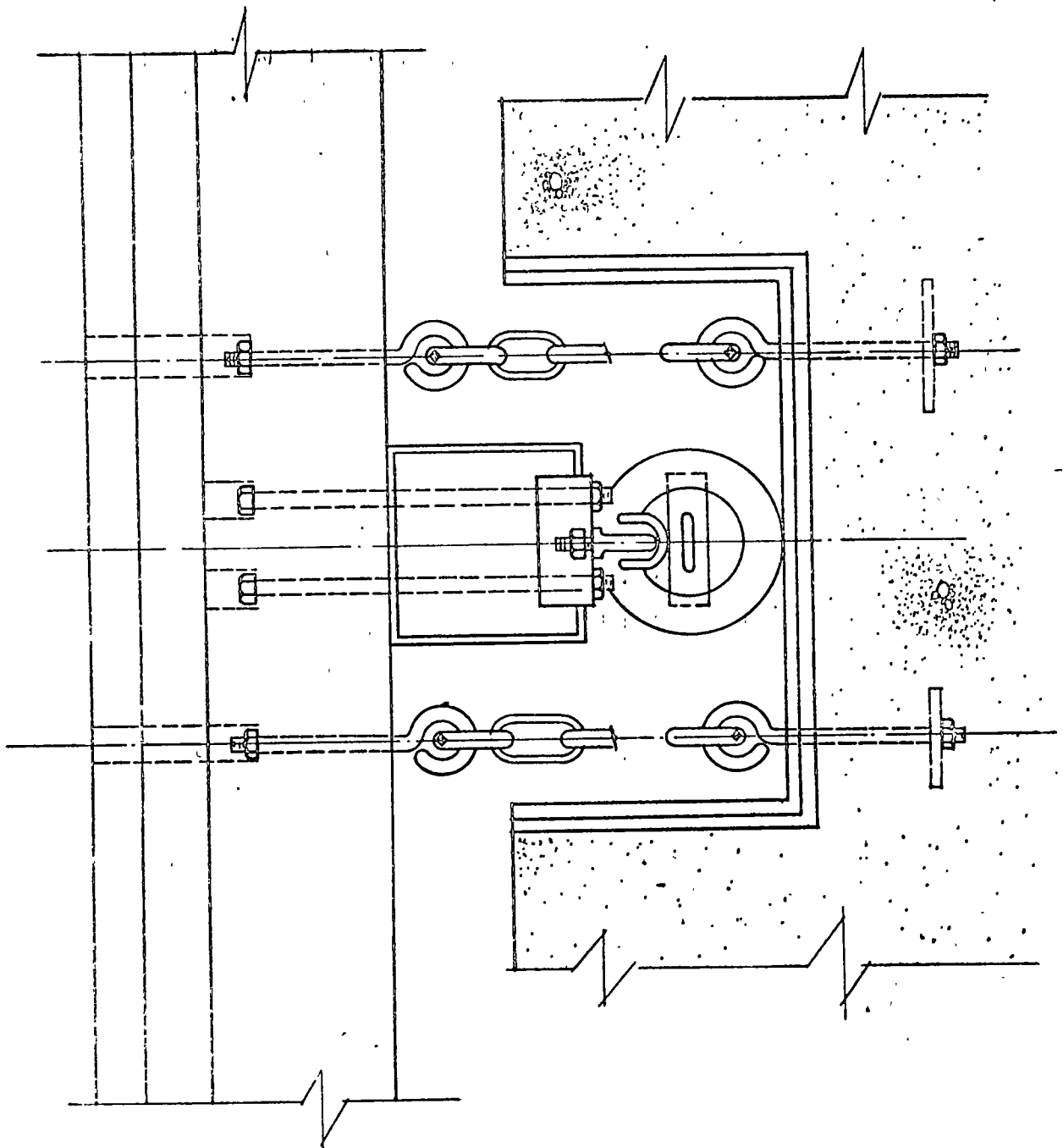
SECCION A-A

Fig. 20



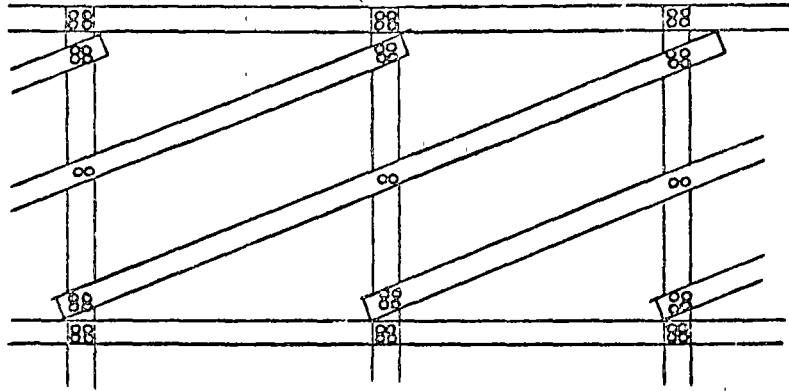
P L A N T A

EJEMPLO DE DEFENSAS FIJAS

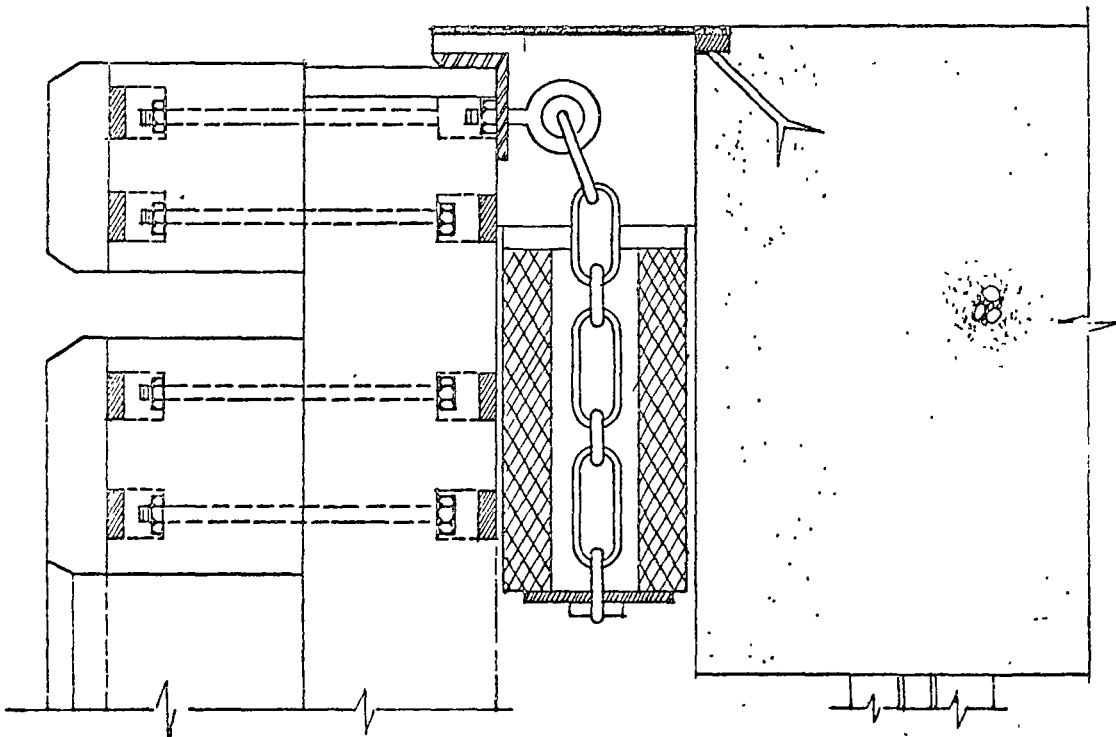


EJEMPLO DE DEFENSAS CON PILOTES

Fig. 21



ELEVACION FRONTAL



SECCION

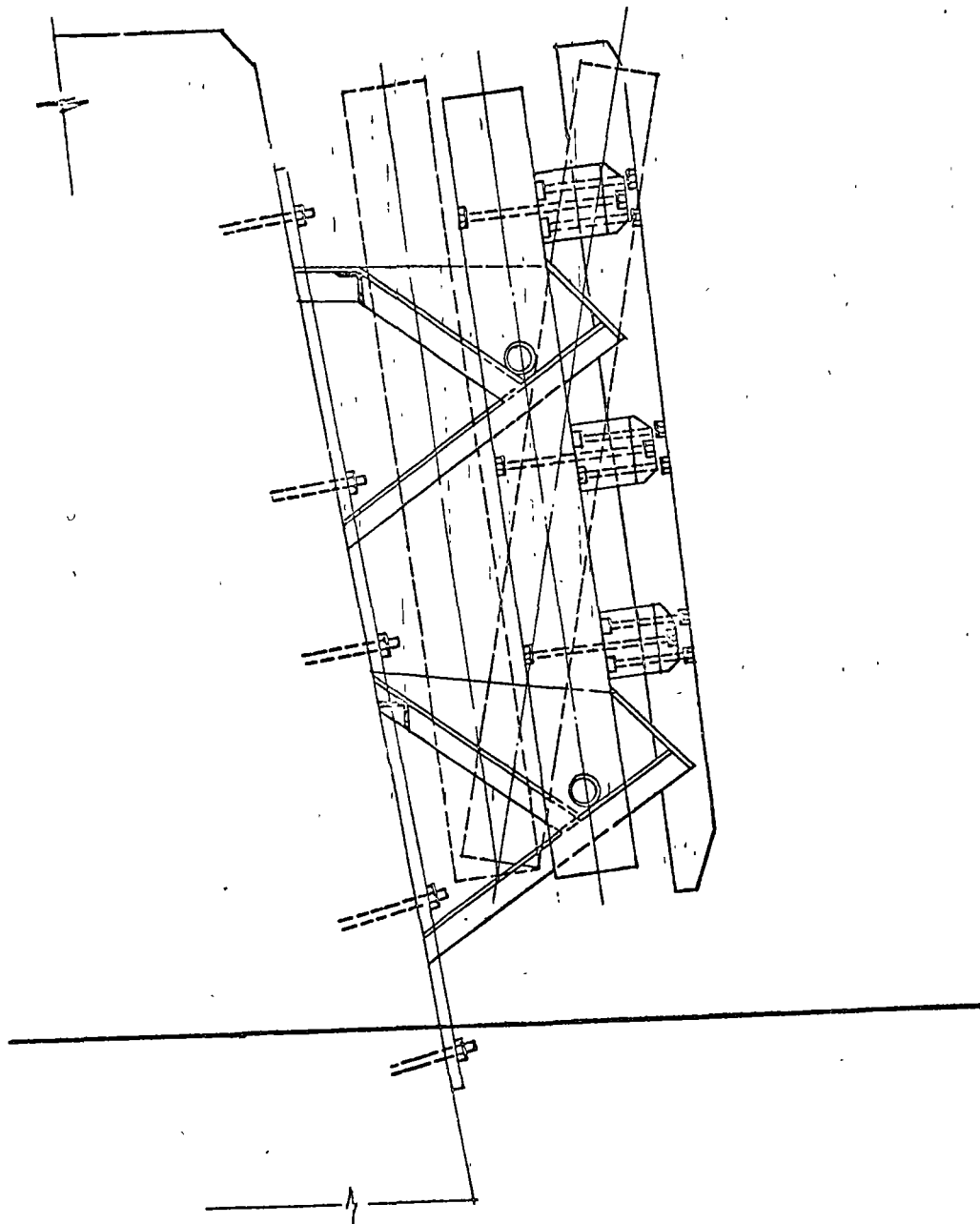


Fig. 22

EJEMPLO DE DEFENSAS DE GRAVEDAD

ESTRUCTURAS DE ATRAQUE

En general y en cuanto a su localización, se presentan los siguientes tipos de estructuras de atraque:

- a) Marginales o paralelas a la costa
- b) Normales a la costa o en espigón
- c) Cuando en la costa no se tienen condiciones adecuadas para la cimentación o cuando se requieren dragados excesivos para -- obtener la profundidad necesaria del agua, será necesario localizar el muelle a la distancia necesaria del lado del agua y -- unir a tierra con una pasarela de acceso. Se acostumbra denominar a este tipo de muelle en L o T.
- d) Estructuras de atraque fuera de las instalaciones portuarias.

Los tipos a) y b), son muy convenientes principalmente en el caso de que se tengan que cargar o descargar los barcos cerca de las bodegas haciendo uso de grúas y transportadores, o para el caso de terminales para pasajeros. A los muelles normales a la costa también se les denomina en algunas ocasiones en espigón, puesto que su localización es semejante a la de un espigón, aunque la función es diferente, puesto que un espigón construido generalmente a base de enrocamiento y costales rellenos de cemento, tiene por objeto detener los arrastres litorales para evitar que estos azolven las zonas de operación. Cuando los movimientos de la carga se hacen en forma mecanizada como en el caso de productos conducidos por tubería utilizando bombas y transportados en grandes barcos, tales como los buque-tanques petroleros, la experiencia ha demostrado que el tipo c) es el más indicado, ya que en esta forma se tiene más libertad para las maniobras, y al tenerse menores cargas verticales las

pasarelas de acceso son más ligeras en comparación a lo que resulta en los casos anteriores. El tipo d) es una solución muy simple, rápida y económica para la carga y descarga de grandes barcos en lugares donde no se tienen las instalaciones portuarias adecuadas y principalmente se carece del calado necesario y espacio para las maniobras de ciaboga. En esta forma se eliminan problemas de navegación y el uso de remolcadores. En el caso de las boyas IMODCO utilizadas principalmente para barcos petroleros, se le permite a la embarcación acomodarse en su posición más favorable respecto al viento en condiciones que con otro tipo de instalaciones sería imposible cargar o descargar, se incrementa el factor de seguridad contra incendios u otros accidentes y se pueden mover para colocarse en otros lugares. La comunicación a tierra en este caso se obtiene mediante una tubería submarina.

En las figuras 12, 13, 14, 15, 33, 34, 35 y 36 se muestran algunos ejemplos de muelles del tipo a), de la Fig. 40 a la Fig. 53 algunas instalaciones con muelles de los tipos b) y c) y en las figuras 54 a 57 tipos de estructuras de atraque alejadas de la costa.

Por lo que respecta al tipo de cimentación se debe elegir la construcción de algunos de los siguientes tipos de estructuras:

Estructuras masivas:-

Convenientes cuando el estrato resistente se encuentra cerca de la superficie del terreno; pueden estar constituidas de un muro de gravedad con material de relleno en el respaldo (Figs. 12, 13, 33, 34, 35 y 36), que deberá elegirse en tal forma que sea ligero y suficientemente resistente.

También se tienen estructuras masivas en las cuales, apoyadas sobre paredes de tablestaca se colocan rellenos de arena, grava, concreto --

pobre, etc. constituyéndose en esta forma muros (Fig.15) gaviones o recintos celulares (Figs.48, 49 y 53). Las características del terreno en cuanto a su capacidad de carga y resistencia de fricción deberán ser satisfactorias durante y después de la construcción.

Razones definitivas que justifican la selección de estructuras masivas son el hecho de que se haga necesario ganar terreno sobre el que se construirán nuevas bodegas, para construir terminales de pasajeros, en diques o dársenas de maniobras artificiales, etc.

Estructuras sobre pilotes:

Son las adecuadas en el caso de tenerse un terreno de poca resistencia y un estrato resistente alejado de la superficie del terreno, o cuando se quiere absorber energía aprovechando la flexibilidad de la estructura (Figs. 14 y 40-54).

Diques de Alba.-

Son estructuras especialmente diseñadas para amarrar las embarcaciones o para recibir los impactos y absorber la energía de éstas. En el primer caso se dice que son de amarre y en el segundo de atraque. Los diques de alba de atraque protegen a la estructura principal que únicamente se diseñará por cargas verticales y sismo o empujes del terreno en su caso. Es conveniente construir estructuras bastante flexibles con pilotes verticales o estructuras rígidas (a base de pilotes inclinados o masivas), con un sistema de defensas muy efectivo para evitar la probabilidad de grandes impactos que con mucha frecuencia causan fallas considerables.

Estructuras sobre pilas. -

Son un caso intermedio de rigidez y en general también se utilizan en el caso de que el estrato resistente esté cercano.

Como punto de partida, deberán conocerse las características del suelo de cimentación, y de preferencia tenerse curvas de nivel de los estratos.

CIMENTACIONES DE PILOTES

Desde un punto de vista muy estricto, el análisis por cargas horizontales es el de una viga sobre apoyos elásticos, no obstante debido a la gran rigidez de la superestructura en comparación con la subestructura se procede en una forma más práctica.

En general las longitudes del muelle entre juntas de expansión son grandes y el impacto se distribuye en el número de marcos comprendidos en una expansión de 45° (fig.23).

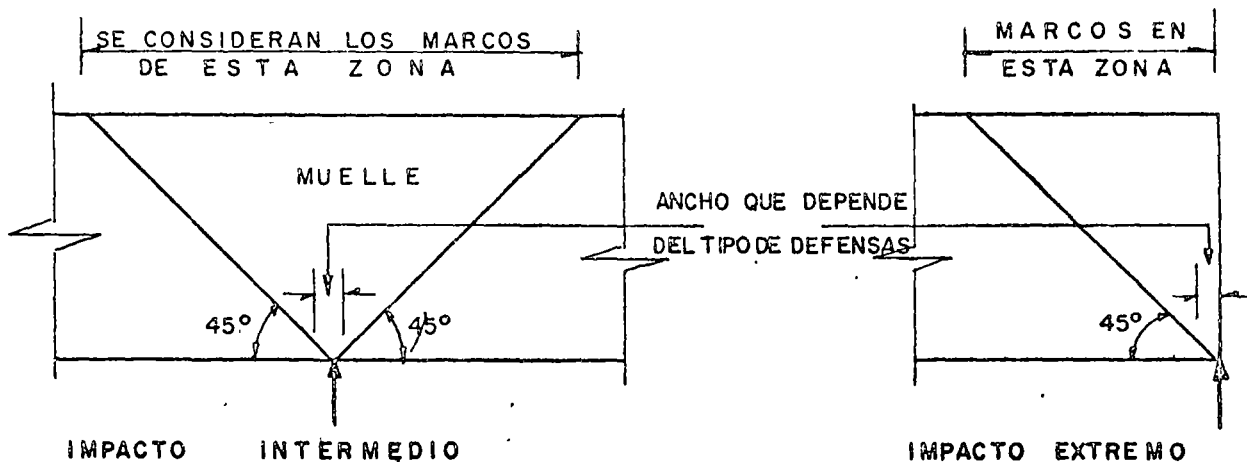


Fig. 23

Para el caso de estructuras de corta longitud debe tenerse especial atención en la tendencia al giro alrededor del centro de rigidez, a menos de que la carga se aplique en dicho punto.

En todos los casos los marcos extremos se encuentran en las condiciones más desfavorables, por lo que frecuentemente es conveniente colocar pilones inclinados.

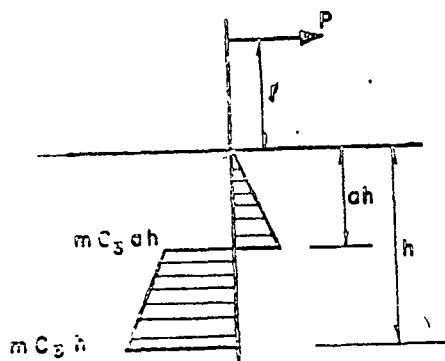
La deformación de los marcos está muy influenciada por la longitud de los pilotes y si estos solo son verticales, verticales e inclinados o

solo inclinados. La longitud no soportada se puede reducir colocando contraventeo transversalmente y longitudinalmente.

Cuando un impacto es soportado por un sistema de pilas o pilotes, la energía al final es absorbida por el terreno. La resistencia de un pilote no es solamente debida a considerarlo como columna sino de la capacidad del terreno para tomar la carga.

En ocasiones se acepta el criterio de considerar para el punto virtual de fijación una profundidad 5 ft. en un buen terreno como arena, y de 10 ft. en terreno pobre como arcilla, limo, etc....

R. R. MiniKin realizó algunos experimentos con modelos para obtener datos respecto al comportamiento de pilotes verticales simples sujetos a fuerzas laterales. (Ref. 4). Como la mayoría de los suelos son comprensibles y de baja resistencia al cortante, la tendencia de un pilote sujeto a carga lateral será a desplazarse alrededor de un punto "o" a una profundidad ah abajo de la superficie. Sabemos que la resistencia pasiva de los suelos no se presenta hasta que existe movimiento y que el desplazamiento varía con la distancia a "o" por lo que la resistencia pasiva del suelo al principio del movimiento será menor a la dada por el siguiente diagrama (Fig.24).



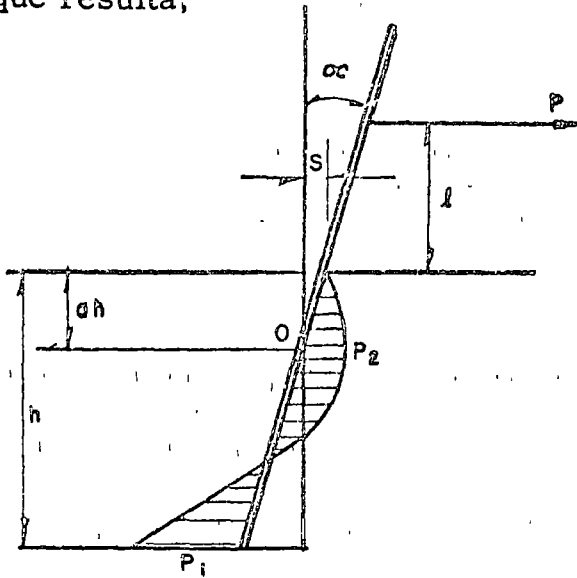
C_s = EQUIVALENCIA HIDRÁULICA DEL TERRENO.

m = Coeficiente

Fig. 24

En suelos homogéneos de naturaleza suave se puede suponer que el pilote se conserva recto, y el desplazamiento a una profundidad x es $s(1 - \frac{x}{h})$ en donde s es el desplazamiento en la superficie, con lo

que resulta,



$$a = \frac{4l + 3h}{6l + 4h}$$

$$n = (2l/h + 1)$$

$$P_1 = 6 \frac{Pn}{hd}$$

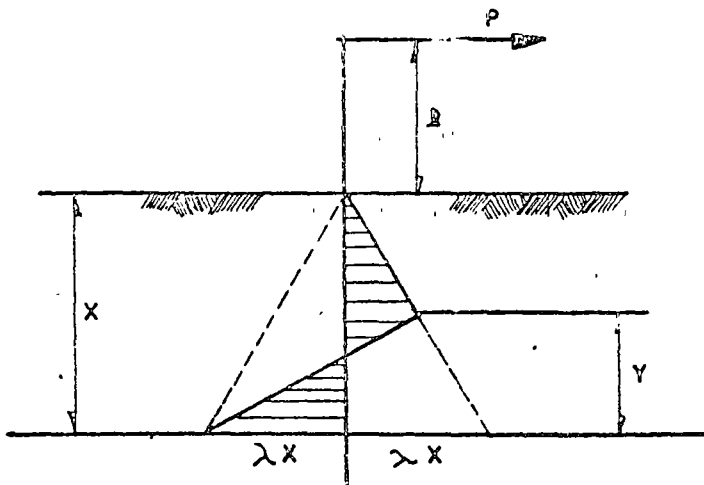
$$P_2 = \frac{a}{4(1-a)} P_1 \quad (13)$$

Fig. 25

Los coeficientes de pilotes aislados son mayores que para una pared y se encontró en las pruebas para arena de 2.3 a 3.4 veces, y para arena y arcilla minada de 1.3 a 1.7 esto es debido a que los planos de falla por cortante son en abanico aproximadamente a 45° .

Según las experiencias, el pilote no recobra su posición original cuando la deformación en la superficie del terreno es $0.3 ah$ sen α y se puede considerar esta como deformación crítica. Trazando el diagrama de momentos flexionantes se puede notar que el punto virtual de fijación se encuentra aproximadamente a una profundidad $0.3 ah$.

Se puede notar a partir de este estudio, que un diagrama de presiones simplificado y del lado de la seguridad es el lineal de la Fig. 26.



$$\lambda^2 x^4 - 8P\lambda x^2 - 12P_1\lambda x - 4P^2 = 0$$

$$Y = \frac{1/2 \lambda x^2 - P}{\lambda x} \quad (14)$$

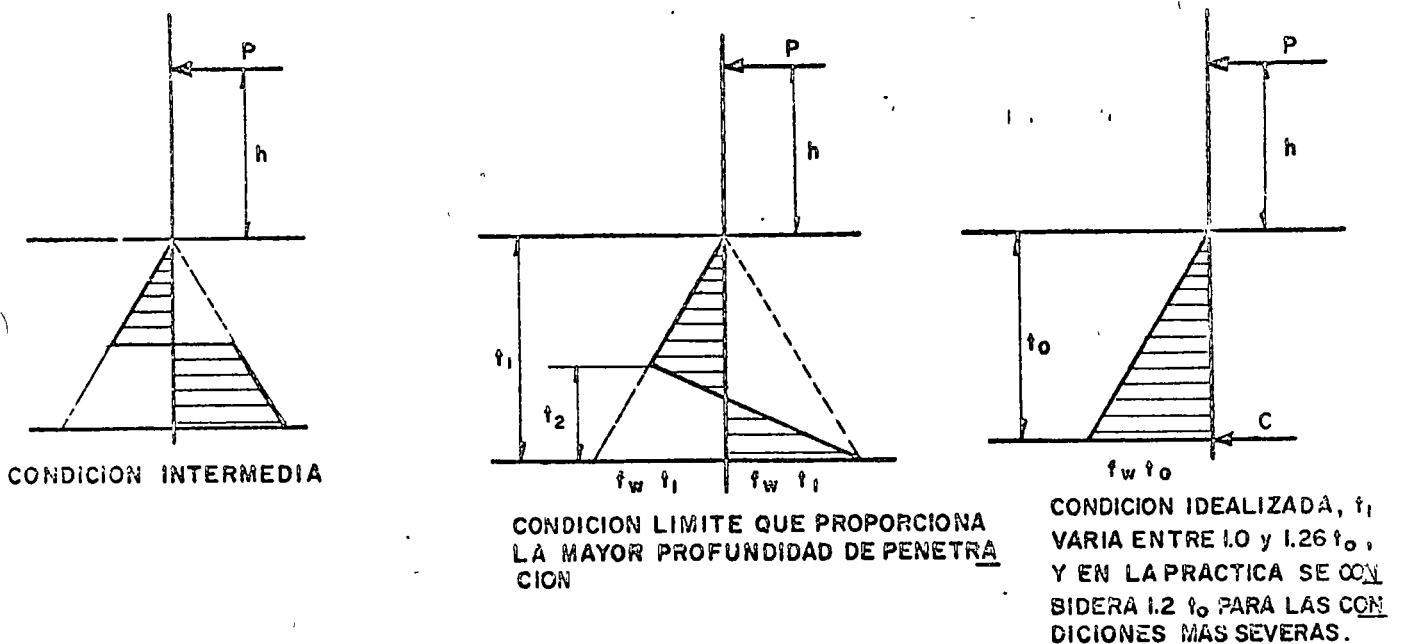
Fig. 26

Si el terreno no es suave, el pilote no permanece recto y su deformación está dada por $(1 - x/h)^2 s$. El punto fijo "o" es el extremo inferior.

Existen algunos otros desarrollos teóricos de este problema suponiendo cimentación elástica tales como el de HopKins.

Se puede también proceder haciendo una prueba de medición de deformaciones con strain gauges o bien llevando un registro de cargas aplicadas con gatos hidráulicos y deformaciones leídas en extensómetros.

En especial para el caso del diseño de duques de alba, el Dr. Blum propone el siguiente procedimiento:



Distribución de Presiones.

Fig. 27

Tomando equilibrio de momentos respecto al extremo inferior en el 2o. y 3er diagrama, suma de fuerzas igual a cero en el 2o. diagrama y haciendo

$$\alpha = \frac{h}{r} \qquad \alpha_0 = \frac{h}{r_0}$$

se obtuvo sin tomar en cuenta las cuñas laterales (Fig.27)

α_1	0.250	0.500	0.750	1.000	2.000
α_0	0.300	0.606	0.916	1.227	2.400
$\frac{\alpha_0}{\alpha_1} = \frac{r_1}{r_0}$	1.200	1.212	1.221	1.227	1.240

por lo que aparece apropiado tomar

$$\frac{r_1}{r_0} = 1.20 \qquad (15)$$

Se puede demostrar experimentalmente que pueden considerarse cuñas laterales en la siguiente forma (Fig.28).

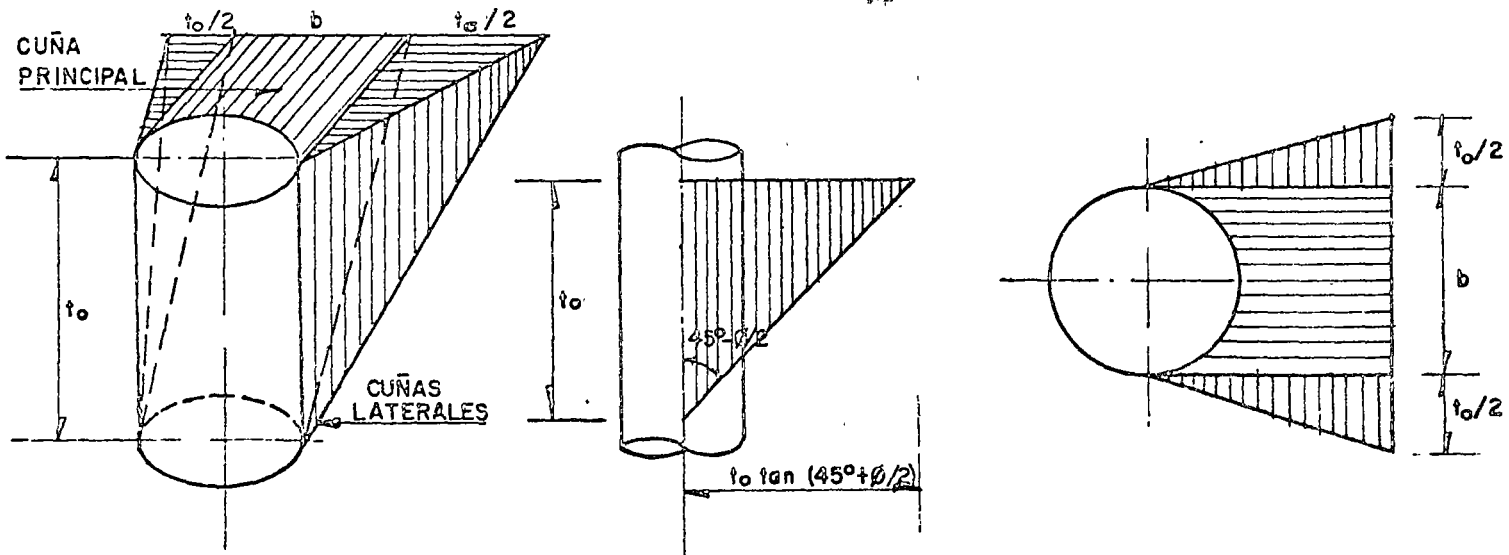


Fig. 28

Con lo que se obtienen los siguientes diagramas:

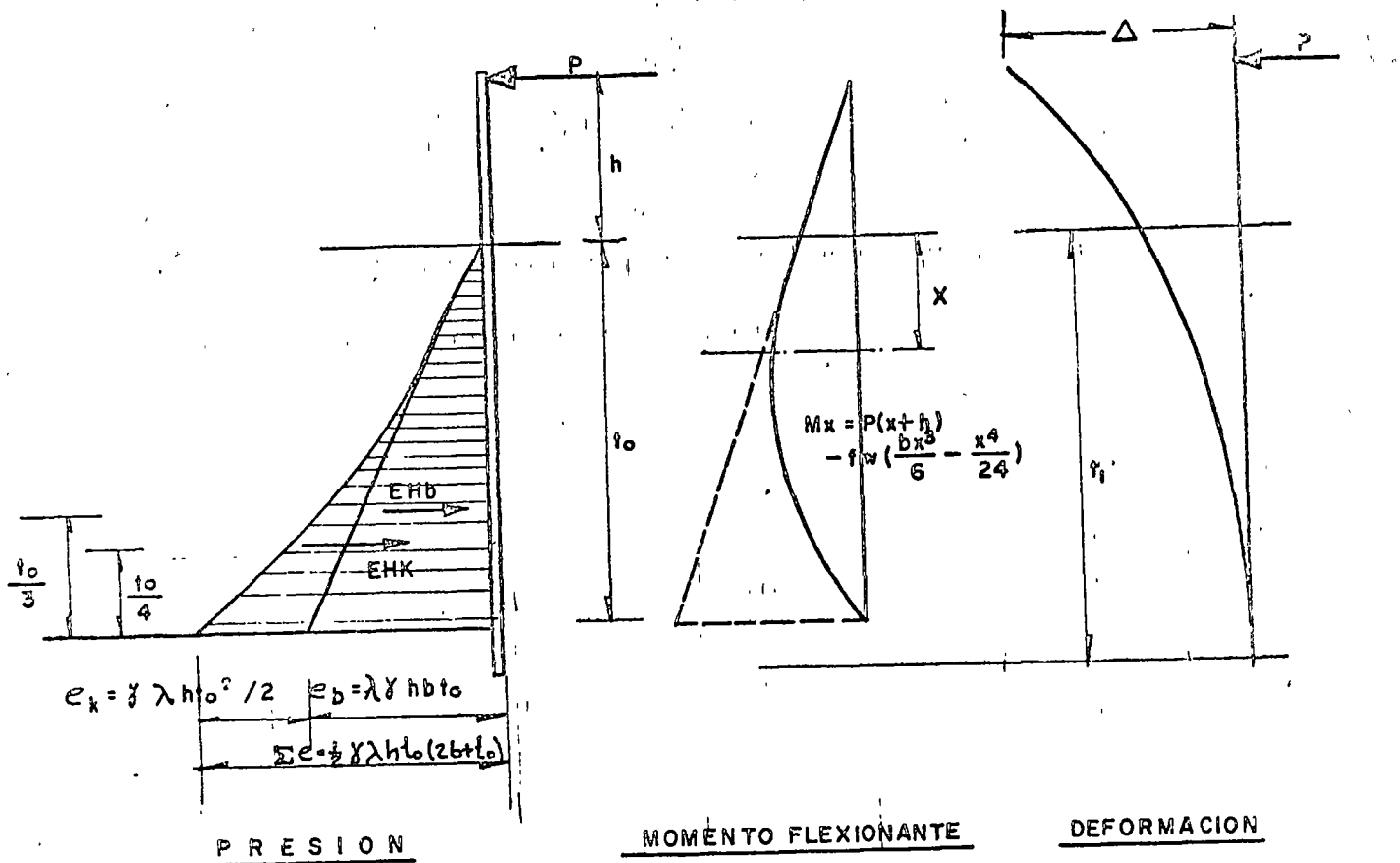


Fig. 29

Se ha supuesto que la resistencia ofrecida por el terreno actúa paralela a la superficie; es decir, el ángulo de fricción entre suelo y pilote es cero. En realidad, sin embargo, la línea de acción de esta resistencia está inclinada con respecto a la horizontal un ángulo δ , principalmente en materiales como arena. Algunos experimentos indican que este ángulo depende del de fricción interna y su valor está entre $1/3$ y $2/3$. Así, sobre el pilote actuarán verticalmente el peso de la estructura, el peso del relleno en el caso de que sea hueco y las fricciones indicadas en la Fig. (30).

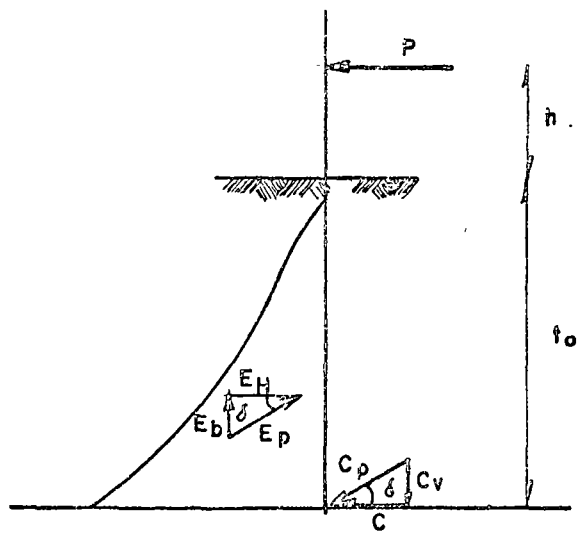


Fig. 30

Si existe la posibilidad de realizar pruebas de campo sobre dos pilotes de prueba separados o que formarán parte de la misma estructura, cargándolos lateralmente hasta llegar a mover el terreno, se obtienen los valores de la carga P y la deformación Δ , con lo que pueden obtenerse las características promedio del terreno de cimentación para posteriormente procederse al diseño. El factor de seguridad en duques de alba es bajo, y puede hacerse trabajar los pilotes con 0.9 de la carga de falla.

Las cargas verticales actuando en la estructura se pueden distribuir sobre los pilotes utilizando la fórmula de la escuadria, pudiéndose utilizar para la resistencia la siguiente expresión:

$$R = 2W = \frac{u W_1 h_1}{S + q \tan \phi} \quad (16)$$

en donde:

R = Resistencia última del terreno a penetración (ton)

W = Carga de seguridad (ton)

W₁ = Peso del martillo (ton)

s = Hincado permanente (in)

u = Proporción efectiva de energía de hincado

$$= \left(0.3 + \frac{W_i}{SP} \right)$$

$$q = \left(\frac{mp}{i} + \frac{L}{n} \right)$$

n = 200 para arcillas suaves y medias

100 para arcillas duras, arenas compactas y gravas

ϕ = Angulo de fricción interna virtual del terreno

l = Longitud hincada del pilote (ft)

L = Longitud total del pilote (ft)

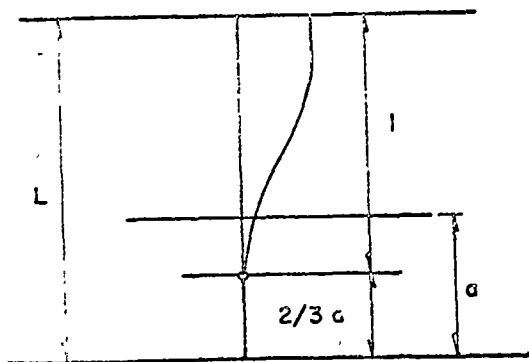
p = Perímetro del pilote

P = Peso del pilote

Angulo de reposo	20°	25°	30°	35°	40°	45°
Valores de m.	32	2.8	2.5	2.0	1.7	1.5

El diseño deberá hacerse considerando a los pilotes como columnas sujetas a flexo-compresión o flexo-tensión.

En la Ref. 1, se dá como un buen criterio para analizar pilotes -- verticales en terreno firme el siguiente:



L = Longitud total del pilote.

l = Longitud libre

Fig. 31

En la ref. 3 se dice:

Para pilotes de punta tómesese la longitud entre el cabezal y en punto de apoyo en el terreno.

Para pilotes de fricción la posición de la articulación inferior depende de la resistencia encontrada. Para resistencia uniforme de fricción puede mostrarse que la longitud de un pilote por fricción es 2/3 de la total.

El punto de fijación en el caso de pilotes hincados en un material firme estará entre el fondo y a una distancia de 1/3 de la longitud hincada.

En el caso de un pilote hincado en un material uniforme que ofrece resistencia por fricción a cargas verticales y resistencia lateral a la componente horizontal de la carga aplicada, la longitud efectiva, es decir la longitud a la articulación inferior, puede no coincidir con la longitud al punto de fijación L_r que Cummings ha obtenido como:

$$L_r = \sqrt[5]{\frac{216 E I N}{\gamma}} \quad (17)$$

N - Coeficiente no dimensional para el cual él sugirió 0.005 para arena muy densa. Para este módulo de elasticidad lateral

Tcheboteriov recomienda un valor entre 0.003 y 0.0003

γ - Densidad del suelo

E - Módulo de elasticidad del pilote

I - Momento de inercia del pilote

Quinn recomienda varios valores de la longitud crítica de diseño en función del terreno de cimentación (Ref.5)

Es un hecho conocido que cuando se está hincando un pilote y pasa

a través de un estrato suave hacia y penetrando a otro más duro y más compacto, la presión en la punta se incrementa en proporción a la mayor resistencia al córtante del nuevo material penetrado, o en otra forma, - pasando de un estrato firme a otro más suave se disminuye la resistencia. Se puede observar que la resistencia total al hincado está gobernada en general por el monto de resistencia en la punta más bien que por la fricción en la superficie del pilote siempre y cuando éste se encuentra en movimiento. Así si un pilote atraviesa varios estratos de diferentes características, el estrato en el cual se apoya la punta tiene la mayor influencia sobre su capacidad. En arcillas minadas se observa frecuentemente que no hay incremento en resistencia después de considerable penetración. Esto es debido a que la expulsión del agua de poro forma una película en la superficie del pilote y que el modulamiento temporal del terreno hueco rodeando el pilote se conserva por la presión hidráulica ocasionada en el hincado. Después de algún período de suspender el hincado en este tipo de arcilla, frecuentemente se cierra sobre el pilote, así que al comenzar nuevamente el hincado mostrará resistencia adicional.

En pruebas sobre pilotes inclinados se llegó a las siguientes cargas de falla (Fig. 32)

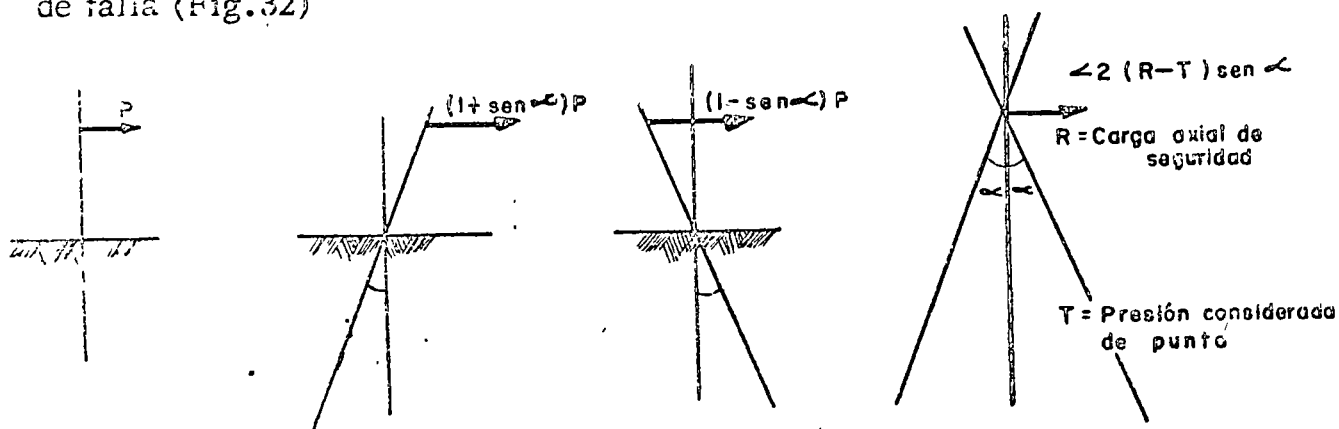


Fig. 32

04

El diseño de la cubierta o superestructura, dependerá de su tipo, pero en general debido a su gran rigidez en comparación a la subestructura, se podrán considerar vigas continuas.

No debemos olvidar considerar los efectos del sismo en zonas donde se presente, muy comunes en México.

DUQUES DE ALBA

Los factores principales por considerarse son: La elasticidad del terreno, la capacidad del terreno, la elasticidad de la estructura sujeta al impacto de las embarcaciones y el peso propio de la estructura.

Un duque de alba cimentado sobre pilotes puede estar constituido de uno o varios de éstos.

Tal como antes se dijo se puede aproximadamente considerar el punto de fijación localizado 0.3 m bajo el nivel del terreno o bien obtenerse con alguno de los otros procedimientos.

Cuando se tiene un solo pilote éste actúa como cantiliver resorteando para tomar fuerza horizontal debido al impacto de la embarcación. — Si dicha fuerza es P y la longitud del cantiliver l , la deformación máxima será $\Delta = P l^3 / 3 E I$, y el trabajo hecho por la fuerza sobre el pilote $\Delta P / 2$. Si la energía de la embarcación es $W v^2 / 2 g$, solo se transmitirá al duque de alba una fracción $x = \eta \frac{W v^2}{2 g}$, y en esta forma,

$$\frac{\Delta P}{2} = x = \frac{P^2 l^3}{6 E I} \quad (18)$$

Si se tienen varios pilotes unidos a un cabezal rígido

$$\Delta = \frac{P l^3}{12 E I}$$

Se obtiene sobre el pilote i un momento M_i dado por la expresión

$$M_i = n k_i^2 \frac{\sqrt{x}}{\sqrt{\sum k_j^3}}$$

$$k_i = \frac{1}{l_i}, \quad n = \sqrt{6 E}$$

Desde luego los esfuerzos se reducen enormemente haciendo uso de defensas que pueden ser almohadas de cables, resortes, piezas de hule, — madera, pilotes de madera o una combinación de éstos.

Solamente en casos muy raros, un barco navegando golpea a un muelle o duque de alba en tal dirección que transmita el total de su energía cinética y aún entonces se pierde un porcentaje apreciable por impacto. La longitud hincada del pilote está sostenida elásticamente en el terreno, lo cual dentro de ciertos límites contribuye en su parte a la deformación reduciendo la intensidad del impacto del choque.

Frecuentemente esfuerzos estructurales calculados cuidadosamente no tendrán validez con un diseño no juicioso de las defensas. Es particularmente peligroso asegurar tramos de hule pesados y de extremos angulosos a las defensas puesto que ponen en peligro su funcionamiento. Para tomar el primer impacto es conveniente utilizar espirales de cable pesadas o madejas de cable viejo suspendidas.

El barco pega oblicuo y no centrado, por lo que hay otra absorción de energía debido al giro alrededor del centro de rigidez que da un factor de seguridad adicional al no considerarse. Recuérdese que el coeficiente de fricción puede considerarse de 0.5. El Dr. Blum recomienda por economía duques de alba lo más flexibles posibles para poder absorber energía con la mayor deformación posible y en consecuencia con la menor fuerza. En una forma muy amplia estudia las secciones más convenientes y económicas, y recomienda especialmente las secciones en cajón o en caso de no ser muy costosos, tubos huecos. En general este tipo de pilotes no llevarán contraventeo y éste solo se pondrá en el cabezal.

Las estructuras de madera fueron muy usadas con muy buena efectividad. Siempre son rígidas contraventeadas a diferencia de las de acero que en dicho caso tienen un costo inicial elevado y requieren un sistema de defensas muy efectivo que si falla hace fallar a la totalidad de la estructura. No obstante, un dúque de alba flexible de acero en general es superior en costo y vida útil a uno de madera. Desde luego es necesario colocar piezas de madera entre los pilotes como defensas.

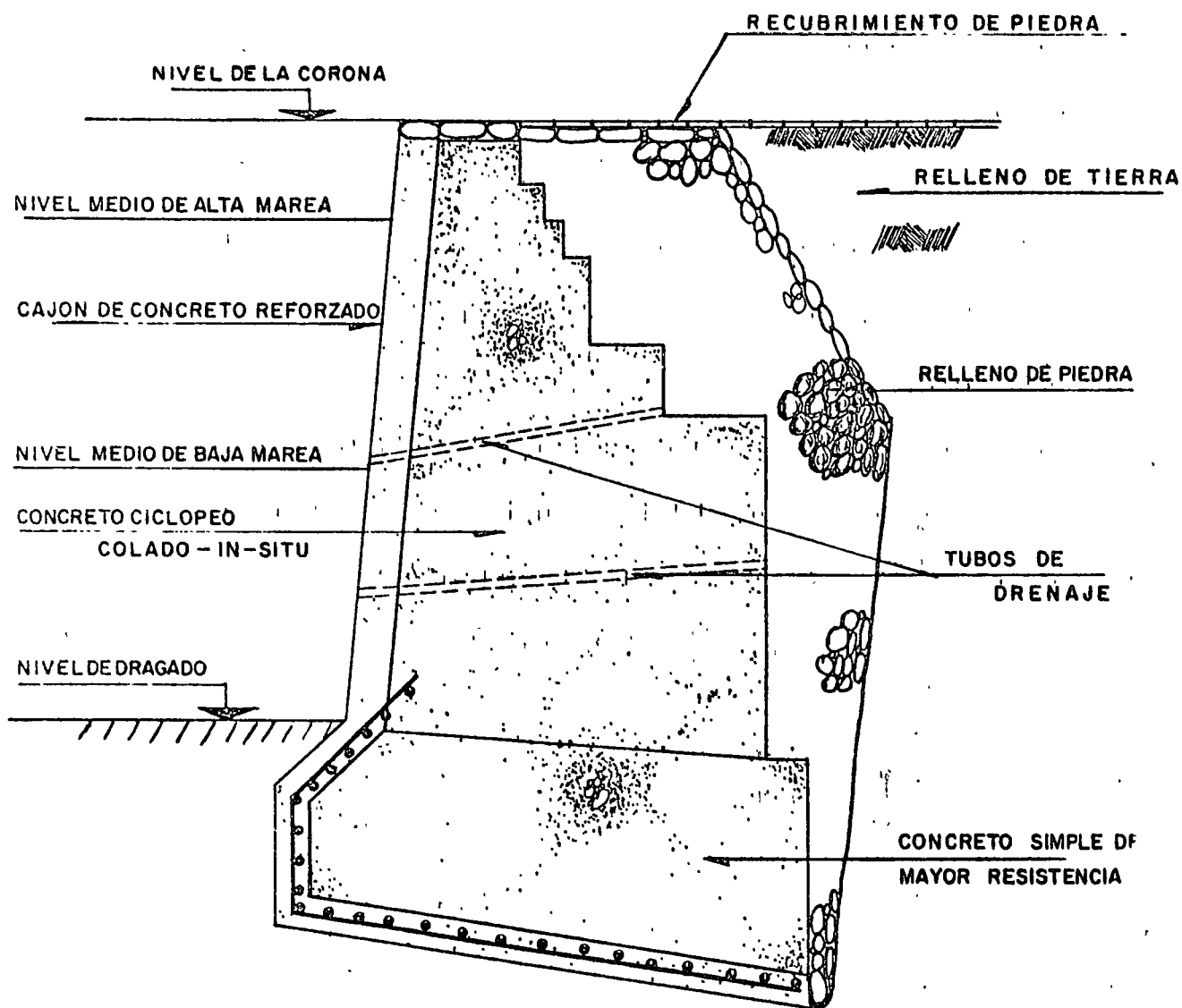
En México la madera y principalmente el acero son materiales -- más caros que el concreto en general, y la corrosión en el acero es muy considerable. Siempre y cuando la posibilidad de daño local se reduzca con defensas eficientes y se evite la formación de grietas a través de las cuales el agua de mar destruya el acero de refuerzo, no hay razón por la cual -- una estructura de concreto no pueda ser hecha bastante elástica y flexible.

Existen desarrollos para demostrar que es más efectivo absorber -- energía con pilotes inclinados que se deforman longitudinalmente que con pilotes verticales y contraventeo superior, lo cual no siempre está de -- acuerdo con los resultados de la práctica.

MUROS DE GRAVEDAD

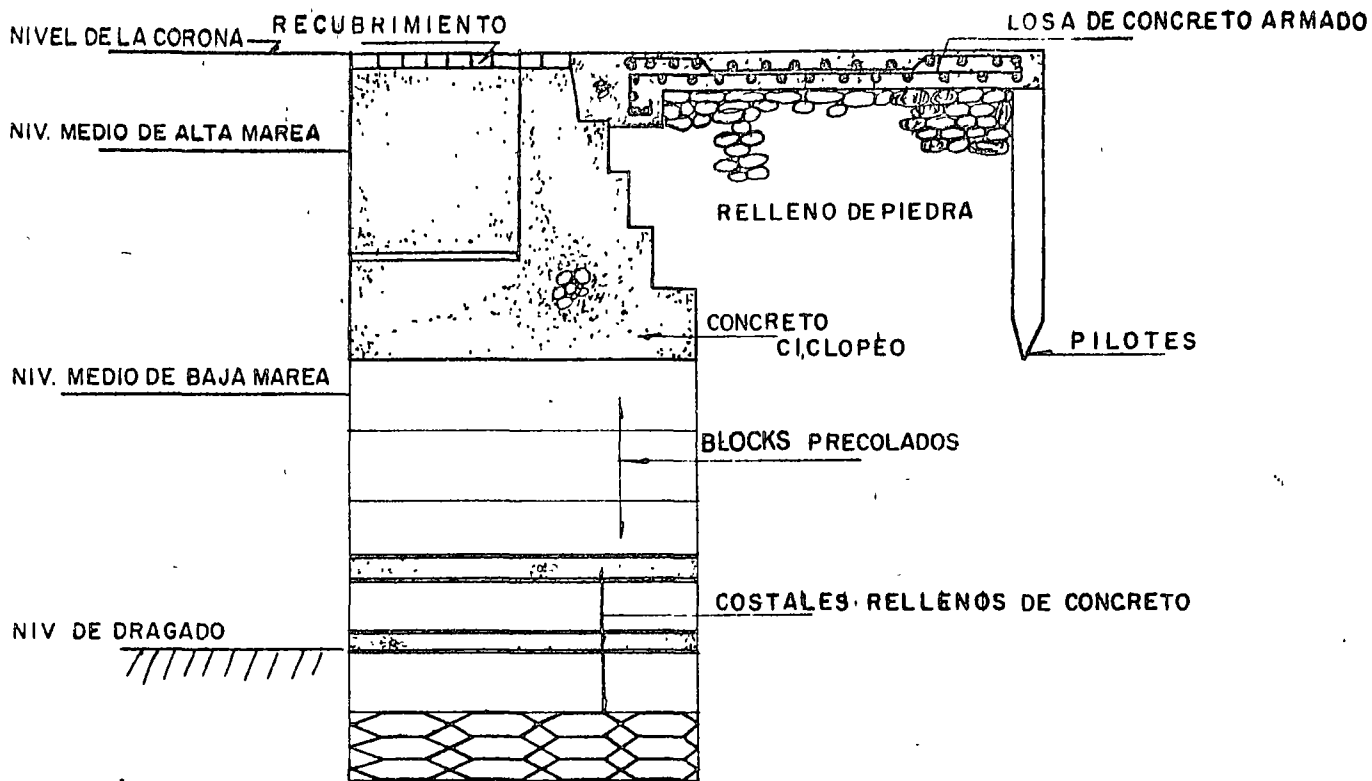
Su análisis es ya bien conocido, y consiste en suponer secciones y revisar el equilibrio en diferentes niveles que debe resultar con un factor de seguridad adecuado, así como aplicar la fórmula de la escuadría y -- obtener esfuerzos máximos que no deben exceder los permisibles de los materiales. Se considerarán cargas verticales muertas y vivas, empujes del terreno, presión hidrostática y la flotación o subpresión de los elementos que se encuentren sumergidos.

La forma de construir el muro de concreto salvo en algunas excep^o ciones es a base de bloques de diferentes formas, colocados en hileras - horizontales y en ocasiones en planos inclinados. En otros casos se uti-- lizan grandes cilindros de concreto o cajones colocados por secciones que se hincarán al excavar el material del centro y cargarse, rellenándose posteriormente. En las Figs. 12, 13, 33, 34, 35 y 36 se muestran algu-- nos ejemplos de muros de gravedad.

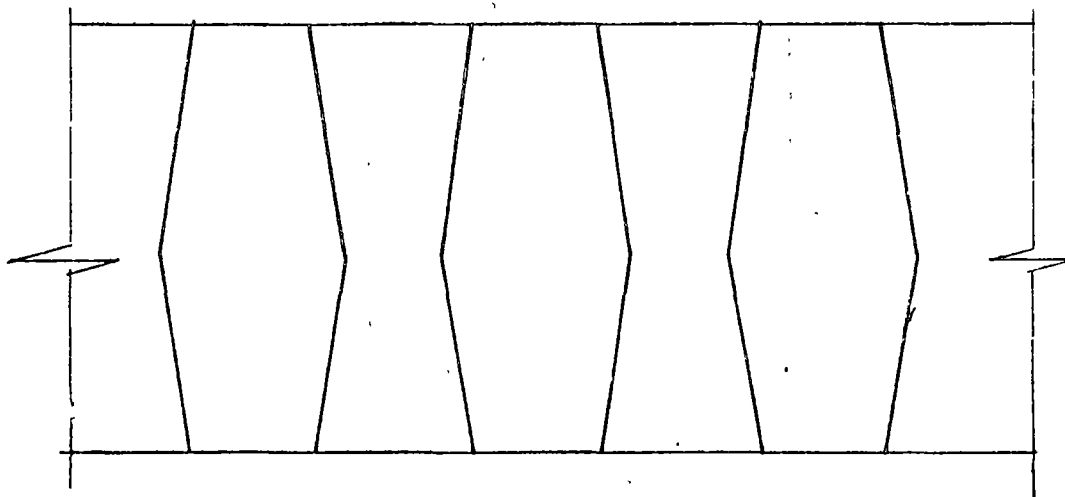


SECCION TRANSVERSAL

Fig. 33

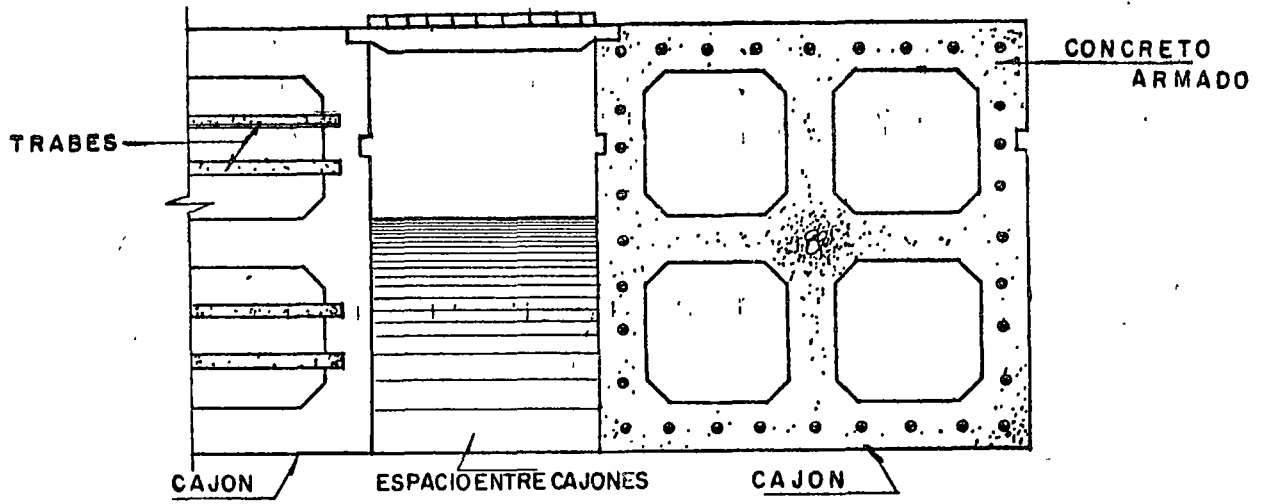


SECCION TRANSVERSAL

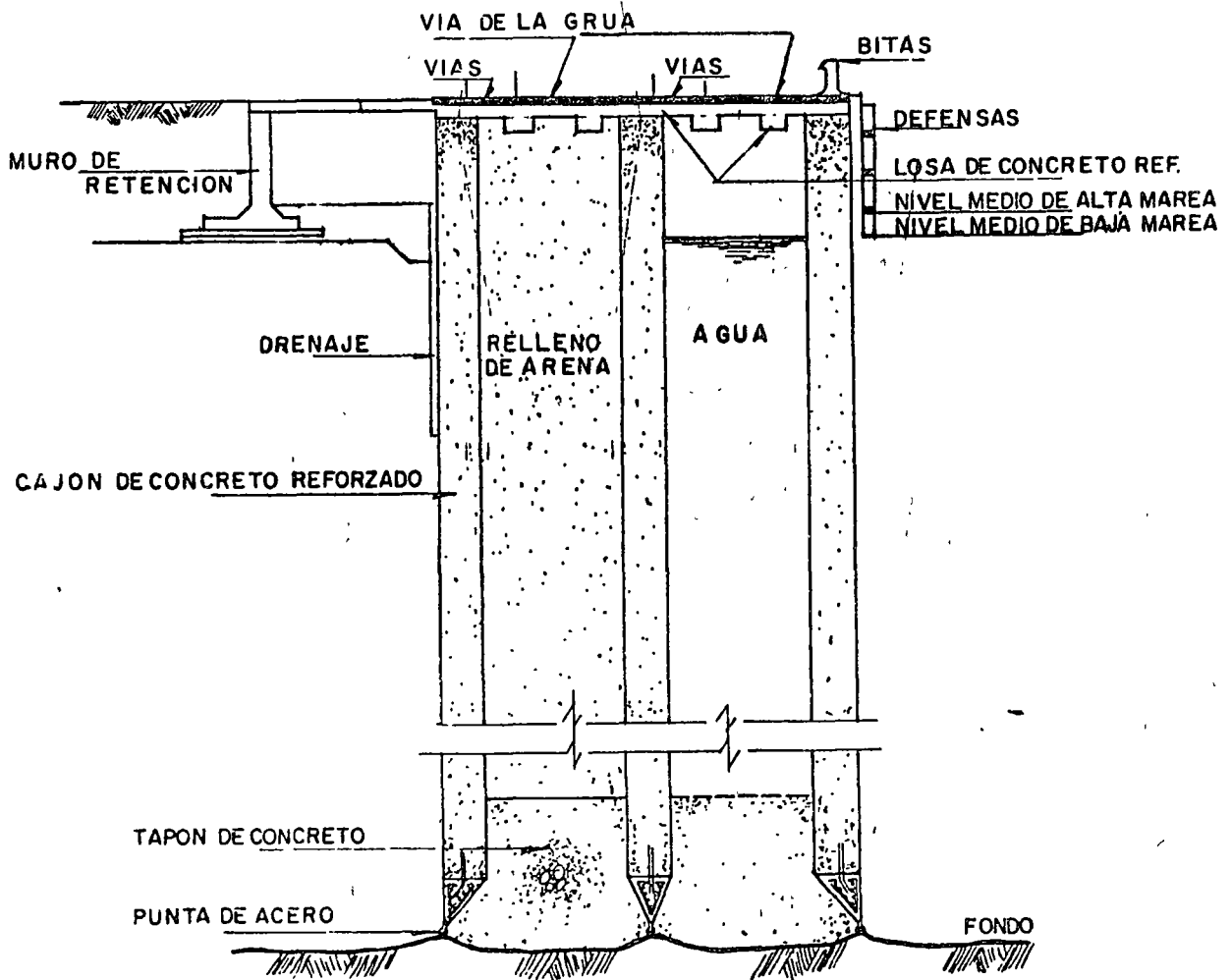


PLANTA DE BLOCKS

Fig. 34

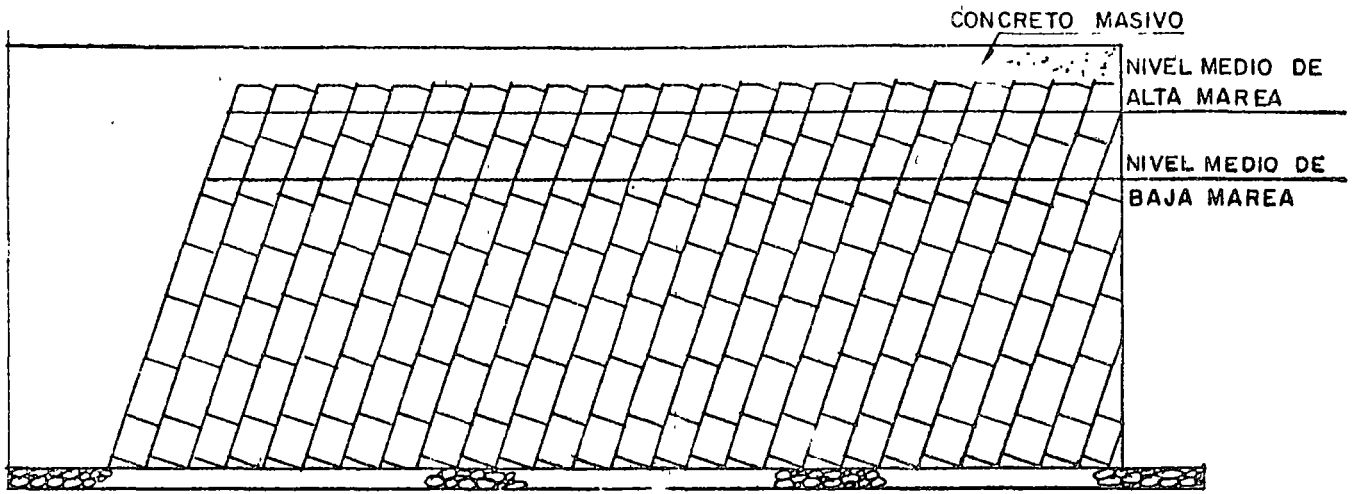


P L A N T A

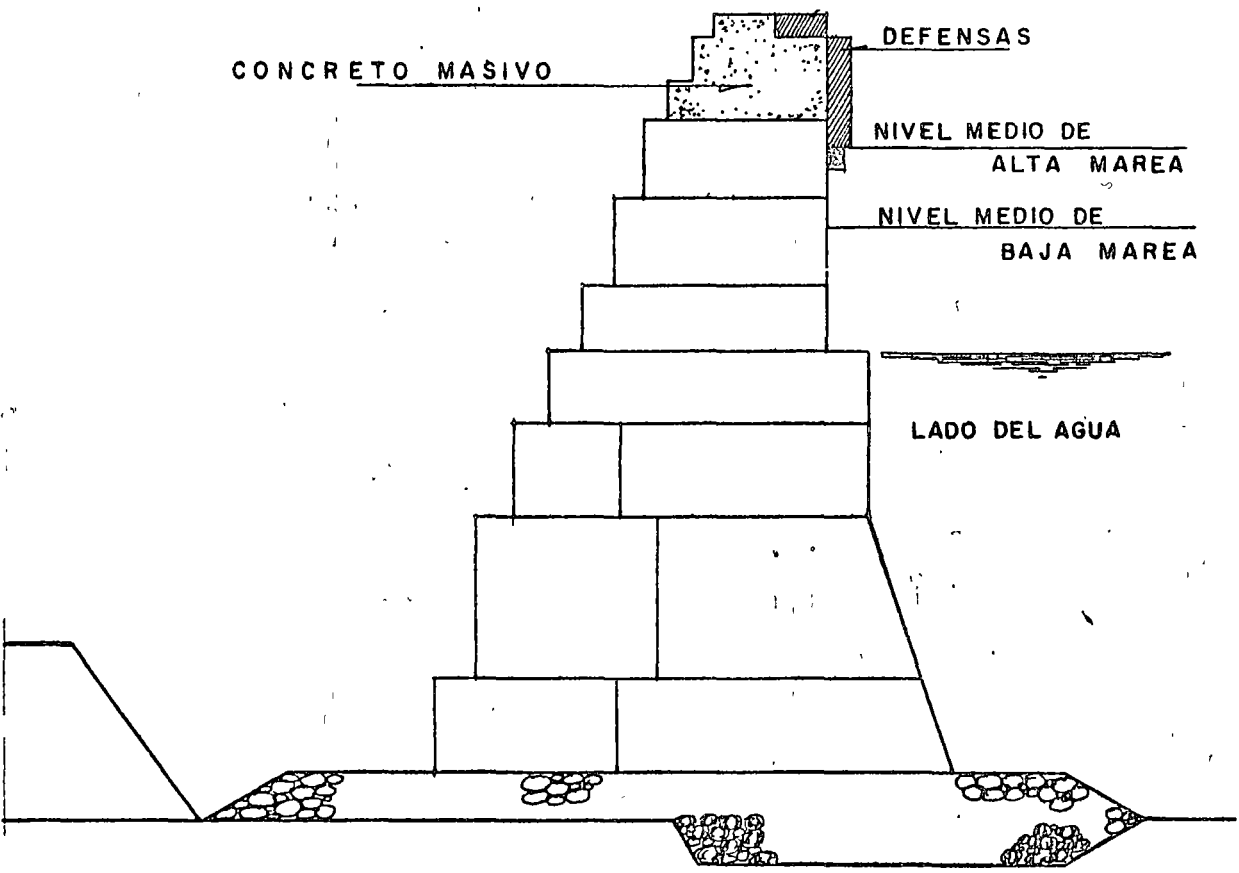


SECCION TRANSVERSAL

Fig. 35



SECCION LONGITUDINAL



SECCION TRANSVERSAL

Fig. 36

PAREDES DE TABLESTACA

El primer paso a seguir para calcular una pared de tablestaca es obtener las presiones horizontales que actúan sobre ella. Para suelos granulares y no cohesivos estas presiones se obtienen multiplicando la presión vertical por coeficientes de presión activa o pasiva. La presión total es la diferencia de estas dos. Para suelos cohesivos las gráficas son también líneas rectas pero con ordenadas al origen o presiones adicionales debidas a la cohesión, (Véase la siguiente tabla).

FORMULAS Y VALORES DE PRESIONES EN EL TERRENO

		RANKINE	COULOMB	BELL	JENKIN
Tipo de suelo		Granular	Granular	Cohesivo	Sin cohesión granular
SUPERFICIE SUPERIOR A NIVEL	Presión activa horizontal a una profundidad h.	$W_h \left(\frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} \right)$	$W_h \tan^2 (45^\circ - \phi/2)$	$W_h \tan^2 (45^\circ - \phi/2) - 2C \tan (45^\circ - \phi/2)$	Valores Tabulados
	Resistencia horizontal pasiva máxima a una profundidad d.	$W_d \left(\frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} \right)$	$W_d \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$	$W_d \tan^2 (45^\circ + \phi/2) + 2C \tan (45^\circ + \phi/2)$	
	Resistencia vertical pasiva máxima a presión hacia abajo en una profundidad d	$W_d \left(\frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} \right)$	$W_d \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$	$W_d \tan^2 (45^\circ + \phi/2) + 2C \tan^3 (45^\circ + \phi/2) + 2C \tan (45^\circ + \phi/2)$	
SUPERFICIE INCLINADA	Presión activa a una profundidad h con ángulo de sobrecarga $i = \phi$	$W_h Q \left(\frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} \right)$	SE USA COMUNMENTE METODO GRAFICO.		
	Resistencia pasiva máxima a una profundidad d	METODO GRAFICO	SE USA COMUNMENTE METODO GRAFICO.		Valores Graficados

Al pasar de un estrato a otro de diferente ángulo de fricción interna ϕ se presenta un cambio brusco en las presiones, y si cambia el peso específico se obtiene un cambio de pendiente. Debido a la fricción se presenta un incremento de presión pasiva en tal forma que la obtenida con la fórmula de Rankine debe multiplicarse por un coeficiente M que es función de ϕ (Ref.2)

Al no tomar en cuenta la fricción y suponer una distribución lineal de presiones se está del lado de la seguridad dando un margen adicional para otros datos aproximados. En otros casos es común considerar $M = 1.5$.

De acuerdo con las fórmulas de Rankine y para que exista equilibrio los diagramas de presiones son del tipo que se indica en la Fig. 37.

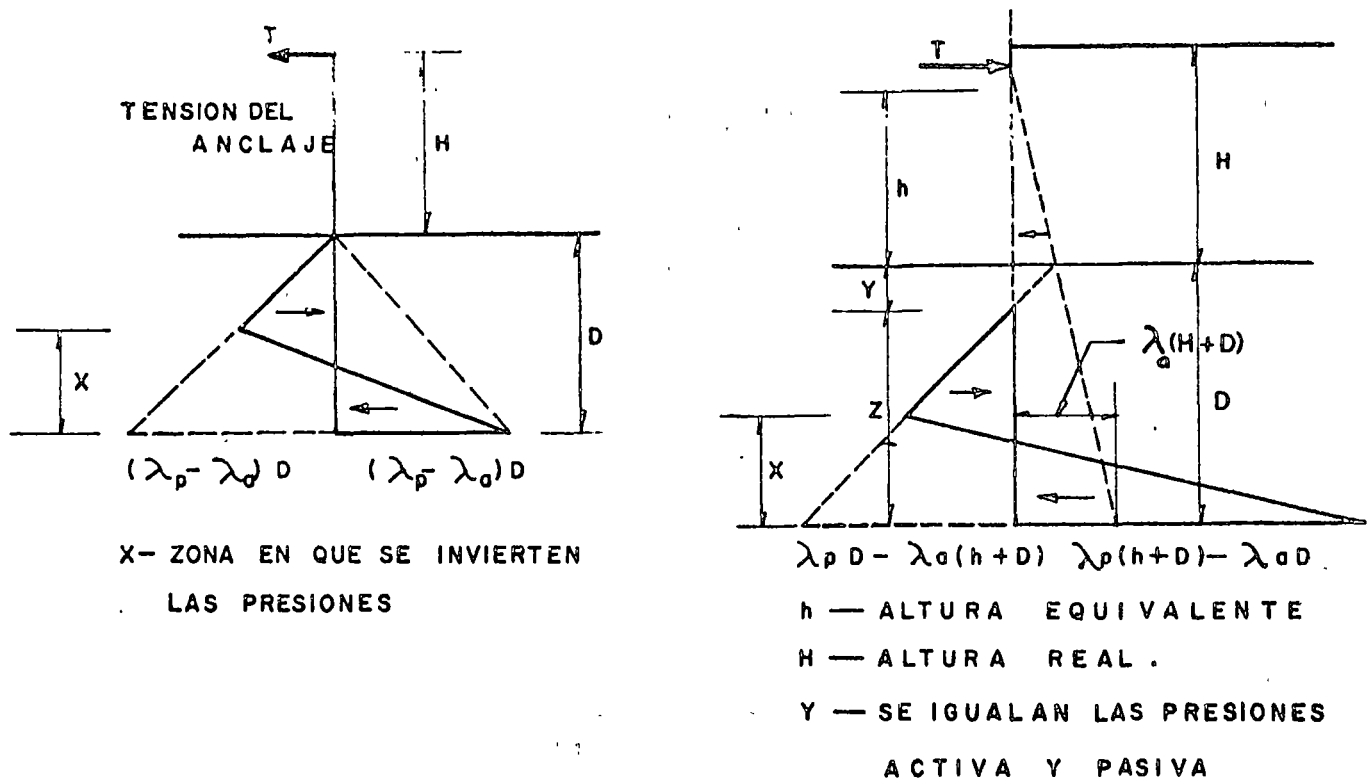


Fig. 37

En general también deberá considerarse la presión resultante debido a la diferencia de niveles del agua del lado de tierra y del lado de agua.

Obtenido el diagrama de presiones, una manera muy práctica de proceder es utilizando el procedimiento gráfico del Dr. Blum.

Como antes dijimos para desarrollar la resistencia pasiva debe haber movimiento y, puesto que dicho movimiento en el frente del muro será mayor al aumentar la flexibilidad habrá diferencia entre la distribución triangular de la resistencia generalmente considerada y la que realmente se desarrolla en el terreno que serán función del módulo de elasticidad del suelo y las propiedades del muro. Puesto que el módulo de elasticidad del suelo es raras veces conocido y no constante para un suelo dado, en la etapa presente de nuestro conocimiento no es muy útil tratar de predecir las variaciones de la reacción del suelo.

La consideración usual de distribución triangular de presiones ignorando propiedades cohesivas del suelo está probablemente del lado de la seguridad si el suelo es cohesivo, pero si no se conoce esto en la condición de carga más seria, se sugiere que la resistencia pasiva se considere comenzando 1ft. ó 2ft. abajo de la superficie del terreno, como una tolerancia tosca contra erosión y grandes esfuerzos en el terreno cerca de la superficie.

Obtenido el diagrama de presiones, se divide en áreas convenientes tales como a b c etc., numerándose las secciones a partir de la parte superior 1, 2,, y calculándose la fuerza sobre la tablestaca en cada una de las áreas. Se trazan líneas horizontales por los centroides y sobre ellas se marcan las fuerzas respectivas. Se traza el polígono de fuerzas horizontales a una escala adecuada con un polo centrado después de -

seleccionar la distancia polar y se obtienen los rayos polares. El diagrama de presiones activas puede tener diferente escala que el de las pasivas y dibujarse en diferentes lugares. Se puede así trazar el polígono -- funicular de momento flexionante que tendrá una línea base uniendo el --- punto de anclaje y el extremo inferior de la tablestaca. Habrá entre estos puntos otra ordenada cero, el punto de inflexión, arriba del cual el - momento flexionante es positivo y abajo negativo. Se repite el mismo - proceso trazando el polígono de fuerzas para el diagrama de momentos - flexionantes, y el polígono funicular con la fuerza en el extremo inferior, vertical (fig.38). Este diagrama corta el eje $A B_2$ en D abajo del -- anclaje C , esto indica que se requiere algo más de penetración si la línea hubiera cortado el eje arriba de C o no lo cortara entonces se requeriría menos penetración, la línea punteada sobre el polígono de momento flexio nante muestra el efecto de penetración adicional. El momento positivo - disminuye y el negativo aumenta, el punto de inflexión sube y la tensión - en el anclaje disminuye.

El ingeniero por consiguiente dará consideración a dos soluciones: Tablestaca ligera hincada una longitud suficiente para obtener empotra-- miento, o sección pesada únicamente hincada para obtener fijación par-- cial. Generalmente este no es un argumento para decir que el factor de seguridad es mayor en el primer caso y permitir sobrecarga, puesto que el factor gobernante es el del anclaje. Teóricamente el factor de seguri-- dad del terreno es 1 y el anclaje tiene uno mayor.

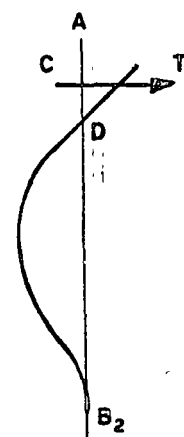
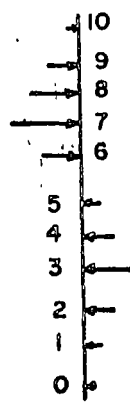
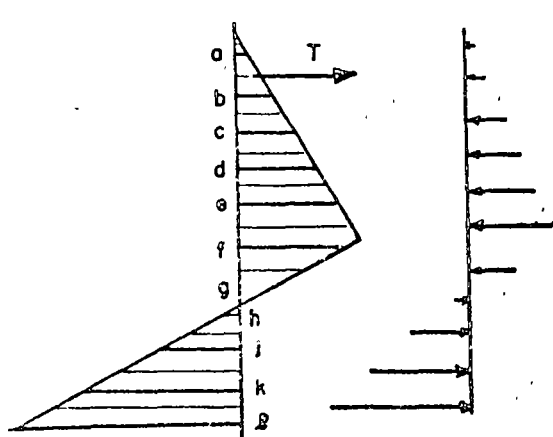
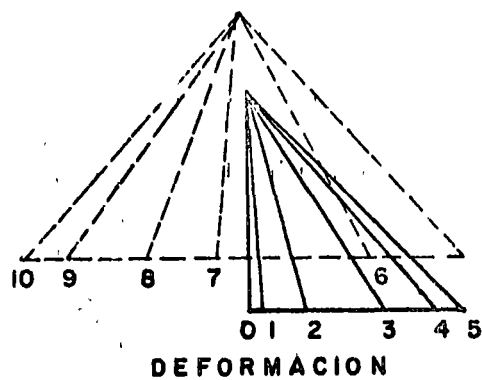
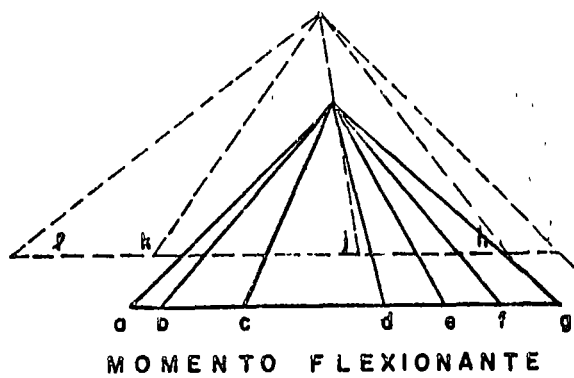


DIAGRAMA DE PRESIONES

POLIGONO DE MOMENTO
FLEXIONANTE

POLIGONO DE DEFORMACION

Fig. 38

Otra manera de proceder.-

Donde la curva del polígono de momento flexionante corta la horizontal del anclaje en F (Fig. 39), se traza una línea tangente a la curva en algún punto G, una línea horizontal a través de G corta a la línea de la tablestaca en B. Entonces EB es la profundidad de penetración para soporte libre. Una línea trazada paralelamente a F G en el diagrama polar al cortar a la base nos dará la tensión en el anclaje. La línea F G es la base del diagrama de momentos flexionantes para esta condición, y el momento flexionante máximo puede obtenerse a escala. La escala para medir la ordenada es:

$$P \times S \times F = \text{Momento}$$

P = Distancia polar

S = Escala lineal

F = Escala de fuerzas

La otra condición de soporte fijo en el extremo significa una reducción del momento flexionante máximo, una reducción de la tensión en el anclaje pero un aumento en la penetración. De acuerdo con expedientes matemáticos podemos con buena aproximación obtener la base del polígono funicular para condición de extremo libre. Con la inversión de los momentos flexionantes de positivo a negativo existe una condición gobernante que es que la suma de los momentos alrededor de un punto fijo debe ser cero. Puesto que el punto de anclaje se considera rígido, el momento de la presión pasiva alrededor de este punto debe ser igual al de la presión activa. Se puede establecer fácilmente por pruebas que el máximo de la parábola superior FJ es 1.2 veces la ordenada máxima de la parábola inferior JH. La línea horizontal trazada por H y que corta a la ---

tablestaca en C, dá la profundidad de penetración E C para la condición de extremo fijo. La fuerza en el anclaje se puede obtener en el polígono de vectores con una paralela trazada desde el polo a FJH. El análisis se hace por m. de muro longitudinalmente. El momento flexionante se mide a partir de la base FJH.

Evidencia experimental indica que el momento flexionante real en -- una tablestaca anclada es menor al calculado con el procedimiento anterior. Esto se atribuye al arqueado del suelo flexible atrás de la pared y a la redistribución consecuente de la presión, la cual tiende a concentrarse en los soportes superior e inferior sin que se produzca un cambio en la magnitud total. La redistribución se limita a la presión del terreno, cualquier presión hidrostática sobre la tablestaca no es afectada. Sin embargo, ninguna información basada en el comportamiento de los muros actuales ha sido obtenida. Se sugiere que mientras no se obtenga evidencia de muros construidos, el momento flexionante calculado se reduzca 25% para terreno uniforme que no contenga estratos de arcilla o limo, siempre y cuando, el respaldo no esté sujeto a vibración severa. Esta reducción que es comunmente usada en la práctica, está condicionada a que la deformación de la tablestaca no sea menor a 0.5% del claro. Para menores deformaciones la reducción puede tomarse pro-rata.

La deformación o flecha de la pared de la tablestaca anclada, puede calcularse con la expresión:

$$\Delta = \frac{ML^2}{10EI}$$

donde:

M = Momento flexionante máximo en la tablestaca bajo el tirante de anclaje.

L = Claro desde el tirante al punto de momento flexionante nulo en la tablestaca.

E = Módulo de elasticidad del material de la tablestaca.

I = Momento de inercia de la tablestaca.

Esta fórmula puede aplicarse a cualquiera de las dos condiciones de extremo inferior empotrado o semi-fijo.

Respecto a los anclajes del tirante existen principalmente cuatro tipos: concreto masivo, tablestacado balanceado arriba y abajo de la aplicación del tirante, tablestacado cantiliver y grupos de pilotes.

Detalles para el diseño de paredes de tablestaca aparecen en todos los manuales proporcionados por los fabricantes.

En este tipo de problemas son de aplicación muy efectiva los métodos de integración numérica.

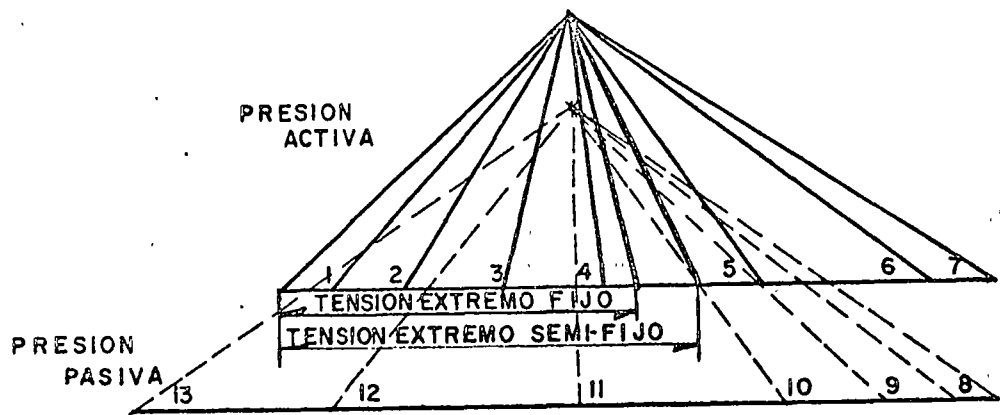
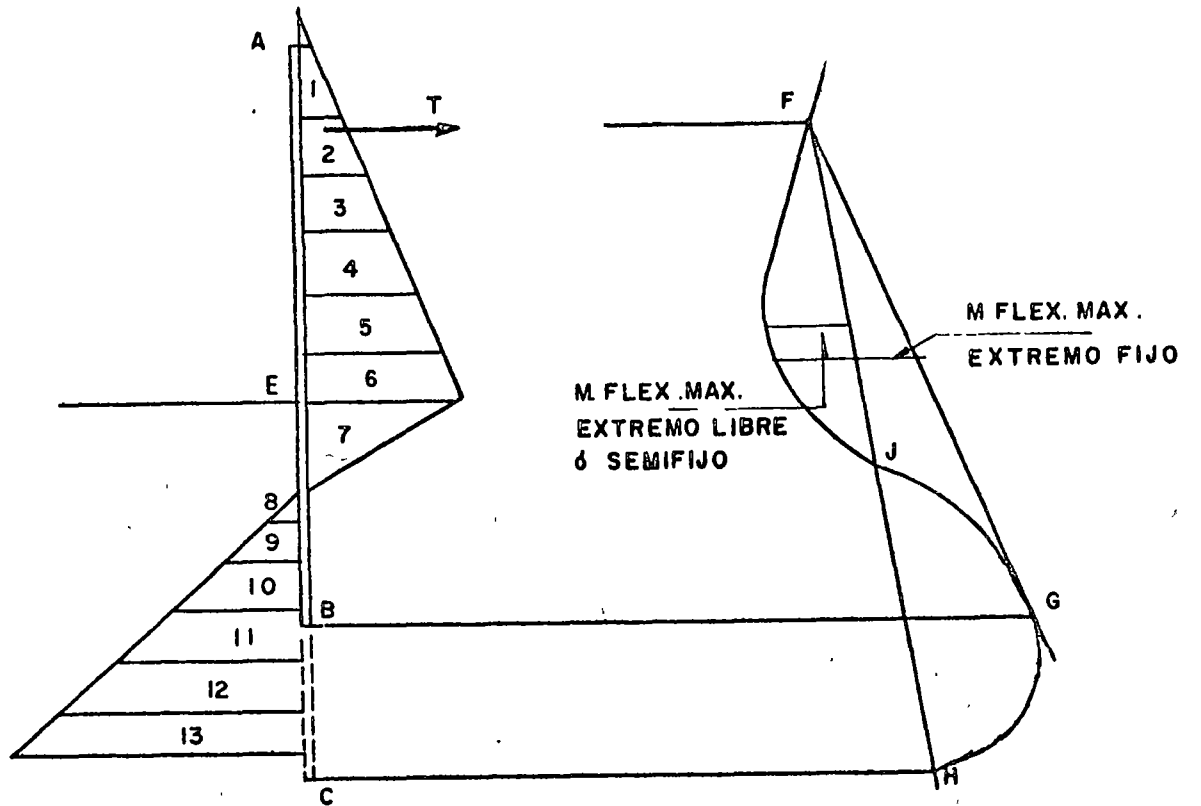


Fig. 39

EJEMPLOS DE MUELLES NORMALES A LA COSTA Y EN L O T.

En general los muelles petroleros son del tipo L o T o bien normales a la costa, buscando un calado adecuado para el acceso de grandes barco-tanques sin que se requieran dragados excesivos. A diferencia de los muelles para carga general o las terminales para pasajeros, en los cuales en general es conveniente acortar la distancia entre la banda de atraque y los edificios en la costa, en el caso de instalaciones petroleras, es más conveniente evitar grandes volúmenes de dragado aumentando la longitud de los accesos, que soportan cargas verticales mucho menores, incluyendo en estas el peso de las tuberías y las correspondientes a pequeños vehículos, resultando estructuras livianas. La plataforma de operación o estructura del muelle en sí, resultará robusta en el caso de que el atraque o el amarre de las embarcaciones se realice sobre ella recibiendo en consecuencia cargas horizontales considerables y en ocasiones teniendo que absorber energía. Es muy importante en este tipo de muelles estudiar cuidadosamente la forma en que se absorberá la energía de las embarcaciones que atracarán, y es el punto que principalmente trataremos en las siguientes páginas.

En la Fig.40 se presenta un tipo de muelle que no obstante haberse construido en varias ocasiones adolece de varios defectos, y al ser poco funcional ha requerido la adaptación de instalaciones adicionales como la construcción de duques de alba resultando con esto antieconómico. En primer lugar un acceso proyectado con el criterio de muelle para carga general resulta demasiado pesado y costoso, puesto que como antes dijimos este tipo de estructura soporta cargas verticales relativamente pequeñas y es suficiente con un acceso constituido por una pasarela angosta

y ligera, descargando directamente las tuberías sobre los marcos principales contraventeados. No existe una junta entre el acceso y la plataforma de operación con lo cual se tiene una transmisión de cargas horizontales de la plataforma al acceso que deberá diseñarse para dicho efecto, o bien deberá proyectarse una plataforma muy rígida y por lo tanto costosa. En cualquier caso el sistema de defensas debe ser muy efectivo, como el tipo de gravedad indicado en la figura. Aún con todas estas precauciones en este tipo de estructuras solo atracarán barcos de desplazamiento reducido, ya que un barco de gran masa produciría concentraciones de carga en la zona de atraque inicial. Pensando en rigidizar una estructura para movimientos horizontales a base de pilotes inclinados, debe tomarse en cuenta que si bien, teóricamente estos reciben favorablemente cargas y energía, la experiencia ha demostrado que si el terreno tiene baja capacidad de carga se pueden presentar asentamientos, o si las secciones no son las necesarias, se tienen fallas de inestabilidad.

En la Fig. 41 la plataforma de atraque a base pilotes verticales y por lo tanto flexible puede absorber energía eficazmente, habiéndose dejado una junta en la unión de la pasarela que le da libertad de desplazarse horizontalmente, no obstante, también pueden presentarse concentraciones de cargas, que se traducen en momentos flexionantes tales que los pilotes no pueden resistir y debido a su flexibilidad, el movimiento puede afectar a las instalaciones de operación o al personal trabajando, por lo que en general con este tipo de estructura ha sido conveniente también adaptar duques de alba que proporcionen una longitud de atraque adicional.

En las figuras 42 y 43 tenemos el caso en que el atraque se lleva

a cabo sobre duques de alba separados A y B, los cuales absorben el total de la energía cinética de la embarcación, quedando la plataforma de operación que está unida al acceso, soportando únicamente carga verticales. En esta forma un atraque accidental con velocidad mayor a la de diseño sería tomado únicamente por los duques de alba sin transmitirse el resto de la estructura. No obstante que antiguamente se utilizaron pilotes de madera con gran efectividad en duques de alba, en la actualidad se ha comprobado que el material ideal para absorber energía es el acero, material bastante homogéneo, flexible y resistente. Deberán elegirse secciones en cajón con momento de inercia constante en cualquier dirección y de preferencia tubos circulares que son los más económicos en cuanto a peso de acero necesario, pero si se dificulta su fabricación la sección cuadrada es la indicada. En ocasiones muy frecuentes, el concreto tiene ventaja con respecto al acero por ser un material más barato y disminuir problemas de corrosión.

En las figuras 44 y 45 se muestran dos tipos de estructuraciones que han tenido gran aceptación en los últimos años tanto por su sencillez como por su efectividad. En de la Fig. 45 es esencialmente el antes analizado, y consiste de un acceso y una plataforma de operación separadas por juntas de plataformas de atraque laterales adaptadas además con defensas de gravedad. Otra ventaja que se puede observar es que la cubierta es una losa plana cuyo colado en la obra es muy sencillo, y se puede realizar en corto tiempo, lo cual se traduce en ahorro de dinero. El arreglo mostrado en la Fig. 44 posee un sistema de defensas muy económico y efectivo a base de un tablero de madera apoyado sobre pilotes verticales muy flexibles y en general también de madera cuyo extremo superior está apo-

yado sobre elementos flexibles, en general macizos de hule. Se pensó en reducir el tiempo costoso de trabajo marino colocando sobre los pilotes hincados en el lugar trabes precoladas formándose así marcos que a su vez soportan transversalmente losas precoladas haciendo un colado final de concreto sobre dichas losas lográndose en esta forma continuidad.

En las figuras 46 y 47 se presenta un proyecto similar al último mencionado en el párrafo anterior, pudiéndose apreciar en la figura 47 -- los marcos que soportan las tuberías que como dijimos son a base de trabes precoladas unidas mediante pernos a los pilotes y columnas, pudiéndose aumentar la longitud de estas últimas al requerirse apoyar un mayor número de trabes que constituyan niveles adicionales para soportar nuevas tuberías, colando tramos a partir de la parte en que se dejaron varillas ancladas.

No obstante todas las ventajas en los diseños de las figuras 46 y 47, por las razones mencionadas al referirnos a la Fig. 40, este tipo de estructura se ha aplicado para barcos de desplazamiento mas bien reducido.

Hasta ahora no hemos hecho referencia a las instalaciones de amarre que indiscutiblemente debe llevar todo muelle, y que constan de bitas o ganchos de escape anclados en la estructura del muelle, de los duques de alba de atraque o en duques de alba de amarre especiales.

En las figuras 48 y 49 tenemos otro tipo de puelle en el cual el atraque lo reciben dos puntos rígidos constituídos por gaviones contruidos con una pared de tablestaca metálica y relleno interior de concreto, que deberán estar cimentados en un terreno bastante resistente a poca

profundidad, pues en otra forma serían excesivamente costosos. La rigidez de esta estructura masiva hace que se requiera un sistema de defensas muy especial que absorba por si solo toda la energía de la embarcación, pues la carencia de este ha originado en algunos casos que lleguen al gavión cargas muy grandes que lo hacen fallar. En el caso de la figura se colocaron defensas de gravedad conectadas a pistones hidráulicos. En este tipo de estructuras atracan actualmente grandes barco-tanques.

En las figuras 50, 51 y 52 tenemos varias ilustraciones de una instalación muy original e ingeniosa utilizada para recibir barco-tanques de gran desplazamiento en un lugar en que la variación de mareas es muy grande. Cada uno de los muelles consiste de un pontoon de atraque guiado en su posición por columnas, conectado mediante armaduras trianguladas que tienen libertad de moverse verticalmente durante las variaciones de la marea, a defensas del tipo gravedad soportadas por duques de alba muy flexibles. La energía cinética del barco se absorbe por fricción entre el agua y el pontoon, fricción e incremento de energía potencial de las defensas de gravedad y energía potencial elástica al deformarse los duques de alba. Los duques de alba de amarre consisten de flotadores que deslizan durante las variaciones del nivel del agua alrededor de grandes tubos verticales hincados en el terreno la profundidad necesaria.

En la figura 53 aparece una instalación a donde llegan algunos de los barcos petroleros más grandes del mundo y con bastante frecuencia, por lo que fué necesario pensar en instalaciones adecuadas aprovechadas al máximo, construyendo muelles normales a la costa con bandas de atraque en ambos lados, pudiéndose en esta forma atracar dos barcos a la vez en cada muelle. Los duques de alba de atraque son gaviones de ta-

blestaca metálica unidos por pares mediante un cabezal de concreto obteniendo en esta forma un conjunto muy estable no obstante que se tenga en este lugar un gran calado necesario para grandes barco-tanques.

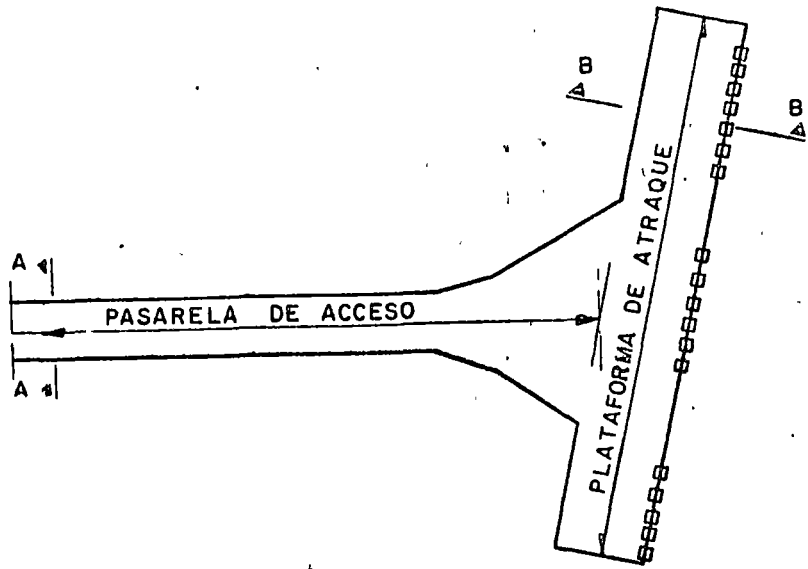
Se mencionarán a continuación algunas de las instalaciones para muelles, modernas o que han demostrado a través de los años tener buena efectividad.

Ha sido muy común mover las garzas para carga o descarga de productos petroleros mediante grúas instaladas en la plataforma de operación. En la actualidad se cuenta con un sistema de garzas operadas hidráulicamente, con lo cual se reduce el tiempo de operación y el personal necesario, ya que prácticamente solo se requiere de una persona operando los controles y otra que coloca la boca de la garza en su posición correcta. Estos tipos de garzas se utilizan para mover una gran variedad de productos e inclusive hechas con una aleación especial de aluminio para fluidos corrosivos.

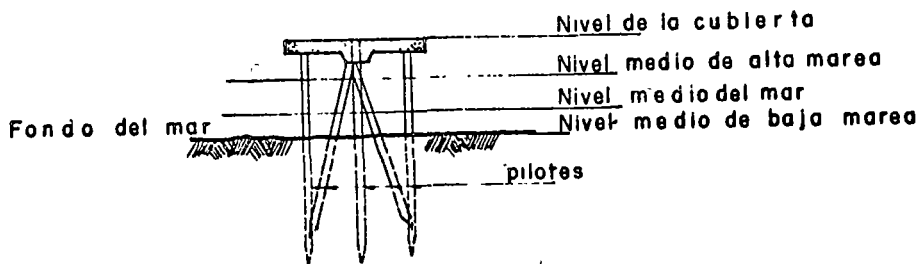
Es evidente la gran ventaja que se obtiene al proteger una estructura de atraque utilizando defensas, ya que siendo estas en general más deformables, absorben la mayor parte de la energía disminuyendo la fuerza de impacto. Los sistemas de defensas pueden ser tan efectivos y complicados o costosos como se quiera, no obstante algunos de ellos se han ido prefiriendo por su simplicidad o buen funcionamiento, tales como los indicados en las figuras 20, 21 y 22.

En cuanto a la forma de fijar las amarras en las plataformas de atraque o en los duques de alba de amarre, conviene mencionar la ventaja de bitas adaptadas con ganchos de desprendimiento rápido, evitándose en

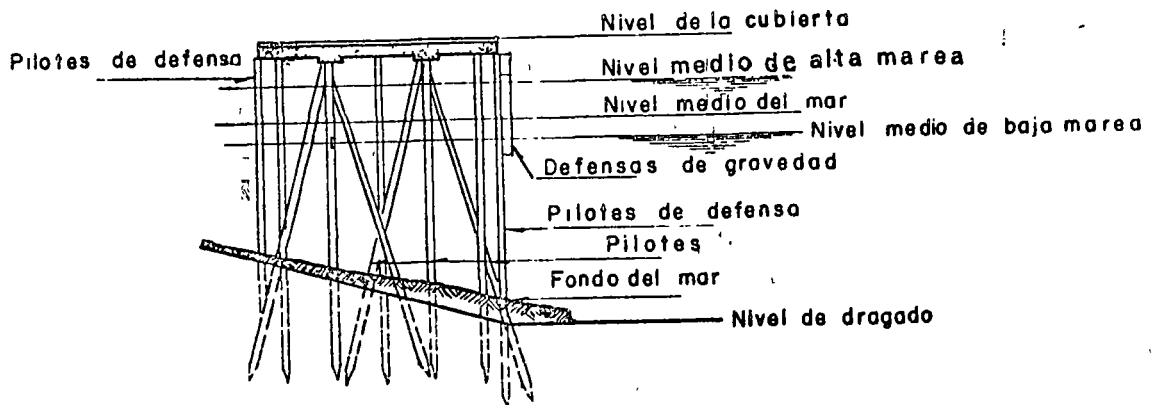
esta forma el traslado de los operarios hasta el lugar de fijación que en ocasiones es de difícil acceso, puesto que estos ganchos se pueden operar desde la embarcación.



P L A N T A



S E C C I O N A - A



S E C C I O N B - B

Fig. 40

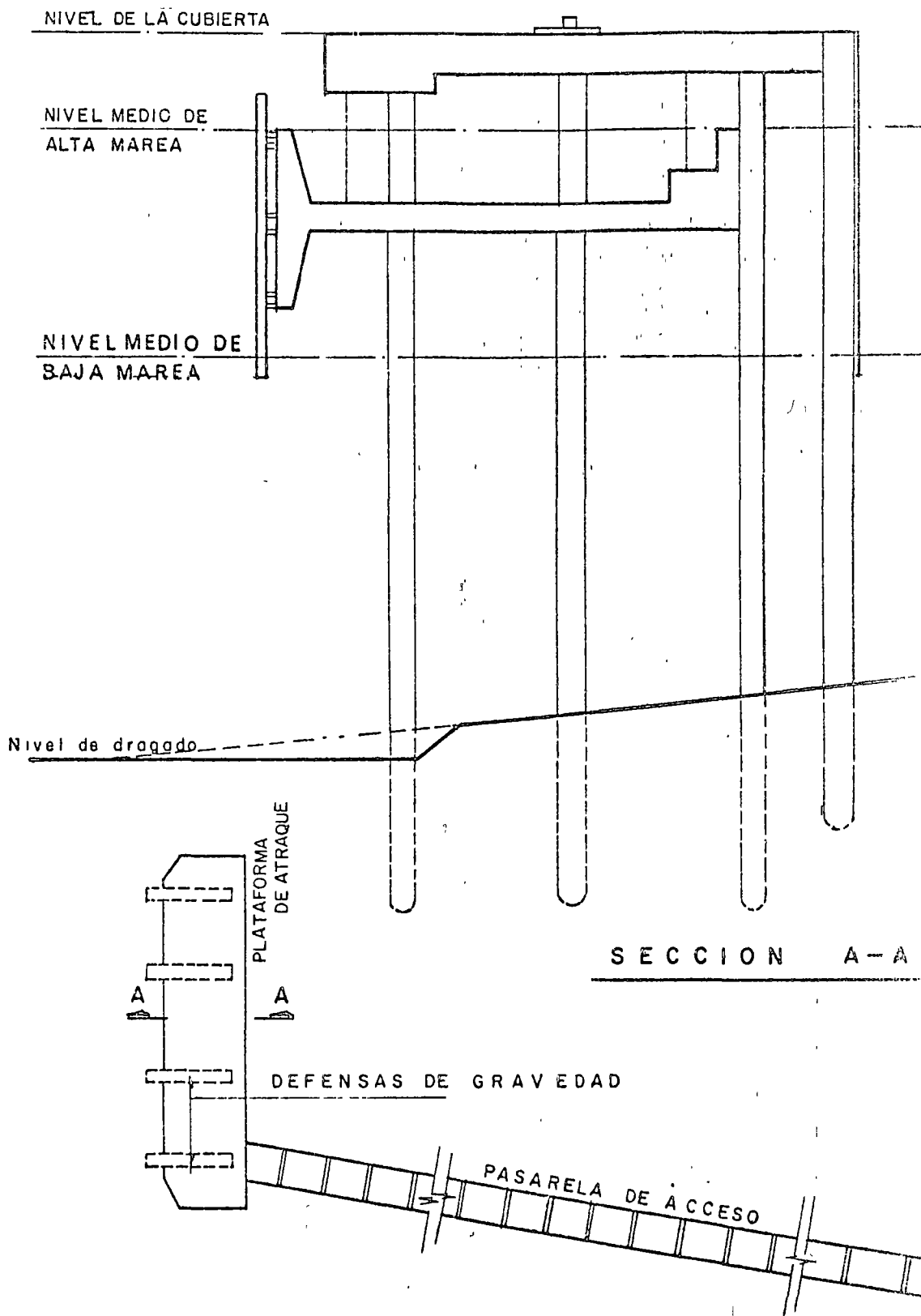


Fig. 41

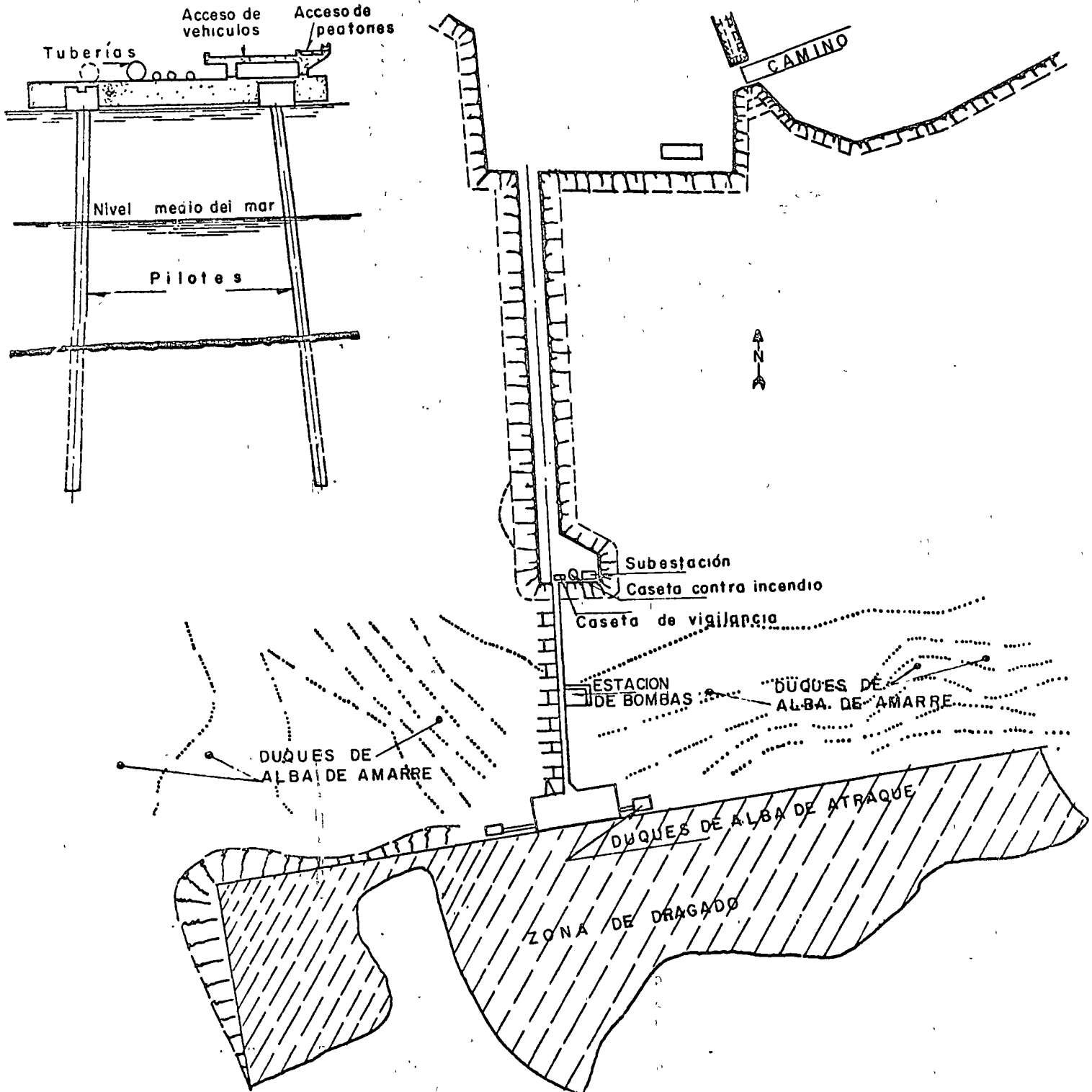
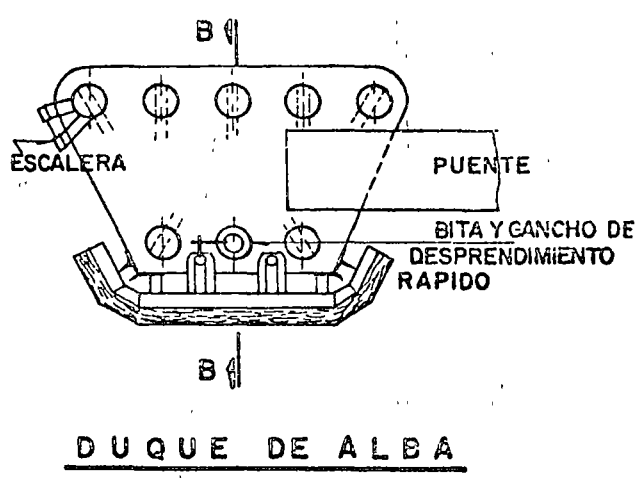
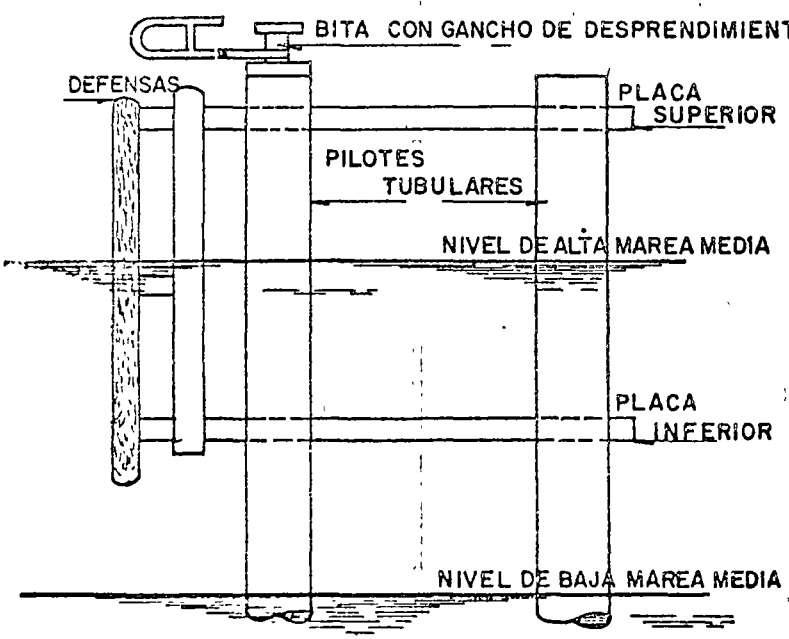
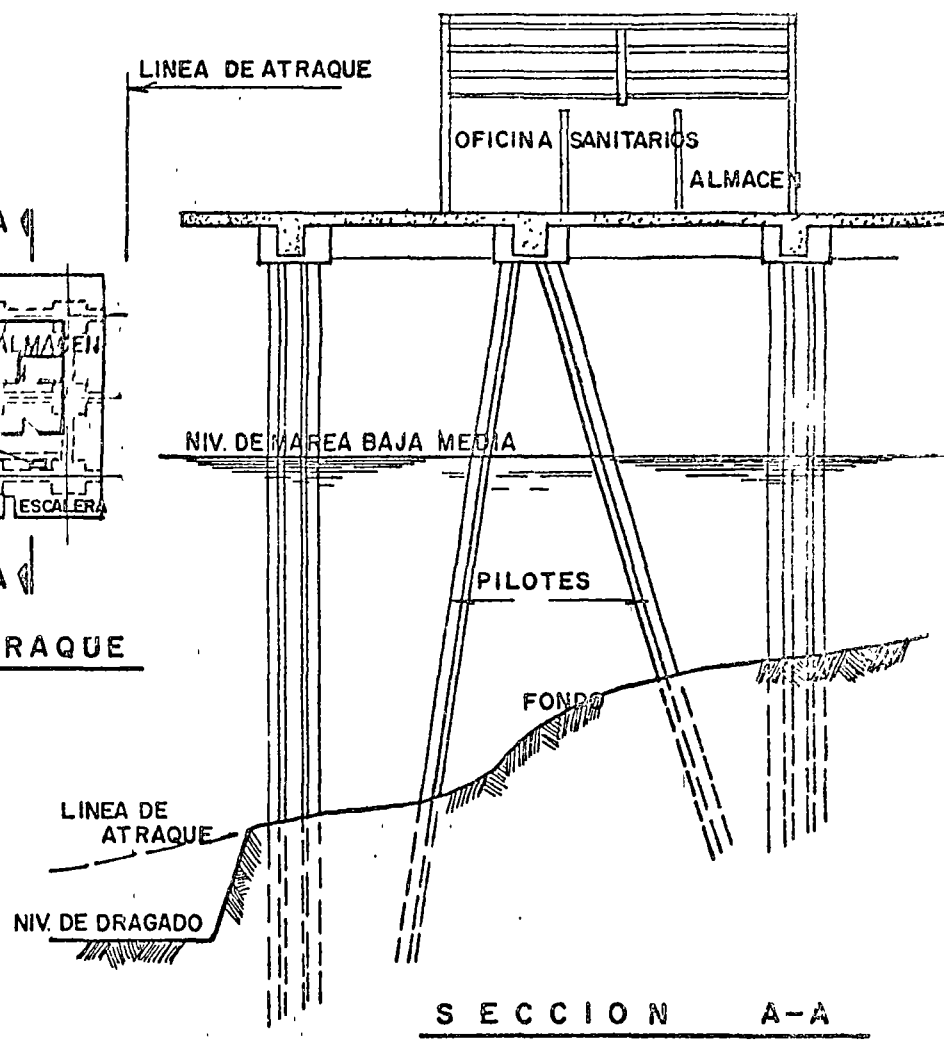
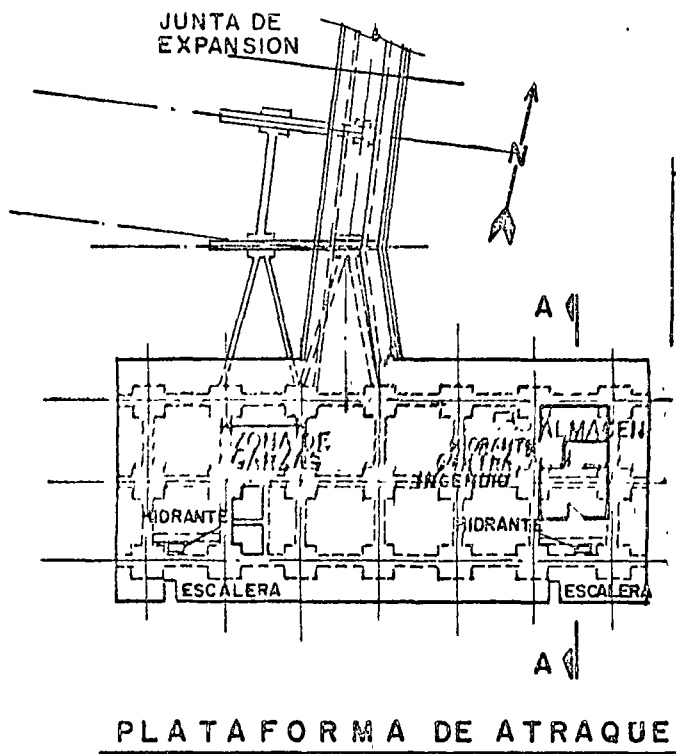


Fig. 42



SECCION B-B

Fig. 43

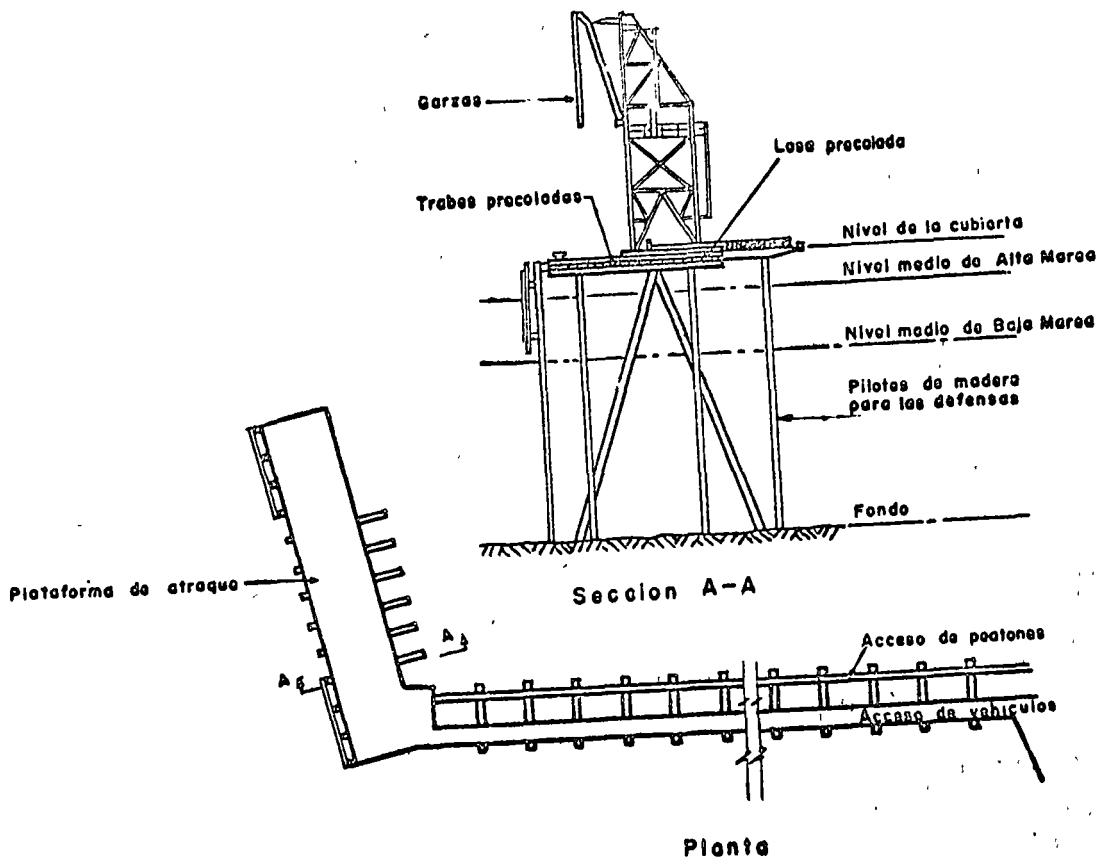


Fig. 44

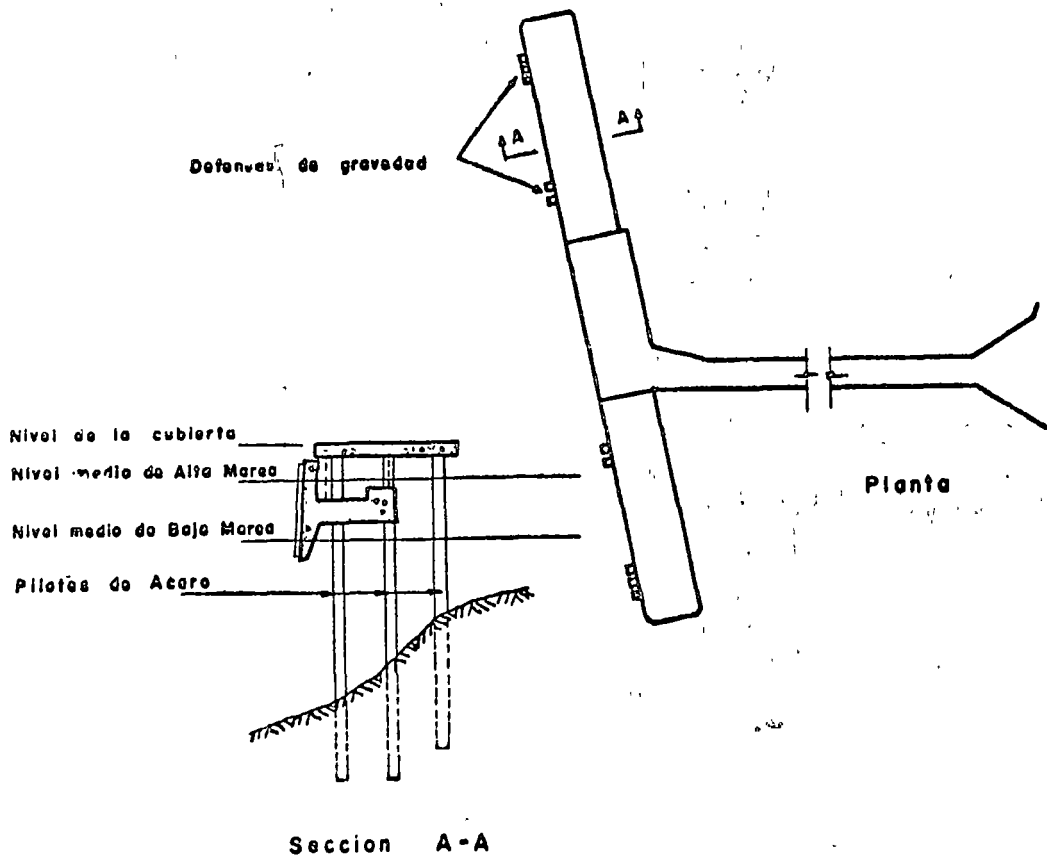


Fig. 45

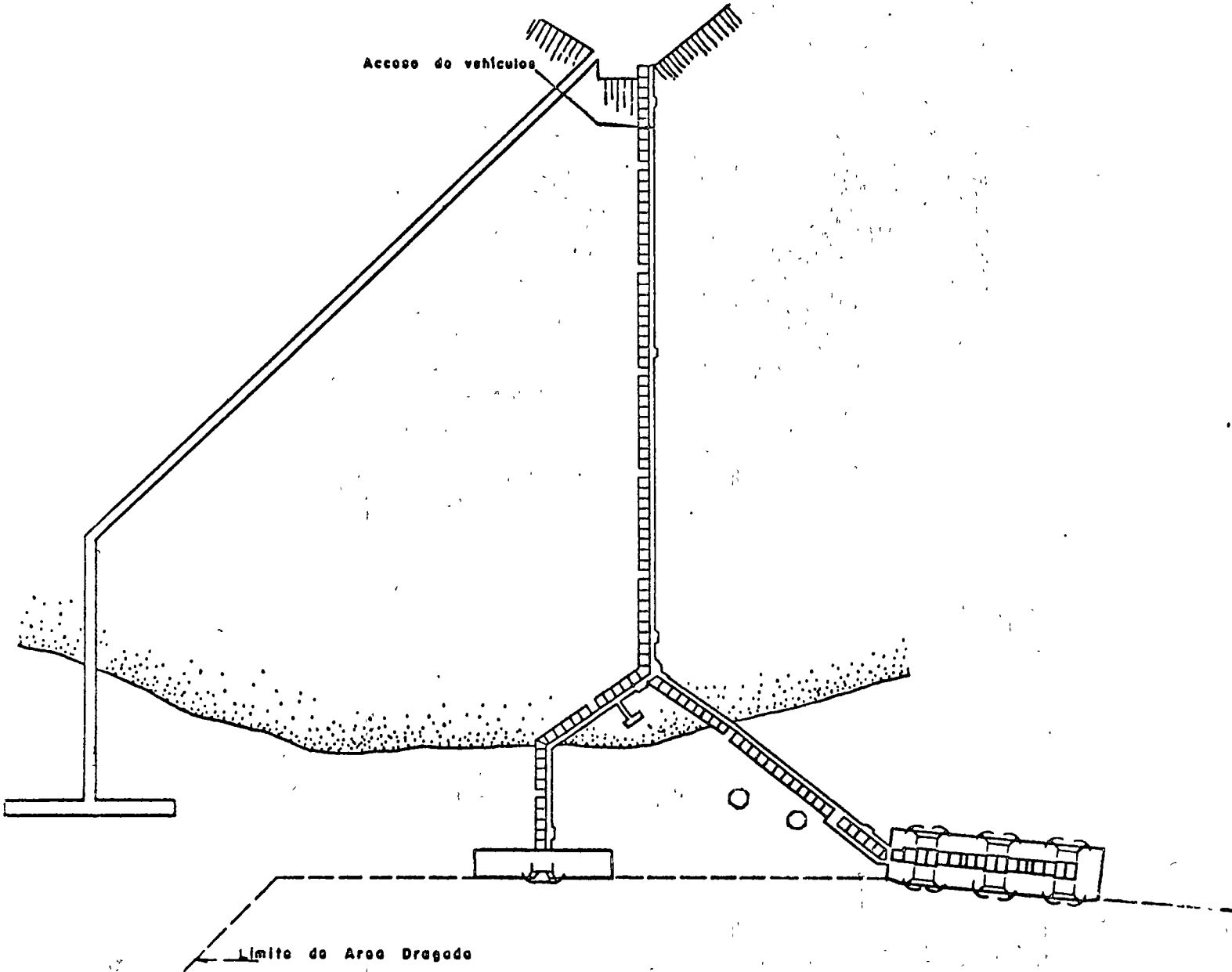


Fig. 46

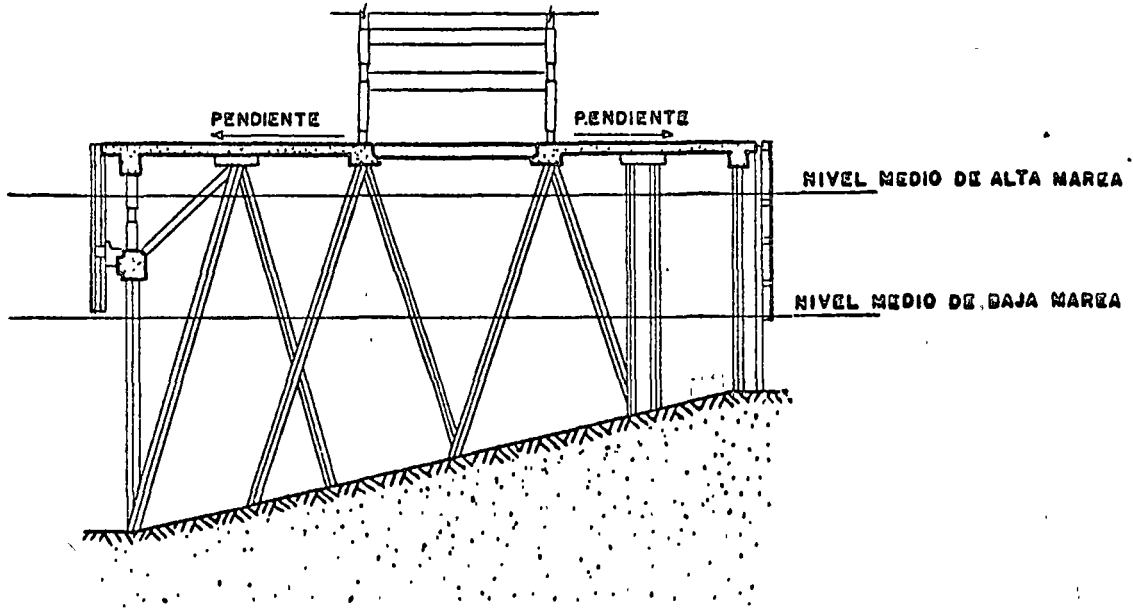
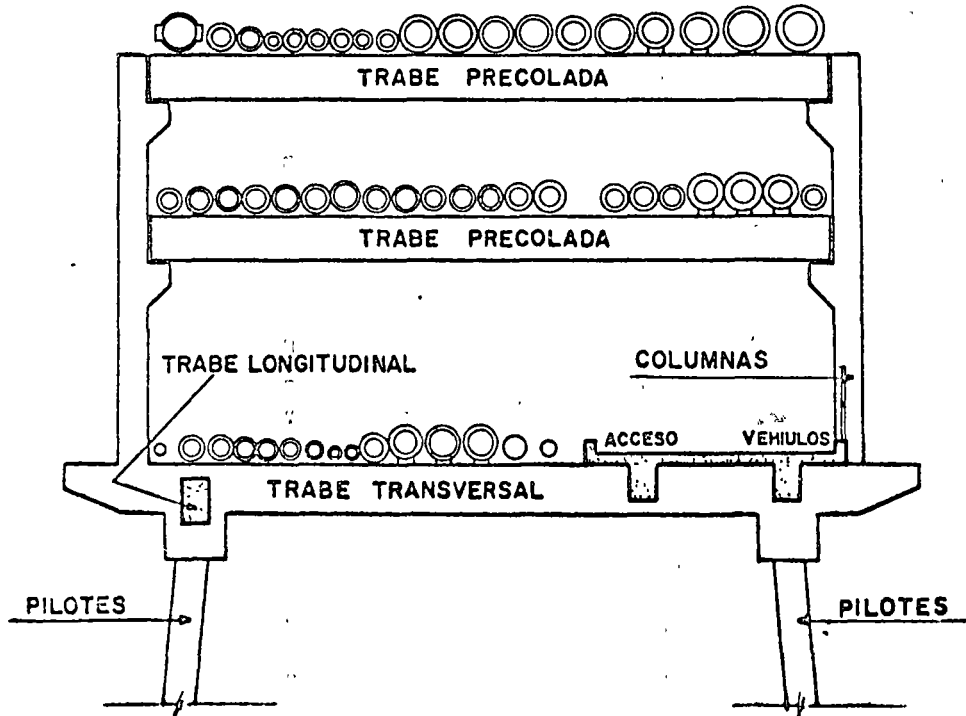


Fig. 47



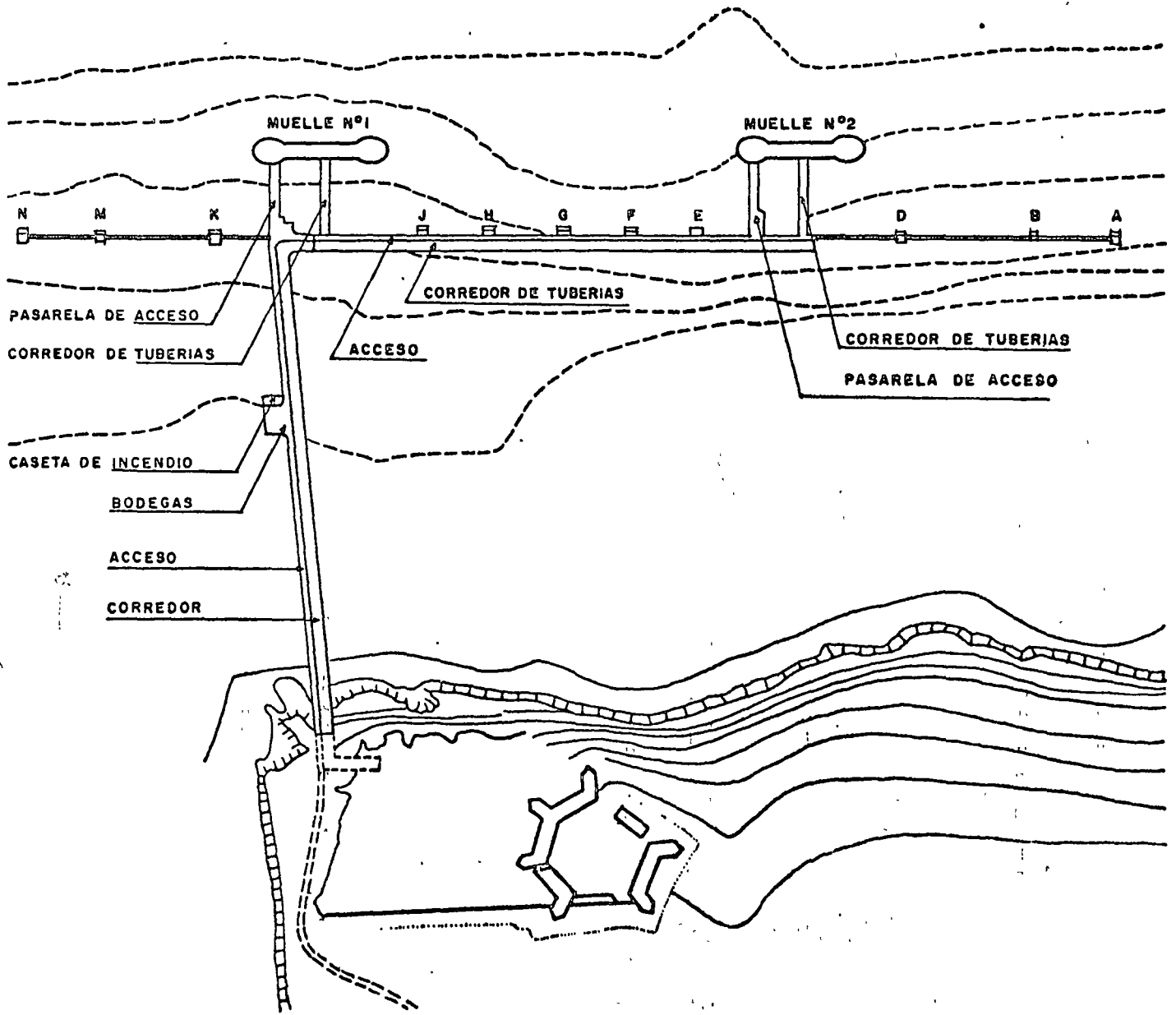


Fig. 48

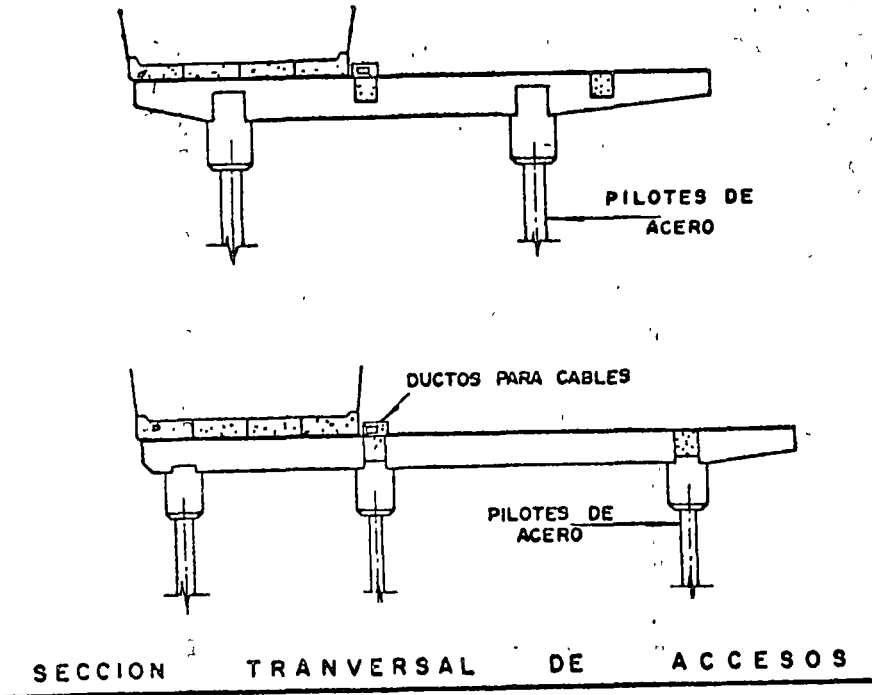
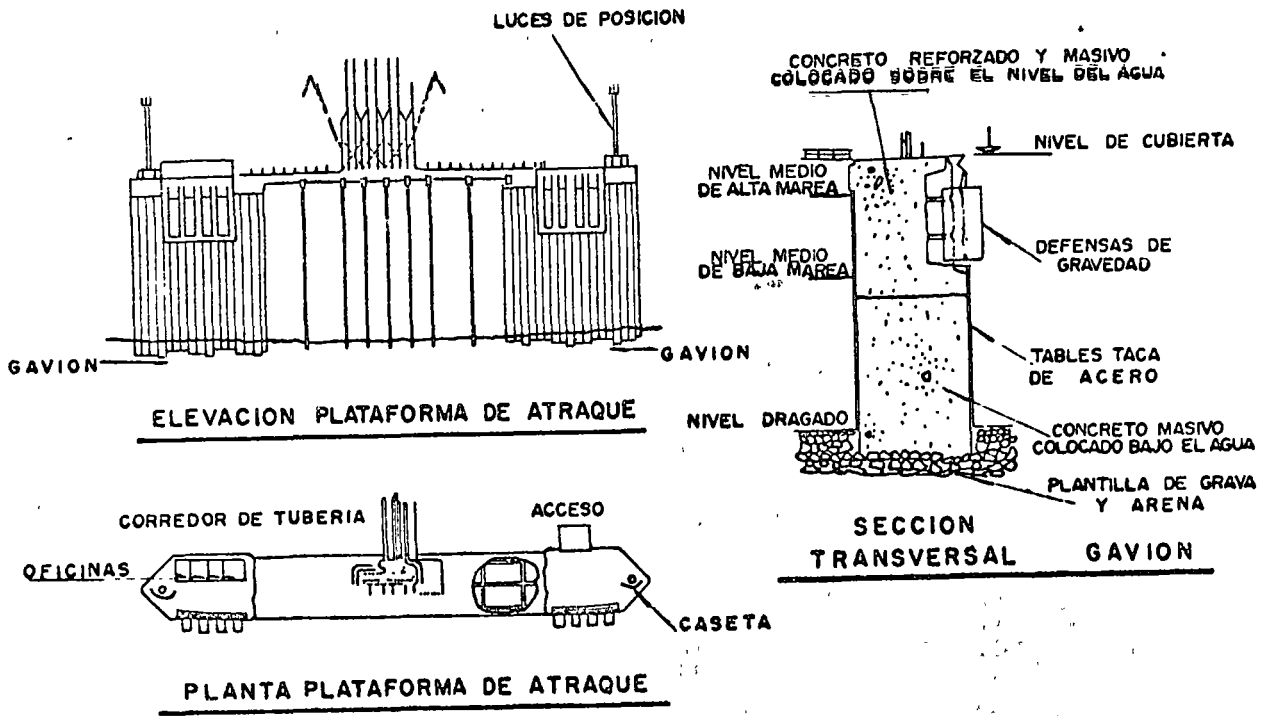


Fig.49

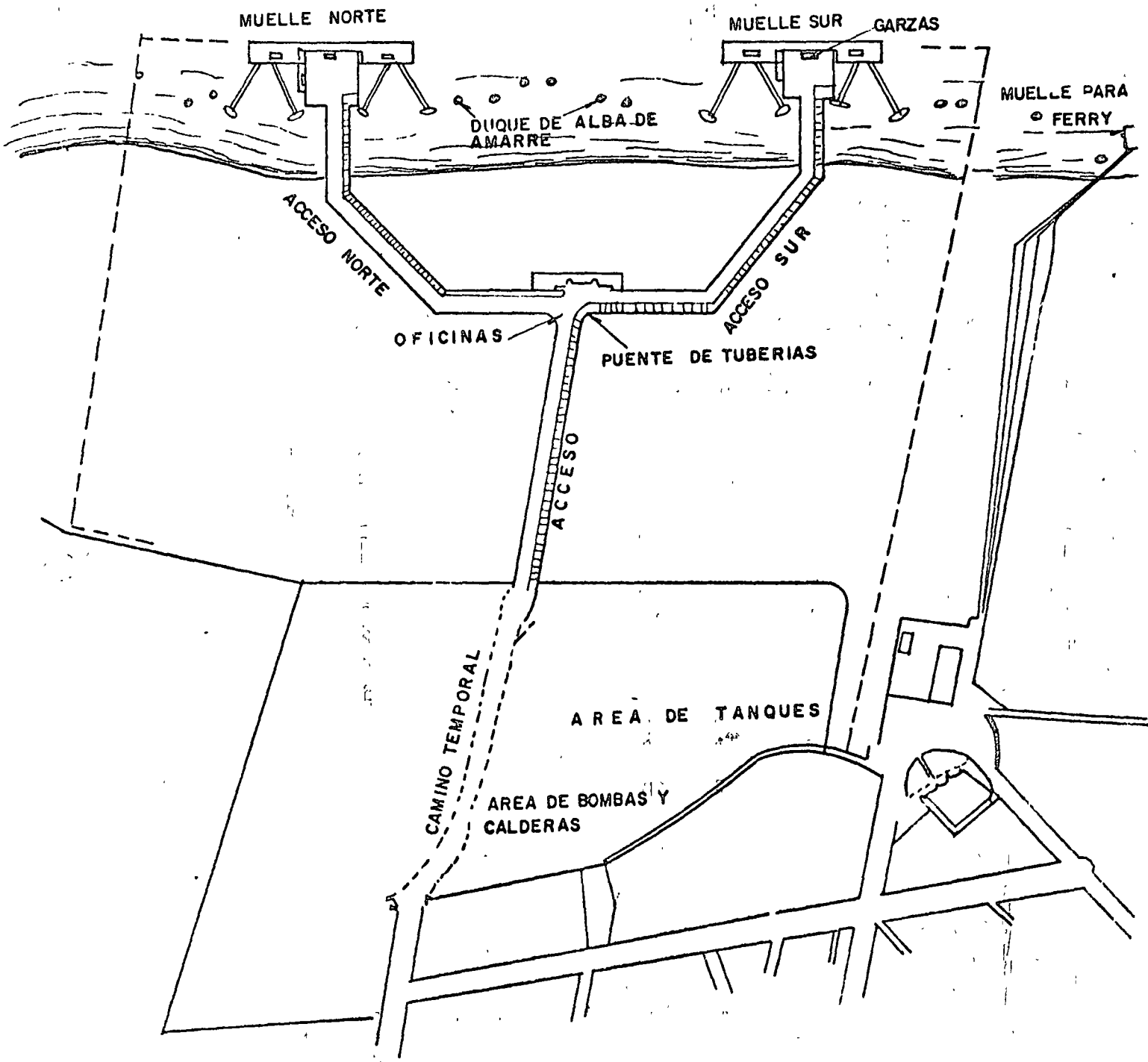


Fig. 50

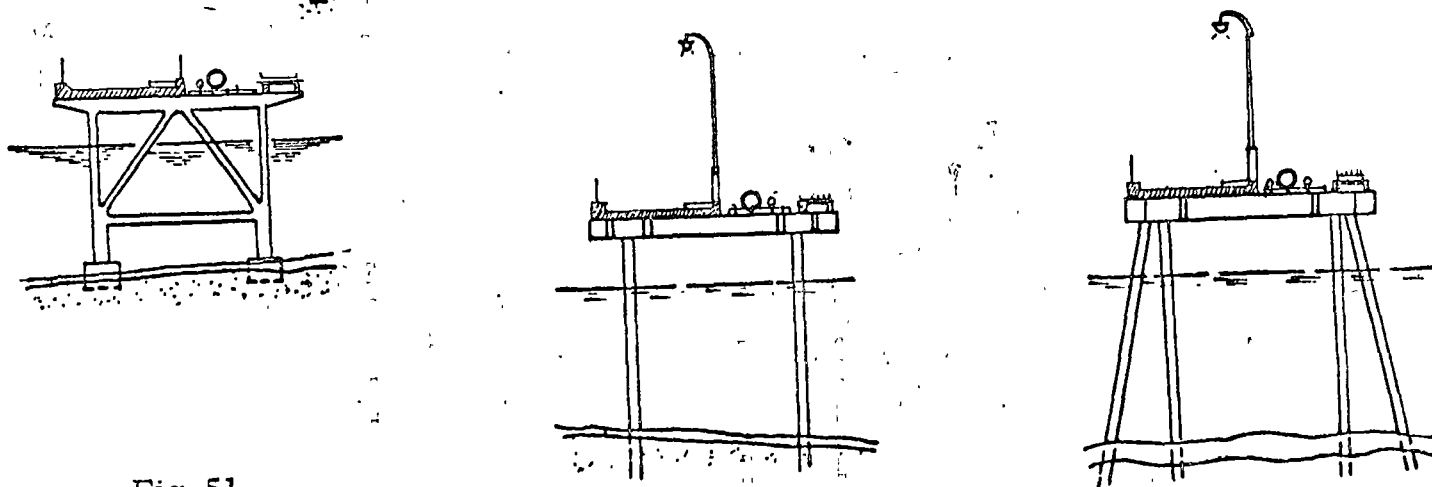
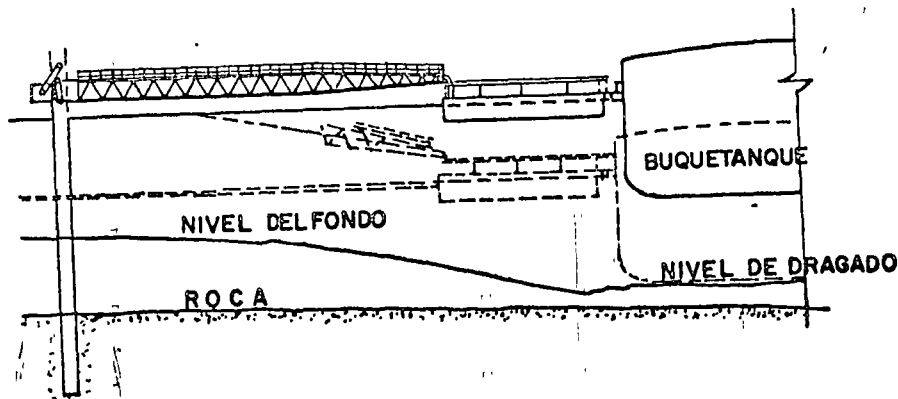
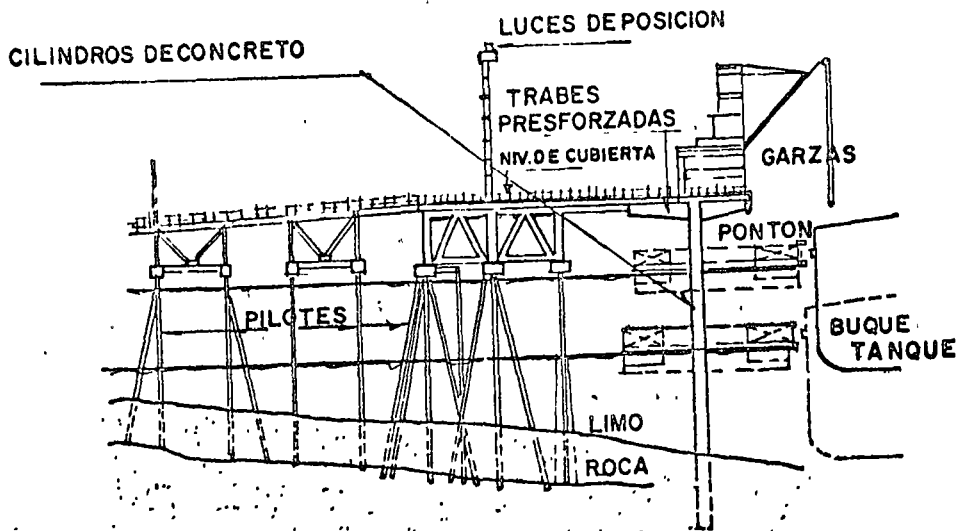


Fig. 51

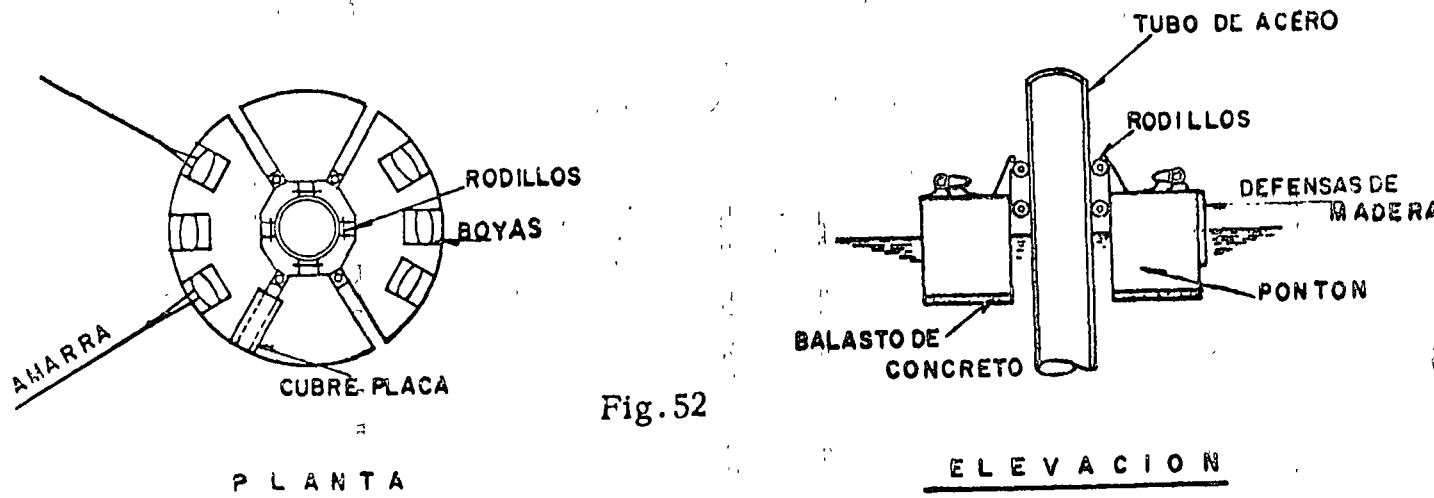


Fig. 52

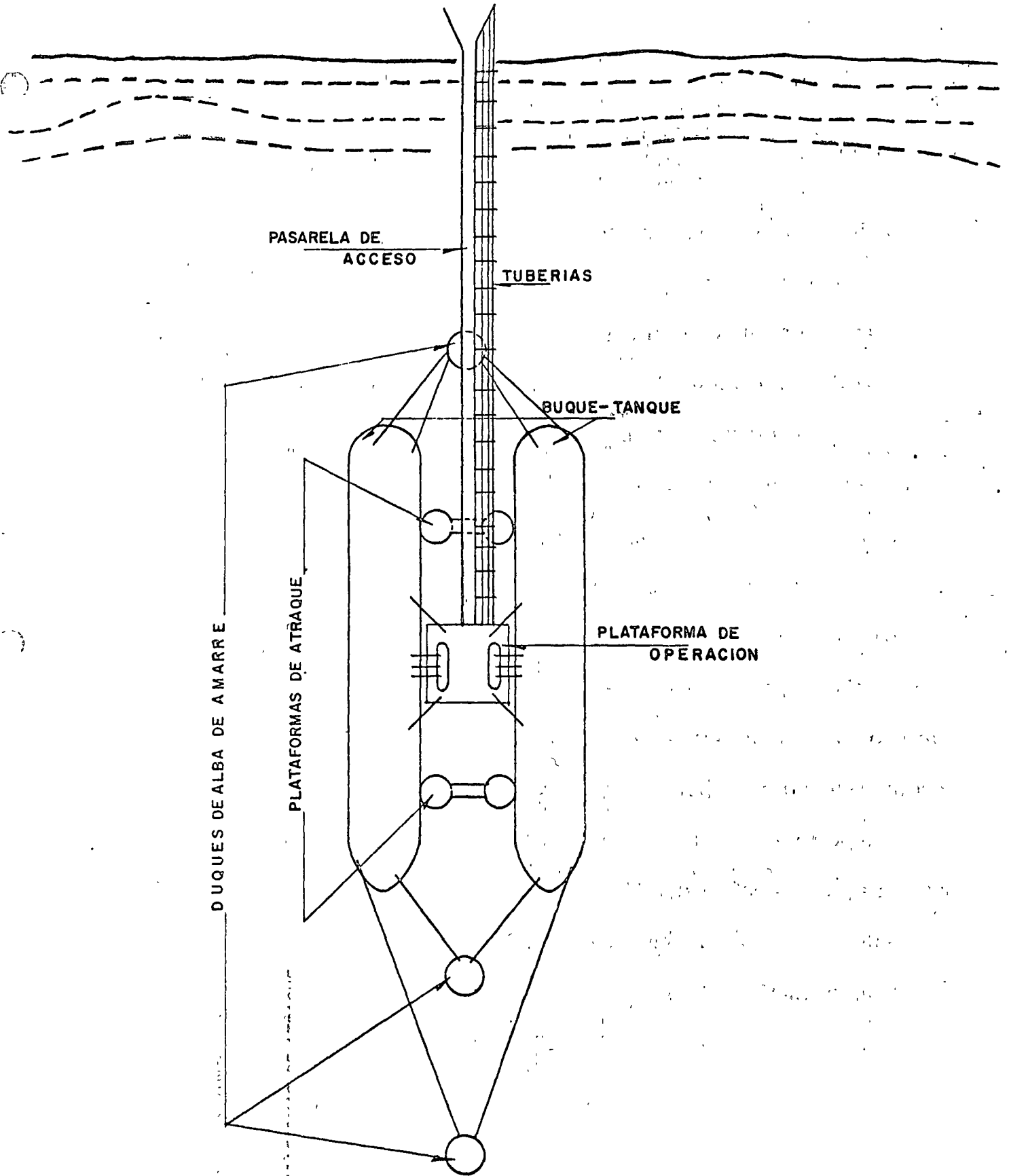


Fig. 53

MANIOBRAS DE CARGA Y DESCARGA ALEJADAS DE LA COSTA

Cuando no se cuenta con muelles o dársenas de maniobras tales que permitan atracar los barcos cerca de la costa, será necesario tener instalaciones alejadas que permitan cargar o descargar los productos -- conducidos con las tuberías adecuadas.

Dentro de estas podemos incluir el duque de alba aislado mostrado en la figura 54, constituido de una plataforma fija protegida con un -- sistema de defensas muy efectivo, cuyas ventajas ya antes mencionamos.

Muy recientemente se ha comenzado a utilizar el tipo de boya de atraque anclada para impedir movimientos en cualquier dirección mostrada en la fig. 56, en sustitución a la operación de lograr la fijación del barco mediante varias anclas y boyas (fig. 55), cargándolo o descargando -- con una tubería que flota y cuyo extremo se indica, haciendo uso de otra boya. Este tipo de boya tiene varias ventajas: su instalación y mantenimiento son muy simples y económicos, permite al barco girar alrededor acomodándose en la posición más conveniente y trabajar en condiciones -- del tiempo imposibles para hacerlo con cualquier otra instalación, puede moverse fácilmente y cambiarse a otro lugar que se considere más conveniente, etc. En la figura 57 se presentan algunos detalles de la boya de atraque IMODCO.

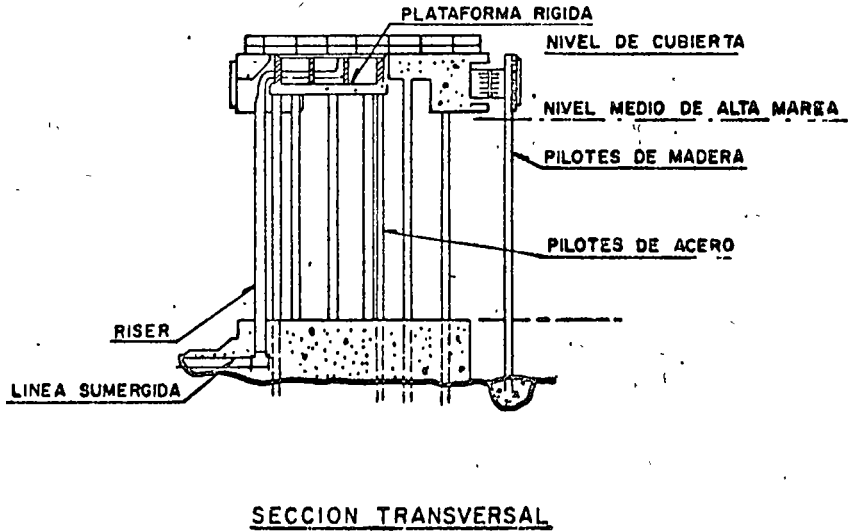
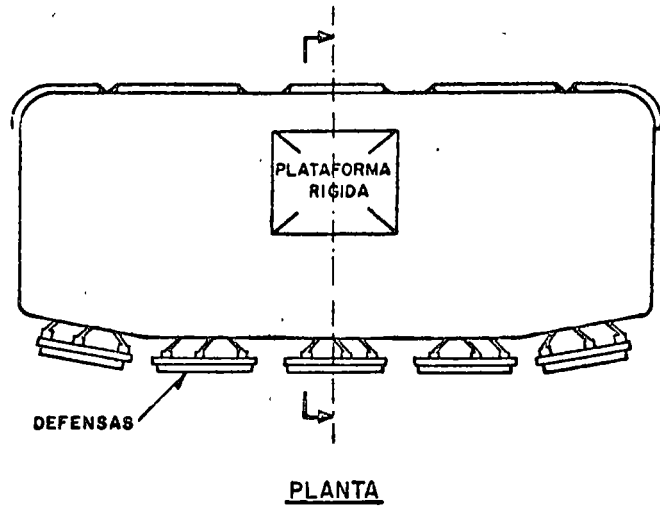


Fig. 54

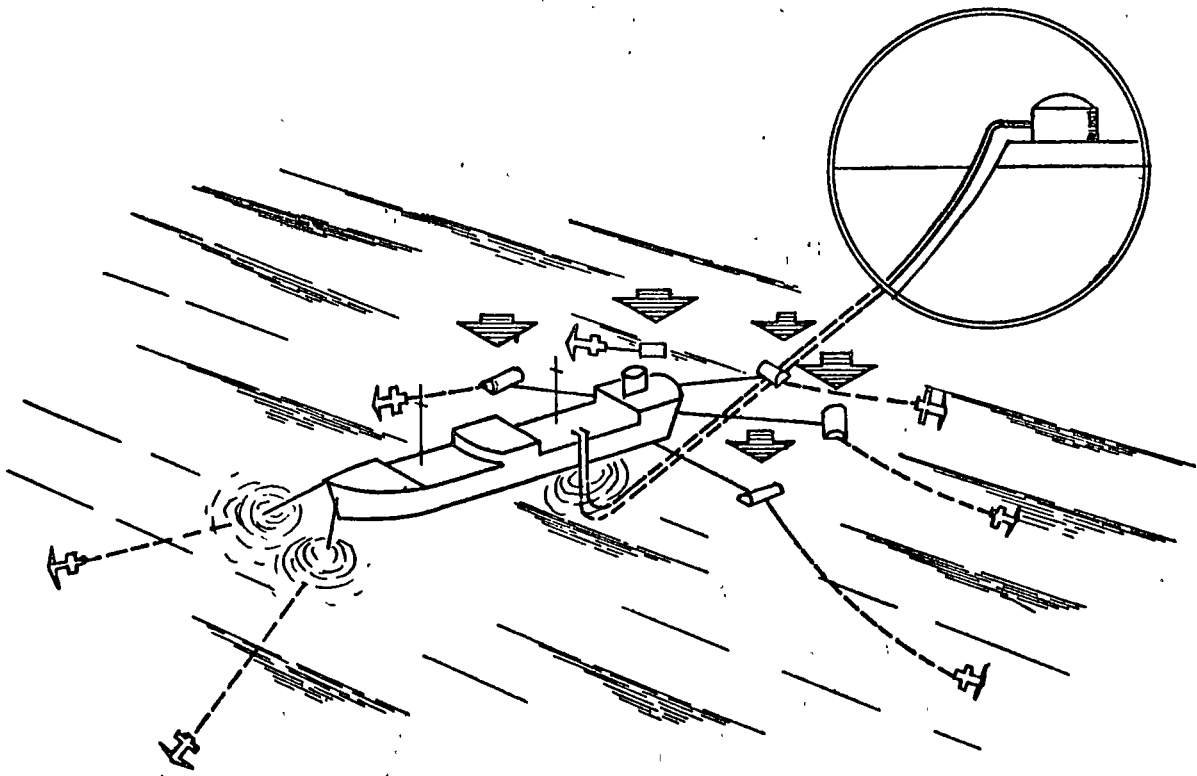


Fig. 55

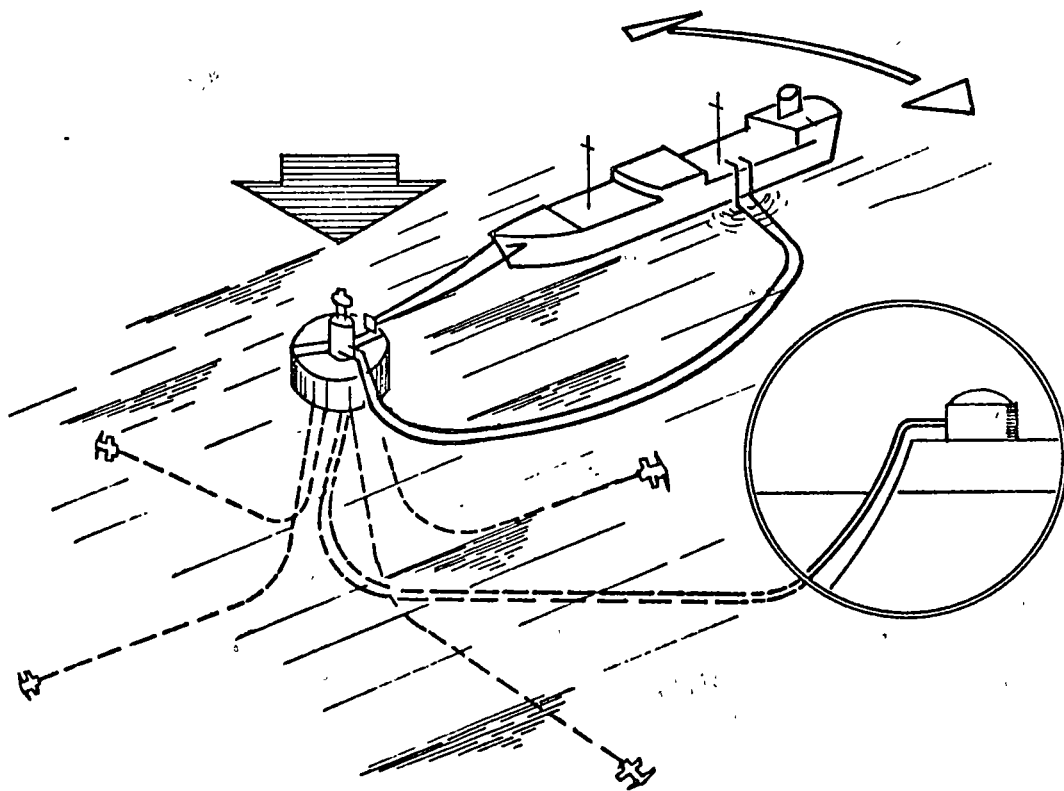


Fig. 56

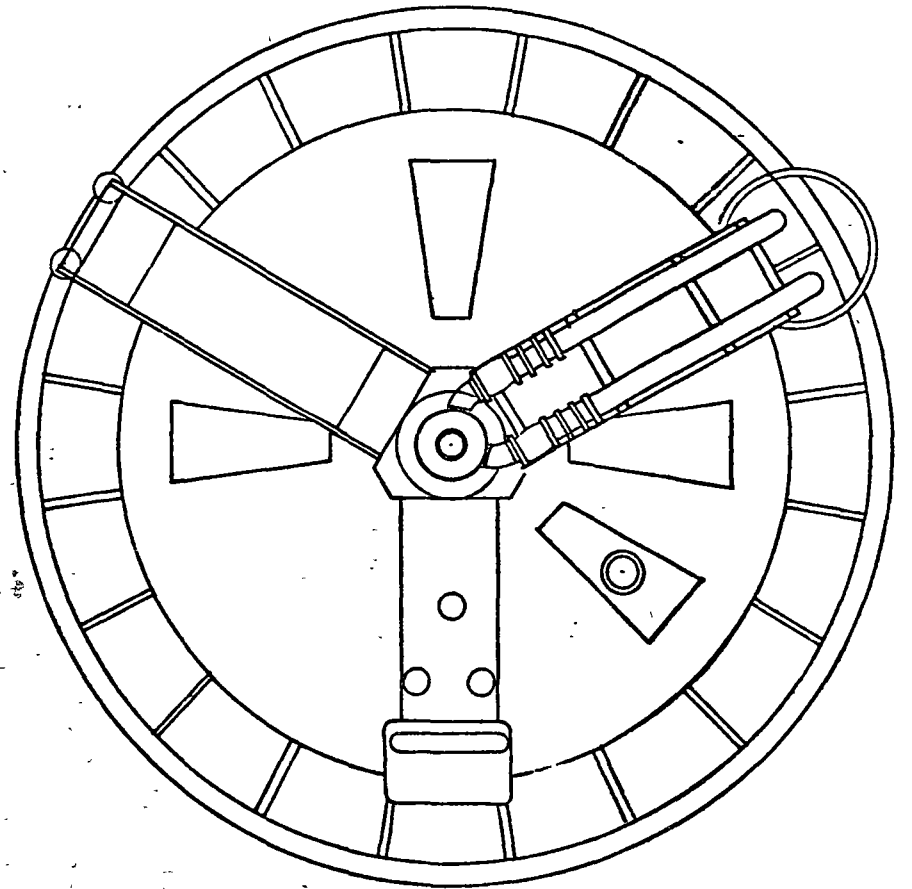
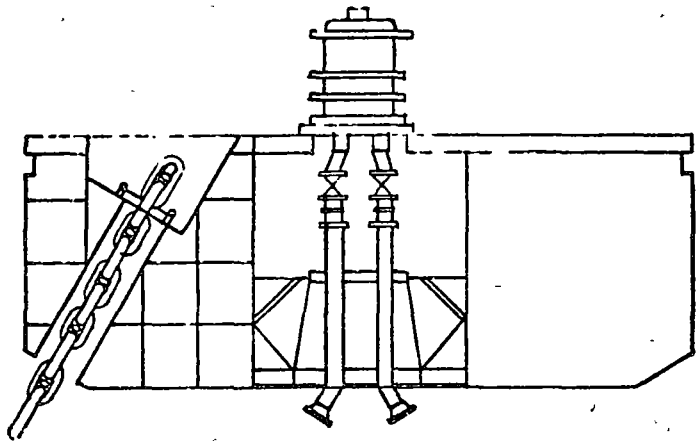
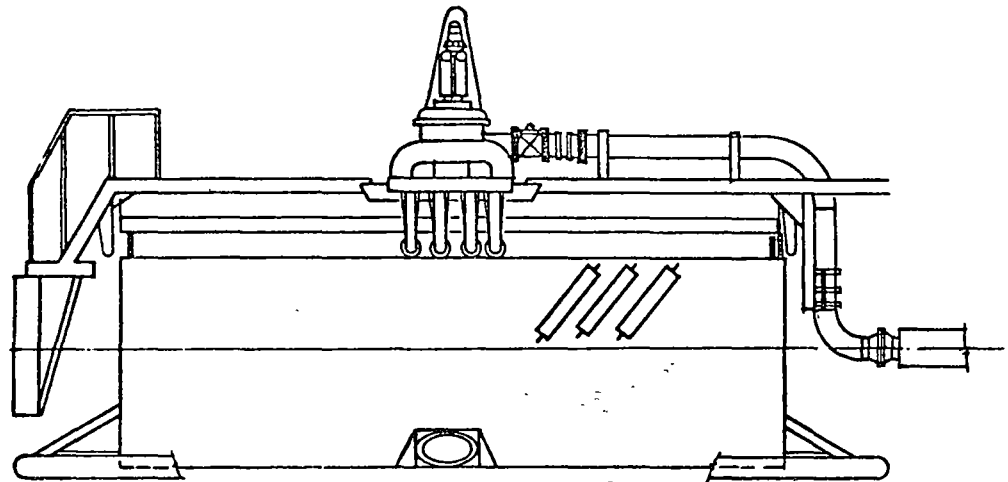


Fig. 57

ROMPEOLAS O ESCOLLERAS

Un rompeolas es una estructura construida con el propósito de formar un puerto artificial que nos proporcione una dársena de maniobras suficiente para llevar a cabo con seguridad las maniobras de las embarcaciones durante su acomodo en el puerto.

En ocasiones el rompeolas no forma en sí el puerto, sino que tan solo protege la entrada, en tal forma de que los barcos escapen de la violencia de fuertes tormentas, durante la entrada o cuando se espera turno para recibir órdenes de entrar a diques.

Cabe mencionar que un dique constituye también una dársena de maniobras para las embarcaciones, pero se construye a base de dragar tierra adentro y lograr la estabilidad de taludes con estructuras generalmente masivas, con una esclusa para la entrada y salida de las embarcaciones.

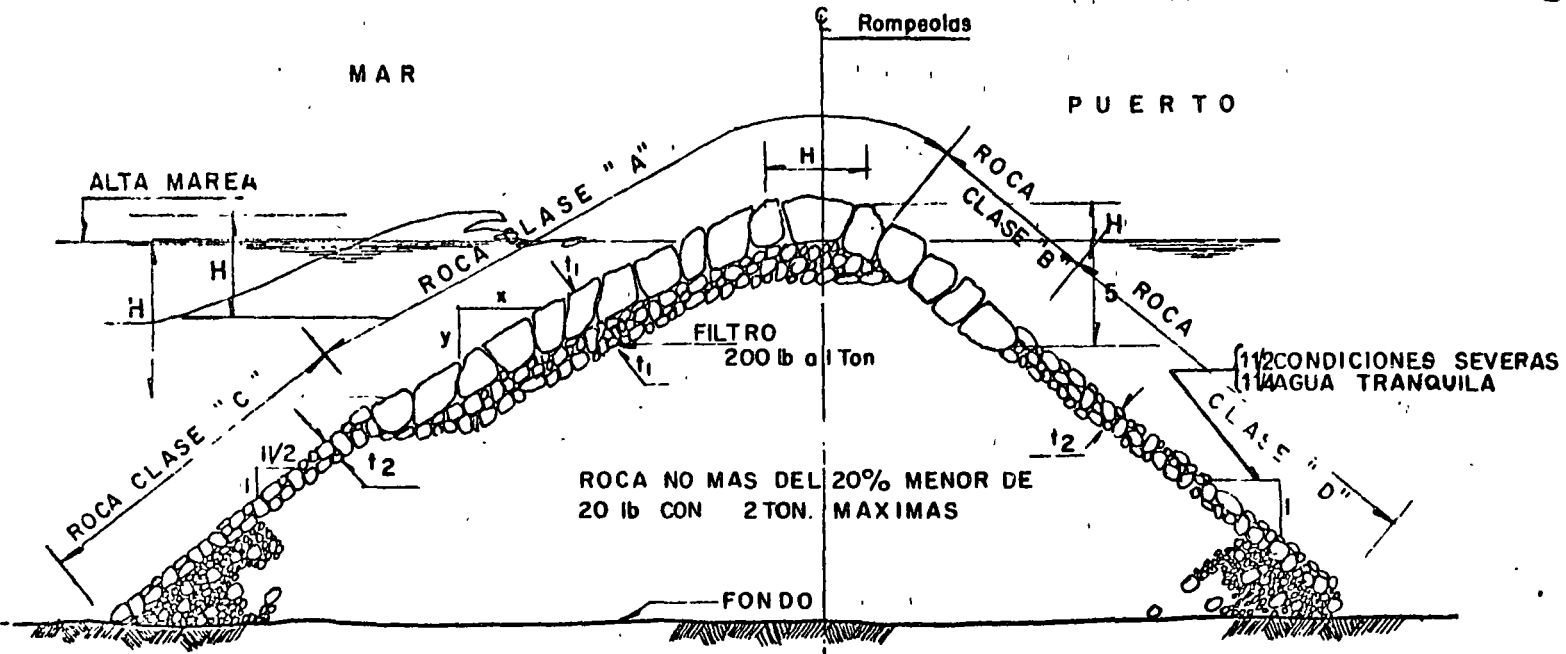
Muchos tipos de rompeolas se han construido en todo el mundo, pero un 95% de ellos han sido a base de roca natural, concreto o una combinación de ambos, teniéndose terraplenes de: roca natural, bloques de concreto, combinación de roca y bloques de concreto y tetrapodos de concreto o elementos semejantes; o bien muros a base de: bloques de concreto, gaviones de concreto, celdas de tablestaca y con paredes de tablestaca de concreto o acero.

La mayoría de los rompeolas proporcionan protección, pero en ocasiones se construyen con el propósito de servir además como parte del muelle o de apoyo para un camino.

Puesto que el propósito principal de los rompeolas es proporcio-

nar protección contra el oleaje, es obvio que los efectos del este son de primordial importancia para el análisis, no obstante, para referirnos a dicho tema, tenemos que recurrir a un curso de Hidráulica Marítima tal como el de la Ref.13. Otros factores también importantes para el diseño del rompeolas son la profundidad del agua y las características del fondo que debe tomar al final, la acción de las olas sobre la estructura construída para absorber la energía de éstas. Puesto que la mayoría de los rompeolas son estructuras de gravedad, su estabilidad depende del peso. Consideraciones prácticas limitan la altura del rompeolas con una profundidad de 18M bajo el nivel medio del mar, y cuando la profundidad es mayor, el apoyo se hace sobre un relleno de roca abajo de este nivel, lo cual en terreno suave es muy costoso puesto que en ocasiones se requiere un volúmen de material casi igual al del rompeolas en sí.

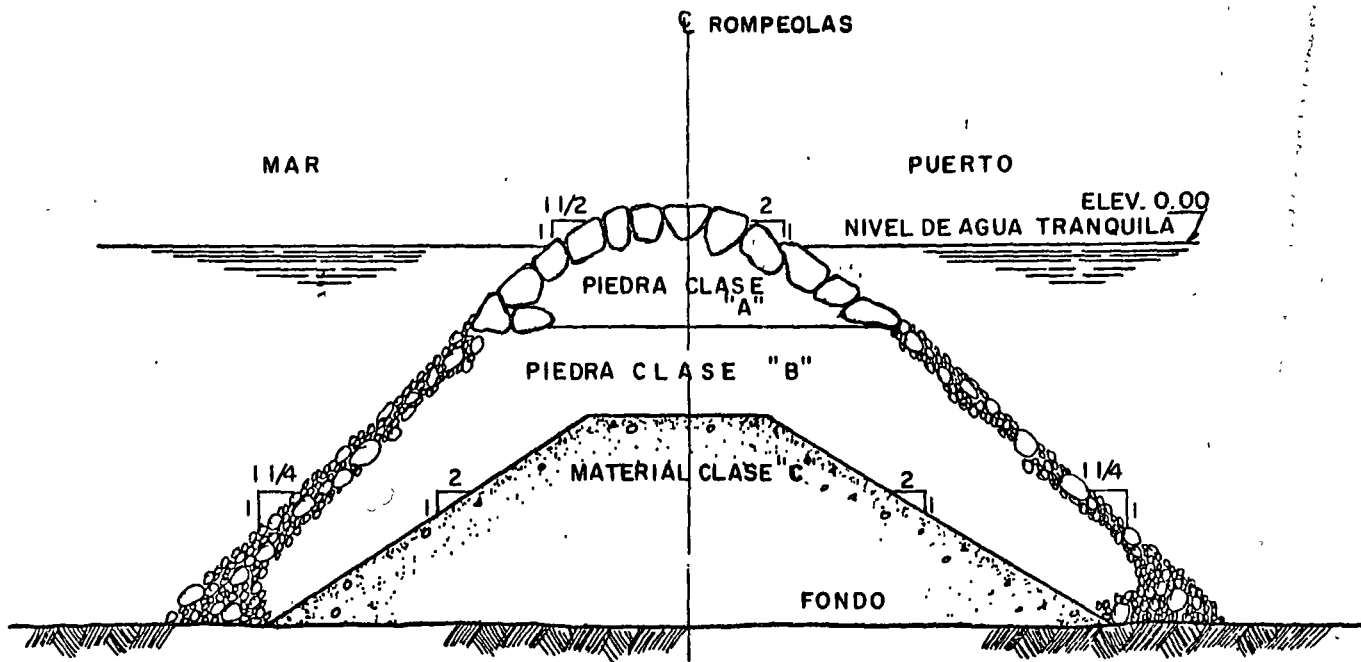
En las figuras 59 y 60 se presentan dos tipos de rompeolas cuyo uso ha sido muy común principalmente en el Continente Americano.



DIMENSIONES EN FT.

ALTURA DE OLA H	PENDIENTE		R		O		C		A
	X	Y	CLASE "A"	t ₁	CLASE "B"	t ₂	CLASE "C"	CLASE "D"	
			TAMAÑO-TON.		TAMAÑO-TON.		TAMAÑO-TON.	TAMAÑO-TON.	
1 - 5	1 1/2	1	2	3	2	3	2	2	
6 - 10	2	1	4	4	4	4	2-4	2	
11 - 15	2 1/2	1	7	5	5	4	2-6	2-4	
16 - 20	3	1	16	6	10	5	2-8	2-6	
21 - 25	3 1/2	1	23	7	15	6	2-10	2-6	

Fig. 59



PIEDRA CLASE "A" .- SE SELECCIONA DE LA CANTERA CON PIEZAS NO MENORES DE 1 TON. Y AL MENOS EL 95% EN PESO DE 10 TON. ó MAS CADA UNA

PIEDRA CLASE "B" .- DE CANTERA CON NO MAS DEL 25% EN PESO DE PIEZAS MENORES DE 20 lb. Y NO MENOS DEL 40% DE PIEZAS DE 1 TON. O MAS.

MATERIAL CLASE "C" .- ES UN RESIDUO DE CANTERA O MATERIAL DE DRAGADO .

Fig. 60

LINEAS DE CONDUCCION BAJO EL AGUA

La construcción de plataformas marítimas y de amarraderos en el mar, trae como consecuencia la necesidad de tender tuberías de conducción submarinas de comunicación a tierra.

El cruzamiento de ríos y lagos por líneas de conducción terrestres, trae como consecuencia el tendido de tuberías subfluviales y sublacustres.

Los procedimientos de construcción o tendido son similares en - - ambos casos, dependiendo principalmente del tipo y diámetro de la línea de conducción y de la profundidad de tendido. A continuación mencionaremos algunos de los procedimientos que se han seguido en México:

El procedimiento posiblemente más económico, es colocando flotadores en tal forma que la tubería pueda arrastrarse flotando cerca de la superficie del agua. Dicho procedimiento es más bien aplicable a casos de aguas tranquilas y poco profundas como lo son los cruzamientos de - - ríos. Para grandes diámetros de tubería y aguas profundas es prácticamente imposible seguir este camino.

En ocasiones la tubería se arrastra por el fondo del mar evitando - en gran parte los efectos de oleaje y corrientes (Fig.61), pero teniéndose el peligro de que las condiciones del terreno impidan en un momento dado el arrastre o produzcan graves daños. En el caso de líneas de corta longitud tendidas cerca de la playa se puede lograr buen éxito no obstante - que el diámetro sea grande y las condiciones del tiempo severas, si se - tiene mucho cuidado en emparejar el terreno de la rampa de lanzamiento y en controlar la intensidad del jalón sobre la tubería arrastrada tan solo una distancia igual a su corta longitud.

En otros casos las lingadas previamente construidas se colocan en el fondo, levantándose posteriormente los extremos para soldarse (Fig.62), pero existe el peligro de que al utilizar este procedimiento al tender tuberías de gran diámetro en aguas profundas, se induzcan curvaturas tales que produzcan el pandeo o estrangulamiento en algunas secciones.

Quizás el procedimiento más efectivo para tender tuberías sobre todo si el diámetro es grande (de 12" en adelante), y se tiene aguas muy profundas (de 30m. en adelante), es mediante un chalán de tendido con una rampa de deslizamiento (stinger) que se va desplazando haciendo uso de los winches y las anclas, con lo cual se puede tener un buen control de curvaturas (Fig.63). Un lanchón especial va suministrando la tubería, que se transporta al chalán de tendido mediante una grúa montada sobre el mismo; y a medida que se va lanzando se lleva a cabo la operación de soldar. En la mayoría de los casos mediante un dispositivo especial se aplica en el chalán tensión a la tubería para disminuir las curvaturas en ésta. La embarcación se debe fijar mediante varias anclas tal y como se indica en la Fig.64.

Los recubrimientos que lleva la tubería son para tres propósitos: 1) protección exterior; 2) protección interior, y 3) lastre. El recubrimiento exterior se usa junto con el sistema de protección catódica para prever corrosión y es en general un material asfáltico igual que el usado para líneas en tierra. El recubrimiento interior se usa generalmente cuando el producto a ser transportado es corrosivo o bien para reducir la rugosidad del tubo. El lastre generalmente consiste de un recubrimiento de concreto para darle a la línea el peso requerido, en tal forma de vencer la flotación más fuerzas de arrastre horizontal y vertical debidas a

corrientes y a la acción de tormentas, y suficientemente ligera para evitar que se hunda en el terreno del fondo. Es bastante frecuente proporcionar el recubrimiento para darle a la línea una densidad relativa neta de 1.3.

Experimentalmente se ha comprobado que los efectos del oleaje se transmiten hasta una profundidad de aproximadamente la mitad de la longitud de la ola. Puesto que la longitud de las olas de huracán alcanzan hasta 300 m., el efecto del oleaje puede actuar en profundidades hasta de 150 m.

Las líneas bajo el agua pueden protegerse contra corrientes y oleaje ya sea enterrándolas en el fondo con un recubrimiento mínimo de terreno de 3 ft., o mediante anclas fijas en el terreno.

Como primer paso para un proyecto de este tipo se deberá hacer un levantamiento topohidrográfico de la zona en que se piensa llevar a cabo el lanzamiento, eligiéndose una localización en tal forma que el terreno del fondo sea lo más regular posible, y de inmediato se obtendrán muestras del terreno en la localización elegida. En cuanto a las mareas, corrientes y oleajes, se podrán obtener mediante mediciones directas en el lugar, datos estadísticos y modelos matemáticos o de laboratorio.

Los esfuerzos debidos a flexión durante la construcción son el factor más importante para diseñar una línea de conducción que funcione bajo el agua.

Tres tipos de fallas pueden presentarse en la línea durante la construcción:

- 1) Pandeo o debilitamiento del tubo
- 2) Desprendimiento del recubrimiento de concreto debido a flexión

3) Agrietamiento excesivo del recubrimiento de concreto.

En todos los casos la tercera condición se presenta primero, por lo que puede decirse que si se evita un agrietamiento excesivo del recubrimiento de concreto los otros dos tipos de fallas quedan eliminadas, además es importante para la estabilidad de la línea ya colocada que el contrapeso de concreto permanezca intacto para que el tubo conserve su alineamiento y profundidad de diseño.

Adoptando la convención:

M - Momento flexionante en la sección Kg-cm

∇ - Esfuerzo en la fibra más alejada, Kg/cm²

R - Radio de curvatura, cm.

E - Módulo de elasticidad, Kg/cm²

r - Distancia del eje neutro a la fibra más alejado, cm.

I - Momento de inercia de la sección transversal, cm⁴

entonces,

$$\nabla = \frac{M}{I} r \quad \therefore \quad M = \frac{\nabla I}{r}$$

$$\frac{1}{R} = \frac{M}{EI} = \frac{\nabla}{Er}$$

$$\nabla = \frac{Er}{R} < \nabla \text{ perm.} \quad (19)$$

Es conveniente en cada caso revisar que los esfuerzos no alcancen valores capaces de producir una falla de inestabilidad elástica o estrangulamiento del tubo debido a excesiva curvatura que produzca un esfuerzo mayor que el crítico:

$$\nabla_{cr} = 1.3 \frac{E n}{r \sqrt{3(1-\mu^2)}} \quad (20)$$

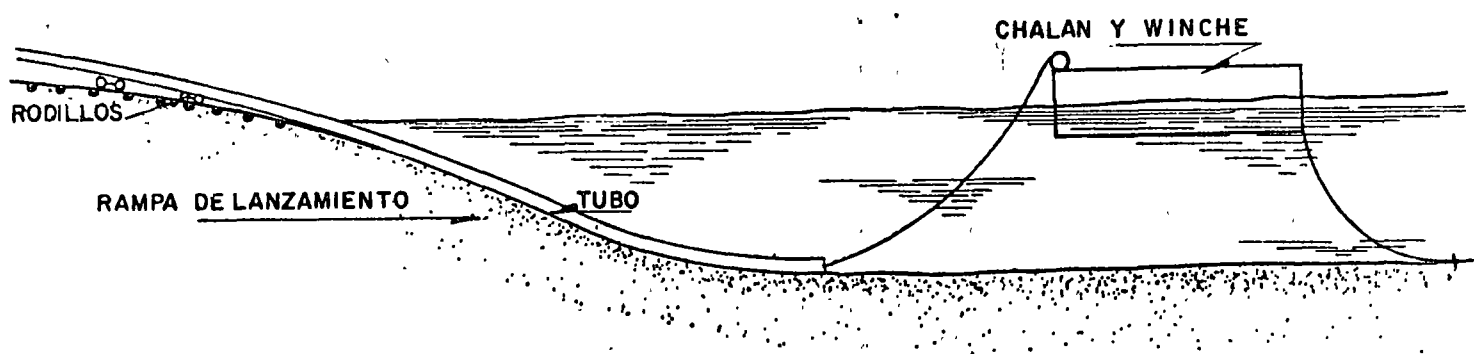


Fig. 61

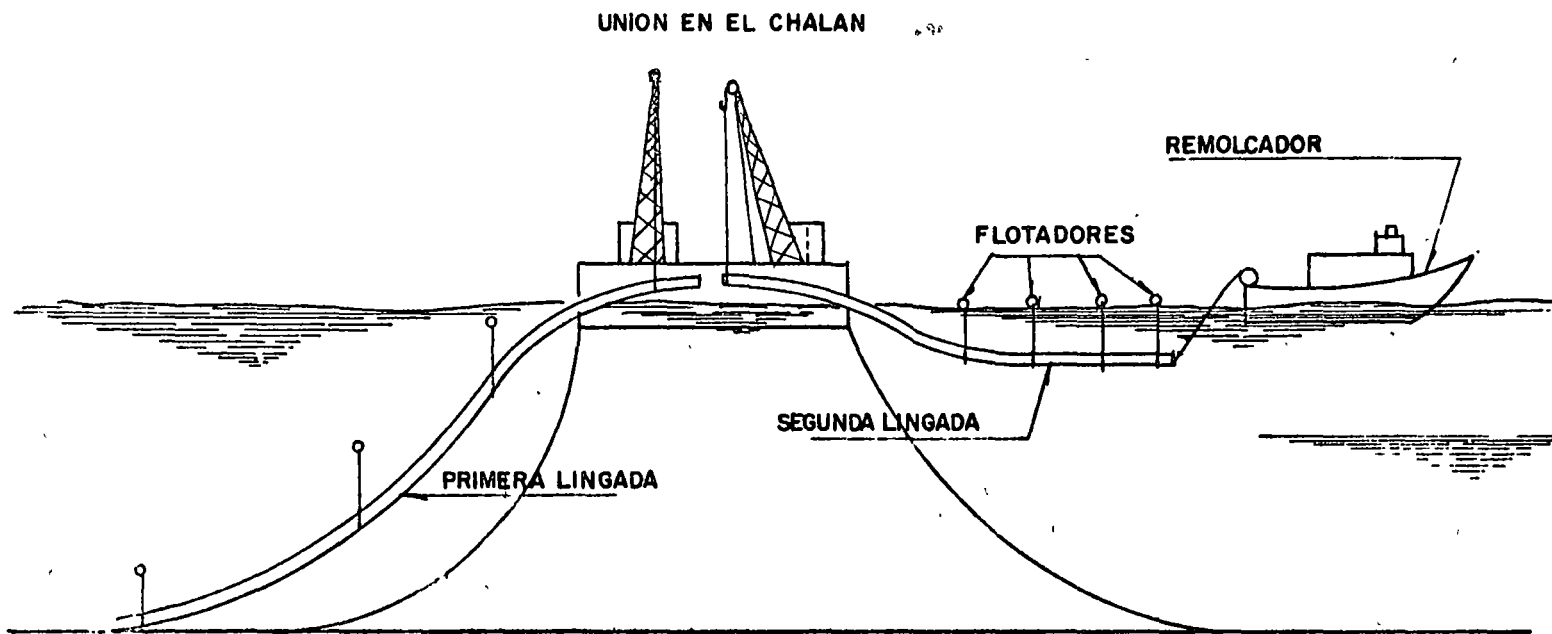


Fig. 62

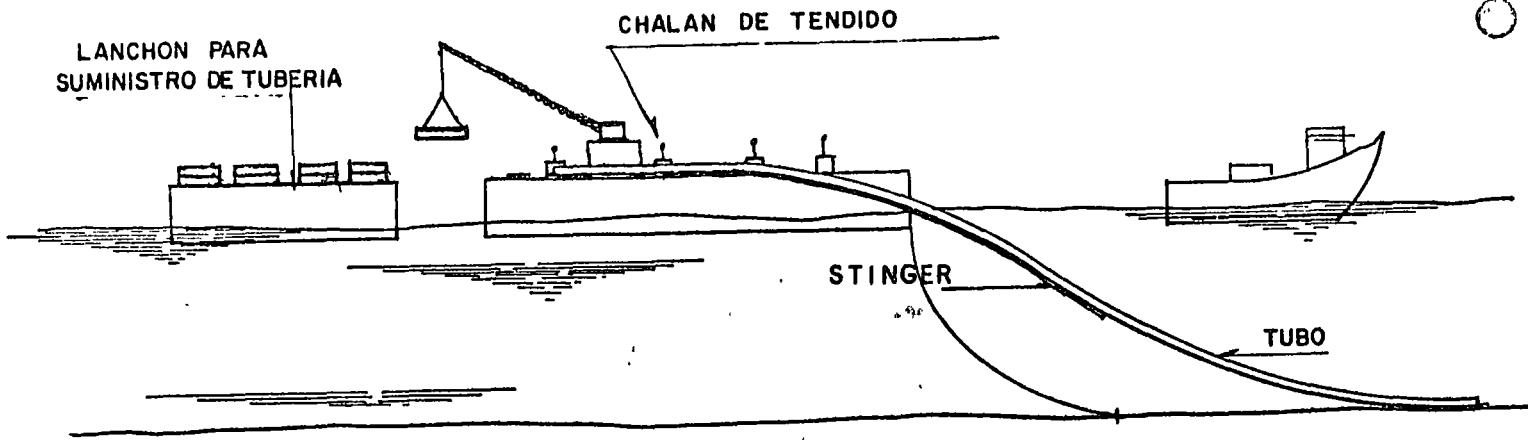


Fig. 63

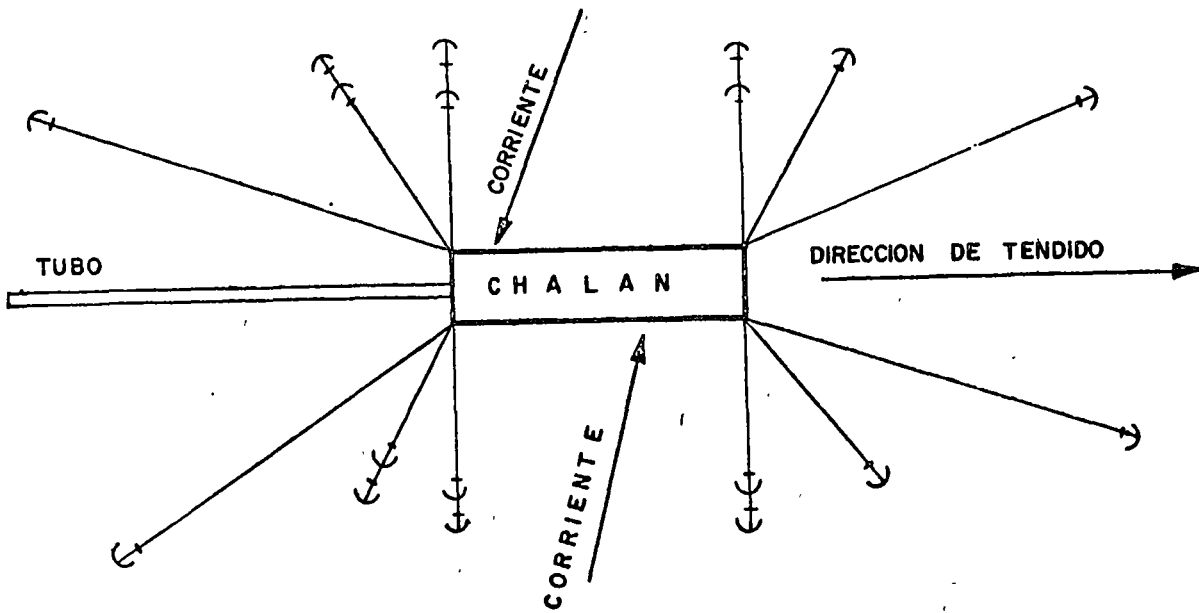


Fig. 64

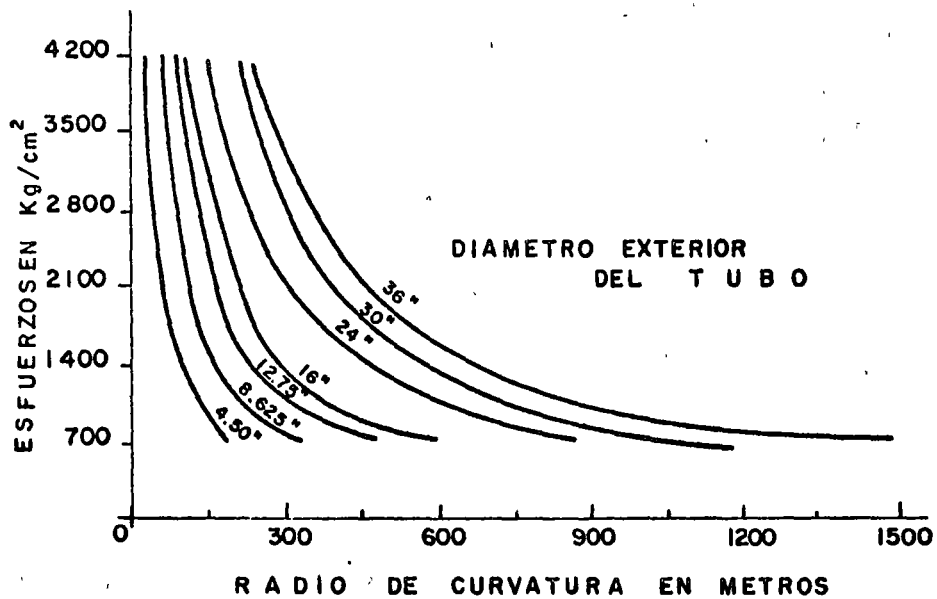


Fig. 65

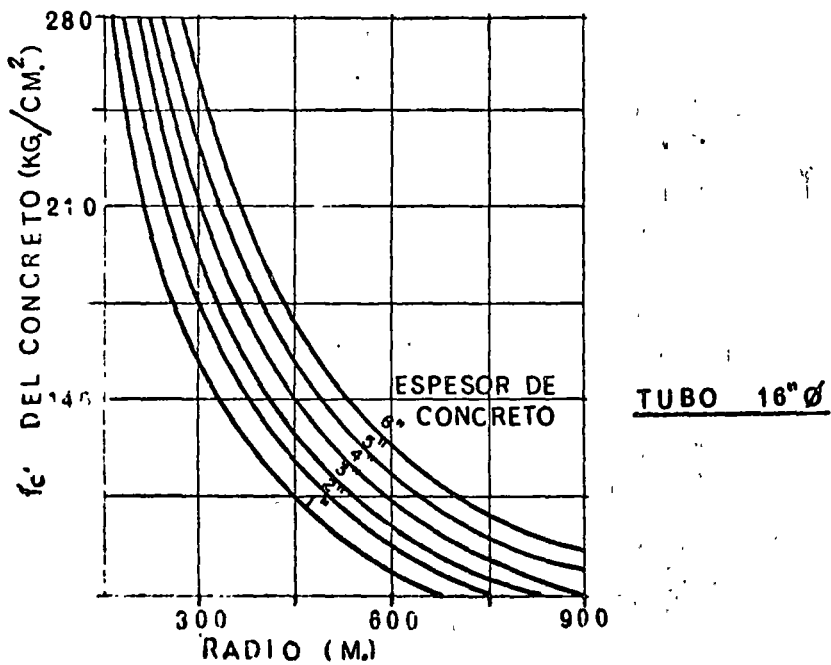


Fig. 66

h = espesor de la pared del tubo, cm

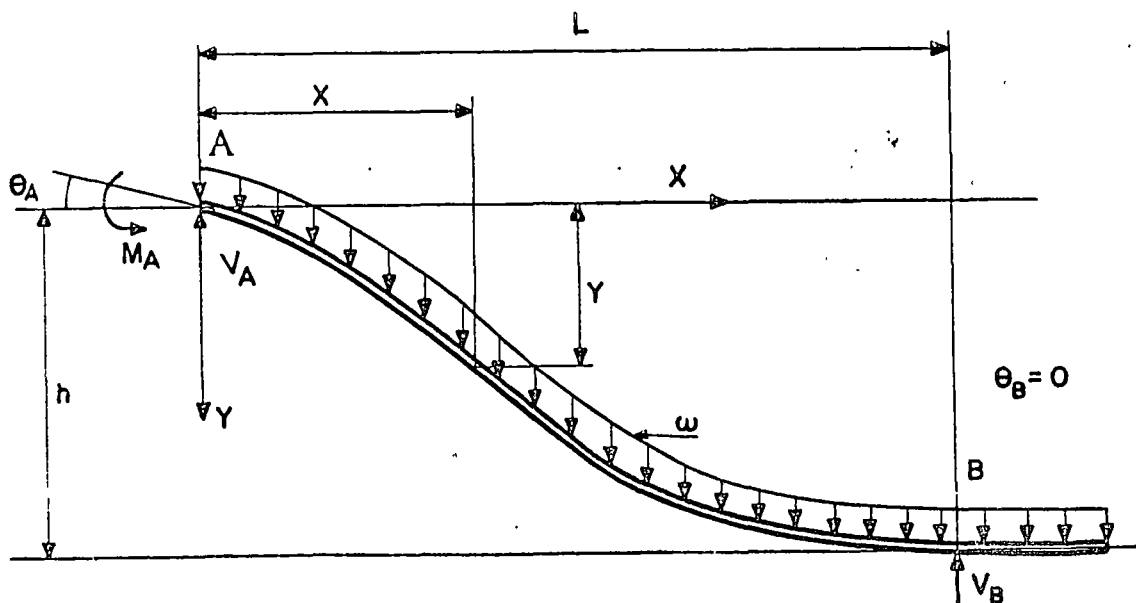
μ = módulo de Poisson

obtenido de desarrollos teóricos afectando el resultado por el factor 1.3 con base a experiencias sujetando tramos de tubo a cargas axiales y -- excentricas.

En la figura 65 se presentan para diferentes diámetros de tubo esfuerzos flexionantes en función de radios de curvatura.

Aunque el concreto fluye plásticamente bajo esfuerzos de compresión y prácticamente no tiene resistencia a la flexión, se puede utilizar la misma expresión (19) para obtener esfuerzos en el concreto en --- función del radio de curvatura; en la figura 66 se presentan gráficas al - respecto para un tubo de 16" \varnothing con espesores de recubrimiento de con- creto de 1" a 6".

Durante el tendido de la tubería es muy común que ésta se defor-- me adoptando una doble curvatura bajo las condiciones indicadas en la - figura 67.



Conviniendo que:

- ω - Peso unitario de la línea en Kg/cm.
- h - Profundidad del agua en cm.
- L - Longitud no apoyada en cm.
- θ_A y θ_B - Pendientes en A y B
- M - Momento flexionante en la sección en Kg-cm.
- R_A - Radio de curvatura en A en cm.
- r - Distancia del eje neutro a la fibra más alejada en cm.
- I - Momento de inercia de la sección transversal en cm⁴
- R_A y R_B - Reacciones en A y B en Kg.
- X - Distancia desde el apoyo izquierdo en cm.
- Y - Flecha en cm.

Se puede llevar a cabo un análisis aproximado del problema en la siguiente forma.

$$M = M_A + V_A X - \frac{\omega X^2}{2} \qquad M_A = -\frac{EI}{R_A}$$

$$M = -\frac{EI}{R_A} + V_A X - \frac{\omega X^2}{2} \quad \text{Si } X=L, \quad M=0 \quad (21)$$

$$0 = -\frac{EI}{R_A} + V_A L - \frac{\omega L^2}{2}$$

$$V_A = \frac{EI}{R_A L} + \frac{\omega L}{2} \quad (22)$$

Substituyendo en (21)

$$M = -\frac{EI}{R_A} + \left(\frac{EI}{R_A L} + \frac{\omega L}{2} \right) X - \frac{\omega X^2}{2}$$

$$M = \frac{EI}{R_A} \left(\frac{X}{L} - 1 \right) + \frac{\omega X}{2} (L - X) \quad (23)$$

Puesto que

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{M}{EI} = -\frac{1}{R_A} \left(\frac{X}{L} - 1 \right) - \frac{\omega X}{2EI} (L - X) \quad (24)$$

Integrando respecto a x

$$\theta = \frac{dy}{dx} = -\frac{1}{R_A} \left(\frac{X^2}{2L} - X \right) - \frac{\omega X^2}{12EI} (3L - 2X) + C_1$$

$$\text{Si } X=0, \quad \theta = \theta_A \quad C_1 = \theta_A$$

$$\theta = -\frac{1}{R_A} \left(\frac{X^2}{2L} - X \right) - \frac{\omega X^2}{12EI} (3L - 2X) + \theta_A \quad (25)$$

$$\text{Si } X=L, \quad \theta = 0$$

$$0 = -\frac{1}{R_A} \left(\frac{L}{2} - L \right) - \frac{\omega L^2}{12EI} (3L - 2L) + \theta_A$$

$$0 = \frac{L}{2R_A} - \frac{\omega L^3}{12EI} + \theta_A$$

$$\theta_A = -\frac{L}{2R_A} + \frac{\omega L^3}{12EI} \quad (26)$$

Integrando nuevamente respecto a x

$$y = -\frac{1}{R_A} \left(\frac{X^3}{6L} - \frac{X^2}{2} \right) - \frac{\omega X^3}{24EI} (2L - X) + \theta_A X + C_2$$

$$\text{Si } X=0, \quad y=0 \quad \therefore \quad C_2 = 0$$

$$y = -\frac{1}{R_A} \left(\frac{X^3}{6L} - \frac{X^2}{2} \right) - \frac{\omega X^3}{24EI} (2L - X) + \theta_A X \quad (27)$$

$$\text{Si } X=L, \quad y=h$$

$$h = -\frac{1}{R_A} \left(\frac{L^2}{6} - \frac{L^2}{2} \right) - \frac{\omega L^3}{24EI} (2L - L) + \theta_A L$$

$$h = \frac{L^2}{3R_A} - \frac{\omega L^4}{24EI} + \theta_A L$$

Sustituyendo el valor de (26)

$$h = \frac{L^2}{3R_A} - \frac{\omega L^4}{24EI} - \frac{L^2}{2R_A} + \frac{\omega L^4}{12EI}$$

$$h = -\frac{L^2}{6R_A} + \frac{\omega L^4}{24EI}$$

$$24EI R_A h = -4EIL^2 + \omega R_A L^4$$

$$L^4 - \frac{4EI}{\omega R_A} L^2 - \frac{24Eih}{\omega} = 0 \quad (28)$$

Resolviendo la ecuación (28) se puede encontrar el valor de L en función de las características de la tubería, la curvatura en el chalán, la carga unitaria y la profundidad del agua, valor que sustituido en (23) nos dará el momento flexionante en cualquier sección y en (22) la reacción del chalán.

Derivando respecto a "x" e igualando a cero

$$\frac{dM}{dx} = \frac{EI}{R_A L} + \frac{\omega L}{2} - \omega x = 0$$

$$x = \frac{L}{2} + \frac{EI}{R_A L \omega}$$

que nos dá el punto en el cual se presenta el momento máximo, el cual se puede obtener sustituyendo en (23)

Si $M \neq 0$ tendremos el punto de inflexión resolviendo la ecuación.

$$\frac{\omega}{2} x^2 - \left(\frac{EI}{R_A L} + \frac{\omega L}{2} \right) x + \frac{EI}{R_A} = 0$$

Como un caso particular tenemos la condición de una sola curvatura de la figura 68, la cual se presenta como etapa intermedia antes de llegar a la anterior, pero que también conviene analizar por las fuertes curvaturas que también se presentan. Para dicho caso la curvatura en el extremo A es nula y por lo tanto:

$$V_A = \frac{\omega L}{2} = V_B$$

$$M = \frac{\omega L}{2} x - \frac{\omega x^2}{2}$$

$$M_{MAX} = \frac{\omega L^2}{8}$$

$$L^4 - \frac{24EIh}{\omega} = 0$$

$$L = \sqrt[4]{\frac{24EIh}{\omega}}$$

En ocasiones mediante un dispositivo especial se le aplica una tensión a la tubería, del orden de 5 a 20 toneladas, con el objeto de disminuir curvaturas, en cuyo caso las condiciones son las presentadas en la figura 69.

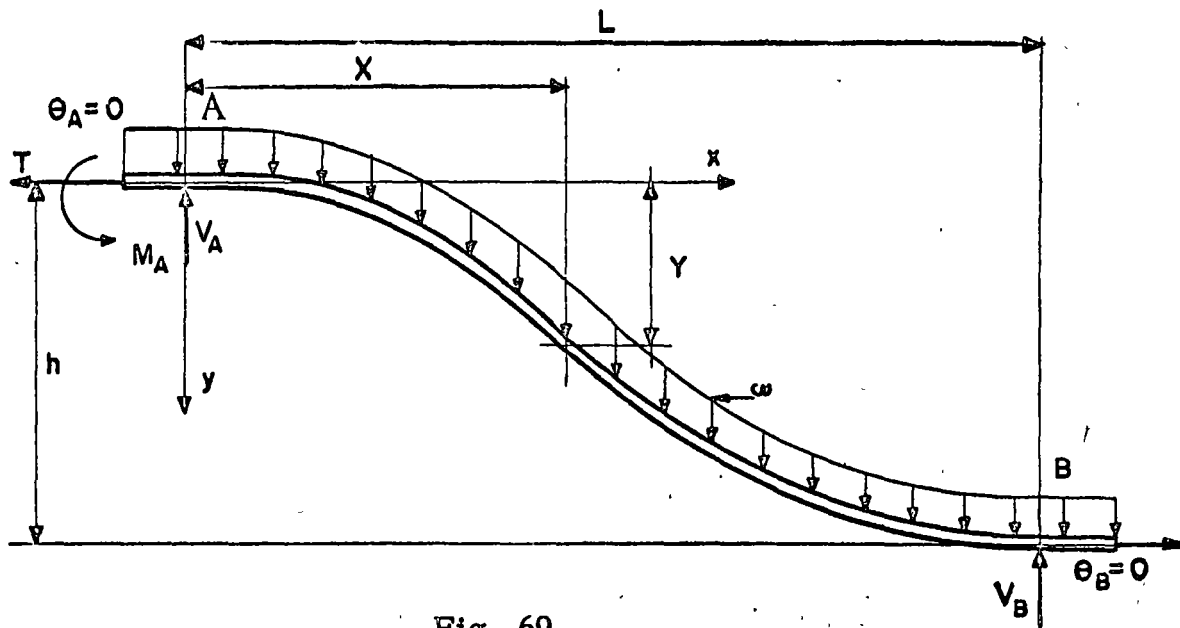


Fig. 69

$$M = -\frac{EI}{R_A} + V_A X - \frac{\omega X^2}{2} - T Y$$

$$\text{SI } X=L, \quad Y=h, \quad M=0$$

$$0 = -\frac{EI}{R_A} + V_A L - \frac{\omega L^2}{2} - T h$$

$$V_A = \frac{EI}{R_A L} + \frac{\omega L}{2} + T \frac{h}{L} \quad (29)$$

$$M = -\frac{EI}{R_A} + \left(\frac{EI}{R_A L} + \frac{\omega L}{2} + T \frac{h}{L} \right) X - \frac{\omega X^2}{2} - T Y \quad (30)$$

Puesto que

$$\frac{d^2 Y}{d X^2} = -\frac{M}{EI} = \frac{1}{R_A} - \left(\frac{1}{R_A L} + \frac{\omega L}{2EI} + \frac{T h}{EIL} \right) X + \frac{\omega}{2EI} X^2 + T Y$$

$$\frac{d^2 Y}{d X^2} - \frac{T}{EI} = \frac{\omega}{2EI} X^2 - \left(\frac{1}{R_A L} + \frac{\omega L}{2EI} + \frac{T h}{EIL} \right) X + \frac{1}{R_A}$$

Ecuación diferencial cuya solución es :

$$Y = C_1 e^{\sqrt{\frac{T}{EI}} X} + C_2 e^{-\sqrt{\frac{T}{EI}} X} - \frac{\omega}{2T} X^2 + \left(\frac{EI}{R_A L T} + \frac{\omega L}{2T} + \frac{h}{L} \right) X - \frac{EI}{R_A T} - \frac{\omega EI}{T^2} \quad (31)$$

$$\text{Si } X = 0, \quad Y = 0$$

$$C_1 + C_2 = \frac{EI}{R_A T} + \frac{\omega EI}{T^2} \quad (32)$$

$$\frac{dY}{dX} = \sqrt{\frac{T}{EI}} C_1 e^{\sqrt{\frac{T}{EI}} X} - \sqrt{\frac{T}{EI}} C_2 e^{-\sqrt{\frac{T}{EI}} X} - \frac{\omega}{T} X + \frac{EI}{R_A L T} + \frac{\omega L}{2T} + \frac{h}{L}$$

$$\text{Si } X = 0, \quad \frac{dY}{dX} = 0$$

$$C_2 - C_1 = \left(\frac{EI}{R_A L T} + \frac{\omega L}{2T} + \frac{h}{L} \right) \sqrt{\frac{EI}{T}} \quad (33)$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones (32) y (33)

$$C_1 = \frac{EI}{2R_A T} + \frac{\omega EI}{2T^2} - \frac{(EI)^{3/2}}{2R_A L T^{3/2}} - \frac{\omega L (EI)^{1/2}}{4T^{3/2}} - \frac{h(EI)^{1/2}}{2LT^{1/2}}$$

$$C_2 = \frac{EI}{2R_A T} + \frac{\omega EI}{2T^2} + \frac{(EI)^{3/2}}{2R_A L T^{3/2}} + \frac{\omega L (EI)^{1/2}}{4T^{3/2}} + \frac{h(EI)^{1/2}}{2LT^{1/2}}$$

Tomando en cuenta estos valores y los desarrollados en serie

$$e^{\sqrt{\frac{T}{EI}} X} = 1 + \sqrt{\frac{T}{EI}} X + \frac{T}{2EI} X^2 + \frac{T^{3/2}}{6(EI)^{3/2}} X^3 + \frac{T^2}{24(EI)^2} X^4$$

$$e^{-\sqrt{\frac{T}{EI}} X} = 1 - \sqrt{\frac{T}{EI}} X + \frac{T}{2EI} X^2 - \frac{T^{3/2}}{6(EI)^{3/2}} X^3 + \frac{T^2}{24(EI)^2} X^4$$

Se puede obtener sustituyendo en (31)

$$Y = \left(\frac{T}{24EI R_A} + \frac{\omega}{24EI} \right) X^4 - \left(\frac{1}{6R_A L} - \frac{\omega L}{12EI} - \frac{hT}{6EIL} \right) X^3 + \frac{1}{2R_A} X^2 \quad (34)$$

Puesto que si $X=L$, $Y=0$

$$\left(\frac{T}{24EI R_A} - \frac{\omega}{24EI} \right) L^4 - \left(\frac{1}{3R_A} - \frac{hT}{6EI} \right) L^2 - h = 0 \quad (35)$$

Derivando (34) respecto a X y tomando en cuenta que si - -

$$X = L, \frac{dy}{dx} = 0$$

$$\frac{1}{R_A} = \frac{\omega L^2 + 6 h T^2}{2 T^2 L^2 + 6 E I T} \quad (36)$$

Resolviendo la ecuación (35) se puede encontrar el valor de la L en función de las características de la tubería, la curvatura en el chalán, la carga unitaria, la profundidad del agua y la tensión en el chalán, valor que sustituido en (30) nos dará el momento flexionante en cualquier sección, sustituyendo en (29) nos dará la reacción del chalán y en (34) la curva del eje deformado de la tubería. Es posible también obtener el momento máximo y el punto de inflexión procediendo en la misma forma del caso anterior.

Durante el planteamiento del problema hemos hecho varias simplificaciones que conviene mencionar: En primer lugar integramos a lo largo de la curva del eje del tubo deformado; por otro lado, estamos considerando el problema plano despreciando la torsión producida principalmente por los movimientos del chalán durante el tendido. Prácticamente se ha comprobado que, la aproximación de los resultados obtenidos bajo dichas consideraciones, es suficiente para la determinación del equipo necesario para llevar a cabo las maniobras durante el tendido.

Aplicando un procedimiento de diferencias finitas es posible hacer un análisis más aproximado del problema, tomando en cuenta los efectos torsionantes y la carga que en realidad actúa a lo largo del eje deformado.

En todos los casos resulta de gran ayuda la aplicación del cálculo electrónico puesto que; se puede elaborar un programa que nos dé con bastante rapidez diagramas de momento flexionante y deformación para diferentes condiciones de la línea.

Modelos de laboratorio o mediciones directas en el lugar utilizando medidores de deformación, podrán confirmar la aproximación de los resultados obtenidos aplicando las fórmulas antes presentadas, que con base a las observaciones que se hagan podrán ser afinadas en el futuro.

PLATAFORMAS MARITIMAS

La perforación de pozos petroleros en varios países, incluyendo a México, tiende a seguirse en el mar, por lo que en los últimos años se ha iniciado la construcción de plataformas para dicho propósito.

En la actualidad se construyen plataformas marítimas localizadas en lugares de gran profundidad del fondo marino con un procedimiento - muy práctico y bastante estudiado. El equipo utilizado consiste de chalanes, remolcadores y una grúa de gran capacidad. En general se usan cuatro chalanes transportando la subestructura prefabricada, la superestructura también prefabricada, los pilotes y la grúa que son movidos por los remolcadores que a su vez se utilizan durante las maniobras de construcción. Las etapas constructivas son esencialmente las siguientes:

- a) Colocación de la subestructura consistente de guías para los pilotes y piezas de contraventeo.
- b) Hincado de los pilotes.
- c) Colocación de la superestructura.
- d) Colocación del equipo que servirá para operar la plataforma.

Como puede observarse en la figura 69 la estructura es a base de secciones tubulares bastante robustas soldadas en forma continua utilizando mano de obra de primera calidad.

Varios tipos de plataformas fijas como la antes presentada se han construido con muy buenos resultados, y se ha experimentado con otros tipos tales como las flotantes y las oscilantes que absorben la energía del oleaje mediante cambios de energía potencial y disipación por fricción, pero su efectividad no ha sido aún confirmada.

EQUIPO DE PERFORACION

SUPERESTRUCTURA

SUBESTRUCTURA

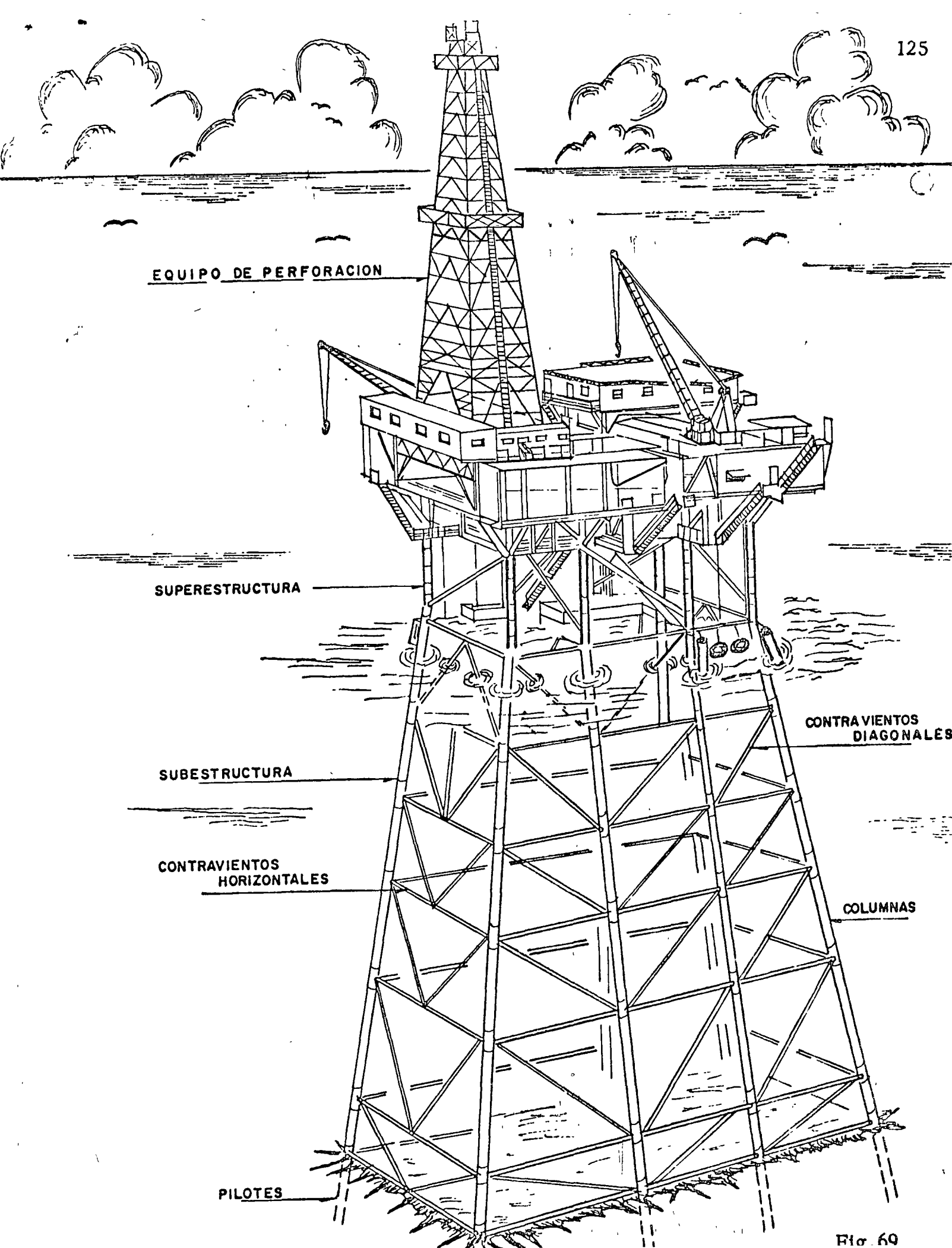
CONTRAVIENTOS HORIZONTALES

CONTRAVIENTOS DIAGONALES

COLUMNAS

PILOTES

Fig. 60



El oleaje es determinante en el diseño de las plataformas, por lo cual es necesario poder definir sus características para poder asegurar que la estructura diseñada podrá resistir las condiciones más severas - aún en el caso de tormentas y huracanes. Para ésto se puede proceder a llevar a cabo análisis de registros de oleaje, lo cual es adecuado siempre y cuando los datos con que se cuente sean los obtenidos en un período largo de tiempo y en el sitio preciso donde se instalará la plataforma. - - También se puede hacer una predicción del oleaje ya sea utilizando datos metereológicos de cartas de tiempo o suponiendo un modelo. Con cualquiera de los métodos descritos se tratará de definir la máxima altura de la ola que se utilizará en el proyecto con una probabilidad de ocurrencia entre 10 y 15 años.

Para definir la altura de la estructura se tomarán en cuenta además del oleaje, la marea astronómica, marea de tormenta y un bordo libre, - generalmente de 1.00 m., con el fin de prever un cierto margen de seguridad a la estructura.

Con base a los desarrollos de Morison, O'Brien y Shaaf para obtener las fuerzas que se ejercen sobre los miembros de una plataforma de perforación, presentaremos algunas fórmulas aplicables en un análisis de este tipo.

Se parte de la expresión de la Hidrodinámica que nos dá la fuerza que un fluido ejerce sobre un cuerpo sumergido en su seno:

$$F = C_M \rho V \frac{\partial u}{\partial t} + 1/2 C_D \rho A |u| u \quad (37)$$

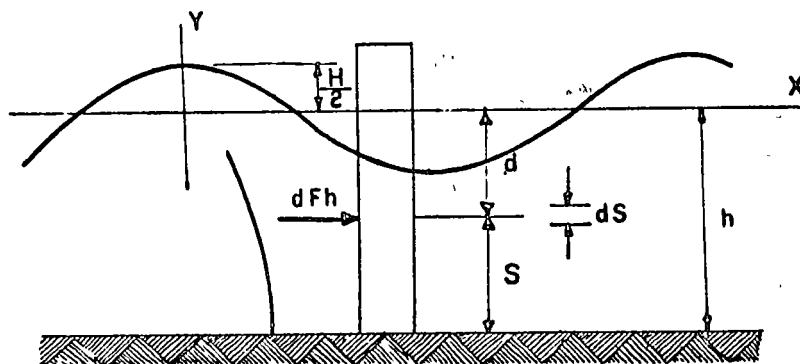
el primer término correspondiendo a la fuerza de inercia del fluido de -- masa ρV y aceleración $\frac{\partial u}{\partial t}$ actuando sobre el cuerpo de volúmen V ; y el segundo término a la fuerza de arrastre que el fluido con velocidad u ,

ejerce en el área expuesta A del cuerpo, al transformarse la carga de velocidad en carga de presión. Los coeficientes C_M y C_D corresponden a los efectos de la fricción entre el fluido y el cuerpo.

Para el cálculo de la velocidad u y la aceleración $\frac{\partial u}{\partial t}$, en las expresiones que presentamos a continuación se aplica la teoría lineal de oleaje.

También puede tomarse en cuenta el efecto de las corrientes aplicando la expresión (37) en la forma que se explicó al referirnos a la --- expresión (9).

Distribución de fuerzas horizontales en las columnas.-



$$dF_h = \left(C_M \rho \frac{\pi D^2}{4} \frac{\partial u}{\partial t} + 1/2 C_D \rho D |u| u \right) dS$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{2\pi^2 H}{T^2} \frac{\cosh [2\pi(Y+d)/L]}{\sinh 2\pi h/L} \sin \theta$$

$$u = \frac{\pi H}{T} \frac{\cosh [2\pi(Y+d)L]}{\sinh 2\pi h/L} \cos \theta$$

$$Y = \frac{H}{2} \cos \theta$$

$$\theta = 2\pi \left(\frac{X}{L} - \frac{t}{T} \right) = \text{ángulo de fase}$$

$$\theta \approx 30^\circ \text{ para la condición más desfavorable}$$

en donde:

C_M = coeficiente de masa = 2

C_D = coeficiente de arrastre, de 1.2 a 1.6

ρ = densidad del agua de mar

D = diámetro de la columna

$\frac{\partial u}{\partial t}$ = componente horizontal de la aceleración local del fluido.

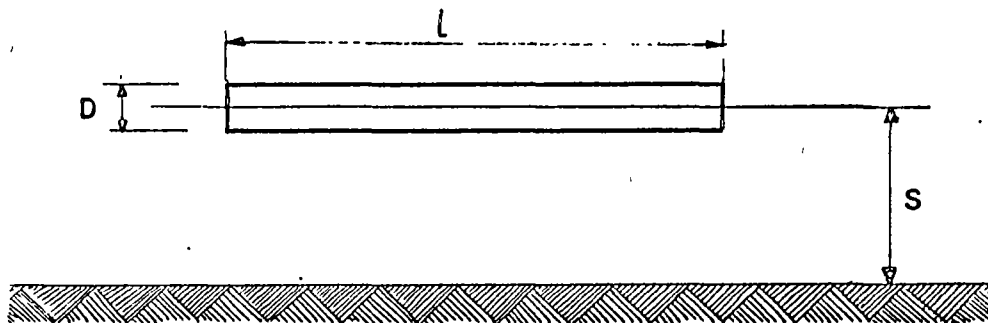
u = componente horizontal de la velocidad de las partículas del agua.

H = altura de la ola

L = longitud del oleaje

T = periodo del oleaje

Fuerza horizontal en los contravientos horizontales



$$F_h = \frac{\rho D L}{2} \left(\frac{\pi}{2} D C_M \frac{\partial u}{\partial t} + C_D |u| u \right)$$

l = Longitud del contraviento

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{2 \pi^2 H}{T^2} \frac{\cosh [2 \pi (Y + d) / L]}{\sinh 2 \pi h / L} \sin \theta$$

$$u = \frac{\pi H}{T} \frac{\cosh [2 \pi (Y + d) / L]}{\sinh 2 \pi h / L} \cos \theta$$

$$\sin \theta = + \frac{C_M D \pi}{2 C_D H} \frac{\sinh 2 \pi h / L}{\cosh 2 \pi s / L}$$

para la condición más desfavorable

Fuerza vertical total en los contravientos horizontales.-

$$F_v = \frac{\rho D l}{2} \left(\frac{\gamma}{2} D C_M \frac{\partial v}{\partial t} + C_D |v|v \right)$$

v = Velocidad vertical

$$\frac{\partial v}{\partial t} = - \frac{2\pi^2 H}{T^2} \frac{\text{sen } 2\pi S/L}{\text{sen } 2\pi h/L} \cos \theta$$

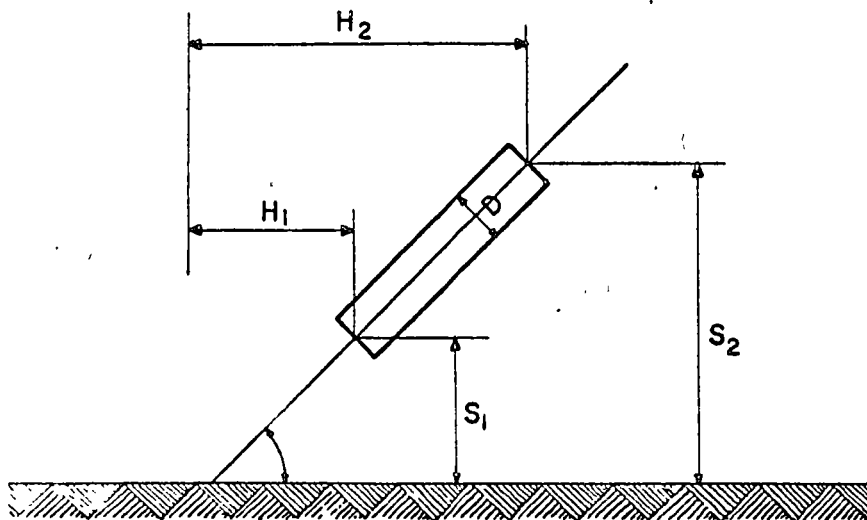
$$v = \frac{\gamma H}{T} \frac{\text{sen } h \ 2\pi S/L}{\text{sen } \pi h/L} \text{sen } \theta$$

$$\cos \theta = - \frac{C_M D \gamma}{2 C_D H} \frac{\text{sen } h \ 2\pi h/L}{\text{sen } h \ 2\pi S/L}$$

para la condición más desfavorable

Contravientos diagonales.-

Tendremos como condición más desfavorable al contraviento en un plano vertical perpendicular a la dirección del oleaje.



$$F_h = \frac{\pi \rho H^2 L}{T^2 \sin \alpha} \left[\frac{\pi D}{4H} C_M K_2 \sin \theta + C_D K_1 |\cos \theta| \cos \theta \right]$$

$$K_1 = \frac{\sinh \frac{4\pi S_2}{L} - \sinh \frac{4\pi S_1}{L} + \frac{4\pi S_2}{L} - \frac{4\pi S_1}{L}}{16 \left(\sinh \frac{2\pi h}{L} \right)^2}$$

$$K_2 = \frac{\sinh \left(\frac{2\pi S_2}{L} \right) - \sinh \left(\frac{2\pi S_1}{L} \right)}{\sinh \left(\frac{2\pi h}{L} \right)}$$

$$\sin \theta = \pm \frac{D C_M K_2}{8 H C_D K_1} \quad \text{para la condición más desfavorable} \quad \text{ó } \cos \theta = 0$$

$$F_v = \pi \rho D \frac{H^2 L}{T^2} \left[-\frac{\pi D C_M}{4 H \sin \alpha} K'_2 \cos \theta + \frac{C_D}{\tan \alpha} K'_1 |\sin \theta| \sin \theta \right]$$

$$K'_1 = \frac{\sinh \left(\frac{4\pi S_2}{L} \right) - \sinh \left(\frac{4\pi S_1}{L} \right) - \frac{4\pi S_2}{L} + \frac{4\pi S_1}{L}}{16 \left(\sinh \frac{2\pi h}{L} \right)^2}$$

$$K'_2 = \frac{\cosh \frac{2\pi S_2}{L} - \cosh \frac{2\pi S_1}{L}}{\sinh \frac{2\pi h}{L}}$$

$$\cos \theta = \pm \frac{\pi D C_M}{8 H C_D \cos \alpha} \frac{K'_2}{K'_1} \quad \text{Para la condición más desfavorable}$$

$$\text{ó } \sin \theta = 0$$

Durante el análisis de una plataforma se tienen que realizar varios tanteos para obtener la condición de carga más desfavorable, no obstante, actualmente es posible disponer de las computadoras electrónicas, y hacer un programa que nos proporcione los esfuerzos en todos los elementos de la estructura tridimensional para diferentes condiciones de carga, y llegar en esta forma a la más desfavorable, que determinará el diseño definitivo.

REFERENCIAS

- (1) DOCK & HARBOUR ENGINEERING -- H. F. Cornick -- Charles Griffin & Co.
- (2) Sheet piling, Cofferdams & Caissons -- Donovan H. Lee.
- (3) EARTH RETAINING STRUCTURES--The Institution of Civil Engineers, England.
- (4) WINDS, WAVES & MARITIME STRUCTURES -- R.R. Minikin
- (5) Design and Construction of Ports and Marine Structures -- Alonzo De F. Quinn.
- (6) BULLETIN OF THE INTERNATIONAL ASSOCIATION OF NAVIGATION CONGRESSES
- (7) MOORING PANEL REPORT -- Investigations and subsequent recommendations on the mooring of tankers and the necessary equipment to effect such mooring.
- (8) P.I.A.N.C. British National Committe Memorandum on "Suitable Mooring and Strenght of Mooring Attachment for Varios Sizes of Ships.
- (9) Subestrucre Analysis and Design -- Paul Andersen.
- (10) Piling for Foundations -- R. R. Minikin
- (11) Explanatory Handbook on the B.S. CODE OF PRACTICE for reinforced concrete.
- (12) Reinforced Concrete Designer's Handbook by Chas. E. Reynolds.
- (13) OBRAS MARITIMAS,OLEAJE Y DIQUES por Ramón Iribarren Cavanilles



T E M A :

ESTUDIOS FISICOS EN LAS OBRAS MARITIMAS.-

ESTUDIOS FISICOS.

1.- OBJETO.- El objeto de los estudios físicos es poder dar datos adecuados, precisos y suficientes con un fin determinado, generalmente para los análisis de planeación, para el proyecto de estructuras, para determinar las características de algún lugar o para el conocimiento de un fenómeno determinado.

2.- IMPORTANCIA.- Se desprende del hecho de que si no se cuentan con datos no es posible realizar alguna actividad, y de que si son insuficientes o poco precisos no es posible llegar a un resultado razonablemente digno de crédito.

El realizar proyectos con datos insuficientes o poco precisos da como resultado el que se tengan grandes probabilidades de fracaso, como ya han sucedido algunos por esta causa, o de que el ingeniero proyectista opte por la saludable medida de dar factores de seguridad elevados, lo que reedituará en el incremento de los costos de las obras.

Como se puede ver, siendo los estudios físicos la base de los proyectos, es necesario hacer una correcta programación y formulación de los mismos para garantizar el que se realice un buen proyecto.

3.- CARACTERISTICAS.- Se considera que las características más importantes de los estudios físicos están determinadas por los siguientes factores:

a).- Las técnicas muy especializadas que es necesario utilizar; lo cual hace necesario contar con:

I.- Personal técnico muy especializado.- El personal téc-

nico debe estar compuesto por personas muy preparadas en su ramo y poseer cierto don de saber observar, medir, seleccionar e interpretar los fenómenos que se estudian. Además, deben conocer en alto grado teorías existentes en su ramo.

II.- Equipo especializado.

b).- La necesidad de trasladarse al sitio elegido para -- realizar los estudios, lo que implica que sea necesario contar con una organización especial, denominada brigada de estudio, que pueda fácilmente adaptarse tanto al medio ambiente en donde trabajará, como al tipo de trabajo y a la forma de administración central.

c).- Factores directos. Por comodidad se llamarán factores directos a aquellos que dependen de la propia naturaleza de los estudios, como son:

I.- Alcance. El alcance de un estudio físico esta limitado principalmente por el alcance de las teorías que se aplicarán al estudio del fenomeno o investigación que se pretende observar, asi como de las limitaciones del equipo y laboratorios que se utilizen.

El alcance de un estudio debe ser congruente con el objetivo buscado, esto es que debe depender de la importancia del proyecto o investigación.

Es conveniente que las personas encargadas de fijar el alcance adecuado para un estudio deban tener conocimientos suficientes del fenomeno por estudiar, principalmente en los aspectos siguientes:

Técnicas de investigación.

Técnicas de laboratorio.

Posibilidades de las teorías aplicables.

II.- EXTENSION. La extensión de las investigaciones debe estar de acuerdo con la importancia del proyecto y con la etapa de investigación. Dependerá en gran parte del tipo de estudio que se realice y en el caso de proyectos de obras, de las características geométricas del mismo.

Se acostumbra definir en primer termino un número necesario de información, tal, que pueda garantizar la elaboración de un proyecto razonablemente seguro. Posteriormente, se realiza un análisis de riesgos y tiempos de ejecución contra costos, a partir del cual se determina la amplitud conveniente del estudio.

III.- Tiempo de realización.- En general los estudios físicos requieren un tiempo bastante considerable para su ejecución, lo que trae como consecuencia el que sea necesario planearlos con la suficiente antelación. Muchas veces esto no es posible por las necesidades urgentes de obras de infraestructura que imperan en el país, dado lo cual se hace necesario concluir los estudios de tal manera que cuando menos se obtengan los datos mínimos necesarios en el tiempo disponible.

IV.- Costos.- Es necesario que los costos estén razonablemente acordes con la importancia de los resultados que se obtengan.

En las obras portuarias fluctúan alrededor del 6% del costo total del proyecto. Se ha observado que el no realizarlos no significa necesariamente un ahorro, sino que en realidad solo significa elevar considerablemente los costos de construcción de las obras y un mayor tiempo en su ejecución.

d) Factores indirectos. - Se considerarán a aquellos que no dependen de las características propias de los estudios. Se pueden dividir en: Físicos, Administrativos, Humanos y Políticos. Se discutirán más adelante.

4.- TIPOS Y CLASIFICACION. - Generalmente, los estudios físicos para las obras portuarias comprenden dos clases de investigaciones, que le dan el aspecto de un estudio efectuado en dos etapas. Las características y extensión de estas investigaciones son diferentes entre sí, pero cubren los mismos temas. Los estudios son los siguientes:

I.- Estudios físicos para investigación preliminar.

En esta etapa se adquieren los datos principales sin entrar en detalle. La rapidez es más valiosa que la exactitud en esta investigación. Su objetivo es recopilar los datos necesarios para garantizar la posibilidad de construcción de las obras, para trazar el anteproyecto y para conocer los costos aproximados.

II.- Estudios físicos para investigación detallada.

Con base en el estudio preliminar y con los antecedentes, se hace el estudio detallado. Normalmente cubrirá los mismos campos y otros adicionales. El detalle en esta investigación es tan importante como el tiempo requerido para hacerlo. Su objetivo es proporcionar los datos que servirán de base para formular el proyecto definitivo, para indicar el procedimiento de construcción, señalar las especificaciones y calcular los costos totales.

Los estudios físicos para las obras portuarias pueden ser:

- a) De costas y playas; b) de bahías; c) de desembocaduras;
- d) de formaciones lagunarias; e) de islas y cordones litorales;
- f) de iluminación de costas; y, g) de fenómenos específicos para casos concretos.

Los estudios físicos que más se utilizan en la ingeniería marítima, son los siguientes:

A.- METEOROLOGICOS:

- Vientos
- Presiones Atmosféricas
- Temperaturas
- Lluvias
- Ciclones.

B.- OCEANOGRAFICOS.- Por conveniencia se han dividido en:

- | | |
|--------------------------|-----------------------|
| | Oleaje |
| De Aguas Profundas: | Corrientes |
| | Mareas |
| | Oleaje |
| | Corrientes |
| De Aguas poco Profundas: | Mareas |
| | Procesos Litorales |
| | Fenómenos Específicos |

Los estudios de procesos litorales tienen como objeto la investigación de: a) Origen y características de materiales con

teros; b) forma y dirección del transporte litoral; c) Relación entre abastecimiento y pérdida de material.

C.- GEOLOGICOS:

Mecánica de suelos

Mecánica de rocas

Localización de bancos de materiales

Geofísicos

Geológicos diversos.

D.- TOPOGRAFICOS:

Levantamientos aereofotográficos

Levantamientos hidrográficos

Levantamientos terrestres.

5.- PROGRAMACION Y REGULACION DE LOS ESTUDIOS FISICOS.-

Para programar correctamente los estudios físicos se hace necesario en primer término definir con claridad y precisión los objetivos y el alcance de los mismos, para poder canalizar y dirigir debidamente los esfuerzos.

En segundo término es conveniente recabar todos los antecedentes, o sea, toda la información posible de la zona por estudiar, que pueda ser útil. Tomando como base estos antecedentes, se procede a hacer un análisis de los factores que influyen, directa o indirectamente, en la realización de los estudios, con el objeto de definir la extensión, tiempos de realización y costos convenientes.

Como ya fué comentado, los factores directos pueden ser:

- Extensión de los estudios
- Tiempo de realización de los estudios
- Aspectos técnicos
- Costos
- Equipo disponible
- Personal disponible, Etc.

Los factores indirectos, o sea aquellos que no dependen de la naturaleza misma de los estudios, sino que influyen principalmente en la forma de ejecución de los estudios, se pueden dividir en:

A.- Factores Administrativos:

- Aprovisionamiento
- Medios de pago
- Trámites administrativos
- Trámites legales
- Campamentos, Etc.

B.- Factores físicos:

- Localización
- Características de los lugares de estudio
- Comunicaciones
- Posibilidades de mal tiempo, Etc.

C.- Factores Humanos:

- Características del personal
- Características de la gente del lugar
- Viajes necesarios del personal
- Enfermedades, Etc.

D.- Factores Políticos. Dependen fundamentalmente de la etapa actual de desarrollo del país. Se considera que tres son los más importantes, a saber:

I.- Necesidad urgente de obras de infraestructura para acelerar el desarrollo del país, lo cual implica que en general se disponga de muy poco tiempo para la realización de estudios físicos.

II.- Poca disponibilidad de recursos económicos del país, lo cual hace necesario evitar al máximo despilfarros y procurar hacer las obras lo más económicas posibles. Esto sólo se logra efectuando en primer término y como paso fundamental, estudios físicos completos y suficientes que permitan el desarrollo de proyectos económicos.

Como se observa estos dos puntos anteriores son antagónicos en cuanto al tiempo requerido para la realización de los estudios, lo cual nos lleva a la conclusión de que es necesario balancear estos dos aspectos para seguir una política equilibrada.

III.- Deficiencias de técnicos especializados, equipo especializado y laboratorios que permitan el mejoramiento de las técnicas actuales y la investigación de nuevas técnicas.

En conclusión, se puede afirmar que siempre que se disponga de tiempo suficiente es conveniente realizar los estudios físicos, completos y adecuados, que sean necesarios. Cuando esto no suceda entonces será necesario realizar, cuando menos, los mínimos indispensables en el menor tiempo posible.

OBRAS EXTERIORES.- Rompeolas, Escolleras, Espigones.

Rompeolas.

Existen 2 tipos principales

- 1) De talud.
- 2) De pared vertical.

1).- a) roca natural; b) de bloques de concreto; c) una combinación de roca natural y bloques de concreto; d) de te--
trápodos u otros.

Pueden tener adicionalmente un remate de monolitos de concreto o muros siguiendo la forma curva de la ola para evi--
tar que el chapoteo de la ola pase al otro lado. (Se puede ver--
en Veracruz que se intentó, hasta que decidieron hacer el rompe--
olas de protección al Rompeolas del NW).

2.- a) muros de gravedad de bloques de concreto, b) cajones de--
concreto, c) celdas de tablaestacas rellenas de roca; --
d) huacales de madera rellenos de roca; e) muros de ta--
blaestacas de concreto o acero.

El tipo de rompeolas queda definido, en general, --
por la disponibilidad de materiales en el lugar y sus alrededores, la profundidad del agua, las características del fondo sub--
marino; su función específica en el puerto y por último, pero --
no menos importante, el equipo adecuado del que se disponga pa--
ra su construcción.

De aquí resulta que aun cuando haya un procedimien--
to ideal de construcción, se tenga que idear otro procedimiento
que se adapte al equipo de construcción disponible.

Ya que la roca es uno de los principales materia--
les q se usa en la construcción de los rompeolas, es muy --
importante investigar y determinar si es aceptable económicamen--
te, la explotación de una cantera y la obtención del material --
adecuado y suficiente para la coraza, así como sus característi--
cas de densidad, dureza, resistencia a la abrasión y

al intemperismo.

Precisamente, la existencia de roca de buena calidad y la técnica adecuada para la explotación en toda América, es la que ha permitido, que en su mayoría, los rompeolas en este Continente sean del tipo de talud.

Rompeolas de talud con enrocamiento.

Aunque hay muchas variaciones en las clases de rellenos y las ubicaciones y proporciones de estos materiales -- dentro de un rompeolas de talud, podemos distinguir dos tipos de construcción:

1.--Aquel en que el material de núcleo vá hasta -- más arriba del nivel del agua y se protege con una capa de roca de coraza, algunas veces separada del material de núcleo -- por una o más capas intermedias y

2.--Aquel en que el material de núcleo queda a profundidad considerable abajo del nivel del agua y se cubre con roca de peso intermedio, la cual forma la base para las capas más pesadas.

El primer tipo de construcción, tipo I, consiste de un núcleo de roca pequeña, llamada por costumbre material de todos tamaños, colocado como relleno desde el fondo del mar hasta más arriba del nivel del agua. Este material se protege con una capa de roca grande seleccionada en tamaño y forma y con pendientes bien definidas. Pueden colocarse una o más capas intermedias de roca de tamaños menores, llamadas capa secundaria o filtro, entre el núcleo y la coraza. Resumiendo, -- un rompeolas de tipo I consiste de tres partes distintas: núcleo, capa secundaria y coraza. Pueden existir pequeñas modificaciones en el uso de las tres partes, tales como la eliminación del filtro o la omisión del material de núcleo, por el -- uso de pura roca de coraza; pero en la generalidad, la mayoría de los rompeolas tienen las tres partes.

En este tipo de construcción, el núcleo se vá tirando a partir de la playa mediante camiones de volteo que operan sobre el núcleo, el cual se hace llegar más arriba del nivel del agua. Esto requiere que el coronamiento del núcleo --

sea más alto que el nivel de la más alta marea y que el material sea de suficiente tamaño y una mínima cantidad de finos - de manera que no sea lavado por las olas durante la construcción.

Existen desventajas en este método: a) El coronamiento tiene que hacerse un poco más ancho que el requerido en el diseño, a fin de proporcionar espacio para el tránsito de los camiones. b) La parte superior del núcleo, a fin de formar una superficie de rodamiento, deberá contener una cantidad considerable de finos que se compactan con el tránsito de los camiones. Antes de colocar la coraza, hay que retirar esa parte del núcleo a fin de preparar la base sobre la que descansará directamente la coraza. Para la colocación de esta coraza deberá ponerse previamente una capa tipo filtro de regular espesor consistente de material grueso y limpio en la parte superior de la superficie de rodamiento. Esto puede incrementar la altura del rompeolas un poco más de la proyectada. c) A menos que se coloque la coraza inmediatamente después del núcleo, pueden presentarse daños debido a las tormentas, y la parte superior del núcleo degradarse más abajo del nivel del agua. Sin embargo, las ventajas en economía de construcción y el uso de un porcentaje menor de roca pesada, supera las desventajas antes enumeradas.

Respecto a lo anterior, la naturaleza puede obligar el diseño, ya que a la hora de explotar una cantera para la construcción de un rompeolas, a menos que se tenga un especial control en la perforación y tronadas de la cantera, en general, obtendremos un gran porcentaje de material pequeño, el cual es adecuado para núcleo si se protege con roca de suficiente tamaño para soportar la fuerza de las olas.

Es excepcional el caso, cuando al explotar una cantera se obtiene un porcentaje mayor de roca grande, más allá de la cantidad requerida para coraza. Generalmente la técnica de perforación y explotación tendrá que ser preparada y controlada cuidadosamente para poder obtener la cantidad suficiente de roca grande y a veces tenemos que completarla con bloques -

de concreto.

Ya que en una obra es muy difícil colocar la coraza tan cuidadosamente que no deje vacíos, es recomendable ---- siempre colocar capas intermedias entre el núcleo y la coraza para que sirvan de filtro y permitan que el agua entre y salga libremente sin degradarse la coraza, y sin que se pierda el material de núcleo.

La coraza puede constar de una o más capas, colocando las más pesadas en la parte exterior. Además, el peso de la roca puede variar en la sección, siendo más pesada hasta una cierta profundidad abajo del nivel del agua, generalmente igual a la altura máxima de la ola, así como en la parte que sobresale del agua hasta el coronamiento del rompeolas, donde la acción de la ola es más severa.

El segundo tipo de construcción, tiene una base de núcleo constituido por material colocado, ya sea como producto de dragado, ó a volteo desde chalanes o de alguna estructura auxiliar. La parte superior del núcleo queda a una profundidad considerable abajo del nivel del agua y se cubre con roca de peso mediano hasta un nivel igual a la altura de la ola abajo del nivel medio del mar, en donde se forma la base sobre la cual se coloca la roca de coraza más pesada, hasta más arriba del nivel del agua.

De ensayos realizados en Estados Unidos con el propósito de establecer normas para pendientes y tamaños de roca, se obtuvieron las siguientes conclusiones:

a.-El material de núcleo puede colocarse sin protección alguna siempre y cuando su máxima elevación no exceda de los siguientes valores:

<u>Altura de ola.</u>	<u>Profundidad parte superior núcleo.</u>
2.10 a 2.40	6.00 m.
3.00 a 3.30	9.00 m.
4.50 a 4.80	12.00 m.
6.00 a 6.30	15.00 m.

b).--Si durante la construcción se esperan olas más altas que las anotadas en la tabla, entonces la roca de peso mediano debe colocarse tanto del lado del mar como del lado del puerto, simultáneamente con la construcción del núcleo.

c).--La capa de roca de coraza debe colocarse tan pronto como sea posible, ya que una tormenta fuerte puede erosionar la capa intermedia. De acuerdo con las pruebas, se obtuvo que la capa de coraza en el prototipo no fue estable con una pendiente de 1 : 2 sino con 1 : 4.5.

Este tipo de construcción permite usar más material fino del desperdicio de la explotación de las canteras que del que podría emplearse en el primer tipo de construcción, y permite también usar materiales distintos de los de explotación de una cantera, tales como arena, productos de dragado, siempre y cuando puedan colocarse bajo el agua sin que su pendiente exceda de 1 : 3. Sin embargo, la cantidad de material de tamaño mediano que se usa se incrementa notablemente en comparación con el empleado en el primer tipo de construcción; pero esto no debe ser problema, a menos que tuviéramos un déficit de este material en la explotación de la cantera. Otra desventaja es que la parte superior de la coraza tiene que colocarse desde una estructura auxiliar o bien, por medio de grúas flotantes. Aunque está expuesto a menos daños debido a tormentas durante la construcción, en cambio el uso de equipo flotante da por resultado pérdidas considerables de tiempo por no poderse trabajar en aguas agitadas.

Rompeolas de Pared Vertical.

Estos difieren de los de tipo de talud por su forma de resistir la acción de la ola. El muro vertical refleja la ola sin liberar nada de su energía destructiva, produciendo una ondulación estacionaria conocida como "Clapotis"; mientras que los de talud disipan la energía a medida que la ola se desliza sobre la pared de talud y la superficie irregular de las rocas juega un papel importante en la destrucción de la fuerza de la ola.

En los de tipo de talud, la ola ocasionalmente alcanzará el punto sobre la superficie inclinada en donde la profundidad del agua sea menor que la altura de la ola y romperá. El rompeolas de pared vertical, que se ubica generalmente en agua de profundidad mayor que la altura de la ola, reflejará la ola oscilatoria haciendo que ésta suba por la pared hasta una altura igual aproximadamente a dos veces su altura original sobre el nivel de aguas tranquilas. Por lo tanto la altura del rompeolas sobre la más alta marea debe ser menor de $1 \frac{1}{3}$ a 1.5 veces la altura de la máxima ola, y la profundidad abajo del nivel de aguas más bajas hasta la base del muro no debe ser menor de 1.25 a 1.5 y probablemente dos veces la altura de la ola. Sin embargo, esta profundidad generalmente no excede de 15 a 18 m.; de otra manera el tamaño del muro de gravedad sería enorme, ya que el ancho del muro generalmente será no menor de las tres cuartas partes de la altura, y puede ser igual o más grande que esa altura, a fin de que sea estable.

En profundidades mayores de agua, la estructura de un muro de gravedad se cimienta sobre una base de pedacería de piedra.

A menos que el fondo sea extremadamente duro y resistente a la erosión, el muro de gravedad siempre debe colocarse sobre una cimentación de piedra u otro material adecuado, el cual se colocará a suficiente profundidad para distribuir la carga a una presión de soporte segura sobre el suelo natural, y se extenderá más allá del pie del muro a una distancia tal que evite la socavación del rompeolas. Como regla general, esta distancia no debe ser menor de una cuarta parte de la longitud de la ola, si quiere evitarse por completo la socavación. Muy pocos rompeolas han fallado estructuralmente; sus fallas se han debido más a menudo al resultado de la socavación de la base, o bien, a sobrecarga o falla al cortante del suelo natural.

Tiene algunas ventajas con respecto a las de talud, tales como:

1.-Proporcionar un área más amplia y que permita una entrada más angosta con lo que queda mejor protegida el área -- abrigada.

2.-La parte interior puede usarse para amarre de buques.

3.-Está sujeto a un análisis más exacto.

4.-Prácticamente no tiene mantenimiento.

5.-Ante la escasez de piedra a una distancia económica - de acarreo, nos ahorra tiempo y dinero.

También tiene desventajas tales como:

1.-Sólo puede construirse cuando se tiene la seguridad de una - buena cimentación.

2.-No tiene la flexibilidad estructural de los de talud para -- adaptarse a los asentamientos y a la acción del oleaje.

3.-Cuando sufre daños, su reparación es difícil.

4.-El coronamiento es mucho más alto que el de los de talud.

5.-Requiere equipo mayor y más pesado que puede ser costoso su traslado hasta sitios alejados.

ROMPEOLAS

1.- GENERALIDADES.

Rompeolas es, en su concepción más general, cualquier obstáculo que se interpone a la propagación normal del oleaje generado por el viento en una superficie de agua.

La consecuencia inmediata de la presencia de un rompeolas es la de formar o la de crear una superficie abrigada con respecto a la acción directa a las olas. La superficie abrigada puede resultar de la intervención de la mano del hombre o existir por condiciones naturales; en el primer caso, o sea del rompeolas construido por el hombre, se dice que se trata de un rompeolas artificial y en el segundo caso se trata de un rompeolas natural.

Los rompeolas naturales son formaciones rocosas que se encuentran ligadas o no a tierra; una isla en ciertas condiciones puede actuar como un rompeolas. Una formación aluvial ligada a tierra y con una alineación sensiblemente paralela a la costa, generalmente se le llama arrecife, siendo consecuentemente un rompeolas natural, el cual puede emerger de la superficie de agua o quedar sumergido. (La presencia de un arrecife como el indicado se encuentra fácilmente observable en las costas de Quintana Roo).

El incremento del comercio y el descubrimiento de fuentes de riqueza en regiones distantes de las áreas portuarias, lleva al hombre a hacer la explotación de esas riquezas, obligándolo a encontrar en las zonas más cercanas de estas fuentes costas abrigadas, dando nacimiento en esta forma a los puertos artificiales en el que el elemento estructural fundamental

Los rompeolas inicialmente contruídos por el hombre se agrupan en tres tipos principales que son (figura 1)

-Rompeolas con paramento vertical.

-Rompeolas con taludes

-Rompeolas mixto.

El rompeolas con paramento vertical opone a las olas incidentes un frente vertical en donde la ola incidente es reflejada hacia mar adentro, sin producirse la rotura de la ola. El rompeolas con taludes, a su vez actúa fundamentalmente provocando la rompiente de la ola y consecuentemente la disipación de una parte de su energía, quedando así un mayor o menor porcentaje de su energía, la cual es reflejada hacia mar adentro. Por último, el rompeolas mixto es un tipo de obra que, voluntaria o involuntariamente funciona unas veces como rompeolas con talud y otras como rompeolas con paramento vertical.

Un caso de rompeolas funcionando involuntariamente como rompeolas mixto es el rompeolas proyectado como vertical -- pero en donde se llegan a presentar olas de amplitud mas grandes que las consideradas en el proyecto, registrándose una rotura parcial de las olas. Esta rotura parcial puede generar sobre la estructura esfuerzos considerablemente superiores a los previstos, ocasionando por lo tanto, el fracaso de la obra marítima.

De cualquier forma en cierta época el rompeolas mixto fue intencionalmente proyectado como tal, sin embargo, la experiencia ha aconsejado con el tiempo el abandono o la falta de practicar tal solución.

La observación en el comportamiento de este tipo de obras revela, en efecto, que la superestructura se encuentra sometida en ciertos instantes (durante los temporales) a esfuerzos violentos, los que se transmiten a los elementos de la bermá de protección, sub-presiones de tal orden que los elementos llegan a ser levantados y removidos..

Con la eliminación de los rompeolas mixtos se deja únicamente la alternativa de escoger entre los rompeolas con paramento vertical y los rompeolas con taludes.

El criterio para escoger entre uno y otro tipo de obras consiste fundamentalmente en las condiciones de la naturaleza hidráulica donde se pretende construir la obra; en efecto, la construcción de un rompeolas vertical exige profundidades suficientemente grandes para que la reflexión de la onda incidente se produzca sin provocar su rotura. La teoría y la experiencia del laboratorio permiten determinar las condiciones límites para adoptar un rompeolas vertical por medio de las relaciones de esbeltez máximas sin que se presente la rotura para la gama de profundidades relativas (la relación de esbeltez de la ola es el cociente de la amplitud por su longitud de onda y profundidad relativa es el cociente de la profundidad por la longitud de la onda. La onda estacionaria, resultante de la superposición de las ondas incidentes con las reflejadas se llama clapotis). Rompeolas verticales contruídos en profundidades insuficientes se comportan como rompeolas mixtos, ocasionando consecuentemente los inconvenientes correspondientes.

Verificada la factibilidad bajo el punto de vista hi--

averiguar si el régimen de ondas estacionarias provocado por la reflexión de las olas incidentes, no presentan inconvenientes, por ejemplo, para la navegación, la cual exige que el área abrigada por el rompeolas sea realmente protegida.

Después de analizados los aspectos teóricos y funcionales indicados, se presenta el problema de decidir por uno u otro tipo de rompeolas, ya que la adopción de rompeolas con taludes no se encuentra condicionada por las limitaciones indicadas anteriormente para los rompeolas de paramento vertical.

La decisión final deberá resultar de la conclusión de las condiciones existentes en el lugar, así como de la mano de obra especializada, ya que en última instancia afecta la economía de la obra.

Una diferencia esencial entre las estructuras de los dos tipos de obra radica en que en el rompeolas con paramento vertical el material de construcción básico es el concreto, mientras que en el rompeolas con taludes predomina el enrocamiento distribuido en varios tipos de peso (o de dimensiones).

De aquí que un factor clave para el empleo de un rompeolas de talud es el conocimiento de las características de las pedreras factibles de explotar la piedra necesaria en la construcción por medio de una explotación económica. El estudio de una pedrera deberá considerar el conocimiento de su naturaleza geológica, las propiedades físicas, químicas y mecánicas de las piedras que podrá proporcionar, esto es, puede ser que el peso específico de la piedra sea tan bajo que obligue al empleo de pesos de elementos naturales tan elevados que no sean compati-

bles con la explotación económica de la pedrera, o puede ser - que las piedras por su composición química no sean recomenda-- bles por ser vulnerables al ataque químico del agua, o pueden ser los elementos muy quebradizos, que su tamaño disminuye du-- rante su colocación teniendo elementos de peso unitario inferior al requerido.

Conociendo la existencia de la pedrera o pedreras compatibles con la construcción de la obra, se puede pasar al estudio comparativo de las costas de las dos soluciones, estudio que deberá visualizar diversos aspectos que no siempre son fáciles de cuantificar. Entre estos aspectos se pueden situar - los siguientes:

a).- Régimen de oleaje y de los vientos locales.

El régimen del oleaje y de los vientos puede desechar posibles soluciones constructivas, como son aquellas que exige el recurso de equipo pesado flotante.

b).- Equipo constructivo disponible.

Cuando queda excluida a consecuencia de la condición - anterior el empleo en gran escala de equipo flotante, la solución constructiva deberá ser a base de equipo de tierra.

c).- Riesgos durante la construcción.

La importancia de averías que se pueden presentar du-- rante la construcción es otro factor que hay que tomar en cuen-- ta en el análisis económico de las posibles soluciones.

d).- Naturaleza de los fondos en el lugar de la obra.

La naturaleza de los fondos es un factor importante - que hay que tomar en cuenta, particularmente en el caso de una solución de rompeolas vertical, no únicamente bajo el punto de

cuada, sino que principalmente en el aspecto económico.

2.- CLASIFICACION DE LOS ROMPEOLAS CON TALUDES.

a).- En cuanto a que la ola sobrepase por su corona--
miento.

La finalidad principal de un rompeolas es la de crear una zona de abrigo. Siempre existe una fracción de la energía de la ola que no se disipa en el talud, la cual se refleja; la parte de la energía que se disipa al romper la ola sobre el talud no es siempre en forma instantánea, ya que persiste durante algún tiempo en forma de energía turbulenta generada por el -- proceso de rompimiento, otra parte de esta energía se disipa en los huecos de los elementos de la coraza y la parte restante -- de la energía tiende a subir por el talud transformándose de -- energía cinética en energía potencial. Esta transformación pue de o no completarse siempre y cuando que la obra tenga o no -- una cota de corona suficientemente alta. De aquí resulta la -- clasificación de rompeolas con taludes que franquean o no las -- olas.

Un rompeolas no será franqueado cuando para cualquier nivel de marea no se registran franqueos de las olas mas altas que puedan ocurrir. Cuando por el contrario se presentan los -- franqueos con amplitudes de ola que varían con el nivel de la marea, se dice que la obra es franqueable. Un caso límite de obra franqueable es cuando el rompeolas se encuentra sumergido.

Muy rara vez un rompeolas es rigurosamente no franquea -- do.

El grado de franqueo permisible del oleaje variará según el caso, esto es, de acuerdo con la función pretendida del rompeolas. (figura 2).

b).- En cuanto a la constitución de la coraza.

La coraza exterior de los rompeolas es la directamente atacada por las olas, la cual puede estar formada por elementos naturales o elementos artificiales, y de aquí esta clasificación.

En cuanto a la forma geométrica de los elementos artificiales de concreto, éstos fueron inicialmente de forma cúbica o paralelepípeda y de acuerdo con la evolución de la técnica, así como de los estudios experimentales en modelo hidráulico reducido, se obtuvieron nuevas formas, de las que, la que ha obtenido la mayor divulgación, ha sido el tetrapodo, a cuya forma le corresponden grandes ventajas en comparación a los blocks cúbicos tanto por su mayor estabilidad como por su mayor índice de vacíos. La primera ventaja permite que para un mismo peso (comparativamente) se puedan adoptar taludes más pronunciados, y consecuentemente una reducción en el volumen total de la obra; la segunda ventaja se traduce en un menor volumen de concreto y por lo tanto se logra una mayor disipación de la energía por fricción, lo cual es muy favorable para reducir los franqueos de la ola sobre el coronamiento.

Existen otros elementos artificiales, tales como: la tri barra, el akmon, el dom, etc.

c).- En cuanto a su finalidad.

El abrigo logrado por un rompeolas puede considerar uno

El dimensionamiento de los rompeolas con taludes comenzó a preocupar a los investigadores a partir de 1930 aproximadamente; anteriormente el dimensionamiento se hacía por comparación con obras similares que habían logrado comportamientos satisfactorios y los inconvenientes de tal procedimiento son evidentes, ya que se comprende que únicamente debido a una gran coincidencia, dos obras situadas en zonas costeras diferentes estuviesen sujetos a un régimen de agitación semejante.

Los especialistas también iniciaron estudios empíricos-teóricos tendiendo a deducir fórmulas para el dimensionamiento de los rompeolas. Las primeras de las que se tienen noticia corresponden a los Ingenieros Españoles Castro e Iribarren, entre 1933 y 1938. Posteriormente se han conocido otras fórmulas las que casi en una forma genérica se determina el peso de la piedra en función del cubo de la amplitud de la ola de diseño, lo que significa que una variación del orden del 25% de la amplitud de la ola provoca variaciones próximas al 100% en el peso necesario que se requiere proporcionar a los elementos.

En 1953 son publicados los primeros ensayos sistemáticos sobre la estabilidad de rompeolas con taludes. Estos resultados se deben principalmente a Beaudevin de Francia y a Hudson de los Estados Unidos.

Las principales fórmulas conocidas y que representan buena confirmación, son las siguientes:

Iribarren
$$W = K_p \frac{H^3 S}{(\cos \alpha - \text{sen } \alpha)^3 (S-1)^3}$$

Huson

$$W = \frac{S H^3}{K_D (S-1)^3 \cot \alpha}$$

Beaudevin

$$W = K K_D \frac{H^3 S}{(S-1)^3} \left(\frac{1}{\cot \alpha - 0.8} - 0.15 \right)$$

en donde:

W = Peso de los elementos de la coraza.

α = Angulo que forma el talud con la horizontal.

H = Amplitud de la ola de diseño.

g = Peso específico de los elementos.

S = Densidad de los elementos.

K_D = Parámetro experimental que varía de acuerdo con la naturaleza de los elementos.

b).- Criterio de dimensionamiento de la sección transversal de un rompeolas con taludes.

Las fórmulas adoptadas en el dimensionamiento de rompeolas con taludes presupone, que no son franqueables por el oleaje (aplicable únicamente para la coraza).

La utilización de las fórmulas presupone el conocimiento de su campo de validéz, esto es, las hipótesis que se consideraron en su determinación, en el caso de tratarse de fórmulas empírico-teóricas, o las condiciones experimentales adoptadas si se tratase de fórmulas deducidas de ensayos en Laboratorio.

Con objeto de esclarecer en la mejor forma posible estas limitaciones así como para conocer el campo de aplicación de las fórmulas, veamos la figura No. 3:

Sea H la amplitud de la ola de diseño. La aplicación de una de las fórmulas permite, fijando el ángulo α , determinar el peso W, así como los pesos de la coraza secundaria y del núcleo.

media superior.

a_1 = Profundidad a que debe llegar la coraza abajo del nivel de bajamar media inferior.

a_2 = Profundidad a que debe llegar la coraza secundaria en el talud interior abajo del nivel de bajamar media inferior.

c_1 y c_2 = Espesor de las corazas.

l = Ancho de la corona.

W_2 = Peso de los elementos de la coraza secundaria.

W_n = Peso de los elementos del núcleo.

La altura c , cota de la corona con respecto al nivel de pleamar media superior es variable de acuerdo con diversos parámetros, esto es: ángulo del talud con respecto al horizontal, profundidad del agua junto a la obra, amplitud y período de las olas que no deben franquear la obra, naturaleza de los elementos (naturales o artificiales), geometría de los elementos artificiales, permeabilidad de la obra.

No se conocen en forma clara una función que relacione el valor c con los parámetros mencionados.

Como resultado de ensayos en Laboratorio, existen ábacos que proporcionan la cota c , aunque frecuentemente el perfil del rompeolas que se estudia no tiene una correspondencia íntegra con los perfiles adoptados en el trazado de los ábacos, por lo que se deberán considerar que pueden proporcionar una primera aproximación de la cota c .

La profundidad a_1 , es fijada también en base a resultados de ensayos en Laboratorio, las cuales varían de 1 a 1.5 H.

La profundidad a_2 , si se trata de rompeolas no franqueables por la ola, será fijada en función de la amplitud de la ola resultante del abrigo deseado por su paramento interior.

El ancho del coronamiento es fijado por una regla práctica de acuerdo con el procedimiento de construcción a partir de la corona del núcleo (puede variar dependiendo también del equipo utilizado en la construcción).

Los pesos W_2 W_n se determinan en función del peso de los elementos de la coraza, de tal manera que mantengan una relación en términos generales de $\frac{1}{10}$ a $\frac{1}{20}$ del peso de los elementos superiores inmediatos. Esto es con el objeto de que satisfagan la condición de filtro, o lo que es lo mismo que los elementos del núcleo no puedan escapar por entre los huecos que deja la coraza secundaria o de éstos con respecto a la coraza principal.

Con respecto al peso de los elementos del núcleo podrán variar dependiendo de las condiciones de agitación que se presenten en el lugar, debiendo procurar siempre encontrar una condición de filtro.

4.- LUGARES SINGULARES.

Cualquier rompeolas tiene por lo menos 2 lugares singulares, los que corresponden a su arranque o liga con tierra y a su extremidad opuesta o morro (en el caso de un rompeolas aislado serán los dos extremos o morros). Cualquiera de estos lugares singulares no se encuentran considerados en el campo de aplicación de los criterios de dimensionamiento apuntados. Ciertos autores recomiendan aumentar el peso de los elementos en el morro en un 50 a un 100% cuando se conserva el mismo ángulo del talud (o lo que es lo -

de hacer que los taludes del morro sean mas tendidos, sin embargo corresponde a una solución con mayor volumen de obra. La falta de resultados sistemáticos, para tener el mejor criterio, se recomienda que siempre deberá ensayarse en modelo (tanque de olas) para definir bien sus características. Existen ocasiones en que podría ser mas recomendable bajo el aspecto económico substituir los elementos naturales de la coraza en el morro por elementos artificiales (esto puede ser aconsejable por insuficiencia en la capacidad de la pedrera).

5.- MÉTODOS EMPLEADOS EN LA DEFENSA CONTRA LA EROSION -- COSTERA.

a).- Generalidades.

El avance del mar erosionando zonas valiosas de tierra es un problema constante y de siempre, ya que efectivamente, la configuración de las costas está constantemente sujeta a cambios, las que pueden ser provocadas a largo plazo por acción natural de los agentes modeladores; en otras ocasiones se presenta el mismo fenómeno en forma brusca a consecuencia de alguna obra artificial que haya roto el equilibrio dinámico existente.

En el caso de erosiones graduales o lentas, provocadas por los agentes naturales ya sea en el caso de erosiones que se presentan bruscamente por efecto de obras artificiales, lo cierto es que las obras de defensa contra la erosión costera no siempre se obtienen resultados totalmente satisfactorios. En ciertas ocasiones el costo de la defensa puede ser muy elevado en comparación a los valores que se pretenden proteger, por lo que lo mejor será dejar que el mar actúe libremente.

Sin embargo en la gran mayoría de los casos los intereses complejos son de tal naturaleza que requiere se proteja.

Las obras de defensa interfieren con el libre movimiento de las arenas, pudiendo romper el equilibrio en determinadas zonas estables y crear en éstas problemas de erosión que no se encontraban anteriormente.

De acuerdo con lo anterior se puede decir que a consecuencia del costo de las obras, dificultad en encontrar obras totalmente eficaces, y el poder crear problemas en zonas vecinas, el estudio de la solución de un problema de erosión costera debe ser objeto de muchos cuidados y la decisión de construir una obra de este tipo se deberá tomar después de haber realizado un análisis detallado de todos los factores que pueden intervenir en el problema.

El estudio de un problema de erosión deberá constar de los tres siguientes pasos fundamentales:

- Estudio de la fisiografía local.- Se requiere conocer las condiciones en que se efectúa el transporte litoral, debiéndose investigar también las razones por las que se verifica la erosión, por lo que se requiere conocer lo mas que sea posible el régimen de oleaje, mareas, vientos, corrientes, transporte litoral, etc.

- Objetivo que se pretende alcanzar.- En un plano general existen principalmente 2 tipos de objetivos que son: detener el avance del mar con el fin de proteger los valores u obras que corren riesgo de ser destruidas; restablecer o conservar playas para utilización turística.

- Selección de la solución a adoptar.- El tipo de solución a adoptar será una consecuencia de la fisiografía local y del objetivo que se pretende alcanzar pudiendo al mismo tiempo acontecer en ciertos casos, que el objetivo deseado no pueda ser comple-

Se dice que una playa o una costa está erosionada cuando la cantidad de sedimentos que de esta playa salen durante un cierto tiempo es superior a la cantidad de sedimentos que a ella llega durante el mismo intervalo de tiempo. La noción de erosión se encuentra ligada a un desequilibrio del régimen normal de las playas, desequilibrio que fundamentalmente se puede deber a las dos causas siguientes: a que la costa no haya alcanzado su posición de equi--librio medio de acuerdo con las características de los agentes naturales en su acción modeladora a largo plazo; por la presencia de obras artificiales que modifican bruscamente el régimen de la playa, pudiéndose considerar en este segundo grupo los dos casos si--guientes: colocación de espigones que retienen el avance de las --arenas y modificaciones producidas también por el hombre al alterar el régimen con la construcción de presas en los ríos, evitando el -transporte sólido fluvial.

Los principales métodos que se han usado en la defensa --contra la erosión costera son principalmente: espigones, rompeolas, aislados, protecciones marginales y alimentación artificial.

Un espigón es una estructura de protección generalmente -perpendicular a la playa o formando un ángulo pequeño con la misma, cuya función es la de detener el transporte litoral, de manera que aumente la playa en el lugar donde se presenta la erosión. Estos espigones pueden ser de muchos tipos empleándose para ello materiales muy diversos tales como: madera, pilotes de palma, enrocamiento, etc.

En el caso de las protecciones marginales éstos se pueden construir de diversos materiales como en el caso de los espigones y pudiendo tener la característica de ser permeables o impermea-

rras que se pretenden proteger; en el caso de paredes verticales - se recomienda considerar como cota de la corona la correspondiente a:

$$h_c = a h_t + 0.7 H.$$

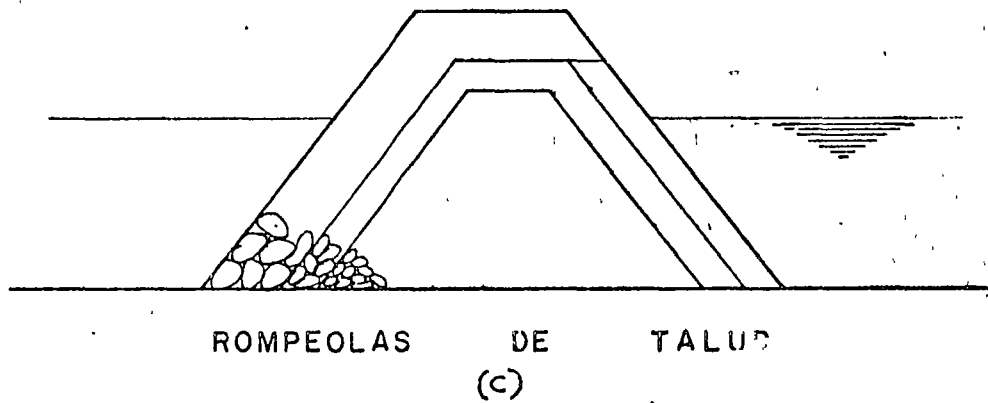
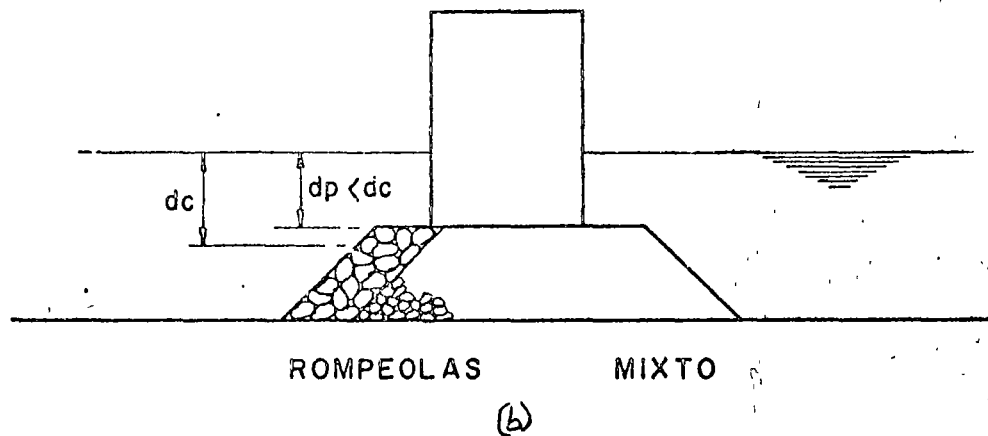
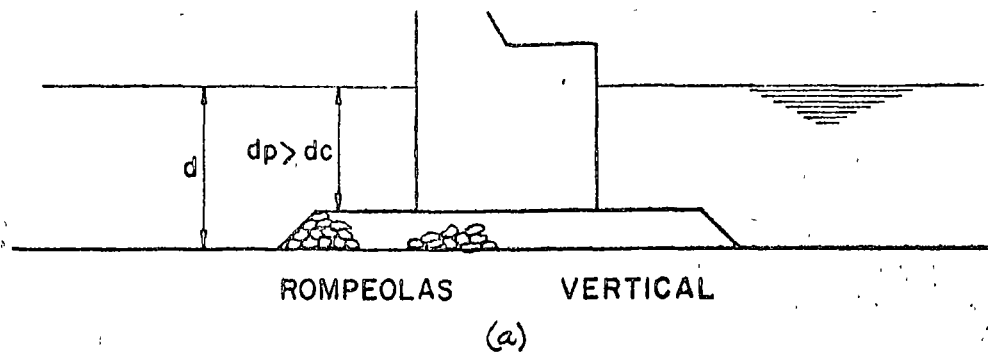
en donde:

h_c es la cota de la corona.

h_t = a la cota de la pleamar máxima registrada en las condiciones mas desfavorables.

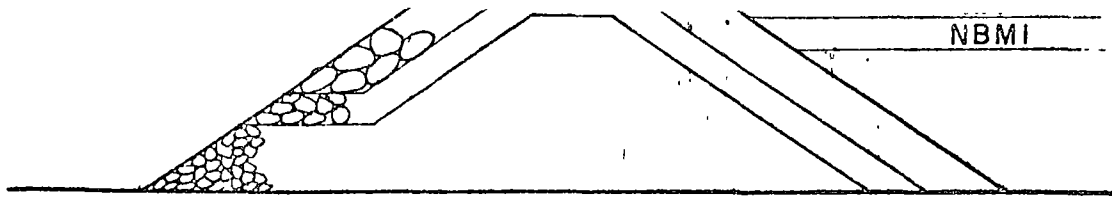
H = Amplitud de la ola.

En el caso de que el muro tenga talud, se requiere elevar un poco mas esta cota, modificando la fórmula anterior de $0.7 H$ a $1.3 H$.

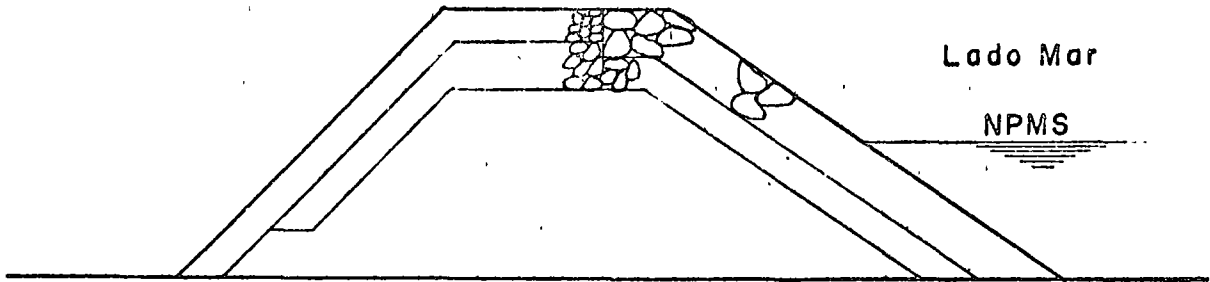


- d = Tirante de agua
- dc = Mínimo tirante de agua (de acuerdo con el clapotis total)
- dp = Profundidad al pié del muro

Fig N° 1



Rompeolas parcialmente franqueado por oleaje

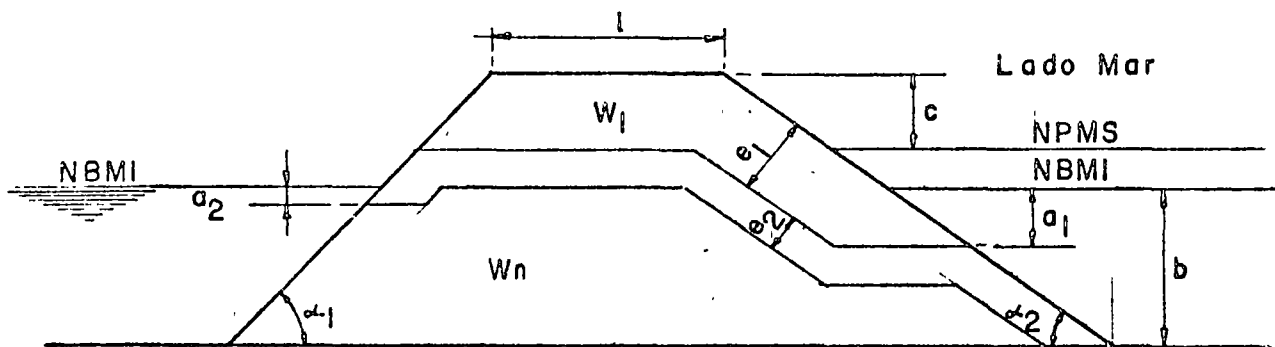


Rompeolas no franqueado por oleaje



Rompeolas sumergido

FIG Nº 2



Rompeolas no franqueado por oleaje

(Representación Esquemática)

FIG Nº 3



PETROLEOS MEXICANOS.

GERENCIA DE INSPECCION Y VERIFICACION DE CONSTRUCCION.

RECOMENDACIONES PARA LA ELABORACION

DE ESTUDIOS OCEANOGRAFICOS.

O B J E T I V O .

Con estas recomendaciones no se piensa darle al Contratista el material para desarrollar su trabajo, sino más bien orientarlo en cuanto a la secuela que debe seguir para llevar a cabo un estudio oceanográfico, ya que, para el desarrollo total de dicho estudio, deberá aplicar su propio criterio, experiencia y conocimientos técnicos, pero desde luego sin perder de vista la utilidad práctica que éste debe tener para las obras marítimas de Petróleos Mexicanos.

GENERALIDADES

- I. Un Estudio de este tipo debe proporcionar básicamente, información de los siguientes aspectos:
 - a) Topohidrografía.
 - b) Vientos
 - c) Mareas
 - d) Oleaje
 - e) Corrientes
 - f) Muestreo de los materiales del fondo.
 - g) Levantamiento estratigráfico.

- II. Con las conclusiones que se obtengan en los puntos anteriores se elaborarán recomendaciones de:
 - a) Alternativas para solucionar el problema para el cual va a servir el estudio.
 - b) Diseño, en su caso, de la línea submarina tanto para las condiciones de operación como de construcción con el menor riesgo posible.

- III. Analizar los costos y aspectos técnicos de la construcción es esencial, aunque sea en forma aproximada, para poder seleccionar la alternativa más conveniente.

TOPOHIDROGRAFIA

Se deberá obtener un levantamiento general de la zona, de preferencia haciendo sondeos por medios acústicos y trazando curvas de nivel, - puesto que la configuración del fondo normalmente sufre cambios frecuentes en ocasiones muy considerables.

Si lo anterior no puede hacerse, en una forma más aproximada y económica se tratarán de aprovechar levantamientos existentes llevados a - cabo por la Gerencia de Exploración, la Secretaría de Marina, The Hydrographic Office of the U.S. Navy, etc.

Para el caso de una línea submarina, se elegirá una localización en que el fondo sea lo más regular posible, siendo necesario levantar el perfil tipo a lo largo del trazo que se elija, así como otros dos perfiles adyacentes que tan solo confirmarán las características de la franja elegida, en la cual quedará alojada la tubería y cuya aproximación más - que cuantitativa es cualitativa. Tomando en cuenta que los efectos del oleaje se transmiten hasta una profundidad de aproximadamente la mitad de la longitud de la ola, un criterio para elegir la distancia de los perfiles adyacentes al central es que, esta sea el doble de la máxima profundidad que se tenga.

Para la obtención de los perfiles del fondo se harán sondeos cada determinado intervalo de tiempo manteniendo constante la velocidad de la embarcación al navegar, controlando la posición utilizando la brújula y --

Es costumbre en las obras marítimas de México referir las elevaciones al nivel de marea baja media en sicigias, siendo muy importante conocer la pleamar máxima registrada, la bajamar mínima registrada y el nivel medio del mar.

Estos datos pueden obtenerse de las Tablas de Predicción de Mareas - que publica el Instituto de Geofísica de la Universidad Nacional Autónoma de México.

OLEAJE

Un efecto muy importante en la instalación de líneas submarinas en aguas profundas es la condición de la superficie en que se requiere que opere el equipo de tendido, lo cual es también determinante para el diseño de obras marítimas exteriores, incluyendo las plataformas de perforación.

Por esto, se requiere realizar un análisis del oleaje para obtener su altura, longitud, dirección, período y probabilidad de ocurrencia, y poder definir los programas de trabajo con base a las condiciones del mar bajo las cuales pueden trabajar los diferentes tipos de equipo o estructuras. Para un diseño racional se requeriría obtener registros de un año cuando menos, lo cual raras veces es posible.

El procedimiento más común consiste en instalar un ológrafo, el cual mide amplitud y longitud. Esta información junto con las olas observadas y datos estadísticos, proporcionarán las olas de diseño que se utiliza

mediante visuales a la plataforma o a balizas colocadas en tierra al navegar en uno y otro sentido. La posición horizontal de la embarcación en el momento de un sondeo puede fijarse mediante la intersección de las visuales de dos tránsitos colocados en tierra. La experiencia ha demostrado conveniente llevar a cabo sondeos a cada 500 m. de distancia horizontal a lo largo del trazo reportando profundidades en metros referidas al nivel de marea baja media en sicigias.

W I E N T O S

El viento al soplar sobre el océano origina corrientes y oleajes, merced al esfuerzo tangencial que ocasiona sobre la superficie, que junto con las variaciones de presión hace que el agua se mueva. Por otro lado, las instalaciones marítimas reciben la presión del viento que viene a ser una carga básica de diseño.

Por las razones anteriores es necesario contar con registros de viento reinante y de intensidad máxima.

Dichos registros pueden obtenerse de datos estadísticos del lugar o bien recurriendo a las cartas de la Hydrographic Office of the U. S. Navy.

M A R E A S

Las mareas son importantes no solo por los niveles que alcanzan sino también por las corrientes que originan.

rán para determinar la forma en que las condiciones superficiales -- afectan las maniobras. De ser posible, es del todo recomendable llevar a cabo un modelo físico o matemático.

La información en cuanto a la dirección del frente de olas y la forma de su ocurrencia es de vital importancia para poder determinar el período en que el equipo puede trabajar. Para diseño se recomienda elegir una ola con una probabilidad de ocurrencia entre 10 y 15 años.

También en este caso puede recurrirse a la información aproximada que proporcionan las cartas de la Hydrographic Office de la U. S. Navy.

Experimentalmente se ha comprobado que los efectos del oleaje se transmiten hasta una profundidad de aproximadamente la mitad de la longitud de la ola. Puesto que, las longitudes de las olas de huracán alcanzan hasta 300 m., el efecto del oleaje puede actuar en profundidades hasta de 150 m., lo cual raramente sucede en nuestro país en que la longitud de las olas es del orden de 60 m. en profundidades de 50 m., y tan solo se requiere tener precauciones con la erosión en la playa desde la costa hasta una profundidad de 10 m. aproximadamente. No obstante, en cuanto a lo que respecta al efecto de las condiciones superficiales en la operación del equipo, olas con alturas de 2 m. o mayores ya son significantes en dificultar el trabajo y éstas se presentan con mucha frecuencia en las costas mexicanas, recomendándose como mejor época para trabajar el período comprendido entre los meses de abril y julio y prácticamente prohibitivo trabajar entre los meses de noviembre y febrero.

Con base en los principios de la Hidrodinámica y la teoría del oleaje es posible determinar la fuerza sobre un cuerpo sumergido en el mar.

CORRIENTES

Las corrientes pueden ser producidas por la acción del viento, la variación de mareas y el oleaje, y en ocasiones llegan a ser oscilatorias. Sus efectos en las obras marítimas son determinantes para el proyecto de éstas.

Existen varias maneras de determinar las velocidades de las corrientes y en orden de conveniencia recomendaremos: la colocación de corrientómetros en diferentes localizaciones y profundidades, la aplicación de las expresiones teóricas conocidas y las cartas de la Hydrographic Office of the U.S. Navy.

Con base a los principios de la Hidrodinámica, se puede obtener la fuerza de arrastre de la corriente al actuar sobre una tubería submarina, ya sea durante su tendido o su operación. La socavación en las zonas cercanas a una tubería submarina y el claro máximo que puede soportar entre dos prominencias del fondo están también íntimamente ligados con las corrientes que se presentan. Todo esto determina la protección necesaria que puede ser: a base de lastre, enterrarla en el fondo con un recubrimiento de terreno mínimo de 1.00 m., mediante anclas fijas en el terreno o colocando material grueso en la zona afectada.

MUESTREO DE LOS MATERIALES DEL FONDO

Para propósitos de diseño es necesario obtener muestras de los materiales del fondo; existen varios tipos de equipo para llevar a cabo este tipo de trabajo hasta profundidades del orden de 400 m. a razón de 50 muestras por día.

La longitud del sondeo depende desde luego del tipo de terreno y será del orden de 3.00 m. para arcilla blanda, 1.00 a 2.00 m. en arena, 50 cm. en arcilla compacta y prácticamente nada en roca.

Para poder determinar la estabilidad del fondo se requiere información de las siguientes propiedades del terreno: resistencia al esfuerzo cortante, densidad natural, densidad del suelo seco, límites de Atterberg, contenido de agua, peso específico, factor de erosión del suelo, densidad líquida de la arena, relación de vacíos, etc.

LEVANTAMIENTO ESTRATIGRAFICO

En el caso de líneas submarinas, para que el perfil del terreno sea lo más completo posible, es conveniente además del levantamiento topográfico y muestreo del fondo, obtener las densidades de los estratos subyacentes. Esto puede también llevarse a cabo por medios acústicos. Todos estos datos combinados en el perfil tipo nos permitirá reducir al mínimo o eliminar claros que causarían esfuerzos excesivos en la tubería que los cruce.

Para el caso de la cimentación de una obra marítima en general, incluyendo las plataformas, es necesario llevar a cabo varios sondeos distribuidos en tal forma de poder determinar las características del área en estudio y poder trazar perfiles en ejes principales, en los cuales además de describir las características de cada material de los estratos subyacentes, se indique: densidad del suelo sumergido, densidad del suelo saturado, densidad del suelo seco, ángulo de fricción, cohesión, capacidad de carga, resistencia por fricción en el caso de pilotes, curvas de consolidación, etc. En el caso de que se opte por utilizar pilotes, es del todo recomendable llevar a cabo pruebas de carga vertical y horizontal y presentar los resultados de varias de estas distribuidas en tal forma de abarcar toda el área en estudio.

PRESENTACION DE RECOMENDACIONES.

En general se presentarán varias alternativas de como solucionar problemas tales como: construir una estructura de operación o protección, evitar azolves, evitar socavaciones, tender una línea submarina, etc. Para el caso de una línea submarina, se presentarán recomendaciones dando resultados numéricos y de preferencia referidos al perfil tipo de los siguientes aspectos:

- a) Tipo de zanja en el caso de que se requiera
- b) Profundidad a la que debe quedar enterrada (tomando en cuenta que el recubrimiento mínimo de terreno debe ser 1.00 m.).

- c) Tipo de anclas en caso de que se requieran.
- d) Protecciones interior, exterior y con lastre.
- e) Espesor y densidad del recubrimiento de concreto para lastre
(Es bastante frecuente proporcionar dicho recubrimiento para darle a la tubería una densidad relativa del orden de 1.3).
- f) Velocidades de las corrientes
- g) Variación de mareas
- h) Características del oleaje
- i) Características del viento
- j) Materiales del fondo y los estratos subyacentes
- k) Procedimientos constructivos
- l) Esfuerzos máximos durante la operación y el tendido.
- m) Equipo necesario.

Todo esto acompañado en el caso de ser posible, de cálculos y gráficas o tablas en cuanto a:

- a) Fuerzas hidrodinámicas.
- b) Peso específico requerido para la acción de fuerzas hidrodinámicas.
- c) Esfuerzos de flexión debidos a las fuerzas hidrodinámicas y peso propio durante la operación y la construcción.
- d) Estabilidad del terreno
- e) Fallas probables de colapso o inestabilidad elástica.

COSTOS Y ASPECTOS TECNICOS

Como ya se dijo al principio, los costos de las diferentes alternativas y la capacidad técnica con que se cuente para llevar a cabo los trabajos son definitivos para elegir la solución más conveniente al problema.

ESTUDIOS ESPECIALES

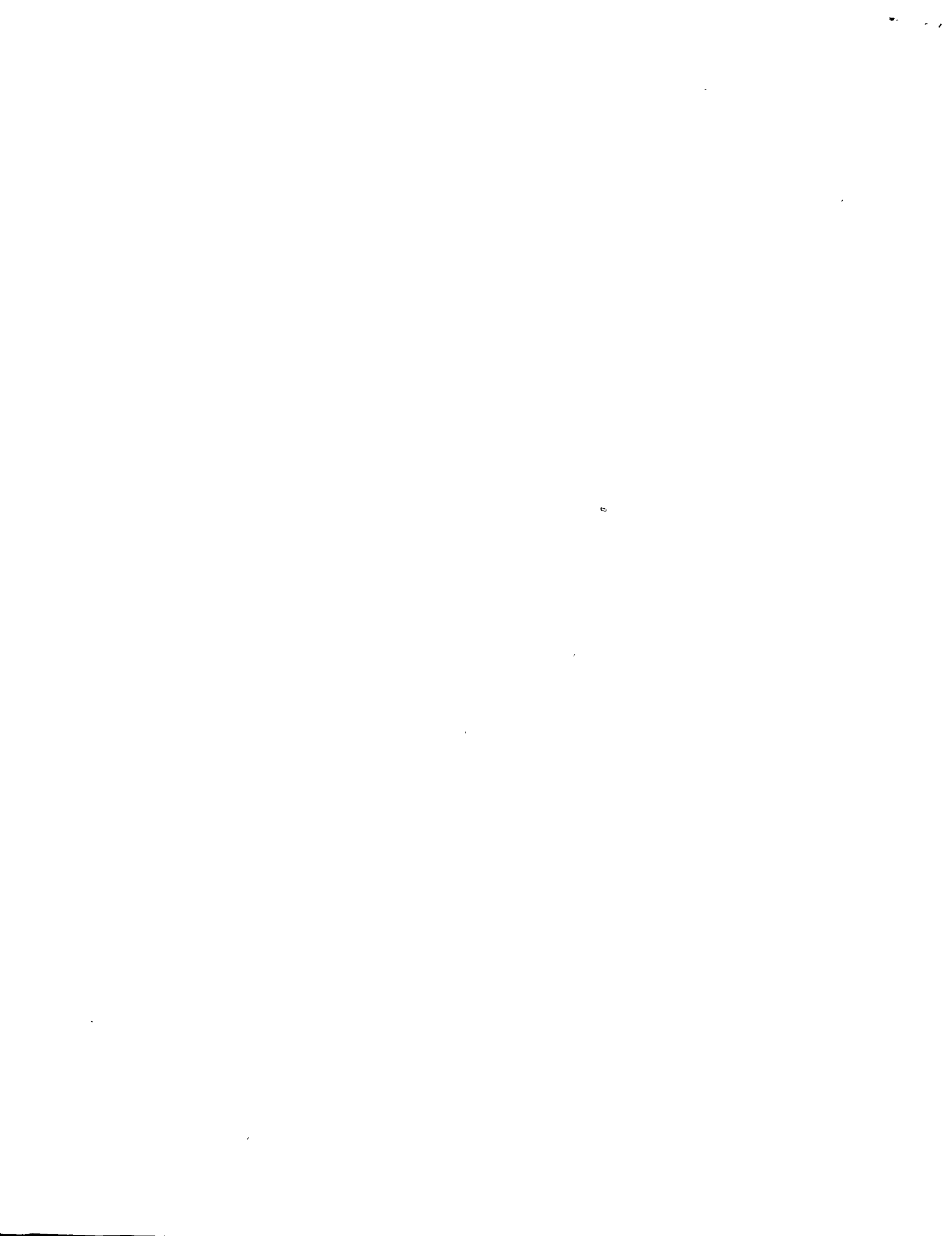
En lo anterior, nos hemos referido a los estudios que proporcionan la información básica previa a la realización de un proyecto marítimo.

Dicha información será más útil mientras mejores bases tenga, es por ello que los estudios del tipo estadísticos y de investigación son muy valiosos.

Los estudios estadísticos consisten en colocar por un período largo de tiempo, mínimo de un año, aparatos que nos proporcionen continuamente información en cuanto a las condiciones oceanográficas en las zonas en que se piensen construir obras marítimas en el futuro, tal como: velocidad del viento, variación de mareas, corrientes, oleaje, arrastres litorales, socavación, azolve, topohidrografía, etc.

Por lo que respecta a los trabajos de investigación, que de hecho también pueden ser del tipo estadístico, consisten en obtener además de la información en cuanto a condiciones oceanográficas, la correspondiente al comportamiento de la estructura en condiciones reales (modelo a

escala natural) o bien en un modelo físico o matemático. La información que se presentaría en este caso sería: esfuerzos o deformaciones obtenidas con medidores especiales, elementos mecánicos, efectos corrosivos, etc... Se recomienda en este caso la aplicación de los métodos variacionales y la computación electrónica.



T E M A :

PROPIEDADES DE LOS SUELOS.-

PROPIEDADES DE LOS SUELOS.-

PRINCIPALES TIPOS DE SUELOS.- La clasificación más común en la rama de la ingeniería, para los materiales naturales que forman la corteza terrestre comprende dos categorías: suelo y roca.

Llamando suelo a todo agregado natural de partículas minerales separables por medios mecánicos de poca intensidad y roca, al agregado de minerales unidos por fuerzas cohesivas poderosas y permanentes.

Las anteriores definiciones son arbitrarias y como tales ocasionan ciertas confusiones al pretender comunicarse especialistas sobre el mismo término. Esto se evita fijando previamente el significado, con que los anteriores términos (suelo y roca) son utilizados. así para el Agrónomo, suelo, implica a la parte superficial de la corteza terrestre capaz de sustentar vida vegetal; para el Geólogo es todo material intemperizado en el lugar en el que ahora se encuentra y con contenido de materia orgánica cerca de la superficie.

Estas definiciones son muy restringidas desde el punto de vista del Ingeniero Civil puesto que no toman en cuenta materiales transportados no intemperizados posteriormente a su transporte.

ORIGEN DE LOS SUELOS.

El origen de los suelos es el resultado de la acción de mecanismos de ataque (desintegración mecánica y descomposición química) sobre la corteza terrestre.

La desintegración mecánica se refiere a la intemperización de las rocas por agentes físicos tales como cambios periódicos de temperatura, acción de la congelación del agua en las juntas y grietas de las rocas, efectos de organismos, plantas etc. El producto resultante de su acción, está formado por arenas y limos y en ocasiones arcillas.

La descomposición química emplea agentes que atacan las rocas en su constitución íntima, modificando su constitución mineralógica o química. El principal agente es el agua y sus mecanismos de ataque más importantes son la oxidación, la hidratación y la carbonatación. El resultado último de esta descomposición es la arcilla. Como los cambios en la temperatura se reflejan en la acción de los agentes, estos dan por resultado que en zonas húmedas y cálidas, se encuentren formaciones arcillosas de importancia y en las zonas más frías, formaciones arenosas y limosas más frías. En los desiertos por falta de agua, los fenómenos de descomposición no se desarrollan, predominando por esta razón la arena.

Lo anterior no son reglas inmutables, la acción compleja de la naturaleza desafia cualquier regulación, pudiéndose invertir la localización de las formaciones de suelos por esta causa.

Si los productos de la descomposición de las rocas, se encuentran en el lugar de acción del intemperismo, reciben el nombre de suelos residuales. Si en caso contrario, por acción de cualquier agente, se remueven del lugar de origen y se depositan en otra zona, se les denomina suelos sedimentarios o transportados. A depósitos de suelo hechos por el hombre se les denomina rellenos.

El Ingeniero Civil al trabajar con los suelos, debe diseñar sus estructuras conociendo las propiedades del suelo en el inicio del proyecto y las mismas que presentará el suelo al completarse la vida de diseño de la estructura. Es decir las propiedades originales del suelo y la variación de las mismas durante la vida de diseño. Ya que tanto el tamaño como la forma de un depósito dado, así como las propiedades ingenieriles del suelo en el depósito cambian de una manera muy significativa.

En general un incremento de esfuerzos sobre un elemento de suelo causa un incremento en la resistencia cortante, -- y un decremento en la compresibilidad y en la permeabilidad ; un decremento en los esfuerzos causa que se inviertan los efectos -- sobre el suelo. Los cambios producidos por una reducción de esfuer

(3)

zos son usualmente menores que los causados por un incremento de esfuerzos de igual magnitud

FASES DEL SUELO. En un suelo se distinguen tres fases constituyentes: la sólida, la líquida y la gaseosa. La fase sólida está formada por las partículas minerales del suelo, la líquida por el agua y la gaseosa comprende todo el aire y gases presentes.

Las fases líquidas y gaseosa del suelo constituyen el volumen de vacíos, la fase sólida constituye el volumen de los sólidos.

Se dice que un suelo está totalmente saturado cuando todos sus vacíos están ocupados por agua. En este caso el suelo consta de dos fases únicamente la sólida y la líquida. Este caso se presenta en suelos bajo el nivel freático.

En los laboratorios de Mecánica de Suelos se puede determinar fácilmente el peso de las muestras húmedas, el peso de las muestras secadas al horno y el peso específico relativo de los suelos. Sin embargo es necesario obtener relaciones sencillas y prácticas para poder medir otras magnitudes en función de estas.

El concepto de peso específico, relaciona el peso de las distintas fases con sus volúmenes correspondientes. Se distinguen los siguientes pesos específicos.

γ_0 = peso específico del agua destilada, a 4°C de temperatura y a la presión atmosférica correspondiente al nivel del mar.

γ_w = peso específico del agua en las condiciones reales de trabajo, su valor difiere poco de γ_0 y en muchas cuestiones prácticas se toman como iguales.

(4)

γ_m = peso específico de la masa del suelo. Por definición se tiene:

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{W_s + W_w}{V_m}$$

γ_s = peso específico de la fase sólida del suelo.

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$$

El peso específico relativo se define como la relación entre el peso específico de una sustancia y el peso específico del agua, a 4°C, destilada y sujeta a una atmósfera de presión.

Se distinguen los siguientes pesos específicos relativos.

σ_m = peso específico relativo de la masa de suelo.-
Por definición:

$$\sigma_m = \frac{\gamma_m}{\gamma_o} = \frac{W_m}{V_m \gamma_o}$$

σ_s = peso específico relativo de la fase sólida del suelo (de sólidos) para el cual se tiene:

$$\sigma_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_o} = \frac{W_s}{V_s \gamma_o}$$

Las siguientes relaciones son muy importantes para el manejo comprensible de las propiedades mecánicas de los suelos.

a) Relación de vacíos, ocuedad o índice de poros:

Es la relación entre el volumen de vacíos y el de los sólidos de un suelo.

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

(5)

Teóricamente puede variar de 0 ($V_v = 0$) a ∞ (espacio vacío). Los valores prácticos varían de 0.25 (arenas muy compactas con finos a 15 (arcillas altamente compresibles).

b) Porosidad: Es la relación entre su volumen de vacíos y el volumen de su masa. (se expresa como porcentaje)

$$n (\%) = \frac{V_v}{V_m} 100$$

Teóricamente varía de 0 (suelo ideal con solo fase sólida) a 100 (espacio vacío). Los valores reales oscilan entre 20% y 95%.

c) Grado de saturación: Es la relación entre su volumen de agua y el volumen de sus vacíos (se expresa como porcentaje).

$$G_w (\%) = \frac{V_w}{V_v} 100$$

Varía de 0 (suelo seco) a 100% (suelo totalmente saturado).

d) Contenido de agua o humedad: Es la relación entre el peso de agua contenida y el peso de la fase sólida (se expresa como porcentaje).

$$\omega (\%) = \frac{W_w}{W_s} 100$$

Varía teóricamente de 0 a ∞ . Varía entre valores muy amplios. En México existen valores de 1000% en arcillas procedentes del SE del país. En el valle de México varía de 500 a 600% y en Japón existen arcillas con valores de 1200 a 1400%.

Estructuración de los suelos. Suelos gruesos-

Estructura simple: Las partículas se disponen apoyándose directamen-

(6)

te unas en otras y cada partícula posee varios puntos de apoyo. Las fuerzas que intervienen para formar esta estructura, son debidas al campo gravitacional.

El término compacidad se refiere al grado de acomodo alcanzado por las partículas del suelo, dejando más o menos vacíos entre ellas. El grado de compactación de depósitos naturales de suelos granulares puede ser determinado de manera aproximada por la resistencia que ofrece a la excavación. En arenas limpias, sus taludes naturales pueden ser indicativos del estado de compactación, aproximadamente como sigue:

Angulo del talud (grados)	Estado de compactación.
< 35	Suelto
35-40	Moderadamente compacto.
40-45	Compacto
> 45	Muy compacto.

Una idea acerca de la compacidad alcanzable por una estructura simple, se obtiene estudiando la disposición de un conjunto de esferas iguales. Los valores de n y e correspondientes son:

Estado más compacto	$n = 26\%$	$e = 0.35$
Estado más suelto	$n = 47.6\%$	$e = 0.91$

Las arenas naturales muy uniformes en tamaño poseen -- valores de n y e muy cercanos a los de arriba.

Para medir la compacidad relativa de un manto de estructura simple, Terzaghi introdujo una relación empírica, determinable en laboratorio, llamada compacidad relativa (C_r):

$$C_r (\%) = \frac{e_{max.} - C_{nat.}}{e_{max.} - e_{min}}$$

(7)

e_{max} = relación de vacíos correspondiente al estado más suelto del suelo.

$e_{nat.}$ = relación de vacíos de la muestra en estado natural.

e_{min} = relación de vacíos correspondiente al estado más compacto del suelo.

ESTRUCTURACION DE LOS SUELOS.- Suelos finos- Estructura Panaloide:

Esta estructura se considera típica en granos de pequeño tamaño (0.02 mm de diámetro o algo menores) que se depositan en un medio continuo, normalmente agua y en ocasiones aire. En estas partículas la gravitación ejerce en efecto que hace su pequeña masa, otras fuerzas naturales pueden hacerse de magnitud comparable concretamente, si la partícula antes de llegar al fondo del depósito, toca a otra partícula ya depositada, la fuerza de adherencia desarrollada entre ambas, puede neutralizar el peso, haciendo que la partícula quede detenida antes de completar su carrera; otra partícula puede ahora añadirse y el conjunto de ellas podrá llegar a formar una celda, con cantidad importante de vacíos, a modo de panal.

ESTRUCTURA FLOCULENTE: Cuando en el proceso de sedimentación, dos partículas de diámetros menores de 0.02 mm llegan a tocarse, se adhieren con fuerzas y se sedimentan juntas; así otras partículas pueden unirse al grupo, formando un grumo, con estructura similar a un panal. Cuando estos grupos llegan al fondo forman a su vez panales, cuyas bóvedas no están ya formadas por partículas individuales, sino por los grupos mencionados. El mecanismo anterior produce una estructura muy blanda y suelta, con gran volumen de vacíos, llamada floculenta y a veces, panaloide de orden superior.

En las aguas de mar, las sales contenidas actúan como electrolito, haciendo posible la generación del mecanismo antes descrito.

Conforme aumenta el peso debido a la sedimentación continua, las capas inferiores expulsan agua y se consolidan más. Durante este proceso las partículas y grumos se acercan entre si y es posible que esta estructuración tan poco firme en principio, alcance resistencia de importancia.

ESTRUCTURAS COMPUESTAS: Se considera que las estructuras anteriores rara vez se presentan puras con la naturaleza, debido a que la sedimentación ocurre con partículas de todos tamaños y tipos, paralelas que rigen las leyes de la naturaleza de modo diferente. Por eso estas formaciones (las compuestas) tienen un esqueleto constituido por los granos gruesos y por masas coloidales de flóculos que proporcionan nexo entre ellos. El medio donde esta sedimentación ocurre es en agua de mar o de lagos con contenido apreciable de sales, donde el efecto floculante de estas coexiste con el arrastre de vientos, corrientes de agua, etc.

ESTRUCTURA EN CASTILLO DE NAJAS: Esta estructura ha sido sugerida por Goldschmidt y Lambe. Se trata de una interpretación diferente sobre la génesis de una estructura floculenta y la estructura resultante en sí:

ESTRUCTURA DISPERSA: Tiene sus partículas paralelas las cuales tienden a repelerse unas con otras. Aunque a primera vista no lo parezca algunos autores opinan que este arreglo es el más estable.

GRANULOMETRIA DE SUELOS- La creencia antigua de que las propiedades mecánicas de los suelos dependían directamente de la distribución de las partículas constituyentes según sus tamaños, obligó a

a los Ingenieros a tratar de encontrar métodos adecuados para poder obtenerla.

Unicamente puede determinarse esta granulometría en suelos gruesos, empleando mallas y revela algo sobre las propiedades físicas del material. Por experiencia es sabido que los suelos gruesos bien graduados, tienen un comportamiento ingenieril más favorable.

En suelos finos sus propiedades mecánicas e hidráulicas dependen de su estructuración e historia geológica por lo que el conocimiento de su granulometría resulta totalmente inútil.

Algunas clasificaciones granulométricas de los suelos según sus tamaños son las siguientes.

a) Clasificación Internacional.

tamaño en mm.				
2.0	0.2	0.02	0.002	0.0002
Arena Gruesa	Arena Fina	Limo	Arcilla	Coloides

b) Clasificación M.I.T.

b) Clasificación

tamaño en mm.

2.0	0.5	0.2	0.05	0.02	0.005	0.002	0.0005	0.0002
Gruesa	media	fina	grueso	medio	fino	grueso	media	coloides
A R E N A			L I M O			A R C I L L A		

PLASTICIDAD.- Es la propiedad de un material por la cual es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico sin variación volumétrica apreciable y sin deformarse ni agrietarse.

Su medición ha sido motivo para desarrollar varios métodos. Por su facilidad para ejecutarlo, el de Atterberg es el

más difundido en los laboratorios de Mecánica de Suelos. Atterberg hizo ver que la plasticidad no era una propiedad permanente de las arcillas, y que depende de su contenido de agua. Una Arcilla muy seca presenta la consistencia de un ladrillo es decir con plasticidad nula, el mismo material con gran contenido de agua presenta las propiedades de un lodo o de una suspensión líquida. Entre ambos extremos, existe un intervalo del contenido del agua en que la arcilla se comporta plásticamente.

ESTADOS DE CONSISTENCIA.

- 1.- Estado líquido: suelo con propiedades y apariencia de una suspensión.
- 2.- Estado semilíquido: suelo con propiedades de un fluido viscoso.
- 3.- Estado plástico: suelo con comportamiento plástico.
- 4.- Estado semisólido: suelo con apariencia de sólido, pero con posibilidades de disminuir su volumen si se sujeta a secado.
- 5.- Estado sólido: el volumen del suelo permanece invariable con el secado.

Límites de Atterberg: Fronteras convencionales.

Límite Líquido: Entre los estados semilíquido y plástico.

Límite Plástico: Entre los estados plástico y semi-sólido.

Límite de Contracción: Entre los estados semisólidos y sólido.

Límite de adhesión: Contenido de agua con el que la arcilla pierde sus propiedades de adherencia con una hoja metálica (espátula).

Límite de cohesión: contenido de agua con el que los grumos de arcilla ya no se adhieren entre sí.

(11)

INDICES:

Indice plástico: $IP = L.L - L.P.$

Indice de fluidez (F_w): pendiente de la curva de fluidez, igual a la variación del contenido de agua correspondiente a un ciclo de la escala logaritmica.

Indice de tenacidad: $T_w = \frac{IP}{F_w}$

Indice de liquidez:

$$I_L = \frac{\omega_n - \omega_p}{\omega_l - \omega_p}$$

Relación entre los límites de Atterberg y la composición del suelo:

$$\text{Actividad de una arcilla} = \frac{IP}{\% \text{ en peso más fino que } 2\mu}$$

Debido al gran incremento en área superficial por masa con el decrecimiento del tamaño de las partículas, debe esperarse que la cantidad de agua atraída estará grandemente influenciada por la cantidad de arcilla que presenta el suelo.

Uso ingenieril de los Límites de Atterberg:

Los límites de Atterberg y sus índices han probado ser muy útiles en la identificación y clasificación de los suelos. Los límites son usados directamente en especificaciones de control de suelos para usarlos en rellenos y en métodos semi-empíricos de diseño.

El índice plástico, indica la magnitud del rango de contenido de agua dentro del cual el suelo presenta plasticidad y el índice de liquidez la proximidad del contenido natural de agua de un suelo a el límite líquido.

PROPIEDADES INDICE: Las propiedades índice son usadas para clasificación de los suelos y para agrupar los suelos de grandes estratos.

Las principales pruebas para definir estas propiedades son:

Contenido natural de agua, peso específico relativo, Límites de Atterberg y granulometría.

PROPIEDADES ESTRUCTURALES: Son las propiedades que presenta el suelo natural, que habrán de ser tomadas en cuenta en los trabajos de Ingeniería Civil.

Las principales pruebas para definir estas propiedades -- son:

Permeabilidad, Consolidación, cortante directo, compresión no confinada, Compresión triaxial (prueba lenta, prueba rápida-consolidada y Prueba rápida).

CLASIFICACION E IDENTIFICACION DE LOS SUELOS:

La aproximación directa para la solución de un problema -- de Ingeniería relacionada con suelos, consiste de medir primero las -- propiedades del suelo necesarias y entonces emplear estos valores medidos, en alguna expresión racional para determinar la respuesta al -- problema.

EJEMPLOS:

a).- Para determinar el asentamiento de un edificio, se -- medirá, la compresibilidad del suelo y se usará este valor en las --- ecuaciones de consolidación de Terzaghi.

b).- Para calcular la estabilidad de un talud, se deberá -- medir la resistencia cortante del suelo y substituir este valor en -- una ecuación basada en leyes de la estática.

Las mediciones de las propiedades de los suelos, tales -- como la permeabilidad, resistencia, y compresibilidad puede ser difícil, tardado y caro. Si se distribuyen los suelos en grupos que muestren comportamientos similares, esto puede ser muy útil, tales agrupa

mientos reciben el nombre de Clasificación de Suelos.

Siendo por esto la Clasificación de Suelos la colocación de un suelo dentro de un grupo de suelos en el cual todos exhiben similares comportamientos. Esta clasificación permite resolver muchos tipos de problemas simples y sirve de guía en el programa de pruebas si la dificultad e importancia del problema requiere investigación.

Muchas clasificaciones emplean pruebas índice muy simples para obtener las características del suelo necesarias para colocarlo en un grupo dado. Una clasificación pierde su valor si las pruebas índice son más complicadas que una simple prueba que mida directamente la propiedad fundamental necesaria.

Las características más usadas son la plasticidad y el tamaño de las partículas.

Las clasificaciones de los suelos se desarrollan para ayudar en las soluciones de problemas específicos, el Bureau of Public Roads desarrolló una clasificación para suelos empleados en la construcción de carreteras, el Cuerpo de Ingenieros y la C.A.A. desarrolló una clasificación para la construcción de Aeropuertos y en 1952 el Bureau of Reclamation y el Cuerpo de Ingenieros desarrolló un Sistema unificado para uso en todos los problemas de ingeniería que estén involucrados con los suelos.

Es importante aclarar que estos sistemas de clasificación se deben usar con precauciones, si se pretenden emplear indiscriminadamente en problemas de flujo, compresión y problemas de estabilidad este hecho puede conducir a resultados desastrosos.

PERMEABILIDAD.— Se dice que un suelo es permeable, si permite el paso de un fluido por un proceso de flujo; por ejemplo bajo la acción de fuerzas externas aplicadas. Para ser permeable, cuando menos una porción de los espacios vacíos en el material deberán ser continuos. Los

depósitos de suelos son un medio permeable.

La trayectoria de una molécula de agua a través de un medio poroso probablemente será sinuoso. La magnitud de su velocidad variará de punto a punto y su dirección también será variable.

El flujo de agua a través de medios porosos, está gobernada por una ley descubierta experimentalmente por Henry Darcy. Encontró que para velocidades suficientemente pequeñas:

$$Q = k \frac{A \Delta h}{L} = k A i \quad \left(\frac{\text{cm}^3}{\text{seg}} \right)$$

La ecuación de continuidad del gasto establece que: --

$$Q = A v$$

siendo A el área del conducto y v la velocidad del flujo.

Por lo que: $v = ki$

Métodos para medir el coeficiente de permeabilidad--

El coeficiente de permeabilidad (k) de un suelo es un dato cuya determinación correcta es de fundamental importancia para la formación del criterio del proyectista en problemas de Mecánica de Suelos y en muchos casos, para la elaboración de sus calculos.

Existen 2 tipos de procedimientos para la determinación de este coeficiente, los directos y los indirectos.

a) Directos:

- 1.- Permeámetro de carga constante.
- 2.- Permeámetro de carga variable.
- 3.- Pruebas directas in situ.

b) Indirectos.

- 1.- Calculo a partir de la curva granulométrica.
- 2.- Calculo a partir de la prueba de Consolidación.
- 3.- Calculo con la prueba horizontal de capilaridad.

Factores que influyen en la permeabilidad de los suelos - Estos -- corresponden a factores inherentes tanto al suelo como a caracte -- rísticas del agua circulante. Siendo los principales:

- 1.- Relación de vacíos del suelo.
- 2.- Temperatura del agua.
- 3.- La estructura y estratificación del suelo.
- 4.- La existencia de agujeros, fisuras etc. en el -- suelo.

COMPRESIBILIDAD.- Cualquier cambio en el sistema de esfuerzos actuan -- tes, sobre una masa de suelo, produce un cambio de volumen en la ma -- sa. Tales cambios en el volumen tienen una influencia importante so -- bre las propiedades ingenieriles de los suelos: cambian las caracté -- rísticas de permeabilidad, cambian las fuerzas interpartículas (en -- magnitud y en orientación) las cuales se reflejan en la resistenc -- ia cortante del suelo, causando desplazamientos en las fronteras de la -- masa. Los desplazamientos afectan a las estructuras apoyadas en la ma -- sa del suelo.

Para un sistema agua-arcilla saturado en el cual la -- presión de poro del agua no se permite escapar, la compresibilidad del esqueleto mineral es generalmente tan grande como la compresibilidad -- del agua, que virtualmente todo el incremento de presión aplicado es -- transferido a un exceso de presión en el agua de poro . Si el drenaje -- es permitido y el exceso de presión de poro es positivo, así que el -- suelo tienda a decrecer en volumen, el proceso se llama Consolidación. Si el exceso es negativo así que el suelo tienda a incrementar en volu -- men , el proceso es llamado Expansión. . .

La teoría matemática que describe la disipación del -- exceso de presión de poro (positiva o negativa) y que la asocia con la -- deformación del suelo es llamada Teoría de la Consolidación.

Aceleración de la Consolidación con drenes de arena y -- sobrecargas - En construcción de carreteras y de aeropistas la técni --

ca de aceleración de la consolidación es muy útil, ya que asegura que gran parte del asentamiento ocurrirá durante la construcción y no posterior a ella.

Los drenes de arena son perforaciones que abarcan todo el estrato compresible rellenos de material granular. Tienen generalmente diámetros de 14" a 20" y se espacian según un patrón triangular. La cabeza de estas perforaciones la constituye una plataforma de trabajo sobre la que se coloca la sobrecarga con caracter temporal.

La anterior instalación incrementa en tiempo la ganancia de resistencia cortante en los suelos compresibles debido a la consolidación, permitiendo con esto acelerar el ritmo de construcción.

RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS.-

La resistencia de los materiales es un aspecto importante en muchos problemas de Ingeniería, fundamentalmente en las cimentaciones. La capacidad soportante de las zapatas y pilas, la estabilidad de cortes y taludes naturales, presas y terraplenes, así como presiones de tierra contra muros de retención y túneles, dependen de las características de resistencia de los suelos.

La resistencia es difícil de definir con propiedad debido a que involucra conceptos de ruptura y de deformación excesiva. La resistencia de un suelo a la deformación está influenciada fuertemente por la resistencia cortante de contactos entre las partículas. El conocimiento de la posible magnitud de esta resistencia cortante y de los factores que la influyen es básico para dominar la mecánica de suelos.

Se enfatiza que la resistencia cortante entre superficies minerales es solo parte de la resistencia de una masa de suelo al cortante o compresión. También es muy importante el acomodamiento de las partículas.

La resistencia cortante entre dos partículas es la ...

fuerza que debería aplicarse para causar un movimiento relativo entre las partículas. La fuente de la resistencia cortante son las fuerzas atractivas que actúan entre los átomos superficiales de las partículas.

PRUEBAS PARA MEDIR LAS PROPIEDADES ESFUERZO-DEFORMACION.- Prueba de corte directo: es la prueba más antigua y que conserva interés práctico debido a su simplicidad.

El aparato consta de dos marcos rígidos uno fijo y el otro móvil que contienen a la muestra de suelo. Dos piedras porosas - una superior y otra inferior proporcionan drenaje libre a nuestras saturadas y si las muestras son secas, las piedras porosas se sustituyen por placas de confinamiento.

A la parte móvil se aplica una fuerza cortante que causa el desplazamiento relativo entre las dos partes de la caja. Además sobre la parte superior se aplica la fuerza confinante. La magnitud de las fuerzas cortantes se registra como una función del desplazamiento de corte y también se registra el cambio en espesor del espécimen de suelo.

Cuando un material falla en una prueba de resistencia-su curva esfuerzo-deformación, corresponderá a cualquiera de los tipos siguientes:

a) Fallo frágil: se caracteriza porque después de llegar el esfuerzo a un máximo muy bien definido (resistencia) desciende rápidamente, al aumentar la deformación.

b) Fallo plástica: La falla se produce a un esfuerzo que se sostiene aunque la deformación aumente, la falla no está bien definida, habiendo un flujo de material, bajo esfuerzo constante.

El aparato de Corte Directo es usado únicamente en suelos de falla plástica.

Pruebas de Compresión Triaxial.- Es la prueba más común y versátil para determinar las propiedades esfuerzo-deformación de los suelos. Un espécimen cilíndrico de suelo se sujeta primero a una presión confinante σ_3

la que iguala los esfuerzos en todas las superficies del espécimen. Entonces el esfuerzo axial es incrementado $\Delta\sigma_1$, hasta que el espécimen falla.

La prueba triaxial es simplemente una versión especial de la prueba de compresión cilíndrica y es usada para determinar -- las propiedades mecánicas de muchos materiales.

Pruebas Triaxiales más comunes.- Prueba Lenta (L): los esfuerzos -- aplicados al espécimen son efectivos: Para lo cual el espécimen se -- sujeta a una presión hidrostática (σ_3), abriendo la válvula para -- que se consolide bajo la presión actuante. En esta forma todas las -- fuerzas exteriores actuarán en la fase sólida del suelo y en el agua los esfuerzos corresponden a la condición hidrostática. La muestra -- se lleva a la falla, por incrementos de carga que se mantienen cada -- uno lo necesario para que la presión en el agua en exceso de la hi-- drostática se reduzca a cero.

Prueba rápida-consolidada (R_c): El espécimen se consoli-- da primeramente bajo la presión hidrostática σ_3 . Se lleva a la fa-- lla incrementando rápidamente la carga axial, no permitir cambio de -- volúmen.

Prueba rápida (R): no hay etapas de consolidación. La -- válvula siempre estará cerrada. Se aplica al espécimen una presión -- hidrostática y de inmediato se lleva a la falla aplicando la carga -- axial.

Prueba de compresión simple (C_c): Esta prueba no es triaxial, pero en muchos aspectos se parece a la prueba rápida. Los es -- fuerzos exteriores al principio de la prueba son nulos, pero existen en la estructura del suelo esfuerzos efectivos no muy bien defini -- dos, debidos a tensiones capilares en el agua intersticial.

Aplicación de los resultados de las pruebas de compresión triaxial a los problemas prácticos: Este tipo de pruebas propor -- ciona al Ingeniero datos para diseño. Las pruebas se eligen con el --

criterio de que reflejen en el laboratorio las circunstancias a las que el suelo va a estar expuesto en la obra.

Ejemplos: En una presa de tierra se desea calcular la resistencia del suelo (en un elemento), para fines de estudio de la estabilidad del talud de aguas arriba.

Deberá obtenerse la curva (L) esfuerzo deformación de pruebas lentas. Si σ es la presión total sobre el elemento y u la presión neutral en el mismo, en el instante de la falla, el esfuerzo efectivo ($\bar{\sigma}$) que obra en la estructura del suelo, será $\bar{\sigma} = \sigma - u$ y la resistencia del elemento (\bar{c}) será la ordenada de la línea L correspondiente a tal $\bar{\sigma}$.

Un edificio se construirá sobre un terreno arcilloso, cual prueba será la apropiada para analizar la condición crítica de carga en el suelo ? .

Según el proceso de consolidación inducido por el edificio progresa, la resistencia del suelo aumentará. La etapa crítica corresponderá entonces a las etapas iniciales de la obra, sobre todo cuando la carga del edificio se complete.

La prueba rápida satisfará esta condición.

Para terminar se recuerda que es condición previa indispensable que el Ingeniero analice con buen criterio las diferentes etapas que el suelo atravesará durante la vida de la obra desde el primer instante de la construcción para así poder juzgar correctamente las condiciones críticas. Se deberá conocer de manera amplia el perfil de suelos en estudio, sus propiedades básicas y las condiciones de drenaje que se presentarán con el transcurso del tiempo. Las condiciones de preconsolidación deben ser especialmente investigadas, pues tendrán gran influencia en el comportamiento general.

REFERENCIAS.

- 1.- Juárez B. y A. Rico - Mecánica de Suelos - Tomo I - UNAM - 1969.
- 2.- Terzagui y Peck.- Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica - (Trad. O. Moretto) - Ed. El Ateneo - 1955.
- 3.- Lambe, T. W. y Whitman, R. V. - Soil Mechanics - John Wiley - - Nueva York - 1969.
- 4.- Jiménez Salas - Mecánica del Suelo - Ed. Dossat - Madrid - 1954.
- 5.- Leonards, G. A.- Foundation Engineering - Mc. Graw Hill - Nueva - York - 1962.

T E M A :

EXPLORACION DE SUELOS.--

EXPLORACION DE SUELOS

1.- INTRODUCCION:

El proyecto de una cimentación, de un muro de sostenimien-
to o ^{análisis} de estabilidad de taludes, etc., no puede efectuarse de -
una manera inteligente y satisfactoria, a menos que el proyec--
tista tenga como mínimo una concepción razonablemente exacta -
de las propiedades físicas de los suelos que debe considerar. -
Las investigaciones del terreno y las de laboratorio necesarias
para obtener esta información esencial, constituyen lo que se -
denomina: exploración del suelo, o reconocimiento del terreno,
o estudio del subsuelo.

Las finalidades de una exploración geológica son la determi-
nación de las propiedades mecánicas de los suelos, las caracte-
rísticas extratigráficas e hidrológicas del subsuelo, así como
la obtención de muestras para pruebas y estudios de laboratorio.

2.- TIPOS Y CLASIFICACIONES:

Dependiendo del objetivo que persiguen se pueden clasifi--
car en estudios de exploración para:

Cimentación en general

Aprovechamiento de bancos de materiales

Con fines de dragado

Análisis de estabilidad de taludes

Determinación de las profundidades de socavación

Geológicos diversos, etc.

Dependiendo del tipo de exploración, se pueden clasificar
en:

Indirectos: Son los métodos en los cuales no se obtiene muestra alguna y cuyos resultados son obtenidos en forma indirecta. Pueden ser:

- a) Veleta
- b) Penetración cónica dinámica
- c) Penetración cónica estática
- d) Prospección geofísica

Sísmico

Resistividad eléctrica

Magnético

Gravimétrico

- e) Fotogeología

Directos: Son aquellos procedimientos en que el reconocimiento del suelo se hace a través de las muestras obtenidas, las cuales pueden ser representativas o nó representativas; a su vez, según su obtención, estas muestras pueden estar alteradas o no alteradas. Entre estos procedimientos se pueden considerar los siguientes:

- a) A cielo abierto: Excavaciones, galerías, Trincheras, túneles, Etc.

- b) Por medio de perforaciones:

Con barras helicoidales, posteadoras o equipo similar.

Por percusión

Por presión

Por rotación

Por lavado

Dependiendo de la forma de realizar la exploración, el muestreo se puede clasificar en: Continuo y No Continuo.

Para obtener muestras de suelo en las perforaciones exploratorias, se utiliza una cuchara o tubo sacamuestras que se baja con las mismas barras de sondeo utilizadas para el barrenado o para la punta de inyección. El sacamuestras entonces es forzado o hincado en el terreno para ser luego retirado con la muestra en su interior. Ahora bien, el nombre que comúnmente se les da a los métodos de exploración depende del procedimiento y de los tipos y dimensiones de la cuchara o muestreador utilizados. Sin embargo, ninguno de los métodos de exploración es igualmente adecuado a todas las condiciones que pueden presentarse en el terreno, por lo que se han desarrollado una gran variedad de métodos. Evidentemente, no es posible indicar todos estos métodos, por lo que se discutirán sólo brevemente algunos de los más usuales.

Tipos de Muestreadores:

a) Muestreadores exploratorios:- Dentro de este grupo se encuentran las barras helicoidales, las cucharas muestreadoras, los tubos ranurados y los muestreadores de copa. Se usan para el avance y limpieza de perforaciones, para muestrear materiales no cohesivos y materiales cohesivos blandos. Las muestras logradas son seriamente alteradas y en ocasiones sólo son muestras no representativas.

b) Muestreadores Cuidados:- Son tubos que se hincan con un movimiento lineal a lo largo de su eje. Se dividen en -

dos grupos, los muestreadores abiertos y los de pistón, ambos son tubos abiertos en su extremo inferior. En el muestreador abierto el suelo penetra en él conforme se va hincando; mientras que en el de pistón es posible forzar al muestreador a través del terreno que no se desea muestrear, y sólo se retira el pistón al encontrarse el terreno que se desea muestrear.

Con estos muestreadores es posible obtener muestras inalteradas representativas, dependiendo del diseño del muestreador y del cuidado que se tenga al operarlo, lo cual es muy conveniente para determinar, a través de ensayos de laboratorio, las propiedades físicas de los materiales cohesivos.

Entre los más importantes están los muestreadores de pared delgada, como lo son el muestreador abierto (Tipo Shelby), el muestreador de pistón estacionario (Tipo Olsson), el muestreador con pistón retráctil (Tipo California o Porter) y el muestreador de pistón libre.

c) Muestreadores de Barril:- Este tipo de muestreador en lugar de desplazar el material como los muestreadores guiados, lo corta y lo saca al exterior con ayuda de fluidos de perforación. Pueden ser muestreadores de barril simple o muestreadores de barril doble, siendo los últimos los que más ventajas presentan.

El muestreador de barril doble está formado por dos tubos concéntricos que giran independientemente; mientras el interior sirve sólo para tomar la muestra, el exterior sirve para cortar el material por medio de la broca que tiene en su extremo inferior.

Los más usados son el tubo Denison y Wire Line. El primero se usa ventajosamente en suelos duros y el segundo se usa en rocas y suelos duros, representando una mayor eficiencia en la toma de muestras profundas.

Todos los muestreadores de barril doble eliminan la torsión y abrasión sobre la muestra, lo que no sucede con los muestreadores de barril sencillo.

(Al final del trabajo se incluyen figuras de muestreadores).

3.- MÉTODOS DE EXPLORACIÓN MAS USUALES:

Los métodos de exploración mas usuales son los siguientes:

A cielo abierto.

De penetración estándar.

Muestreo con tubo Shelby, Olsson, California o
Porter.

Muestreo con barril doble, tipos Denison y
Wire Line.

De rotación.

De lavado.

Sólo comentaremos los aspectos generales de cada uno de estos métodos, para un mayor detalle se pueden consultar las referencias 1, 2 y 3.

Sondeos a cielo abierto.- Presentan las ventajas de que no se necesita equipo especial para realizarlos, de que se pueden obtener muestras representativas inalteradas del tamaño que se desee, y de que se pueden observar a simple vista los detalles de las formaciones.

Método de Penetración Estándar:- Es el método más simple para obtener una idea sobre el grado de compactación del suelo in situ; consiste en contar el número de golpes que se requieren para hincar un muestreador especial treinta centímetros en el terreno, con un peso determinado y una altura de caída fija. Fue diseñado por Terzaghi para conocer la compacidad relativa de las arenas, aplicándose también para conocer de una manera muy tosca la consistencia natural de las arcillas. Tiene la ventaja de que permite obtener muestras alteradas casi continuas, así como conocer la variación de la resistencia a la penetración en la profundidad explorada. Este es un método muy versátil que permite obtener una serie de datos muy importantes a muy bajo costo, siendo relativamente fácil de ejecutar. Debe usarse para muestrear estratos de arena. Debido a todo lo anterior probablemente es el método más usado en el muestreo de suelos.

Muestreo con Tubo Shelby, Olsson, California o Porter:- En estos métodos el muestreador se hince a presión.

El tipo Shelby es muy económico pudiendo utilizarse ventajosamente alternándolo con el de penetración estándar. Se usa para muestrear suelos cohesivos de consistencia blanda en donde el número de golpes obtenidos por el método de penetración estándar sea menor de quince. Permite obtener un sondeo continuo con muestras representativas inalteradas en los estratos de arcilla blanda, que son los que producen mayores problemas en el diseño de las cimentaciones. Todas las muestras obtenidas por el muestreo tipo Shelby se envían a laboratorio para sus ensayos.

Los muestreadores guiados de pistón tipo Olsson, California o Porter se usan en suelos arcillosos de consistencia muy blanda, en donde el material no puede detenerse y extraerse con un muestreador tipo Shelby. Este tipo de muestreo resulta más costoso que el muestreo tipo Shelby.

Muestreo con barril doble, tipos Denison y Wire Line:- En estos métodos el muestreador se hince a rotación. Se utilizan en suelos cohesivos en donde el método anteriormente descrito no puede utilizarse, o sea, en suelos cohesivos de consistencia dura. El muestreo tipo Wire Line también sirve para muestrear rocas blandas.

Estos tipos de muestreo se usan con poca frecuencia debido a que el tipo de suelo para el cual son apropiados pocas veces presenta problemas serios de cimentación.

Muestreo de Rotación:- Este tipo de muestreo se utiliza en suelos duros o rocas; puede hacerse con recuperación de muestras alteradas o con obtención de muestras inalteradas. El material se corta con brocas de diamante o acero al tungsteno, principalmente, las cuales tienen un cierto número de vías de agua para facilitar la abrasión de la roca.

Muestreo de Lavado:- Es un método exploratorio rápido y económico que se utiliza para conocer aproximadamente la estratigrafía del suelo; frecuentemente ocasiona errores en la identificación de los suelos y al marcar las fronteras de los estratos. Conviene usarlo como auxiliar en otros métodos de perforación para avanzar el sondeo. Si se hace una comparación de los costos

totales que representaría realizar un programa de exploración por este método y los que representaría realizarlos por el de penetración estándar, se vería que la diferencia es muy pequeña, teniendo este último método ventajas muy notorias en cuanto a la calidad y cantidad de los datos que se obtendrían.

Los métodos hasta aquí comentados son del tipo directo; los indirectos son poco usados en el proyecto de obras portuarias.

El método de la veleta tiene el inconveniente de que requiere un personal muy adiestrado para su ejecución, con lo que generalmente no se cuenta en las brigadas de exploración.

Los métodos de penetración cónica, estática y dinámica, se han utilizado mucho en los países europeos, principalmente para el diseño de cimentaciones pilotadas. Se utiliza un muestreador especial cerrado, que se hince a percusión.

La utilización de los métodos geofísicos puede redundar en una economía ya que permite reducir las magnitudes de las exploraciones directas. También son muy convenientes para la determinación y localización de cavernas.

La fotogeología es una herramienta muy útil para determinar a un costo muy reducido las características geológicas superficiales de un área muy extensa, lo que representa enormes ventajas en la localización de bancos de materiales. Si se correlaciona con información previa de sondeos realizados en la zona es posible, a grandes rasgos, tener una idea del subsuelo, siempre y cuando este trabajo lo realice un técnico experimentado.

4.- FORMULACION DEL PROGRAMA DE EXPLORACION GEOLOGICA:

I. Definido el objetivo y localización del estudio, se hace acopio de los antecedentes. Si éstos no existen, entonces se procederá a realizar un programa de investigación preliminar.

II. Se hace el análisis de los factores directos: Alcances, extensión, tiempo de realización y costos.

Para poder adaptar el programa de exploración a los requerimientos de una obra dada y obtener los datos esenciales con un mínimo de tiempo y dinero, el ingeniero debe hallarse familiarizado con los elementos y procedimientos existentes para explorar el subsuelo, con los métodos para analizar y clasificar los resultados de ensayos de laboratorio y de ensayos en el terreno, y con las incertidumbres que encierran los resultados que se obtienen con los diferentes métodos de exploración del suelo.

Como comentarios generales se puede decir lo siguiente: La profundidad de los sondeos dependerá de la función y características de la obra proyectada.

El número de sondeos dependerá de las características del terreno (uniforme o errático), de la magnitud de las cargas impuestas por las estructuras al terreno y de las características y funciones de la estructura proyectada (susceptibilidad a los asentamientos diferenciales, por ejemplo)

Cuando de los estudios geológicos previos, o de los primeros resultados de los sondeos, se infiere que el subsuelo es muy errático; la distancia entre sondeos deberá reducirse.

Para investigar si la obra no sufrirá asentamientos excesivos,

es preciso efectuar, por lo menos, un sondeo hasta una profundidad mayor de vez y media el ancho de la superficie rectangular cargada. Si la superficie de carga es irregular, resulta apropiado determinar la distribución de incrementos de esfuerzos verticales inducidos por la carga a lo largo de una vertical que pase por el centro del área cargada. Tal incremento, a la profundidad mínima de exploración, no debe sobrepasar el 10% del esfuerzo vertical inicial a esta misma profundidad.

Cuando se teme un deslizamiento por cortante de los materiales de cimentación, se recomienda llevar los sondeos hasta una profundidad superior a aquella donde ocurren los máximos esfuerzos cortantes.

En el caso de excavaciones profundas, la estabilidad de los taludes es el factor predominante y se recomienda llevar los sondeos hasta una profundidad igual al ancho del fondo de la excavación.

Si con base en los estudios geológicos previos, para exploraciones con fines de dragado, se supone que el subsuelo es uniforme, se separarán los sondeos de 150 a 200 metros para áreas de mediana extensión, localizando los sondeos iniciales en las esquinas y los siguientes hacia el centro.

Finalmente, pueden ser varios los criterios que rigen la obra; en tal caso se elegirá la profundidad de los sondeos de acuerdo con el de mayor exigencia.

III. Se hace el análisis de los factores indirectos.

IV. Se procede a formular y ejecutar el programa de exploración.

5.- PRESENTACION DE LOS DATOS GEOLOGICOS:

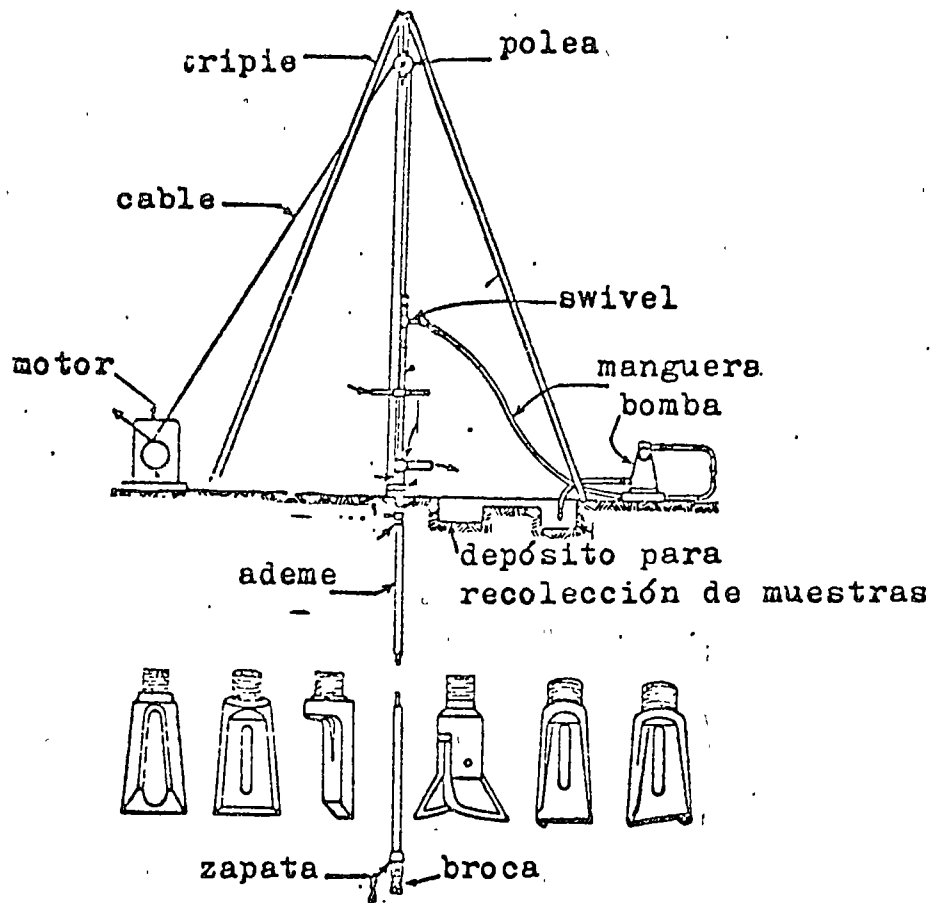
Los datos proporeionados por la exploración geológica debe rán presentarse en un registro de campo, junto con un informe de trabajo. La clasificación de los suelos deberá hacerse con base en el sistema unificado de clasificación de suelos. La clasificación de las rocas deberá hacerse de acuerdo con su especie mineralógica. En los registros de campo de los sondeos se deberá anotar el porcentaje de recuperación de muestras, la velocidad de avance, el color del agua de retorno a la perforación, el nivel freático, las pérdidas de agua parciales o totales, la presencia de aguas artesianas, el tipo de muestreador utilizado, el tipo de perforación utilizado, el uso de dinamita, las dimensiones del equipo y cualquier información que pueda ser útil.

Las muestras obtenidas se deberán enviar al laboratorio debidamente empacadas, clasificadas, localizadas y numeradas.

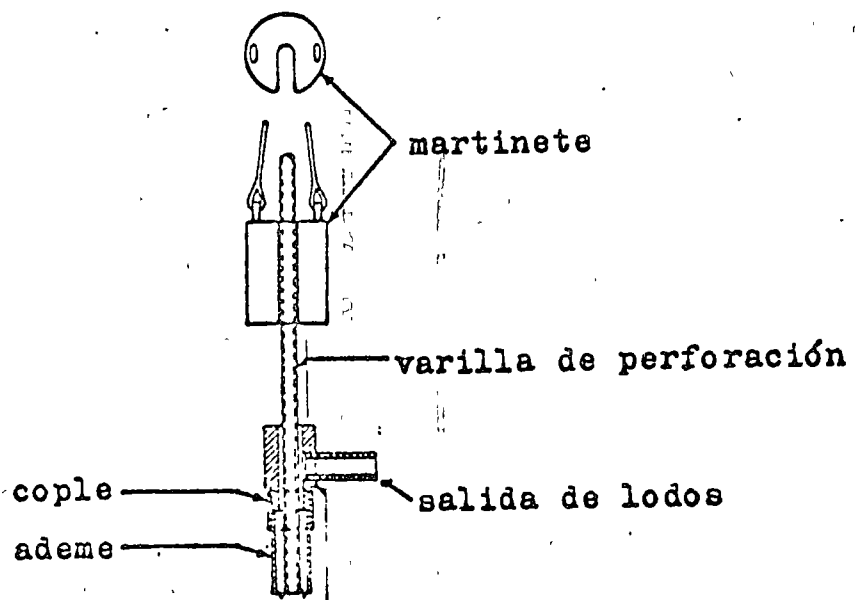
Con base a los datos de campo y de laboratorio se procede a dibujar un perfil de suelos de la zona estudiada. Al final de este trabajo se presenta un perfil de suelos típico.

R E F E R E N C I A S.

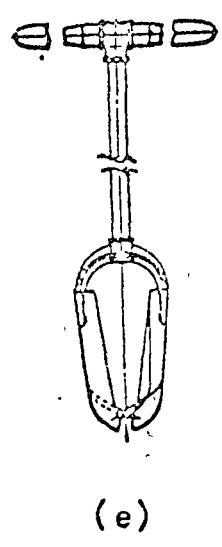
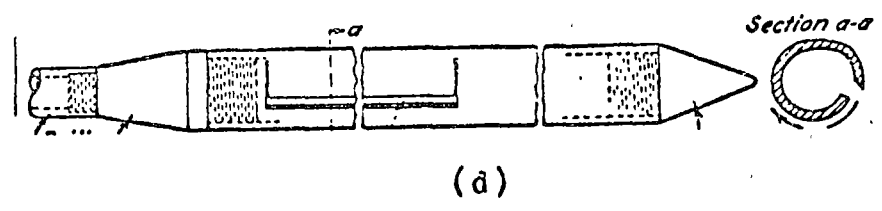
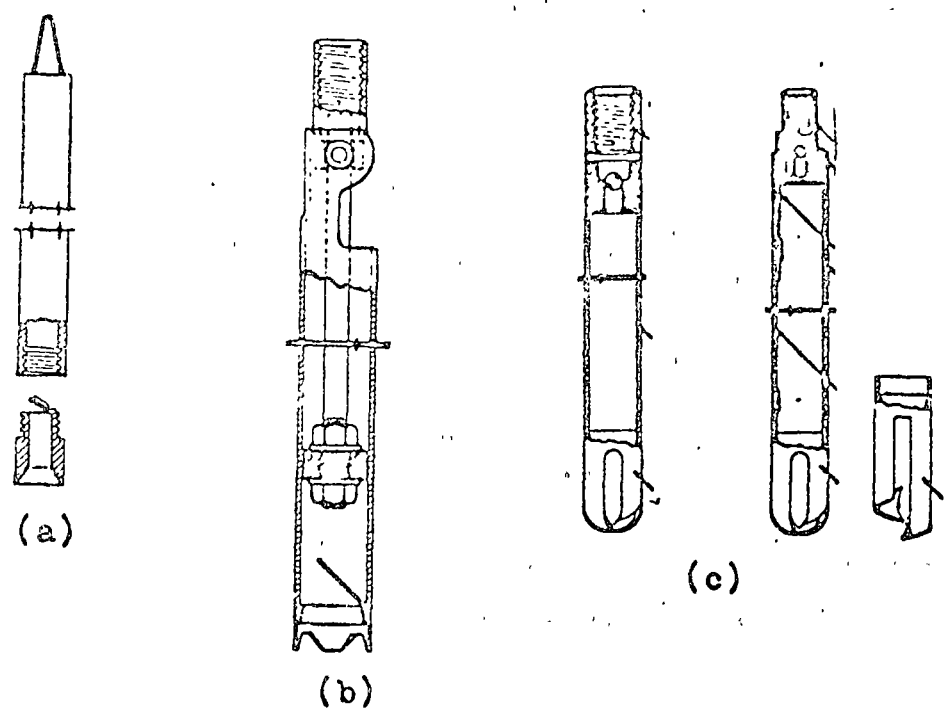
- 1.- Hvorslev, H.J.- Subsurface Exploration and Sampling of soils- U.S. Corps of Engineers, Waterway experimental station - Vicksburg, Miss - 1949.
- 2.- Terzagui y Pack.- Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica - (Trad. O. Moretto) - Ed. El Ateneo - 1955.
- 3.- Flores Salazar, B.- Perforación y Sondeos del Suelo para obras de Ingeniería Civil - SOP - 1967.
- 4.- Cambefort, H. - Forages et Sondages - Egrolles, Paris, 1955.
- 5.- Krinine y Judd - Principles of Engineering Geology and Geotechnics.- Mc. Graw Hill 1951.
- 6.- Peck, Hanson y Thornburn - Foundation Engineering - John Wiley and Sons - 1957.
- 7.- Juárez B. y A. Rico.- Mecánica de Suelos - Tomo I - UNAM - 1969.



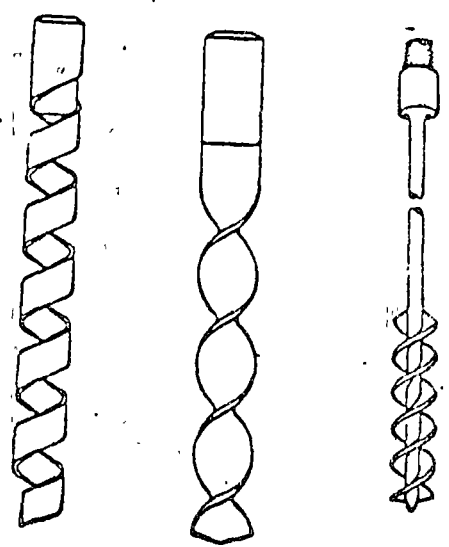
Equipo de perforación por lavado

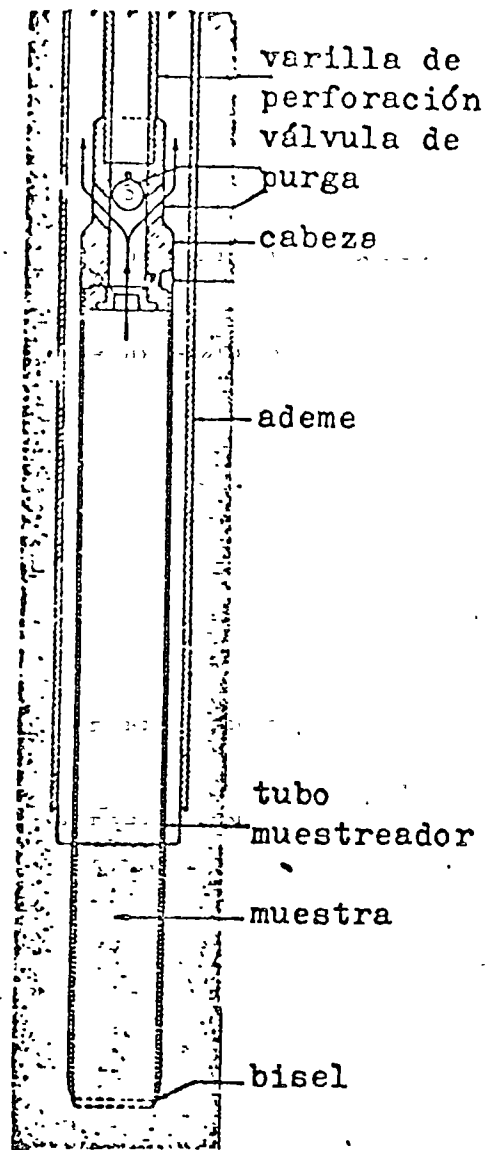


Martinete y Ademe

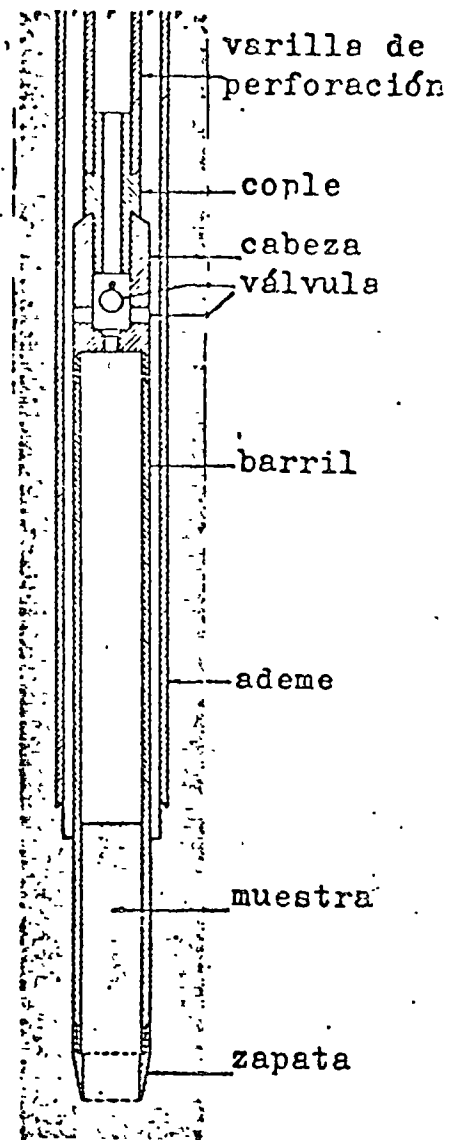


- (a) muestreador de cuchara
- (b) bomba de arena
- (c) cuchara giratoria
- (d) cucharon recogedor
- (e) pela posteadora

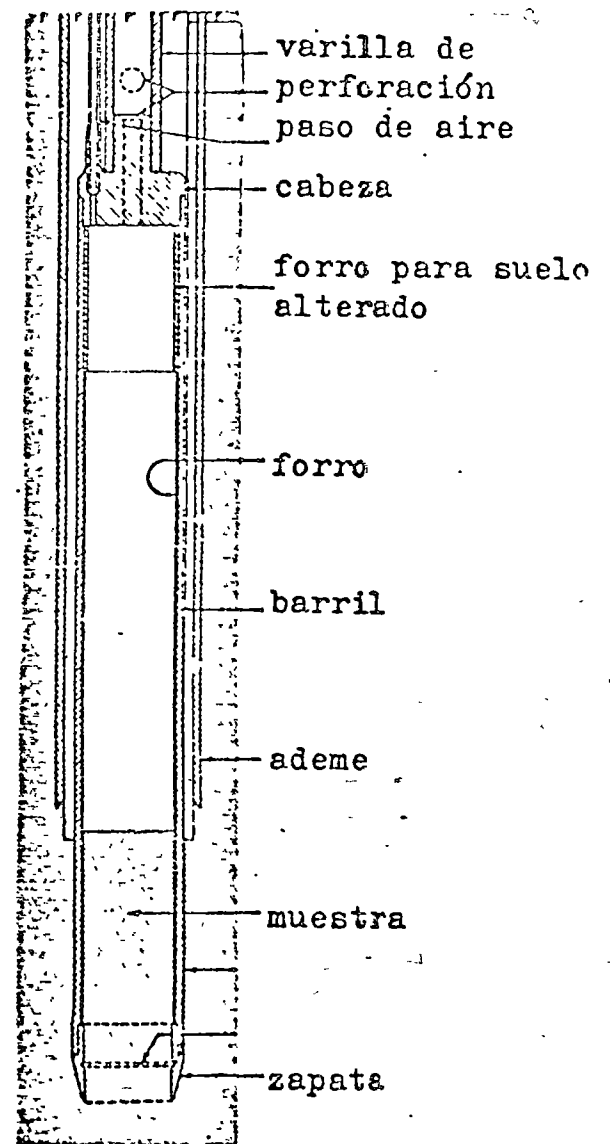




Tubo "Shelby"



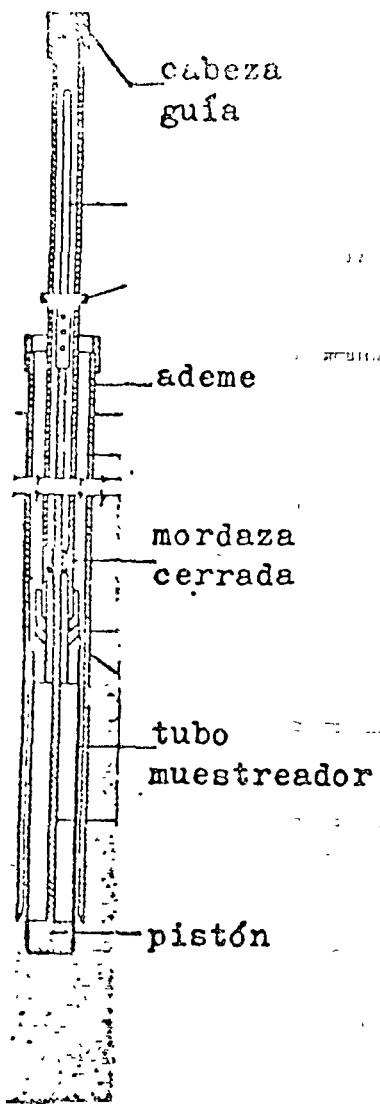
(a)



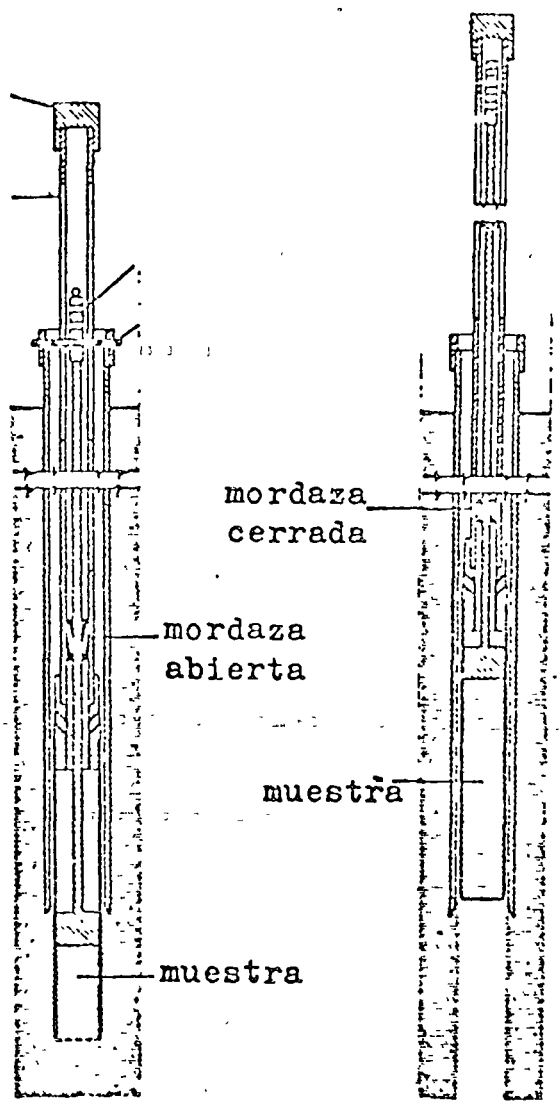
(b)

(a) muestreador de pared gruesa

(b) muestreador compuesto



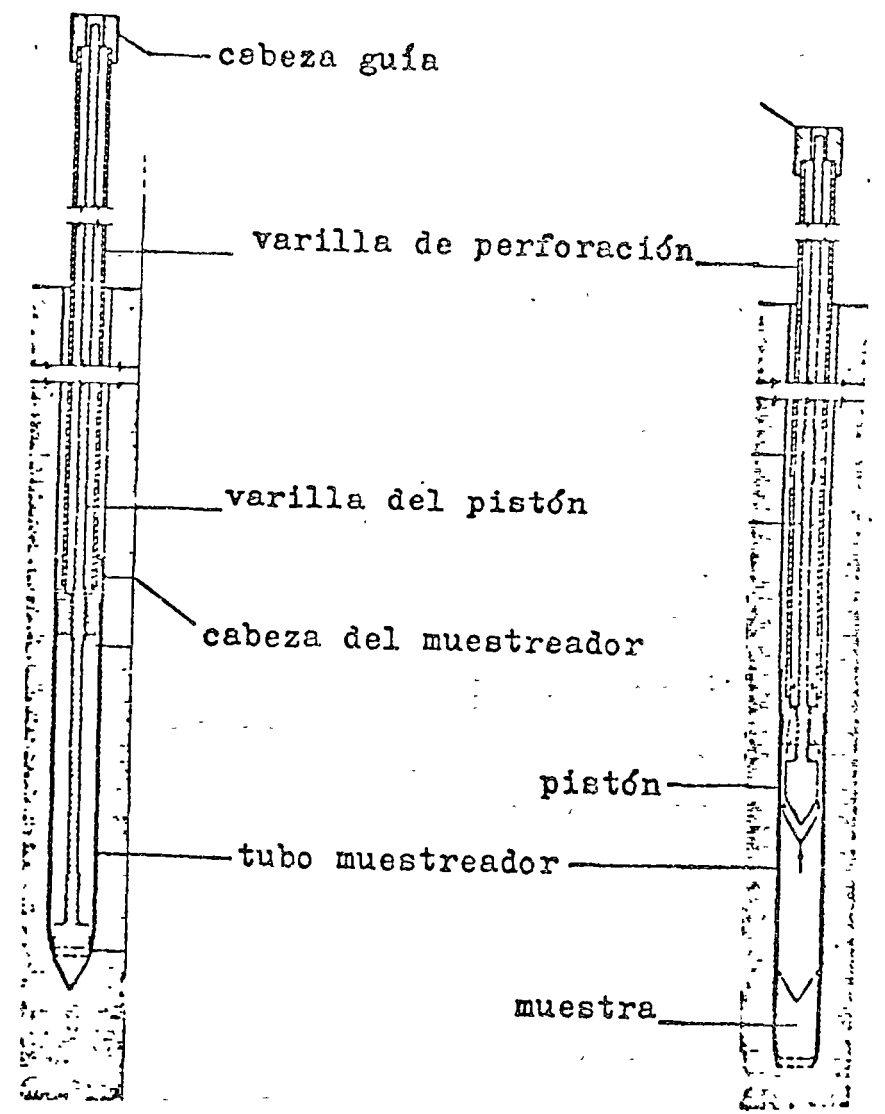
hincado



muestreo

extracción

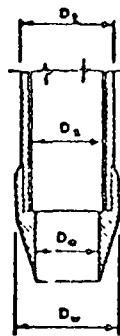
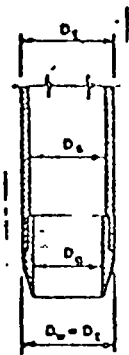
Muestreador de pistón estacionario



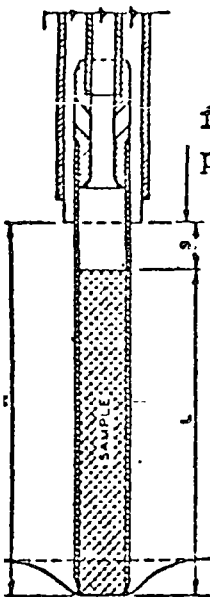
hincado

muestreo

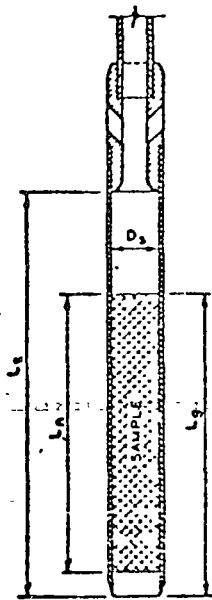
Muestreador de pistón retráctil



fondo de la perforación

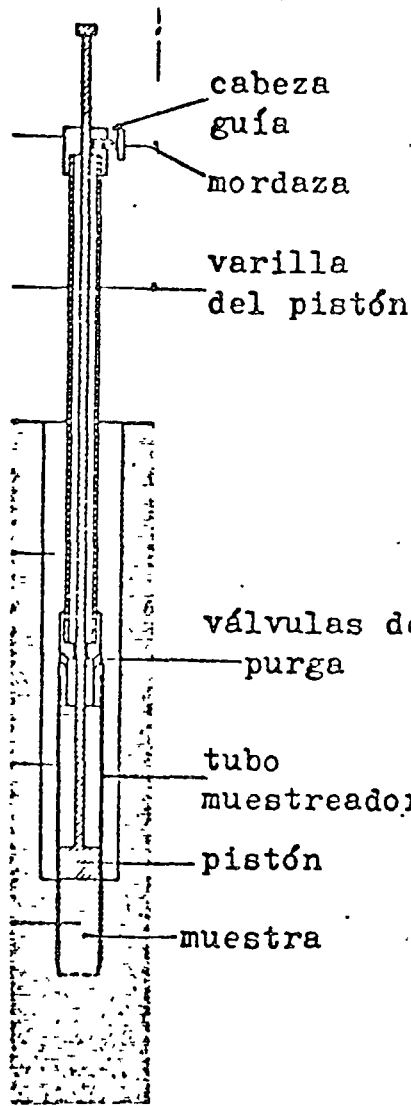


antes de retirarlo



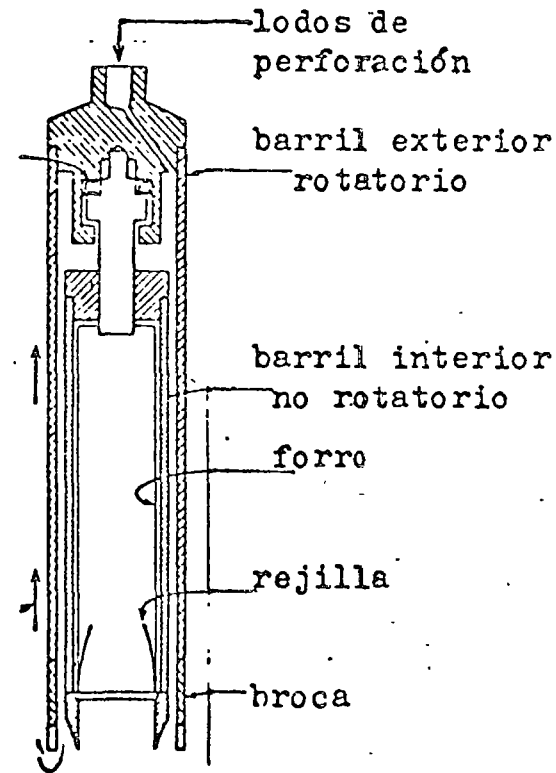
despues de retirarlo

Dimensiones de los muestreadores.



muestreo

Muestreador de pistón libre



Barril Denison

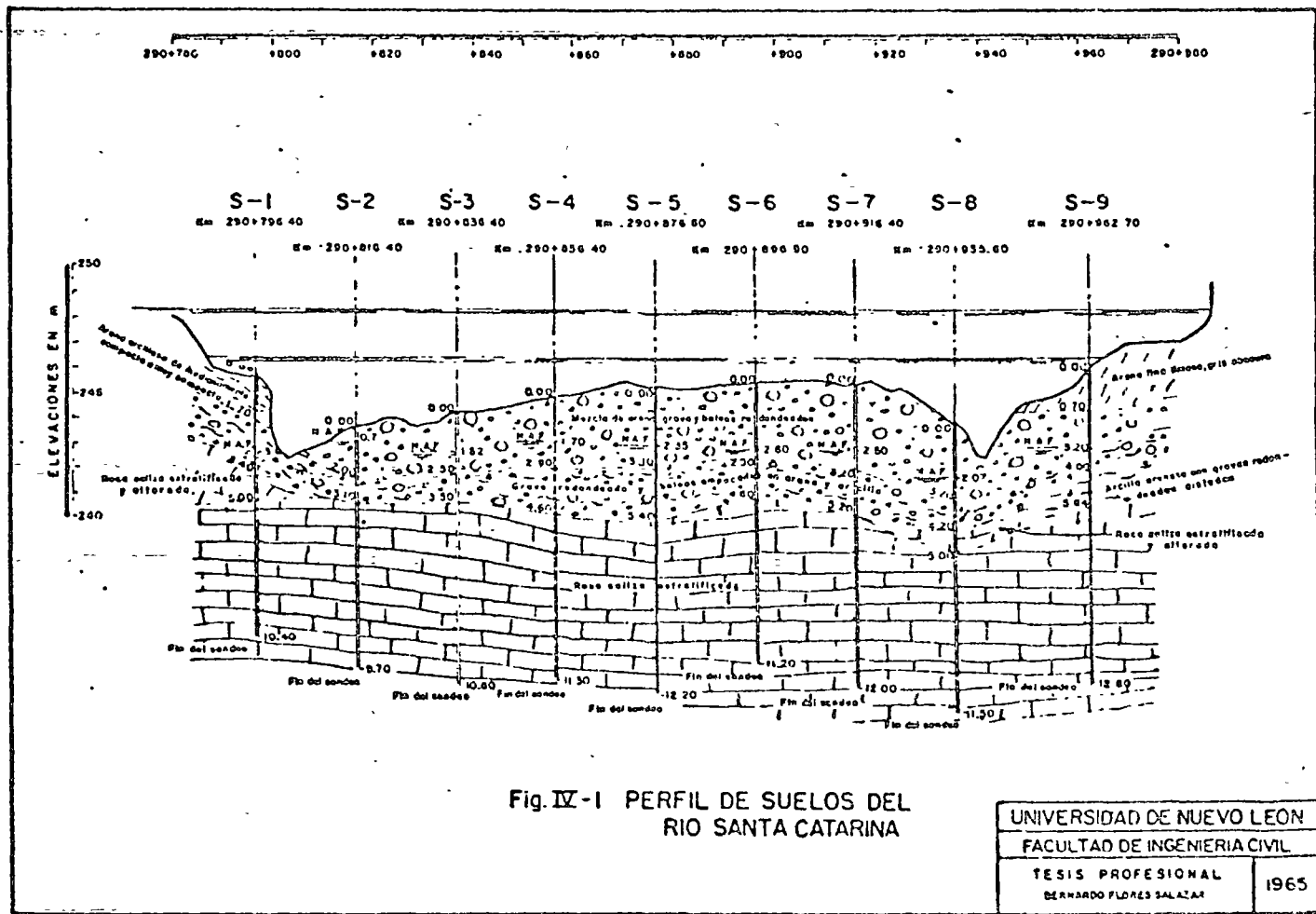


Fig. IV-1 PERFIL DE SUELOS DEL RIO SANTA CATORINA

UNIVERSIDAD DE NUEVO LEON	
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL	
TESIS PROFESIONAL	1965
BERNARDO FLORES SALAZAR	

a

HINCADO DE PILOTES

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
DIRECCION GRAL. DE PROYECTOS Y LABORATORIOS
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA
OFNA. DE MECANICA DE SUELOS

CONTENIDO

HINCADO DE PILOTES

- 1.- Planteamiento del problema
 - 2.- Factores que intervienen
 - 3.- Discusión de la influencia de los factores
 - 4.- Conclusiones
- Apéndice. Chiflonado en pilotos

1.- Plantamiento del problema

En el hincado de pilotes, obviamente precolados, se ha presentado un problema; cuando los pilotes tienen una longitud relativamente grande (mayores de 15 m.) y por tanto un peso grande, no existe comercialmente un equipo hincador que con eficiencia realice el trabajo.

A fin de poder determinar qué solución o soluciones se pueden proponer, a continuación se analizan los factores que intervienen en el problema.

2.- Factores que intervienen

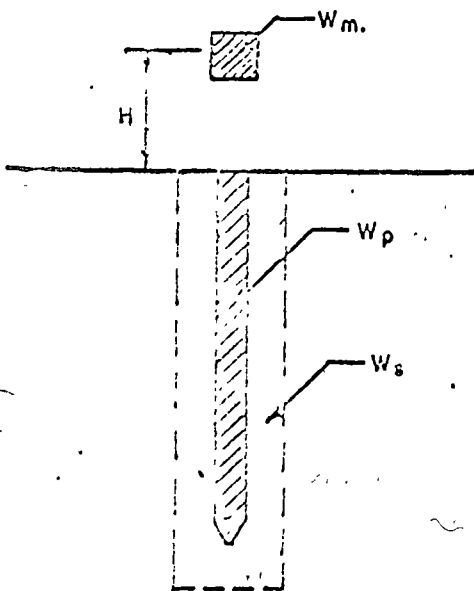
Esencialmente son tres:

- a) El pilote
- b) El equipo golpeador
- c) El suelo de cimentación

De la forma en que influye cada uno de los factores dependerán las conclusiones que se den; ésta se visualiza fácilmente haciendo una deducción simplista de la fórmula que determina la eficiencia del hincado.

Sean:

- W_m = peso del equipo golpeador
- W_p = peso del pilote
- W_s = peso de la masa de suelo que se mueve conjuntamente con el pilote al ser éste golpeado.
- H = altura de caída libre.



$$\text{Eficiencia} = \frac{\text{Energía aprovechada en el hincado}}{\text{Energía proporcionada por el equipo golpeador}}$$

Energía proporcionada por el equipo golpeador

Se considera que antes del golpe, el sistema en movimiento está constituido exclusivamente por el equipo golpeador, de manera que la energía proporcionada es:

$$\text{Energía proporcionada} = W_m H$$

Suponiendo que la duración del choque es infinita con relación al tiempo preciso para la propagación de la onda elástica de impacto en los cuerpos afectados, la energía aprovechada será:

$$\text{Energía aprovechada} = \frac{(W_p + W_s + W_m) U^2}{2g}$$

donde:

U = Velocidad con que descienden: pilote (W_p), -- equipo golpeador (W_m) y suelo (W_s), que se supone lo hacen al mismo tiempo.

$$\eta = \frac{\frac{W_p + W_s + W_m}{2g} U^2}{W_m H}$$

De acuerdo con la teoría de impacto: "La cantidad de movimiento antes y después del choque es la misma". Es decir:

Antes del choque:

$$\text{Cantidad de movimiento} = \frac{W_m}{g} U_m$$

donde: U_m = velocidad de caída del equipo golpeador -- $=\sqrt{2gH}$ (suponiendo caída libre; si existe acción de vapor, U_m será mayor, pero por otro lado se desprecian pérdidas debidas a resistencia del aire por lo que puede considerarse que ambos efectos se compensan, aunque en la práctica se ha visto que U_m es mayor que $\sqrt{2gH}$ para equipo de doble acción).

Después del choque:

$$\text{Cantidad de movimiento} = \frac{W_p + W_s + W_m}{g} U$$

Iguando las cantidades de movimiento antes y de
del choque:

$$\frac{W_m}{g} \sqrt{2gh} = \frac{W_m + W_p + W_s}{g} U$$

$$U = \frac{W_m}{W_m + W_p + W_s} \sqrt{2gh}$$

o sea:

$$U^2 = \left(\frac{W_m}{W_m + W_p + W_s} \right)^2 2gH$$

sustituyendo en la expresión de la eficiencia:

$$\eta = \frac{W_m}{W_m + W_p + W_s}$$

Es decir:

$$\eta = \frac{1}{1 + \frac{W_p + W_s}{W_m}}$$

Expresión de la eficiencia-
en función de los tres fac-
tores: el equipo golpeador-
(W_m) el pilote (W_p)
el suelo (W_s)

3.- Discusión de la influencia de los factores

a. Suelo (W_s)

De los tres factores mencionados, el más difícil de vi-
sualizar es el del suelo, representado en la fórmula por el
so W_s que corresponde al peso de la masa de suelo que rodeando
al pilote se mueve conjuntamente con éste.

¿De qué depende su magnitud?

a.1) de la naturaleza del suelo.

- porque la masa de suelo que se mueve, lo -
hace debido a que se produce una variación
en su estado de esfuerzos, que es máxima -
en el contacto con el pilote y se anula -

una cierta distancia del mismo; esa distancia depende de la resistencia del suelo; a mayor resistencia los esfuerzos generados se disipan totalmente a una distancia menor del pilote. Es decir:
a mayor resistencia del suelo la masa de suelo que se mueve es menor.

a.2) de las características geométricas del pilote.

- porque la variación de esfuerzos mencionada es producida también por el desplazamiento de un volumen de suelo igual al del pilote que va penetrando en la masa de suelo, luego a mayor volumen de pilote mayor volumen de suelo se mueve.

(En las dos anteriores observaciones se han considerado exclusivamente esfuerzos, pero es lógico que si se consideran deformaciones los resultados que se obtienen andan por debajo de los obtenidos).

De acuerdo con la fórmula de eficiencia del hincado para aumentar es necesario disminuir el peso de la masa de suelo que se mueva.

Para lograr prácticamente lo anterior, teniendo en cuenta a.1) y a.2), sólo se ven dos posibilidades:

1.- Hacer una perforación previa al hincado del pilote de manera de disminuir el volumen de suelo desplazado.
(saco)

2.- Disminuir el volumen del pilote, por ejemplo empleando:

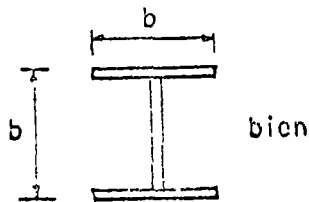
pilotes de sección H ya sea metálicos o de concreto.

Respecto a la primera posibilidad es necesario hacer notar que el emplearla implica aumentar el costo de hincado, con una operación más: la perforación previa.

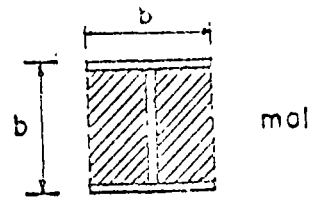
En cuanto a la segunda posibilidad se ve factible en el caso de que el pilote vaya a trabajar fundamentalmente por fricción o adherencia, pues la capacidad que proporciona es muy pequeña; además, en el caso de cimentaciones de pilotes como común encontrar materiales de acarreo constituidos

por gravas, bolcos, arenas, etc. que con menos dificultad son
atravesados por pilotes metálicos (no los de concreto aun cuando
do sean de sección H).

En el caso de utilizar pilotes de sección H (podrán ser
de acero o de aluminio, abiertos en la punta) es necesario asegurarse
que lo que trabaja tanto al penetrar como cuando ya soporten
la carga de la estructura sea precisamente el perímetro de la
sección y no el que la circunscribe como se indica en las figu-
ras.



El perímetro que trabaja es el de
la sección, lo que equivale a que el
pilote entre "cortando" el suelo.



El perímetro que trabaja es el que
circunscribe a la sección, debido a que
el suelo en el "interior" de la sección
por adherencia o fricción trabaja al uní-
sono con ésta.

El que el pilote trabaje "bien" o "mal" dependerá de
la resistencia del suelo y de las características geométricas
de la sección; salvo una discusión más a fondo, los cálculos de-
terminan que para casi todos los suelos el trabajo del pilote
resulta adecuado si b es del orden o mayor que 40 cm.

Sin embargo, hasta ahora no se ha confirmado la magni-
tud del suelo que se mueve conjuntamente con el pilote; tenien-
do en cuenta que los dos factores que intervienen son la natu-
raleza del suelo y las características geométricas del pilote, se
pongamos un mismo suelo, en estas condiciones y en el caso más
extremo el volumen de suelo que se mueve es igual al del pilote
que penetra, es decir:

volumen de suelo que se mueve = volumen del pilote
conjuntamente con el pilote

En la fórmula de η intervienen los pesos de los volúmenes anteriores, de manera que puede ahora definirse un coeficiente λ tal que:

$$\lambda = \frac{\text{Peso del suelo que se mueve con el pilote}}{\text{Peso del pilote}} = \frac{W_s}{W_p}$$

pero:

$$W_s = \text{volumen del pilote} \times \gamma_{\text{suelo}}$$

$$W_p = \text{volumen del pilote} \times \gamma_{\text{pilote}} \quad \therefore \lambda = \frac{\gamma_{\text{suelo}}}{\gamma_{\text{pilote}}}$$

aceptando para γ_{suelo} un valor medio de 1.6 Ton/m³.

aceptando para γ_{pilote} un valor de : $\gamma = 2.4$ Ton/m³ (pilote de concreto reforzado).

se tiene:

$$\lambda = \frac{1.6}{2.4} \doteq 0.67$$

si se considera pilote de acero:

$$\lambda = \frac{1.6}{8.0} \doteq 0.20$$

luego: $W_p + W_s = W_p + \lambda W_p = W_p (1 + \lambda)$

es decir: $W_p + W_s = 1.67 W_p$ para pilotes de concreto

$W_p + W_s = 1.20 W_p$ para pilotes de acero

la fórmula de la eficiencia queda:

$$\eta_c = \frac{1}{1 + \frac{1.67 W_p}{W_m}}$$

para pilotes de concreto.

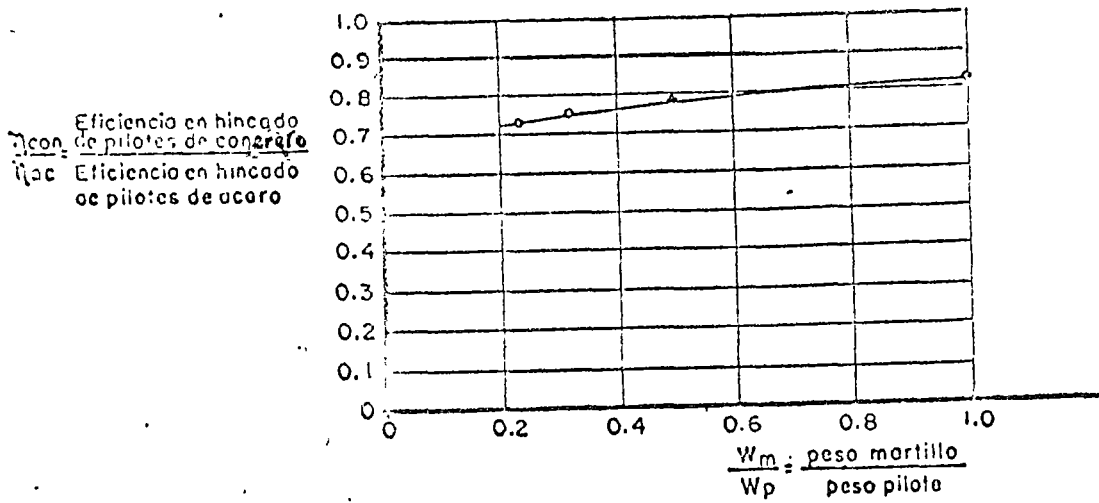
$$\eta_a = \frac{1}{1 + \frac{1.2 W_p}{W_m}}$$

para pilotes de acero

o sea:

$\frac{W_m}{W_p}$	η_c
	η_a
1.0	0.82
0.5	0.71
0.33	0.76
0.25	0.755
0.20	0.75

Graficando se tiene:



Conclusión: por el sólo hecho de cambiar de pilotes de concreto a pilotes de acero, la eficiencia de hincado se incrementa de un 20 a un 25%.

Es posible ahora cuantificar la influencia de la perforación previa, para ello basta con hacer $W_s = 0$ en las fórmulas encontradas; así, se tiene:

Para pilotes de concreto:

$$\text{Eficiencia con perforación previa} = \eta_{cp} = \frac{1.07}{W_m} (W_s=0)$$

$$\text{Eficiencia sin perforación previa} = \eta_{cs} = \frac{1}{1+1.07 \frac{W_s}{W_m}}$$

Análogo para pilotes de acero se tiene:

$$\text{Eficiencia con perforación previa} = \eta_{ap} = \frac{1}{1 + \frac{W_p}{W_m}} (W_p = 0)$$

$$\text{Eficiencia sin perforación previa} = \eta_{as} = \frac{1}{1 + 1.2 \frac{W_p}{W_m}}$$

El caso de la perforación previa en pilotes de acero, prácticamente es inadecuado, sin embargo se hace el cálculo para reforzar esta idea.

O sea:

W_m/W_p	$\frac{\eta_{ca}}{\eta_{cp}}$	$\frac{\eta_{aa}}{\eta_{ac}}$
1.0	0.75	0.91
0.5	0.69	0.88
0.33	0.66	0.87
0.25	0.65	0.86
0.20	0.64	0.86

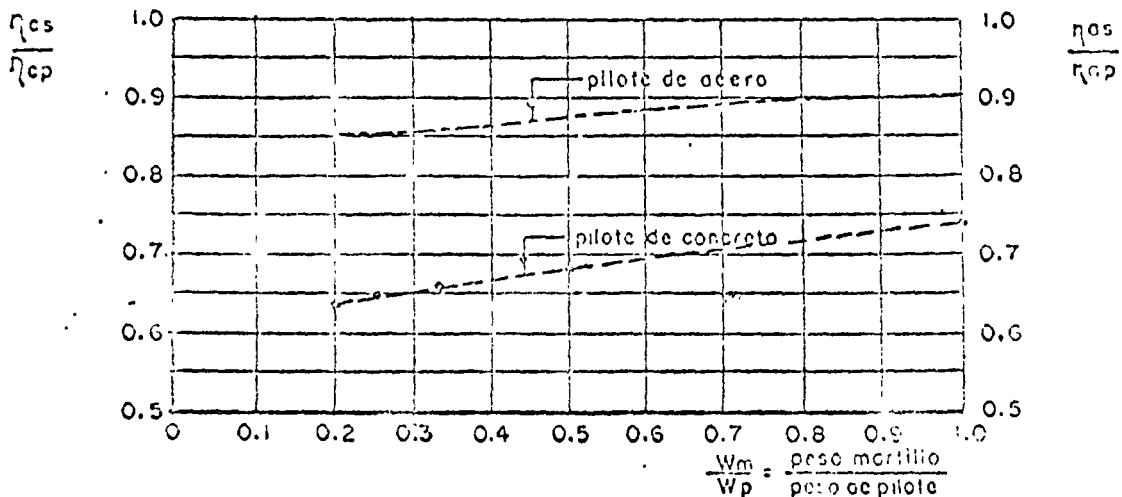
η_{cs} = eficiencia en pilote de concreto sin perforación previa.

η_{cp} = eficiencia en pilote de concreto con perforación previa.

η_{as} = eficiencia en pilote de acero sin perforación previa.

η_{ap} = eficiencia en pilote de acero con perforación previa.

Graficando:



Observando la gráfica, puede anotarse que el incremento de eficiencia haciendo perforación previa, en el caso de

pilotes de acero lo hace entre un 10 y un 15%. Es necesario notar que la perforación previa es de una magnitud tal que el suelo queda "despegado" del pilote pues sólo de esa manera puede considerarse $W_s=0$; sin embargo, en la práctica la perforación previa se hace de una dimensión menor a la sección recta del pilote, ya sea por condición de estabilidad horizontal o bien para contar con algo de adherencia o fricción; de manera que en la práctica los incrementos de eficiencia son aún menores que los anotados.

Es posible que surja la duda de porqué, por el sólo hecho de cambiar de pilotes de concreto a pilotes de acero, el incremento de eficiencia debida a perforación previa cambie, ya que esta operación no tiene nada que ver con el tipo de material que constituya el pilote; la razón es que esta variación es todavía influencia del cambio de material que se estudió antes, pues la fórmula de η cambia numéricamente, pues mientras en pilotes de concreto interviene un 1.67 en los de acero ese valor disminuye a 1.20

Conclusión: el hacer perforación previa, en el caso de pilotes de acero, incrementa la eficiencia de un 10% en un valor que es del orden de la mitad del incremento que se tiene haciendo esta operación en pilotes de concreto, pues en los últimos el incremento es del

(30%)

El empleo de chiflonado en pilotes por medio de inyección de agua, tiene efecto en el suelo que rodea al pilote, ocasionando un desplazamiento de la masa de suelo en la punta del pilote y una lubricación en el fuste del mismo. Algunos aspectos relacionados con el chiflonado se tratan en el apéndice que se encuentra al final de este trabajo.

Siguiendo con la discusión de los factores que intervienen en el problema, pasemos a estudiar el efecto del pilote.

b. Pilote (W_p)

Observando las fórmulas de eficiencia obtenidas antes, se llega a la conclusión importante de que desde el punto de vista del pilote exclusivamente, si se quiere incrementar la eficiencia deberá disminuirse el peso del pilote.

A fin de cuantificar lo anterior, supongamos que el peso del equipo golpeador permanece constante, y que varía el peso

del pilote W_p , incrementándose de manera que la relación η_c es la que aparece en la fórmula de η varía. Así, se tiene:

Para pilotes de concreto:

$$\eta_c = \frac{1}{1 + 1.67 \frac{W_p}{W_m}}$$

Supongamos por comodidad: $W_m = 1 \text{ Ton.}$

y pilote de concreto de sección recta cuadrada. Se tiene:

	Area	Peso por metro
Pilote de sección recta cuadrada con dimensiones de: $\gamma_{\text{concreto}} = 2.4 \text{ Ton/m}^3$ reforzado	0.30x0.30	0.216 Ton.
	0.40x0.40	0.384 Ton.
	0.50x0.50	0.600 Ton.
	0.60x0.60	0.840 Ton.

Luego se tiene:

Longitud del pilote en metros	η_c en %			
	0.30x0.30	0.40x0.40	0.50x0.50	0.60x0.60
5.0	35.5	24.8	16.6	12.4
10.0	21.6	13.5	9.1	6.7
11.0	20.1	12.4	8.3	6.1
12.0	18.8	11.5	7.7	5.6
13.0	17.5	10.7	7.1	5.2
14.0	16.5	10.1	6.7	
15.0	15.6	9.4	6.25	4.5
16.0	14.8	8.9	5.9	4.2
17.0	14.1	8.5	5.5	4.0
18.0	13.3	8.0	5.2	3.8
19.0	12.8	7.6	5.0	3.6
20.0	12.1	7.2	4.75	3.4
25.0	10.0	5.9	3.84	2.8
30.0	9.0	4.9	3.27	2.3

Observaciones:

- 1.- La máxima eficiencia para pilotes cortos y de las menores dimensiones geométricas es muy pequeña, del orden del 35%
- 2.- La eficiencia disminuye más rápidamente al hincar los primeros metros de pilote que al hacerlo con los últimos. Por ejemplo, si de 5 m. longitud se pasa a 10 m., la disminución de resistencia es del orden de 10 veces mayor que si se pasa de 25.0 m. a 30.0 m.

Para el caso de pilotes de acero, y a fin de poder comparar resultados, también se considerará $W_m = 1$ Ton. y sólo se hará el cálculo para el caso de sección H de 40 cm. x 40 cm. (de acuerdo con la observación hecha en la hoja 5).

El peso por medio del pilote es del orden de: 0.130 Ton/m.

Luego, empleando la fórmula:

$$\eta_a = \frac{1}{1 + 1.2 \frac{W_p}{W_m}}$$

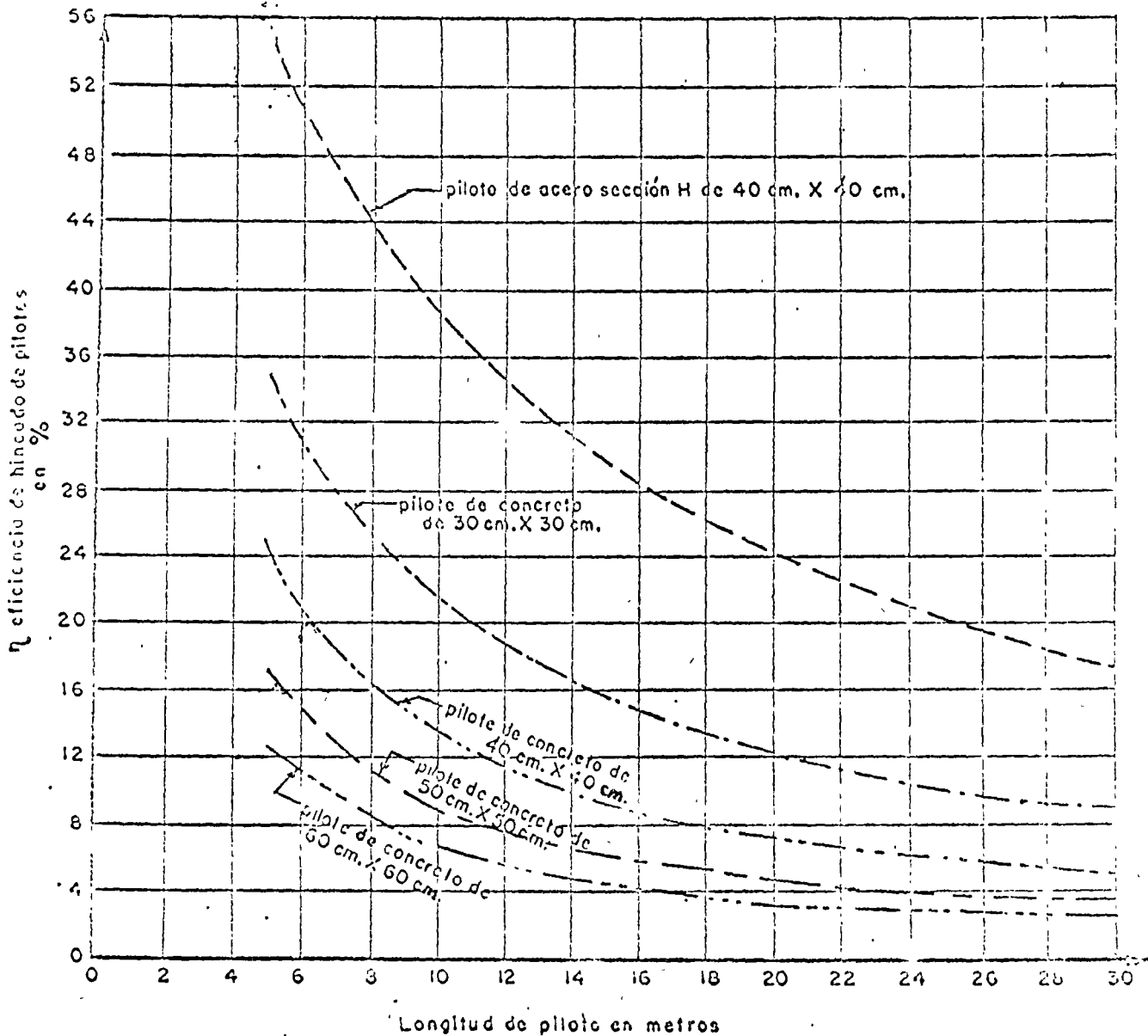
Se tienen los resultados que se anotan en el cuadro:

Longitud del pilote en metros	Peso Ton.	η_a en %
5.0	0.65	56.2
10.0	1.30	39.0
11.0	1.43	37.0
12.0	1.56	34.8
13.0	1.69	33.1
14.0	1.82	31.5
15.0	1.95	30.0
16.0	2.08	28.5
17.0	2.21	27.4
18.0	2.34	26.3
19.0	2.47	25.2
20.0	2.60	24.2
25.0	3.25	20.4
30.0	3.90	17.6

Observaciones:

- 1.- La máxima eficiencia para pilotes cortos de acero, - aunque es un 20% mayor que la de los pilotes de concreto, aún resulta pequeña, es del orden de 55%.
- 2.- La disminución de eficiencia, en los primeros metros hincados es mayor que en los últimos, y es del orden del doble que para pilotes de concreto.

Graficando se tiene:



Conclusión.- Hasta 14 m. de longitud, en el caso de pilotes de concreto, el reducir la sección recta redonda en un incremento considerable de la eficiencia de hundido. Después de esa longitud parece que lo conveniente es cambiar a pilote de acero o bien hacer una combinación de ambos materiales, es decir, emplear pilotes mixtos.

Veamos finalmente el tercer y último factor.-

C. EQUIPO GOLPEADOR. (W_m)

Su influencia es muy relativa, pues aún cuando en la fórmula de la eficiencia, se observa claramente que:

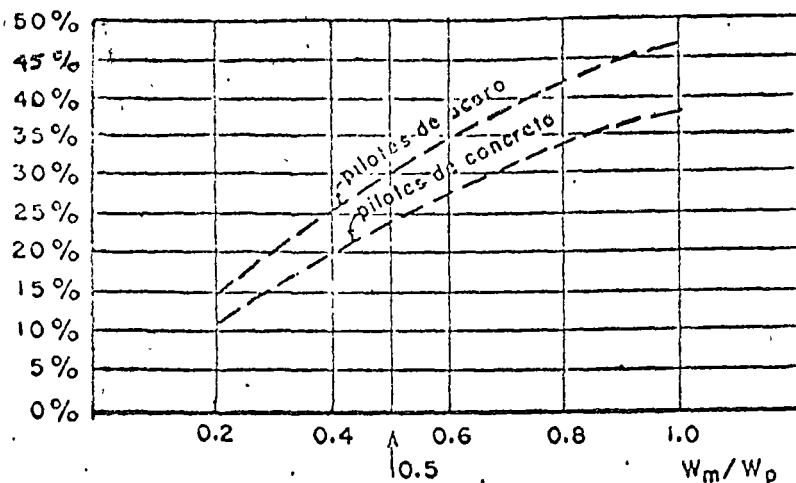
a mayor peso del equipo golpeador (W_m), mayor eficiencia.

no es posible variarlo a voluntad debido a que está fijado por las características de los equipos que existen en el mercado.

Realmente la eficiencia depende de la relación $\frac{W_m}{W_p}$ y en forma gráfica procederemos a cuantificar esa influencia.

Se tiene:

$\frac{W_m}{W_p}$	pilotes de concreto $\eta_c = \frac{1}{1 + 1.67 \frac{W_p}{W_m}}$	pilotes de acero $\eta_a = \frac{1}{1 + 1.2 \frac{W_p}{W_m}}$
1.0	37.4 %	45.5 %
0.5	23.1 %	29.4 %
0.33	16.6 %	21.7 %
0.25	13.0 %	17.2 %
0.20	10.7 %	14.3 %



Con las gráficas anteriores, se comprende el por qué la exigencia de que en la práctica se empleen martillos golpeadores, cuyo peso sea cuando menos la mitad del peso del pilote, pues con ello se tienen eficiencias del orden del 25%, que en realidad son menores, debido a la producción de ondas que en la deducción de la fórmula se han despreciado. Prácticamente el tener una eficiencia de la magnitud indicada no es una condición indeseable, pues significa que con un golpe sobre el pilote, éste se hince un 25% de la altura de caída del martillo. A pesar de lo anterior el haber escogido la condición de $\frac{W_m}{W_p} = 0.5$ ha conducido al problema que nos ocupa; existen en el mercado pocas piloteadoras que puedan cumplir con esa condición.

Por ejemplo la piloteadora Delmac 22, que es de las más potentes, tiene las siguientes características:

Peso del martinete con accesorios	4438	Kg.
Peso del pistón	2200	Kg.
Golpes por minuto	50 - 60	
Trabajo por golpe	5500	Kg. ...
Con la condición de:	$\frac{W_m}{W_p} = 0.5$	

Se tiene que el pilote no puede pesar más de:

$$W_p = 4438 \times 2 = 8876 \text{ Kg.}$$

para ver a qué longitud de pilote equivale, consideremos los valores de la tabla siguiente:

Teóricamente en pilotes de 0.30m.x0.30 m. la longitud es 10 m.
 " " " " 0.40m.x0.40 " " " " 20 "
 " " " " 0.50m.x0.50 " " " " 17 "
 " " " " 0.60m.x0.60 " " " " 10 "

Debe tenerse en cuenta que los valores anotados son máximos pues se está considerando una de las piloteadoras más potentes.

Longitud del pilote en metros	Peso del pilote en Ton.				de acero (0.40x0.40)
	0.30m x 0.30m	0.40m x 0.40m	0.50m x 0.50m	0.60m x 0.60m	
5.0	1.080	1.82	3.00	4.20	0.650
10.0	2.16	3.84	6.00	8.40	1.30
11.0	2.37	4.22	6.60	9.24	1.43
12.0	2.59	4.61	7.20	10.08	1.56
13.0	2.80	4.99	7.80	10.92	1.69
14.0	3.02	5.37	8.40	11.76	1.82
15.0	3.24	5.76	9.00	12.60	1.95
16.0	3.45	6.14	9.60	13.44	2.08
17.0	3.66	6.52	10.20	14.28	2.21
18.0	3.87	6.91	10.80	15.12	2.34
19.0	4.09	7.29	11.40	15.96	2.47
20.0	4.32	7.68	12.00	16.80	2.60
25.0	5.40	9.60	15.00	21.00	3.25
30.0	6.48	11.52	18.00	25.20	3.90

En la práctica, el problema se presenta comúnmente cuando hay necesidad de hincar pilotes en suelos de comportamiento friccionante: arena, gravas, bolos o combinaciones de ellos; en ocasiones se emplea con éxito el chiflonar pero esto no basta en algunos casos, por lo que puede pensarse en las posibilidades de solución:

a) Disminuir el peso del pilote, ya sea empleando un acero, o bien uno mixto constituido principalmente por concreto reforzado y por acero; también se puede pensar en hacer perforación previa o bien en aumentar el peso del equipo golpeador aunque como ya se dijo esto último tiene un límite comercial.

b) Cambiar a pilotes de acero introducidos con métodos vibratorios o bien empleando este sistema, construir pilas.

4. CONCLUSIONES

4. 1.- Los factores que intervienen en el hincado de un pilote son:

- el suelo de cimentación
- el pilote
- el equipo empleado en el hincado.

su influencia se manifiesta en la fórmula de eficiencia de hincado mediante sus respectivos pesos.

4. 2.- Para aumentar la eficiencia del hincado es necesario disminuir el peso de la masa de suelo de cimentación que se mueve conjuntamente con el pilote, para ello:

4.2.1.- ó se hace una perforación previa al hincado del pilote de manera de disminuir el volumen de suelo desplazado.

4.2.2.- ó se disminuye el volumen del pilote empleando, por ejemplo, pilotes de acero sección H.

4.2.3.- el hacer perforación previa, en el caso de pilotes de acero, incrementa la eficiencia de hincado en un valor que es del orden de la mitad del incremento que se tiene haciendo esta operación en pilotes de concreto; en estos últimos, si la perforación se hace de igual o mayor magnitud a la del pilote, la eficiencia se incrementa un 50%.

4.2.4.- por el solo hecho de cambiar de pilotes de concreto a de acero la eficiencia de hincado se incrementa de un 20% a un 25%.

4.3.- Para aumentar la eficiencia del hincado es necesario disminuir el peso del pilote.

3.1.- Hasta 14 m. de longitud, en el caso de pilotes de concreto, el reducir la sección recta redundaría en un incremento considerable de eficiencia de hincado; después de esa longitud, parece ser que lo conveniente es cambiar a pilote de acero o bien hacer una combinación de ambos materiales, es decir, emplear pilotes mixtos.

4.4.- La influencia del equipo golpeador es muy relativa, pues aunque la fórmula de eficiencia en el hincado, se observa claramente que ésta aumenta al hacerlo el peso del equipo golpeador, no es posible variarlo mucho pues está fijado por las características de los equipos existentes en el mercado.

4.5.- En la práctica los problemas en el hincado se presentan comúnmente al tener que pasar suelos de comportamiento friccionante: arenas, gravas, boleas o combinaciones de ellos, en ocasiones se emplea con éxito el chifonado pero esto no basta en algunos casos por lo que puede pensarse en aplicar las anteriores conclusiones o bien cambiar a pilotes de acero introducidos con métodos vibratorios o también empleando este sistema construir pilas.

Apéndice. Chiflonado en pilotes

En el chiflonado en pilotes por medio de inyección de agua, influyen los siguientes factores:

- a) Tipo de suelo.
- b) Dispositivos de inyección de agua.

a) Tipo de suelo.

La resistencia que presenta en suelo friccional al hincado de pilotes, se puede disminuir empleando chiflonado de agua durante el mismo. Sin embargo, este método no es efectivo en gravas muy gruesas y sueltas, y en roca.

La inyección de agua durante el hincado en arcillas blandas no es conveniente, debido a que se cierra el espacio en torno al pilote, lo que impide la salida de agua hacia el exterior. Además, en arcillas se obtienen mejores resultados haciendo una perforación previa al hincado.

Si se tiene un estrato de arcilla que sobreyace a otro de arena, puede suceder que el agua no salga por el primero; para este caso hay diseños especiales que facilitan la salida del agua.

En suelos cohesivo - friccional, el chiflonado puede ocasionar el efecto perjudicial de que las partículas finas se separen de las gruesas.

En suelos limosos es posible que se suelte el material.

b) Dispositivos de inyección de agua.

Los tubos de inyección de agua se pueden disponer de dos maneras:

- 1) colocarlos dentro del pilote, ó
- 2) colocarlos fuera del-

piloto, unidos a éste. El primer dispositivo resulta más caro y menos eficiente que el segundo. Si consideramos además que el chiflonado no es útil en todos los suelos, se concluye que es más conveniente colocar los tubos de inyección fuera del piloto, en caso de dar una recomendación general.

El empleo de un solo tubo de inyección ocasiona que se inclinen pilotes de longitud grande, por lo que es conveniente usar dos tubos como mínimo; aunque si el pilote se hince por lo menos un tercio de su longitud, antes de la inyección de agua, se asegura que el pilote no se desviará.

E Q U I P O

El empleo de chiflonado en pilotes requiere el abastecimiento de una gran cantidad de agua para operar el chiflón. Para inyección a través de arena debe preverse un gasto del orden de 1000 litros/min. por pilote, con presiones de agua del orden de 10 Kg/cm². En materiales más gruesos ambas cifras pueden crecer considerablemente. Además, si se están colocando varios pilotes, se necesita drenar del sitio miles de litros/hora, lo que causará dificultades en la área plana.

El equipo que se puede utilizar durante el chiflonado es el siguiente:

La manguera debe ser $\frac{1}{2}$ " mayor que el tubo del chiflón.-
La longitud de la misma será la mínima, para evitar pérdidas por fricción.

Tubos de chiflón: $\frac{1}{2}$ ", 2 a 2 $\frac{1}{2}$ " en ocasiones se podrá emplear hasta 4".

Boquillas: $\frac{3}{4}$ " a 1 $\frac{1}{2}$ "

Presiones en la bomba: 10 a 14 Kg/cm².

La presión necesaria en el extremo inferior del pilote,

para gravas, es de 7 a 10 Kg/cm²; mientras que para arenas varía entre 3 y 4 Kg/cm².

Las siguientes tablas pueden servir como norma para elegir el tipo de bomba conveniente: ..

T A B L A 1. Gasto aproximado en litros por minuto de boquillas unidas a una tubería o manguera de 2½" y de 15 m. de longitud.*

Presión en la bomba Kg/cm ² .	Diámetro de la boquilla, pulg.				
	¾	1	1 ¼	1 ⅜	1 ½
7	605	1040	1510	1740	1950
10	740	1290	1870	2160	2420
14	830	1500	2200	2540	2800

T A B L A 2. Pérdida de presión por fricción en tubería y/o manguera.*

Diam. del tubo pulg.	litros por minuto								
	380	570	760	950	1140	1320	1510	1700	1890
	Pérdida por fricción, Kg/cm ² . por metro de longitud								
2	0.011	0.022	0.040	0.062	0.088				
2½	0.002	0.005	0.008	0.013	0.019	0.025	0.034	0.042	0.053
3	-	0.001	0.002	0.004	0.005	0.007	0.010	0.013	0.015
3½	-	-	-	0.001	0.002	0.002	0.003	0.004	0.005
4	-	-	-	-	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002

* Según R.D. Chellis, 1951.

La pérdida de energía por fricción y por cambios de dirección en una tubería se puede calcular mediante fórmulas teóricas. Los resultados de la aplicación de estas fórmulas para diámetros de tubería de 1, 2 y 2.5 pulgadas se muestran en las Figs. 1 y 2, donde se da la pérdida de presión en la tubería por unidad de longitud, en función del gasto de inyección de agua. Los valores que proporcionan estas gráficas son del orden de 3 veces mayores que los reportados por R.D. Chellis en las tablas presentadas antes.

Tanto en las tablas como en las gráficas se observa que a medida que disminuye el diámetro de la tubería, aumentan las pérdidas de energía. Este efecto se aprecia en la Fig. 1, donde las pérdidas para un diámetro de 1 Pulg. son considerablemente mayores que las de 2 Pulg. En consecuencia, si se emplea tubería de 1 Pulg. de diámetro se tendrán pérdidas excesivas de energía, lo que ocasionará que se requieran presiones muy altas en el equipo de bombeo.

El empleo de las tablas y gráficas será como sigue: dado el diámetro y longitud de la tubería, así como el diámetro de la boquilla, mediante la Tabla 1, se conocerá en forma aproximada la presión y el gasto necesarios del equipo de inyección. Sin embargo, como se mencionó antes, la presión en la punta del pilote varía de acuerdo al tipo de suelo, requiriéndose de 7 a 10 Kg/cm² en gravas y de 3 a 4 Kg/cm² en arenas. Así, dadas la presión y el gasto de la bomba, se deberá calcular la pérdida de energía con la Tabla 2 ó con la Fig. 2, de tal manera que la presión en la punta del pilote sea suficiente para el tipo de suelo.

Es necesario conocer los resultados de la aplicación de las tablas y las gráficas en el campo, para decidir cuál es el mejor procedimiento en la elección del tipo de equipo de inyección. Se necesita entonces que se reporten datos de campo sobre presiones y gastos usuales en chiflonado de pilotes.

RECOMENDACIONES PARA EL HINCADO

A continuación se proporcionan algunas recomendaciones que pueden ser de utilidad durante el hincado de pilotes usando chiflonado:

- a) El chiflonado deberá suspenderse algunos metros antes de la posición final del pilote, alcanzándose ésta mediante los golpes de un martillo.
- b) Si se utiliza un solo tubo para chiflonado, el pilote se deberá hincar por lo menos una tercera parte de su longitud antes de la inyección de agua, con el objeto de evitar que el pilote se incline.
- c) Cuando la presión o el gasto del equipo sean bajas, es recomendable mover el tubo hacia arriba y hacia abajo, facilitándose con esto el chiflonado.

C O N C L U S I O N E S

Las conclusiones de este apéndice son las siguientes:

- a) El chiflonado es especialmente útil en suelos friccio- nantes; pero no es efectivo en gravas muy gruesas y - sueltas, roca y en arcilla blanda.
- b) Es conveniente usar dos tubos de inyección de agua co- mo mínimo, para evitar que el pilote se incline.
- c) A medida que disminuye el diámetro de la tubería aumen- tan las pérdidas de energía. Estas son excesivas para- tubos de 1 Pulg. de diámetro.
- d) Se necesita una gran cantidad de agua para operar el - chiflón. La presión y el gasto del equipo de bombos se podrán calcular mediante las tablas y gráficas presen- tadas en el cuerpo de este apéndice.

c) Se requiere información sobre presiones y gastos de bombas en el campo para mejorar el procedimiento de elección del tipo de bomba.

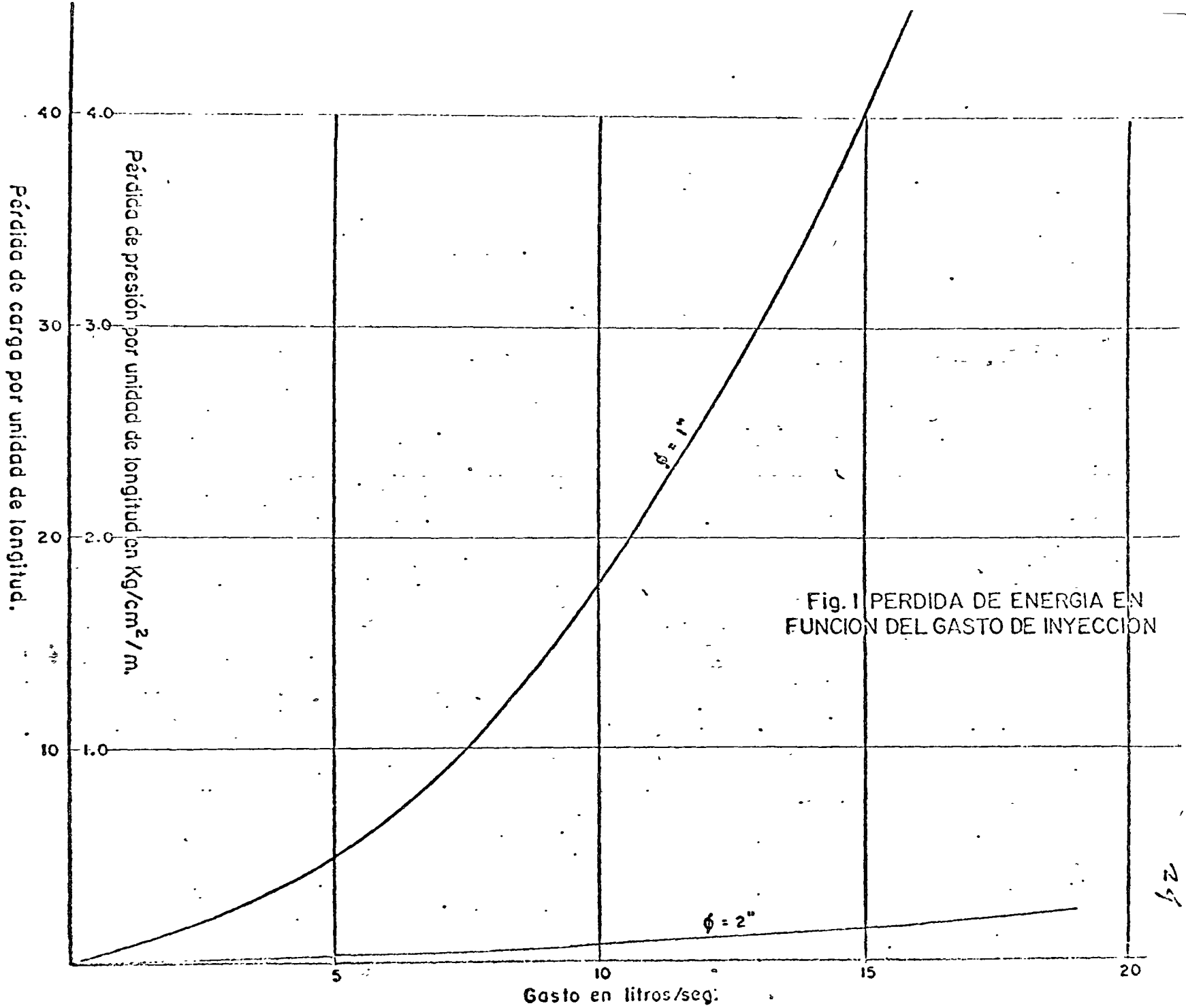


Fig. 1 PERDIDA DE ENERGIA EN FUNCION DEL GASTO DE INYECCION

29

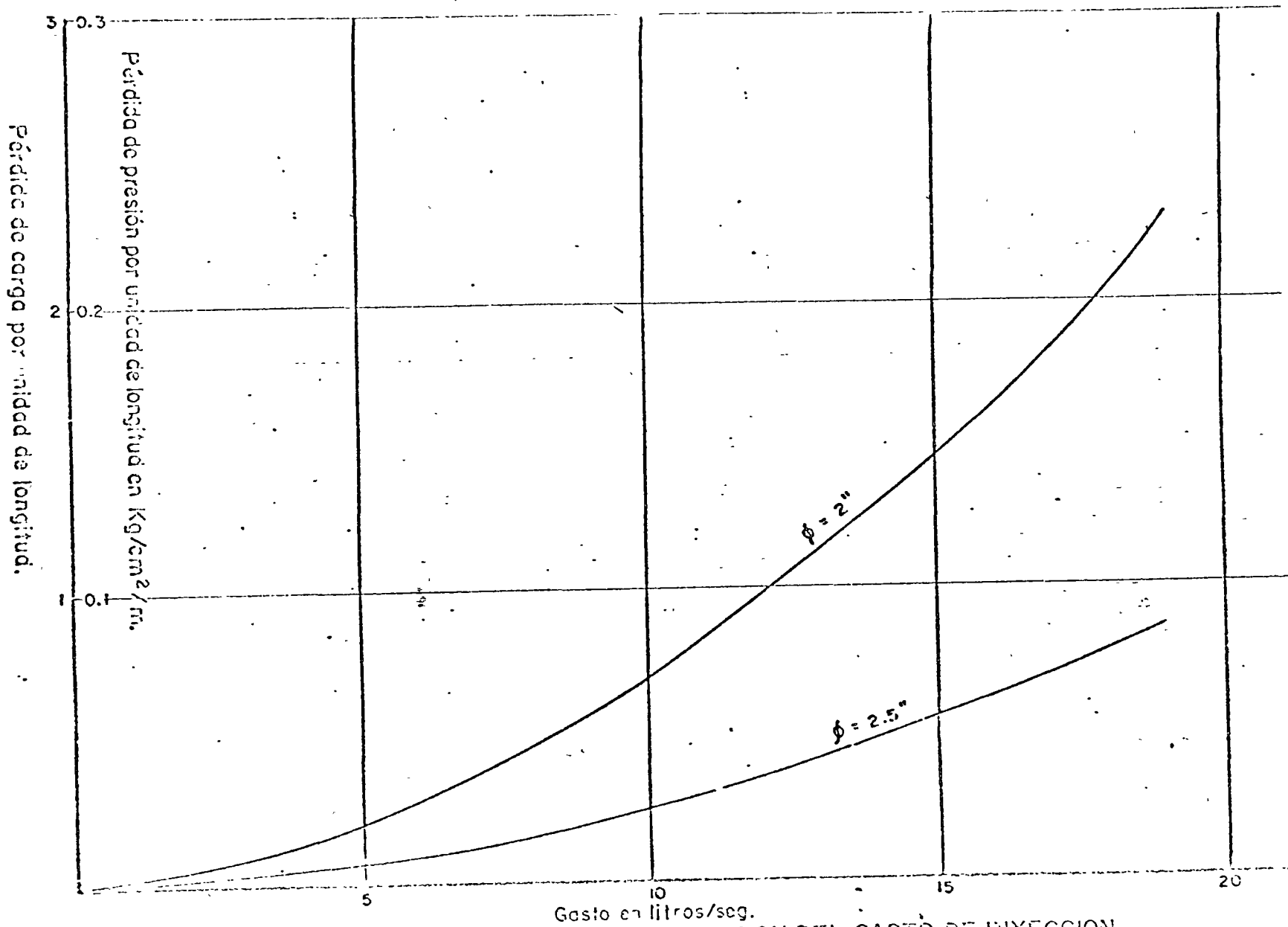
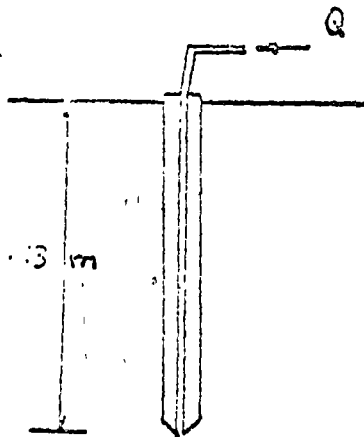


Fig. 2 PERDIDA DE ENERGIA EN FUNCION DEL GASTO DE INYECCION

EJEMPLO DE APLICACION

Se requiere hincar pilotes en un suelo arenoso de mediana compactación. La longitud de los pilotes es de 13 m. y el diámetro del tubo de inyección de agua es de 2"; la abertura de la boquilla de éste es de 1". Se pide calcular la presión y el gasto necesarios en el equipo de bombeo para que el hincado sea eficiente.



De la Tabla 1:

$$p = 7 \text{ Kg/cm}^2; \quad Q = 1040 \text{ l+min}$$

Cálculo de la pérdida de presión en la manguera y la tubería:

$$\text{long. tubería} = 13 \text{ m.}$$

$$\text{long. manguera} = 6 \text{ m. (supuesta)}$$

$$\text{long. total } L = 19 \text{ m.}$$

$$Q = 1040 \text{ H/min.} = 17.3 \text{ l+seg.}$$

$$\text{Pérdida de presión} = 0.17 \text{ Kg/cm}^2 / \text{m.}$$

(Fig. 2)

$$\text{Como } L = 19 \text{ m, Pérdida total de presión} = 0.17 \times 19 = 3.2 \text{ Kg/cm}^2$$

Presión en el extremo

$$\text{inferior del pilote} = 7 - 3.2 = 3.8 \text{ Kg/cm}^2$$

Esta presión es conveniente en arenas. Por tanto, se recomienda emplear un equipo de bombeo que proporcione una presión de 7 Kg/cm^2 y un gasto de 1040 l+min.

Procedimiento de diseño para pilotes cargados lateralmente

Cuando en un pilote existen cargas laterales por cualquier causa, se procede a calcular el efecto que tienen dichas cargas en el pilote.

La longitud L del pilote se supone previamente determinada por efectos de cargas verticales.

Procedimiento.

Caso I. Pilote que gira en su extremo superior

1. Calcular el factor de dureza relativo, T

$$T = \left(\frac{EI}{i} \right)^{1/5}$$

E módulo de elasticidad del material del pilote
 I momento de inercia respecto a un eje perpendicular al sentido de la fuerza
 i coeficiente de variación del módulo de elasticidad del suelo con la profundidad

2. Calcúlese $Z_{máx} = L/T$ y elijase la curva correspondiente de Ad 1.23

3. Obténganse los coeficientes F_δ , F_M y F_V de Ad 1.23 para varias profundidades cuando el coeficiente de profundidad $Z = z/T$.

4. Calcúlese la deformación, momento y cortante a varias profundidades usando los coeficientes F_δ , F_M y F_V , en las respectivas fórmulas

$$\left. \begin{aligned} \delta_M &= F_\delta \left(\frac{MT^2}{EI} \right) \\ M_M &= F_M (M) \\ V_M &= F_V \left(\frac{M}{T} \right) \end{aligned} \right\} \text{debido a momento}$$

$$\left. \begin{aligned} \delta_P &= F_\delta \left(\frac{PT^3}{EI} \right) \\ M_P &= F_M (PT) \\ V_P &= F_V (P) \end{aligned} \right\} \text{debido a fuerza lateral}$$

5. Dedúzcanse los diagramas totales de deformación, momento y cortante por suma algebraica de los efectos de M y P

6. Calcúlese M igualando los giros sufridos por el pilote y por la columna respectiva de la superestructura, que tienen las siguientes fórmulas

$$\theta_P = F_\theta \left(\frac{PT^2}{EI} \right) + F_\theta \left(\frac{MT}{EI} \right) \quad \text{pilote}$$

$$\theta_c = \frac{h}{3.5 EI} M \quad \text{columna}$$

donde P es la carga lateral aplicada y M es la incógnita.

Los factores F_θ se obtienen de Ad 1.25.

EI en cada ecuación es el que corresponde a cada elemento (pilote o columna).

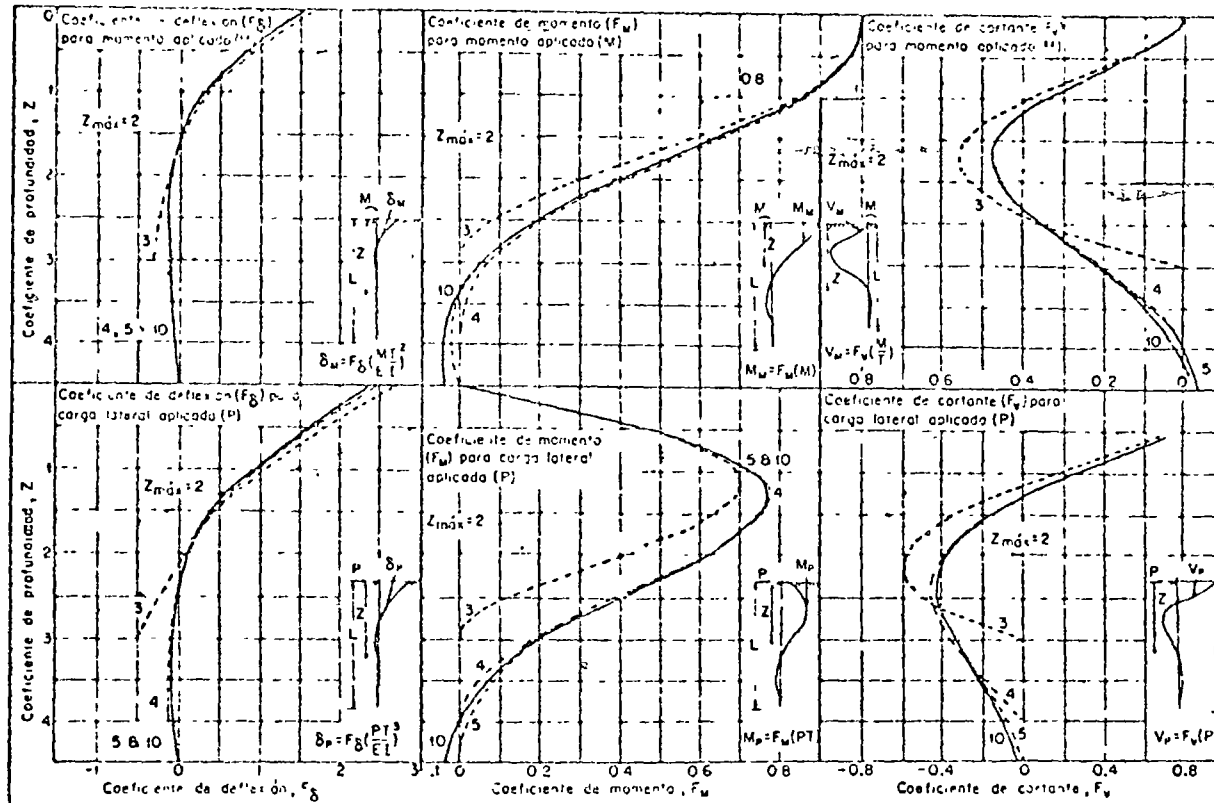
Caso II. Pilote construido de tal manera que no se permite el giro en su extremo superior.

1. Proceder como en los puntos 1 y 2 del caso anterior

2. Calcular la deformación y el momento a varias profundidades usando los coeficientes F_δ , F_M tomados de Ad 1.24 y usando las fórmulas

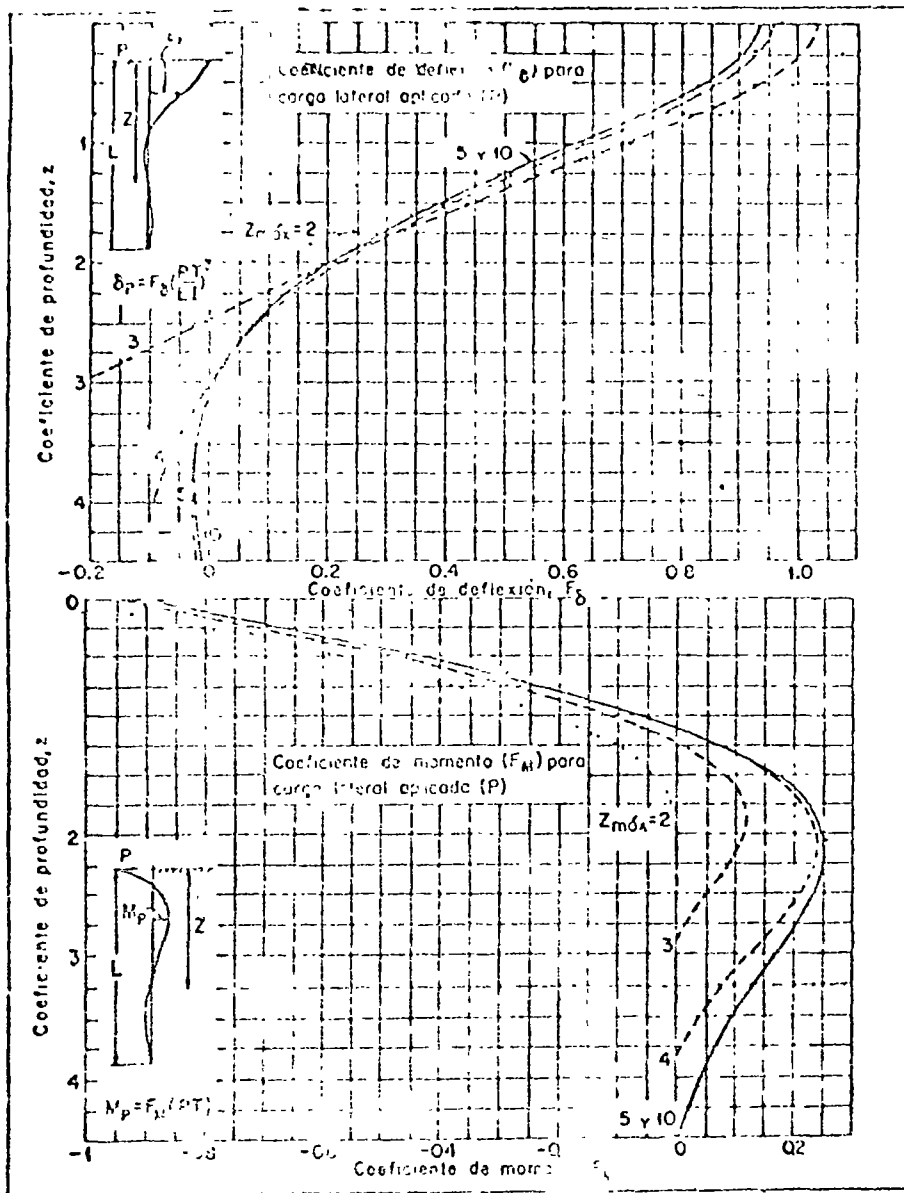
$$\delta_P = F_\delta \left(\frac{PT^3}{EI} \right)$$

$$M_P = F_M (PT)$$

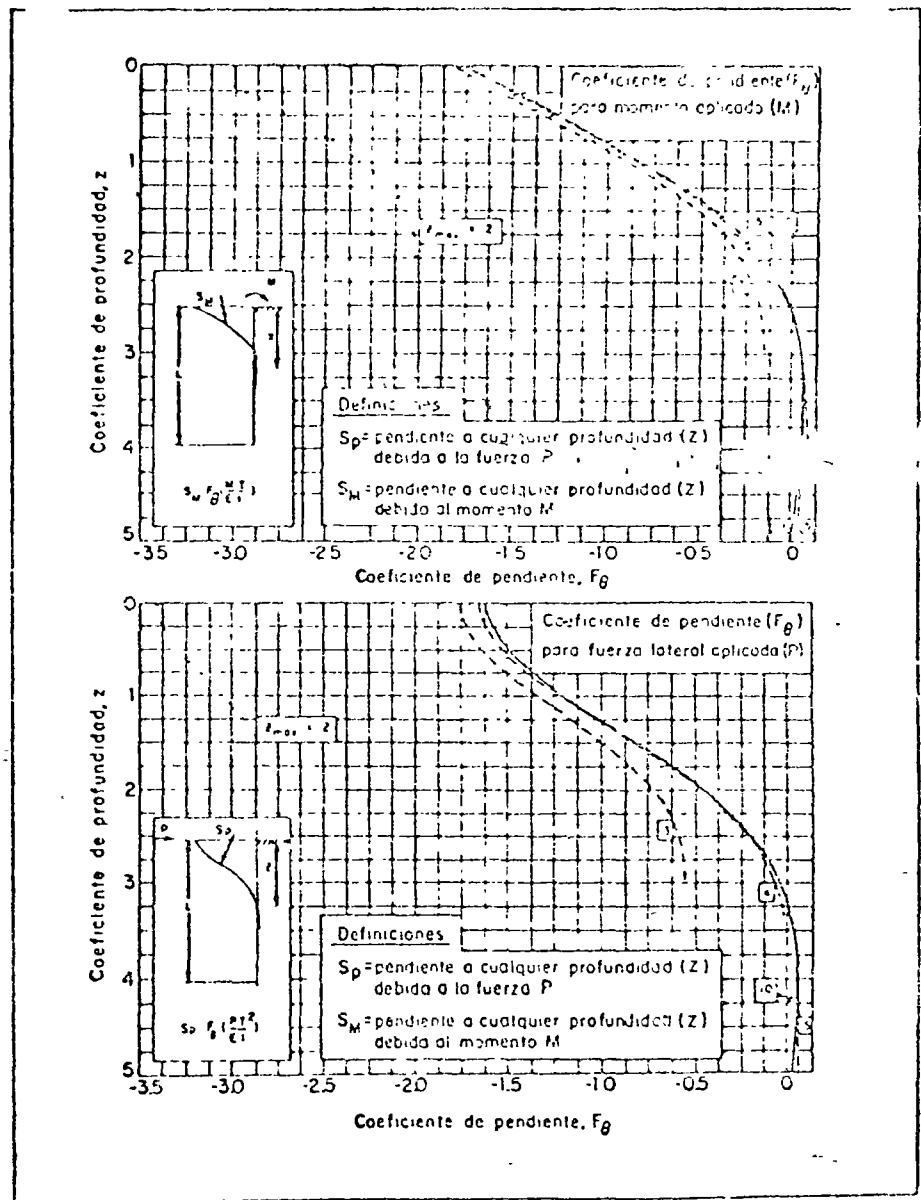


Valores de influencia para pilotes con carga lateral o momento aplicados
Caso I. Se permite el giro

L. C. Reese y H. Matlock, "Nondimensional Solutions for Laterally Loaded Piles With Soil Modulus assumed Proportional to Depth", Proc., VIII Texas Conference on Soil Mechanics, *The University of Texas, Austin*



Valores de influencia en pilotes cargados lateralmente
 Caso II. Sin rotación en giro en nivel de la superficie



Coeficiente de pendiente para pilotes con carga lateral o momento

Ad 125

L. C. Reese y H. Matlock, "Nondimensional Solutions for Laterally Loaded Piles with Soil Modulus assumed Proportional to Depth", Proc., VIII Texas Conference on Soil Mechanics, The University of Texas, Austin

L. C. Reese y H. Matlock, "Nondimensional Solutions for Laterally Loaded Piles with Soil Modulus assumed Proportional to Depth", Proc., VIII Texas Conference on Soil Mechanics, The University of Texas, Austin

U. S. DE
CALCULO

Aplicar: Pistón a explosión
Asunto: Formulas de apisonado

Dr. Zn. -
3. 39. 11. 3

Pistón a explosión 1.00 kg.

2. 05 kg; $W = 19,5$ mkg; $Q = 0,3$ para pilotes de madera

$$W = \frac{1270}{(1+0,3L).(6t + Q)} = (\text{toneladas}) \quad VII$$

Ejemplos.

1. Con el D 12 fué hincado un pilote de hormigón 2500 kg de peso y 10 m de lg. Con el último golpe el pilote habría penetrado aún 2 mm. Entonces, de acuerdo a la fórmula II, la resistencia de penetración del pilote habría sido $Q = 2500$ kg y $t = 2$ mm.

$$W = \frac{3\ 910\ 000}{(2+0,3.10).(1250+2500)} = \frac{3\ 910\ 000}{5.3750} = 208 \text{ (to)}$$

2. Con el pistón Diesel de 450 kg, sistema Prof. Seidl, fué hincado un pilote de hormigón de 1000 kg de peso y 10 m de lg. Penetración con el último golpe 1 mm. Entonces, de acuerdo a la fórmula IV, la resistencia de penetración del pilote habría sido $Q = 1000$ kg y $t = 1$ mm.

$$W = \frac{263\ 000}{(1+0,3.10).(450+1000)} = \frac{263\ 000}{4.1450} = 45,4 \text{ (to)}$$

3. Con el pistón a explosión de 100 kg fué hincado un pilote de madera de 200 kg de peso y 5 m de lg. Penetración con el último golpe : 1,5 mm. Entonces, de acuerdo a la fórmula VI, la resistencia de penetración del pilote habría sido $Q = 200$ kg y $t = 0,3$ mm.

$$W = \frac{3000}{(1,5+0,3.5).(100+200)} = \frac{3000}{3.300} = 3,3 \text{ (to)}$$

En los ejemplos precedentes aún no está incluido un factor de seguridad

STARMEX, S. A.

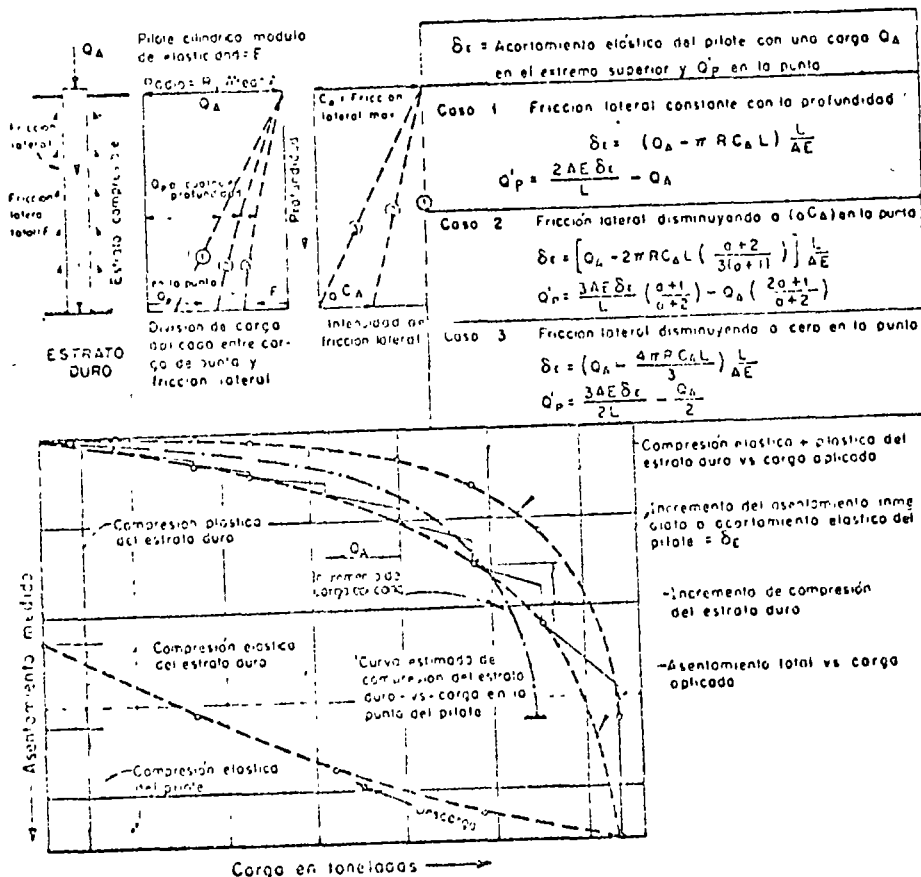
STAR MAQUINAS Y EQUIPOS DE MEXICO

AV. EJERCITO NACIONAL 533-201 TEL. 45-16-50

MEXICO 5, D. F.

Análisis de las pruebas de carga en pilotes

1. Si la fricción lateral, actuando sobre el pilote de prueba, puede cambiar de sentido por consolidación de los materiales localizados por encima del estrato duro, analícese la prueba de carga para determinar la relación de carga contra asentamiento de la sola punta del pilote.
2. Compútese el acortamiento elástico teórico suponiendo varias posibles variaciones de la fricción lateral sobre el pilote, como se muestra abajo para un pilote cilíndrico.
3. Compárense los acortamientos elásticos observados con los teóricos, y defínase la probable ley de variación para determinada carga en la punta.



"Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structure", *Navdocks DAM-7 Department of the Navy Bureau of Yards and Docks, OICC Sugar Grove, pp 7, 4 y 12, fig 4.4.*



*For discussion at an Ordinary Meeting
on Tuesday, 17 January, 1967 at 5.30 p.m.,
and for subsequent written discussion**

Paper No. 6942

RECENT QUAY WALL CONSTRUCTION AT ROTTERDAM HARBOUR

by

Ir. Willem Bokhoven

Chief of Harbour Department, Rotterdam City Public Works Administration.

SYNOPSIS

A description is given of some recently built quay walls in Rotterdam harbour. Modern construction and prefabrication methods, together with changed requirements in view of the steady growth in the size of ships have led to new methods in the design of quay walls. Examples are given of the design and construction of a general cargo quay in the Eemhaven basin and of two quays for ore and coal trans-shipment in the Botlek area.

INTRODUCTION

FOR AN UNDERSTANDING of the problems connected with the design and construction of quays and other harbour facilities in the port of Rotterdam, a description of the salient features of the area is necessary. Some of these are illustrated in Fig. 1. The district that surrounds Rotterdam and the banks of the Nieuwe Maas river is a polder area, i.e. the ground level is below mean sea level (Normaal Amsterdams Peile datum level). In fact the polder ground level varies between 2 and 15 ft below N.A.P. The ground-water level is kept below the surface by continuous pumped drainage.

2. Since M.H.S.T. is 3 ft above N.A.P. and maximum flood height as extrapolated from continuous tide gauge readings is 17 ft + N.A.P. (chance 1:10⁴), it is clear that the polders must be separated from the open river by high dykes. The highest known flood was the disastrous one of 1 February, 1953, when the water rose to +3.75 m (12.3 ft) + N.A.P. in the Rotterdam area.

3. In contrast to other ports, all docks for seagoing vessels in the port of Rotterdam have always been provided with an open connexion with the Nieuwe Maas river or the Nieuwe Waterweg seaway: there are no locks, which might give advantages in keeping tides and floods out of the docks but which would also limit free ship movement: In the open docks, the quays, wharves, etc., must be at a level high enough for them to stay in use during extreme high tides, if not during exceptional floods such as that of 1953. This means that a quay level of at least N.A.P. + 12 ft is necessary.

4. As a result the harbour development areas have to be filled to an average depth of 17-23 ft in order to keep them free from flooding during high tides.

* Written discussion should reach the Institution by 15 February, 1967, and will be published after June 1967. Contributions should not exceed 1200 words.

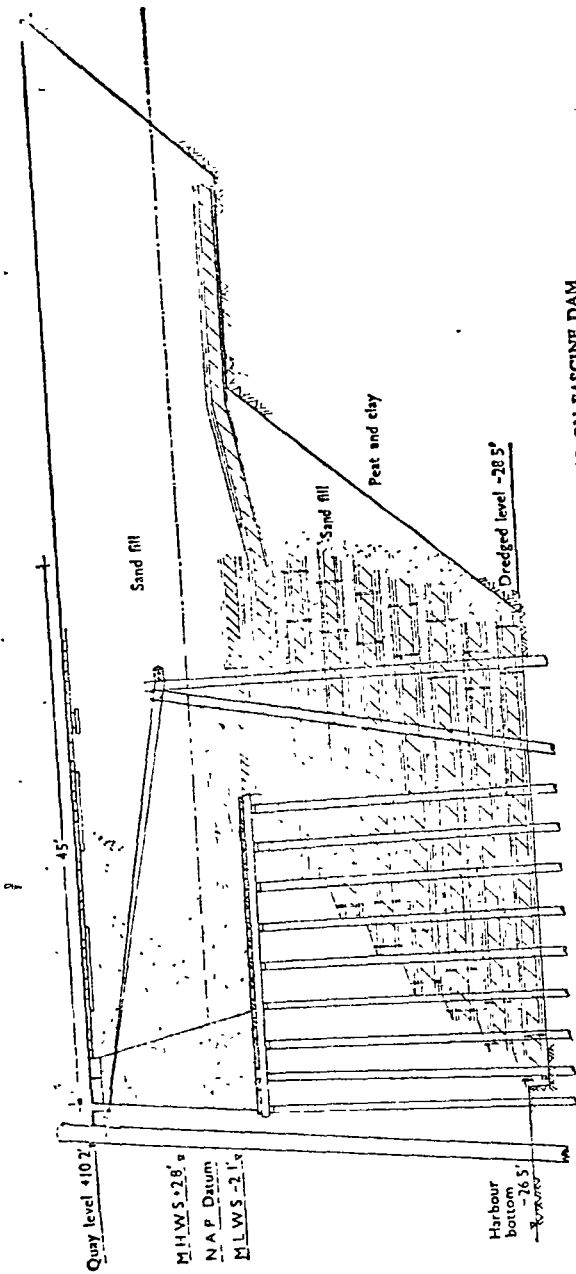


FIG. 3: TRADITIONAL ROTTERDAM HARBOUR WALL ON FASCINE DAM

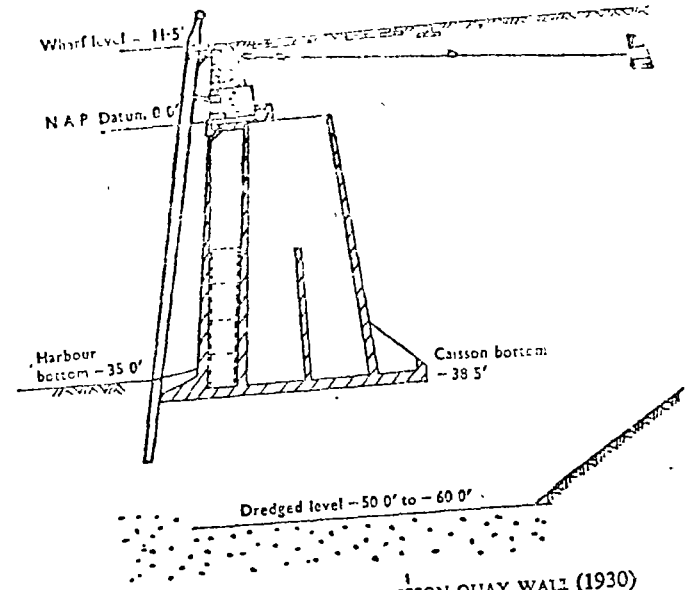


FIG. 4: CROSS SECTION OF CAISSON QUAY WALL (1930)

(Fig. 3). When sheet piling came into use it was possible to reduce the size of the fascine dam to some extent by driving sheet piling at the back of the raft. With some modifications this type of quay construction has been used repeatedly throughout the years, as it performed very well.

14. About 1920 another type of quay wall was introduced. This was the concrete caisson wall, consisting of a prefabricated concrete caisson, generally built in a temporary dock, and a concrete superstructure (Fig. 4).

15. This method also required that the soft soil be dredged out to the level of the firm sand. When the required depth had been reached, sand was dumped, and the foundation levelled by a bucket dredger. Then the caisson was floated to the site, sunk in the dredged trench, and filled with sand. The quay wall was built up on top of the caisson, after which the superstructure and caisson were backfilled with sand.

16. A great advantage of this method was the speed of construction. The caisson fabrication could be started during the dredging period, and with proper timing the sinking of the caisson could take place immediately after dredging; the completion of the wall section took only a short time thereafter. In the last decade before World War II more than 5000 linear yards of quay wall were built for seagoing ships by this method.

17. During the first few years after 1945 most of the work on quay walls dealt with repair and reconstruction of quays and wharves demolished by war action. This reconstruction involved 8000 linear yards or 42% of all prewar quay length for seagoing traffic.

18. Because of the rapid growth of the Rotterdam harbour traffic and the increase in the size of ships being used, especially for bulk cargo, a considerable

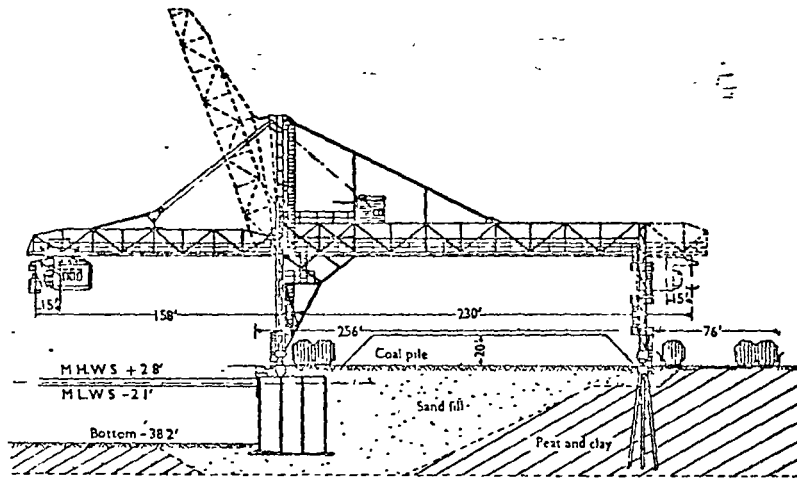


FIG. 5: PIER 7 AT WAALHAVEN DOCK

extension of the harbour facilities was required. The first new quay walls were built in accordance with the caisson principle (Fig. 5). However, the costs of dredging and sand fill had rapidly increased after the war, and this type of quay construction proved to have lost a great deal of its original economic advantages.

19. A search for new construction methods which would meet the changed demands led to the development of new types of quay wall. A recent quay project at present under construction provides a good example.

EEMHAVEN QUAYS

Site

20. Fig. 2 shows the docks on both banks of the Nieuwe Maas. Before the last war a new harbour basin for inland shipping was planned to the west of the Waalhaven basin, on the left river bank. Earthworks in this area were started in 1938.

21. After the war dredging work in this new basin, to be called the Eemhaven basin, was started. The first Eemhaven dock was dredged in 1946, the second in 1959. As can be seen, two more docks are planned in this basin. In the meantime it had been decided to use the docks for general cargo; fairly large seagoing vessels would therefore use the quays, and a water depth of 37 ft below mean low tide was required.

Soil conditions

22. The basin is situated in a polder area; the original ground level is about 3 ft below mean sea level (N.A.P.). The development area around the docks required an elevation of 12 ft above N.A.P., which demanded fill to over

13 ft. Calculations showed that this would inevitably cause a settlement of 4 to 7 ft, due to consolidation of the soft clay and peat layers. Thus a total fill height of 16-19 ft was required.

23. After completion of the earthworks it was found that the excess pore pressures in the underlying clay layers had almost the same value as the weight of the fill. Because of the low permeability of the clay, this situation changed very little during the following years, giving evidence that hardly any consolidation had taken place. This had serious consequences for quay construction.

24. In the first place, the high pore pressures would cause very poor stability of the underwater slope, when dredging for the necessary deepening of the basin began. In fact, even during the earlier earthworks many failures of the banks had occurred, even though stability conditions were relatively favourable because the harbour depth was still shallow. The poor stability of the banks strongly affected the design of the quay wall. For a quay wall of the caisson type, dredging to 60 ft below N.A.P. would have been necessary. In this poor soil, the landward slope of the dredged cut would have had to be very flat, which would have involved an enormous amount of dredging and sand filling; the cost of this earthwork would have resulted in a total quay construction cost of roughly £500/ft of quay length.

25. In the second place, the expected settlement of 4-7 ft would be spread over an extremely long period, possibly as long as 20-30 years. This would mean that platforms, roads, shed floors and other constructions in the dock area would settle over a long period, requiring periodical repairs, with associated problems.

Sand drains

26. Soil investigations showed that both problems could be solved fairly well by increasing the vertical permeability of the critical clay layers by means of sand drains. As is well known, these permit a quicker decrease of the pore pressures. As the magnitude of the pore pressures is related to the effective pressures, and the settlement is a function of the increase in effective pressures, this would mean an acceleration of settlement. At the same time, sand drains installed in or near the harbour bank would favourably affect the shear strength

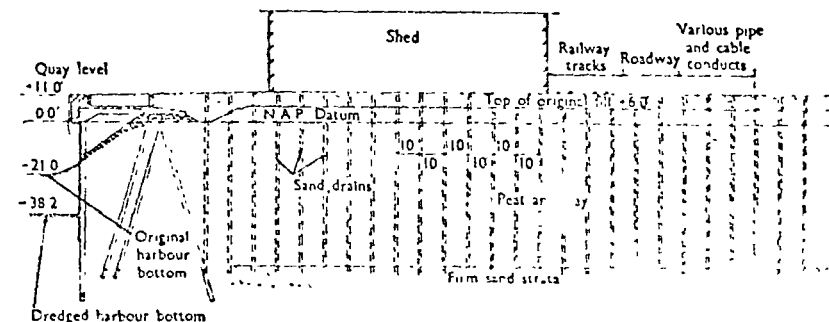


FIG. 6: CROSS SECTION OF EEMHAVEN QUAY WALL SHOWING SAND DRAINS

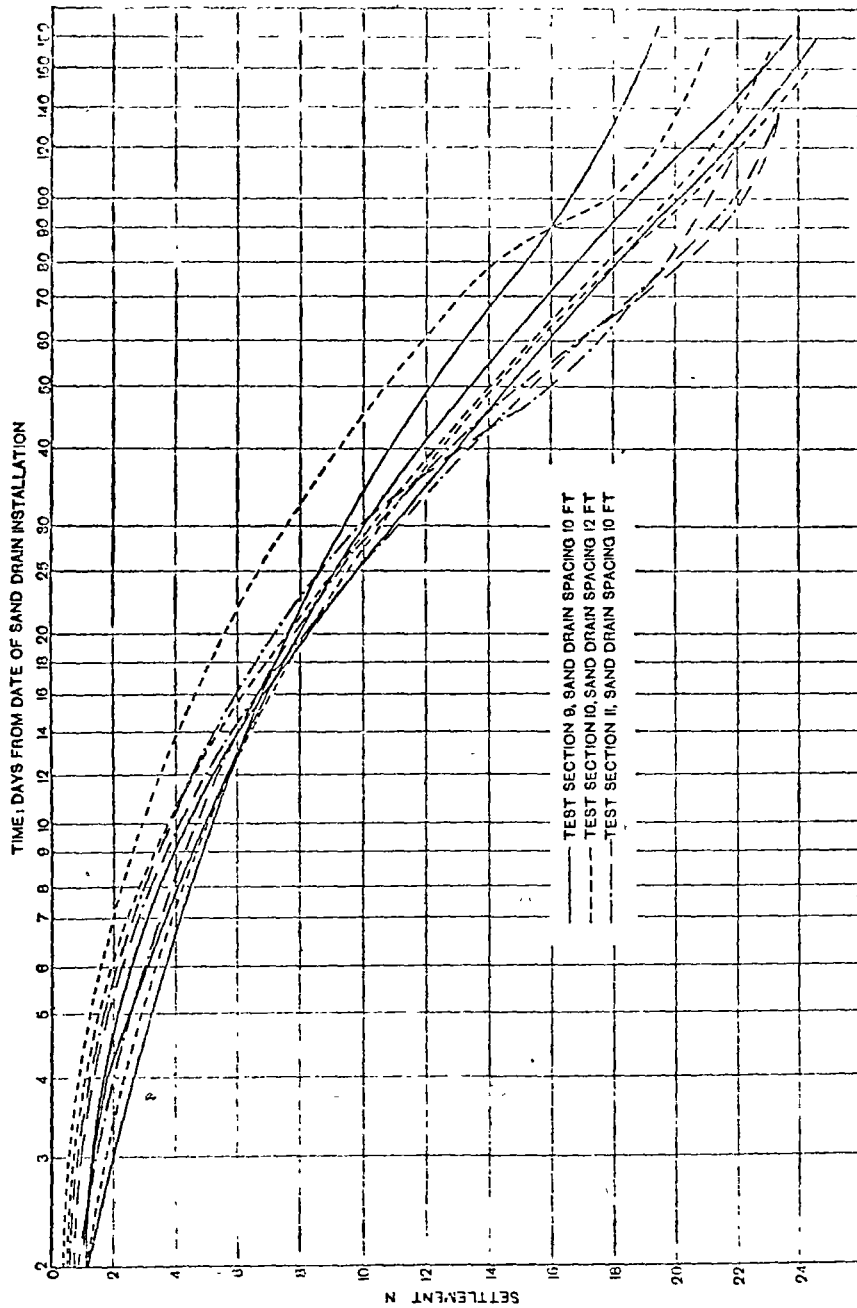


FIG. 7: SETTLEMENTS OF SAND DRAIN TEST SECTIONS AT EEMHAVEN BASIN

of the clay layers and thus increase the stability of the underlying slopes which would ease the problems of dredging and quay construction.

27. It was decided to install sand drains over the whole width of the development area along the dredged harbours, including all areas to be occupied by sheds, railways, truck roads, and dockside installations. This required an average width of 250 ft from the waterline; with a drain spacing of 10 ft, as had commonly been used previously, this meant $2\frac{1}{2}$ sand drains to a linear foot of quay length (Fig. 6).

28. Though the cost of installing sand drains had decreased due to improvement in installation plant and working methods, this number of sand drains meant a considerable expense. By increasing the drain spacing, a considerable reduction in costs could be obtained; to change the spacing from 10 to 12 ft would mean a saving of 50% in the total number of drains to be installed.

29. When this change was considered there was no knowledge from practice of the influence the wider spacing would have on the effectiveness of the drainage project. It was feared that the wider spacing would seriously reduce the consolidation rate.

30. It was felt that calculation of the variations in pore pressure reduction and settlement rate, as a result of variation in the spacing of drains, would not give reliable results because of the lack of homogeneity of the soil. The

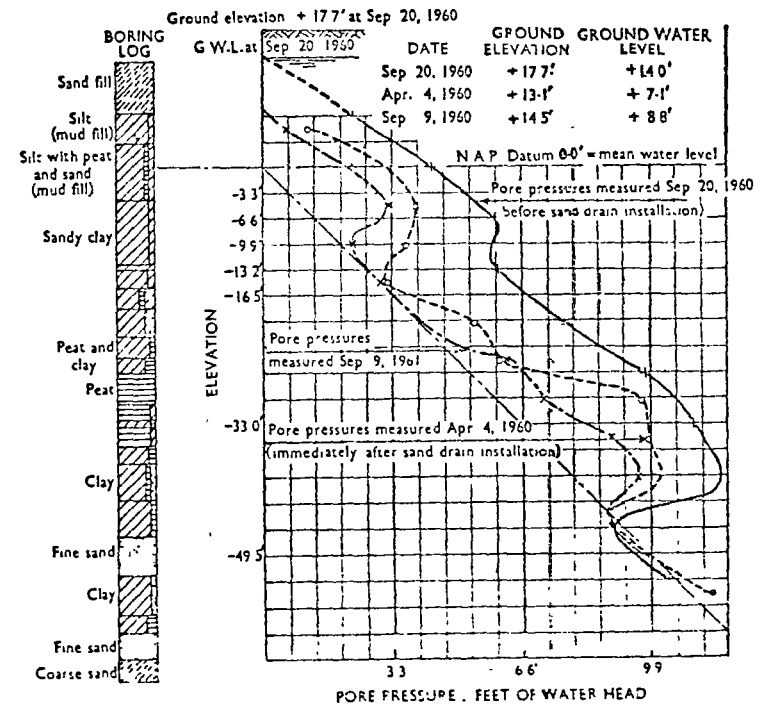


FIG. 8: PORE PRESSURES AT EEMHAVEN SAND DRAIN TEST SITE

various soft clay layers with low permeability were separated by permeable sand layers. As the horizontal and vertical permeability coefficients of each layer could not be determined within a reasonable range of accuracy, theoretical calculation of the drain effect had to be abandoned.

31. In order to gain information on this matter, test sections were made in which sand drains were spaced at 10 and 12 ft. It was found that the difference in settlement behaviour was only minor. This is illustrated by the settlement curves for the various test sections (Fig. 7). The test results justified the decision to increase the spacing of the sand drains to 12 ft intervals for the remaining parts of the development area. In the most recent section of the Eemhaven basin, on the south bank of the fourth Eemhaven dock, the sand drains are spaced 13 ft (4 m) apart.

32. Pore pressure measurements were carried out in the same test sections. Fig. 8 shows a typical test result: after installation of the sand drains a sharp decrease of the excess pore pressures in the clay layers below N.A.P. took place.

33. Fig. 9 shows equipment for the sand drain installation. The machine carries two water jet tubes, provided with a 12 in. cutting ring. The jet tubes are lowered by steel cables on winches; the water hoses, connected to the jet tubes, are lowered at the same time as they are spun round the big pulley. No casing is necessary as the head of water in the hole prevents it from caving in. The equipment jets two holes through the mud and clay layers up to a depth of 60 ft within 10 min. Immediately after jetting the hole is filled with coarse sand.

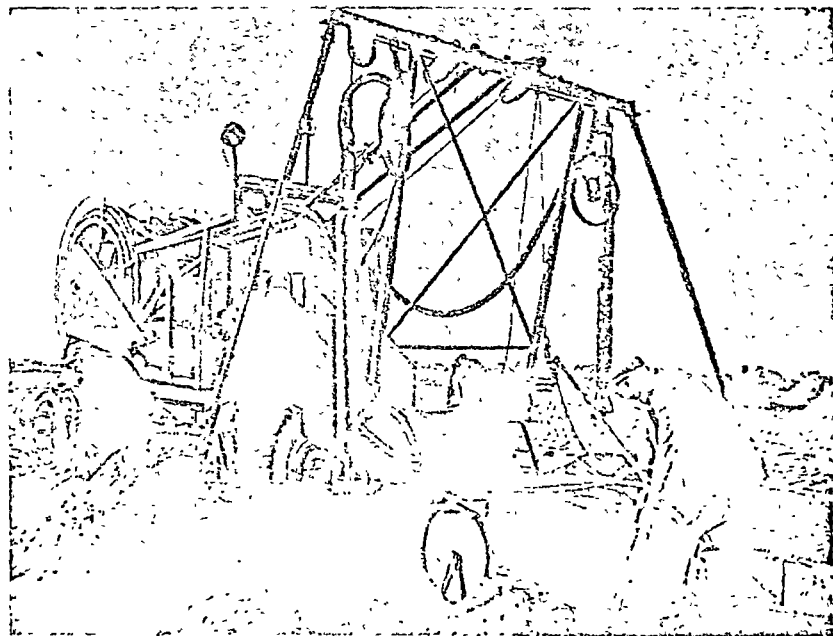


FIG. 9. SAND DRAIN INSTALLATION [Gemeentewerken, Rotterdam]

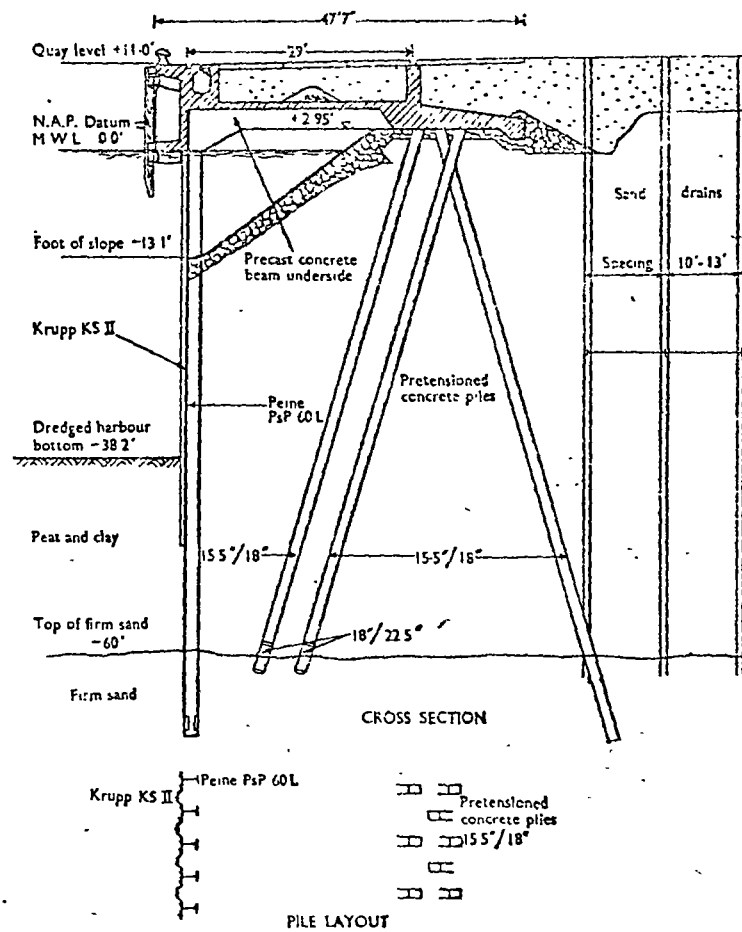


FIG. 10: EEMHAVEN QUAY WALL

Quay wall design

34. The quay wall structure is designed basically as a heavy steel sheet piling wall, anchored to pile clusters by means of a concrete slab which has both a load-bearing and a relieving function. The concrete superstructure houses the crane rails and ducts, fenders, bollards, and all other mooring facilities. Fig. 10 shows a cross section of the construction.

35. The steel sheet wall is formed of a combination of H-sheet piles (Peine type) and Krupp sheet planks. The Peine piles, of high-strength steel with a PSp 60 L profile, have both soil-retaining and load-bearing functions; the piles are driven 15 ft into the stiff sand. The Krupp sheets, of mild steel with a KS II profile, carry no axial load, and are driven to only 10 ft below harbour bottom.

36. Because of the deep driving of the Peine piles, the top of the bulkhead can be considered as a wall fixed at the bottom, the connexion with the superstructure at the top being treated as a hinge. The cross section of the sheet wall is adapted to correspond to the calculated bending moment curve, by means of steel strips welded to the Peine piles.

37. A hollow space is left below the concrete slab in order to decrease the lateral pressure on the bulkhead. This underwater slope is built-up and faced with rip-rap to a slope of $1:1\frac{1}{2}$. Holes in the Krupp planks provide a free connexion between the water on both sides of the bulkhead, and so prevent excess water pressures building up.

38. Each of the pile groups at the back consists of two bearing piles and one tension pile. All are of prestressed concrete driven at an inclination of $3:1$. The cross section of the bearing piles is rectangular, 15 in. \times 18 in., increased at the bottom to 22 in. \times 18 in.; the pile points are broadened only at the sides to prevent a hollow space forming vertically round the pile shaft. The maximum pile load is 75 tons.

39. The tension piles are of the same type, but without the heavy toe. The maximum axial tension force is 25 tons. The concrete tension pile was chosen after a series of tension load tests on piles of various types had been carried out on a site in the Eemhaven basin. In addition to two pretensioned concrete piles with a section 16 in. \times 16 in. square and a third concrete pile of special design, steel piles of various designs were tested. The test results showed that the square section pretensioned concrete piles failed at a tension load of 80 to 90 tons. Since the failure load of the best steel pile was only slightly higher, the concrete pile was chosen for reasons of economy.

40. The rectangular cross section of the piles facilitates driving under the inclination mentioned above. Furthermore, this shape is preferable in view of the lateral earth pressure that acts on the piles, causing bending moments.

41. The three concrete piles are placed as close as possible, so that the concrete slab may be considered to have statically determined support, the other support being the steel sheet wall. The total number of concrete piles will be 7000 for a total quay length of 5000 linear yards.

42. It was important that the level of the concrete slab serving as an anchor for the sheet walls should be as low as possible as this would reduce the bending moments. As lowering the water-table for this vast quay project was found uneconomical, it was decided to build the concrete slab just above mean water level. This would permit the steel sheet wall to be cut off after being driven to its proper level at low tide.

43. Because temporary support for the formwork of the slab would be troublesome in the tidal area, prefabricated concrete beams were chosen to form a permanent support for the slab construction. On each Peine pile a pre-cast beam was placed, temporarily supported at the other end on the finished harbour bank. The beams form a part of the cast in situ slab and wall structure.

44. The use of the precast beams has the following advantages:

- all structural concrete between mean water level and high tide is of excellent quality;
- formwork for the slab construction is inexpensive, being supported by the precast beams;

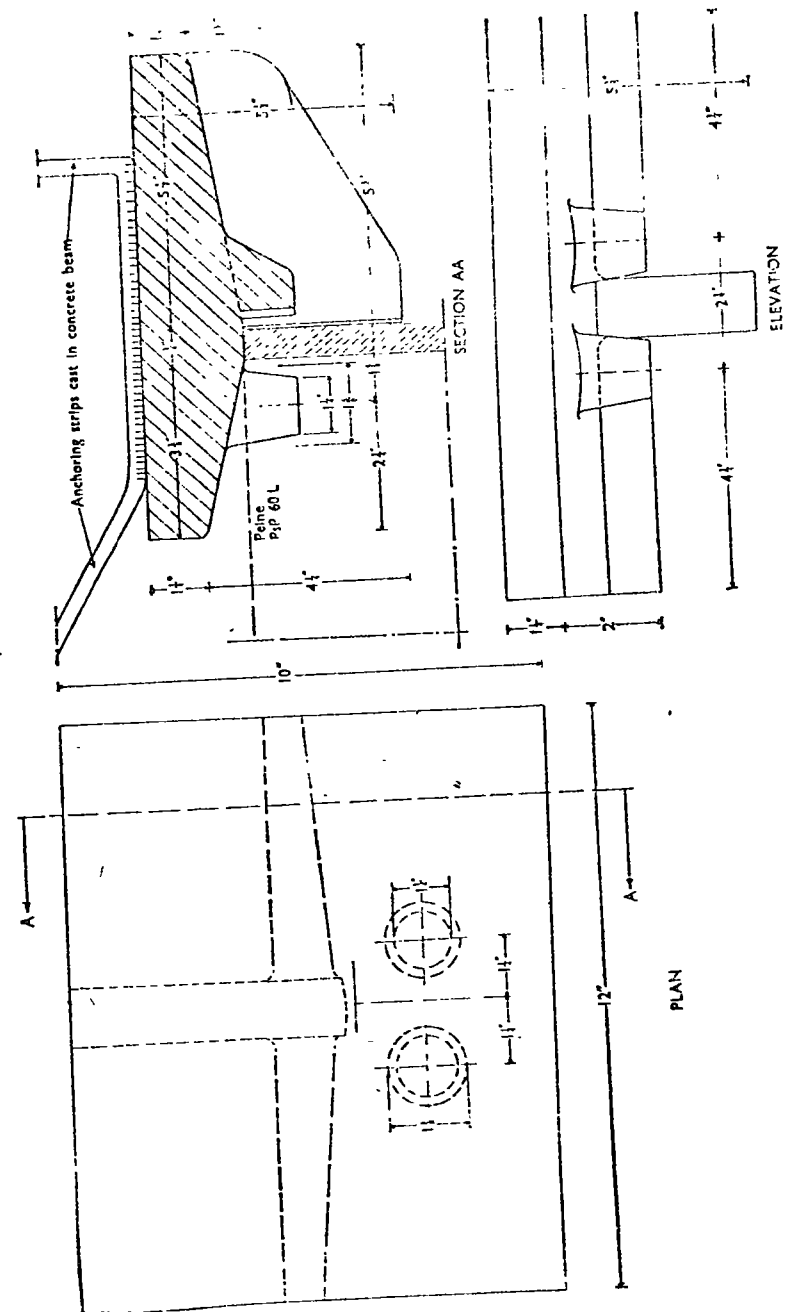


FIG. 11: CAST STEEL SADDLE CONNEXION BETWEEN PRE-CAST CONCRETE BEAM AND STEEL SHEET PILING

(C) BOLLHOVEN ON RECENT QUAY WALL CONSTRUCTION AT ROTTERDAM HARBOUR

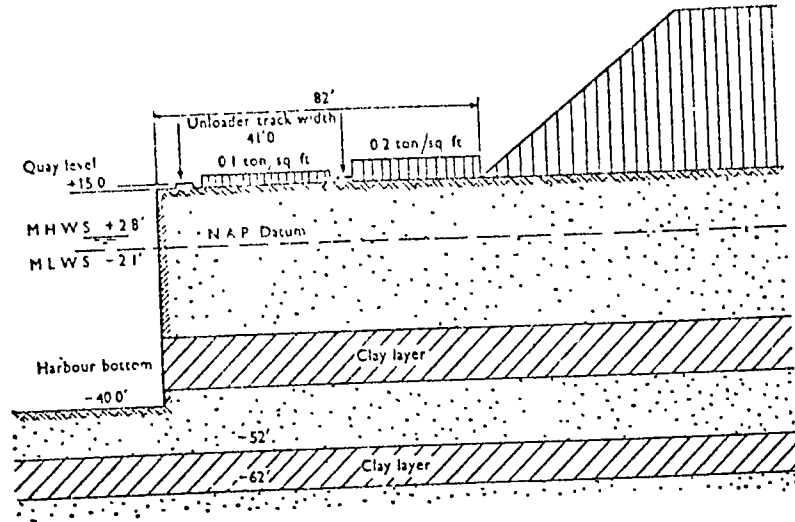


FIG. 12: EXPECTED LOADS: ST LAWRENCE DOCK, EAST SIDE (MULLER-HANNA QUAY)

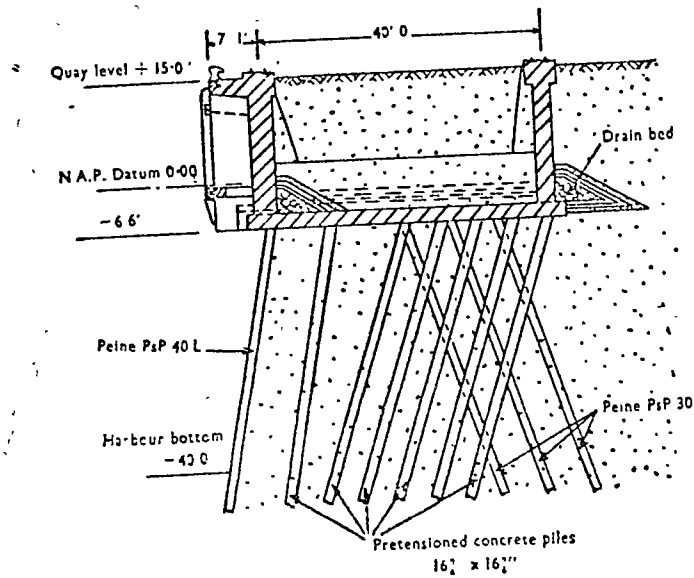


FIG. 13: MÜLLER-HANNA QUAY CROSS SECTION

BOLLHOVEN ON RECENT QUAY WALL CONSTRUCTION AT ROTTERDAM HARBOUR (C)

whether drain holes in the construction would guarantee free exchange between inside and outside water at all times.

59. A caisson-type wall and an all steel sheet piling construction were studied before the final design of a concrete retaining wall on steel and concrete piling was chosen for the quay. For the caisson wall the clay layer between 50 and 60 ft below mean water level would have had to have been dredged out. This was an important reason for dropping this particular method, another being that the floating transport necessary would have seriously interfered with the temporary closing operations which were carried out at that time at the Botlek harbour entrance.

60. A steel sheet piling without a relieving superstructure would have required a very heavy sheet pile profile. There would also have been serious problems connected with the necessary anchoring; the 80 ft space available between the water line and the ore storage would not have provided sufficient distance for the anchoring sheets, so this and the anchor bars would have been covered by the ore. The settlement of the ore-covered soil would have seriously affected the strength of the anchor bars. In addition during free dredging the

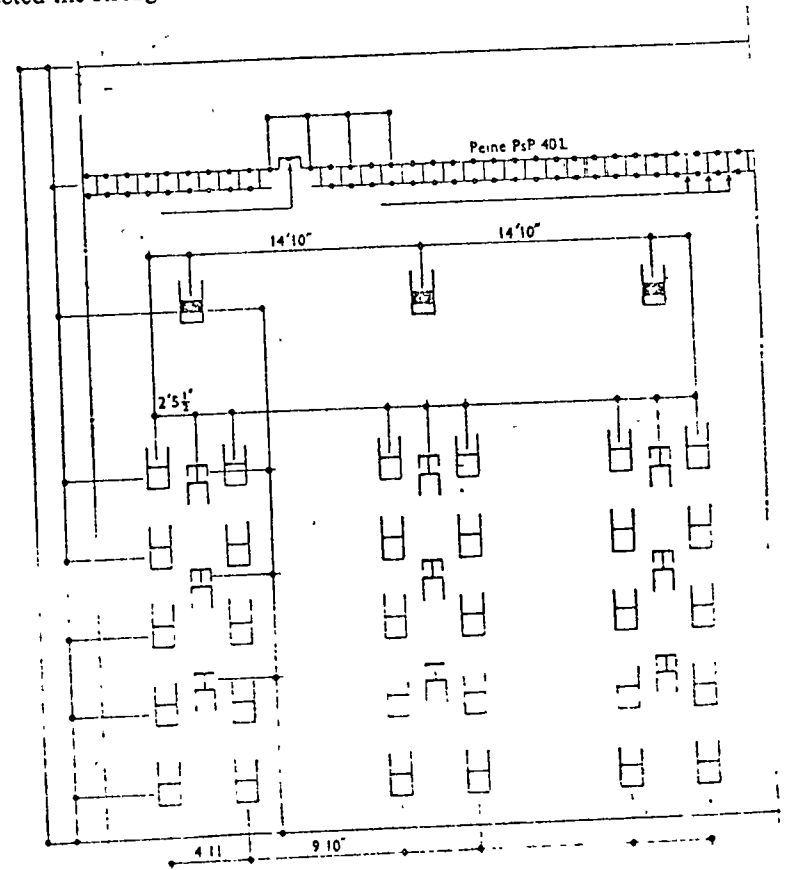


FIG. 14: MULLER-HANNA QUAY: FILE LAY-OUT

sheet would move forward a little before the full active earth pressure was developed. A considerable bending of the sheet would also have had to be taken into account in view of the great retaining height, and the crane beams on piles immediately behind would have had inadmissible bending moments leading to dangers in operation. This led to the adoption of a concrete quay wall design as shown in Fig. 13:

61. At the time of construction of the quay the ground level in the whole area was well above mean high water, the St Lawrence Dock not yet being dredged. This allowed the quay to be built by a simple excavation. The depth of the relieving floor as required for a proper static design just permitted the excavation to be kept free from water without costly well pointing.

62. The two unloading tracks were spaced 40 ft apart. Since both heavily loaded tracks had to be founded on piles, it was decided to incorporate the support of the landward side rail in the wall structure. Thus the U-shape of the superstructure was obtained.

63. The foundation had to be very heavy, especially at the waterside, where the wheel loading from the unloading cranes would be highest. In view of this, the piling at the quay front was designed as a continuous steel H-piling, consisting of Psp 40 L Peine piles, the heavy steel sheeting having both a soil retaining and a supporting function. The inclination of the sheet piling, 5:1, as shown in Fig. 13, was statically favourable in view of the horizontal load on the wall: as a result it was possible to reduce the number of tension piles.

64. The landward piles are placed in groups 15 ft apart (Fig. 14). Each group consists of ten bearing piles with an inclination of 3:1, and three tension piles with an inclination of 2½:1. The bearing piles are of prestressed concrete with a 17 in. square section; the tension piles are steel Peine Psp 40 S piles without slots. The cross section shows one extra pile, with an inclination of

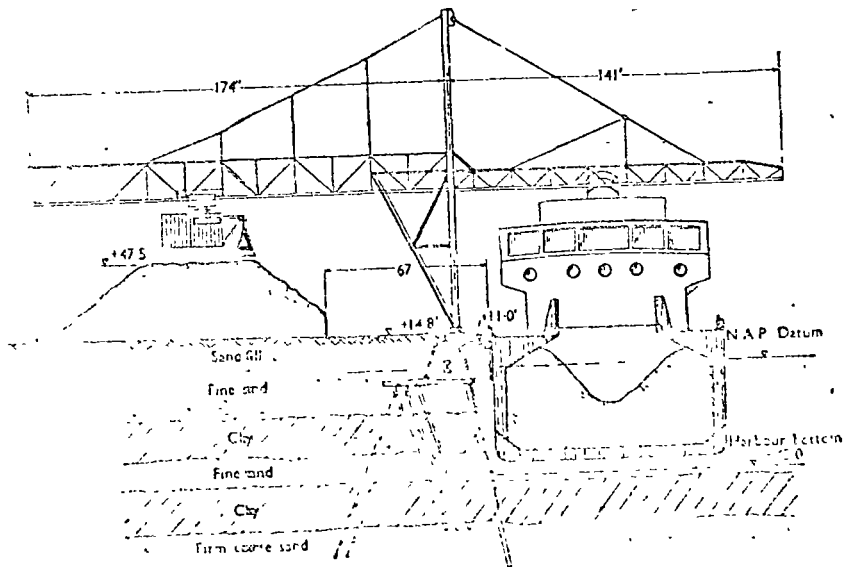


FIG. 15. ST LAWRENCE DOCK: WEST SIDE (SWARTTOUW QUAY)

Design of Swarttouw quay

65. The new quay for Frans Swarttouw Co. at the west side of the St Lawrence Dock is 2500 ft long, and will have a water depth of 45 ft below mean water level, which is necessary in view of the large ships to be received there (Fig. 15). The quay is designed for ships of up to 65 000 tons, larger than those expected on the Müller-Hanna quay in the original design; this difference is due to the general growth in size of ships during the seven-year period between the designs of the two quays.

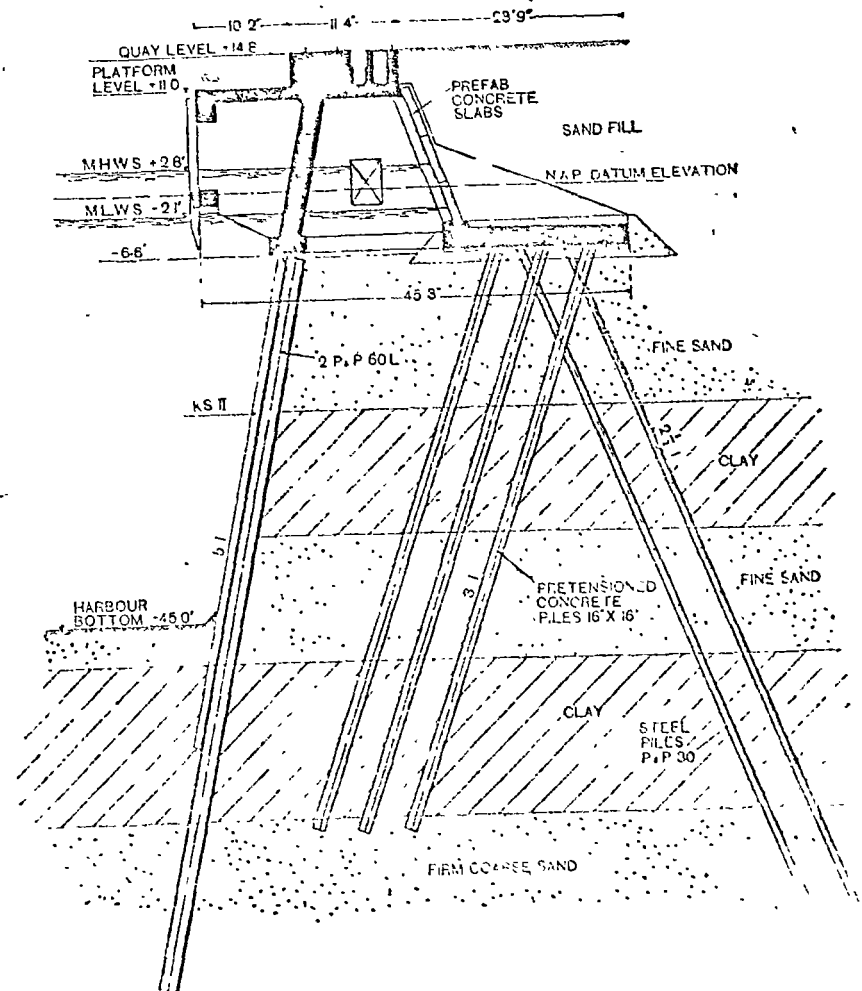


FIG. 16 SWARTTOUW QUAY WALL CROSS SECTION

*For discussion at an Ordinary Meeting
on Tuesday, 24 January, 1967 at
5.30 p m, and for subsequent written discussion**

Paper No. 6962

A GROUND-WATER RECHARGE STUDY IN NORTH EASTERN JORDAN

by

John William Lloyd, B.Sc., D.I.C.

Hydrogeologist, Sir M. MacDonald & Partners

Donald Stewart Hall Drennan, B.Sc., Ph.D.

Department of Agricultural Botany, Reading University, Berks.

and

Brian Marcus Underwood Bennell, B.Sc., D.I.C., M.I.C.E.

Senior Engineer, Sir M. MacDonald & Partners

SYNOPSIS

The Paper describes a quantitative study of ground-water recharge in NE Jordan, giving details of the methods used and of the results. The precipitation within the study area was determined by a network of recording stations, and estimates of run-off were made using records of various wadis. The basic Penman formulae, modified slightly to suit local conditions, were used to determine potential evaporation; estimates of actual evaporation were made, using previous experimental data to assess the reduction in evaporation during the dry months. The surface characteristics of the area are classified geologically, and details of the field tests carried out are given. The computations carried out for 10 day periods throughout the wet season are detailed, and the Paper gives a summary of results, which show that an average of 8.2% of the rainfall reaches the aquifers. A subsequent critical appraisal of the method indicates that the accuracy of the results may be within 20%.

INTRODUCTION

IN MANY PARTS OF THE WORLD ground-water reserves are being exploited to meet the ever-increasing demands of irrigated agriculture and domestic supply. This is the situation in Jordan where the annual rainfall over much of the country is insufficient to support crops and irrigation from surface water is limited to the banks of the few perennial streams and springs. A further increase in irrigated agriculture is essential for the improvement of the national economy. Before any large-scale exploitation of ground-water reserves takes place it is most important to produce an estimate of the amount of direct

* Written discussion should reach the Institution by 15 February, 1967, and will be published in or after June 1967. Contributions should not exceed 1200 words.

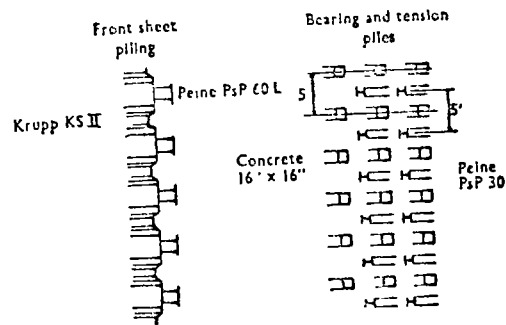


FIG. 17: SWARTTOUW QUAY WALL: PILE LAY-OUT

66. A cross section of the future Swarttouw quay is shown in Fig. 16. The ships will be unloaded by gantry cranes of more or less conventional type, which have proved to have certain advantages over the unloaders on the Muller-Hanna quay. The bogie wheel loads from the gantry cranes are expected to be extremely high, with a maximum of 500 tons, divided over 2×4 wheels. Each set of four wheels will travel on a separate rail.

67. Other equipment on the quay will include mobile bunkers with a maximum wheel load of 50 tons. The bunkers will travel on two rails, one being the third rail shown on the cross section of the quay wall structure (Fig. 16); the other rail will have a separate foundation.

68. The future maximum iron ore loading is shown on Fig. 15. Behind a free space of 70 ft, where a live load of 0.2 tons/sq. ft is expected, the ore will be stored against a 10 ft retaining wall. The maximum height of the ore heaps will be 35 ft, which means a surface load of 2.5-3 tons/sq. ft. Bollard forces of up to 80 tons are expected, as at the Müller-Hanna quay opposite.

69. The design of the quay structure is very different from that of the not much older Muller-Hanna quay. Since the superstructure is more or less statically determined it is supported by the steel sheeting and the pile clusters. In view of the possible deviations of the computed horizontal forces on the sheeting and superstructure a 2-point support is more suitable. On the whole the quays meet roughly the same specifications. The difference is largely due to the fact that at the Swarttouw quay the expected heavy wheel loads of the unloading equipment will be concentrated at the very edge of the quay. This led to a design that called for a simple concrete wall to carry the crane loads directly to a steel sheet piling in the plane of the wall.

70. The earth pressures of the overburden will be transmitted to battered piles by a concrete floor slab.

71. The lateral earth pressures on the front wall and the sheet steel piling are transferred back to the concrete floor slab by connecting concrete walls, which thus serve as anchorages. These walls are extended to the waterside to carry the wooden fenders, as shown in the cross section. This further extension was necessary for two reasons:

- (a) the rectangular cross section of modern large vessels has to be protected from touching the inclined underwater sheet piling;
- (b) port specifications demand that the retracted bridge cranes must not overhang the fender line.

In view of these requirements the quay structure has been designed basically as two independent continuous elements, the whole of the front wall supported by steel sheet piling, with a floor slab on battered piles (Fig. 17).

72. The inclined gap on the landward side between the two main continuous elements had to be closed to retain the soil above the floor level. It was planned to close this continuous gap with prefabricated concrete elements, but the contractor preferred to cast this relatively thin closing wall in situ during construction.

73. The resulting cross section of the superstructure shows an 18 ft high hollow girder of a more or less A shape. Because of the open space, the total vertical load to be transmitted to the foundation is reduced.

74. The front sheet piling consists of a combined Peine-Krupp sheet similar to that for the Eemhaven design. The heavy front loads here called for a much heavier total cross section; the bearing part of the sheet consists of double Peine PsP 60 L piles. The smaller number of bearing piles compared with the continuous Peine PsP 40 L sheet of the Muller-Hanna quay opposite is greatly compensated by the much heavier steel profile. The connexion between sheet piling and concrete superstructure is made for both quays by means of cast steel saddles, similar to the hinging saddles used for the Eemhaven quay walls. The bearing piles are of pretensioned concrete with a 16 in. square section. The steel tension piles have a Peine PsP 30 profile.

75. The choice of steel for the tension piles as decided for both bulk cargo quays in this area is related to the lateral earth pressures on the piles caused by the heavy surface load on these quays. It was feared that concrete piles would not withstand these pressures which could cause strong bending moments in the piles. At Eemhaven the surface load (general cargo) will be relatively low, so the cheaper pretensioned concrete could be used there.

76. The Muller-Hanna quay was built in 1959 by Hollandsche Beton Maatschappij of The Hague. This contractor is at present building the Eemhaven quays.

77. General contractor for the Swarttouw quay is Bataafsche Aanneming Maatschappij, also of The Hague.

recharge from rainfall that takes place over a period of years to set a safe limit of exploitation and avoid the hazards of falling water tables or alterations in the chemical composition of the ground-water.

2. Between 1962 and 1965 a study of direct ground-water recharge estimates was carried out in East Jordan as part of a wider survey of the water resources and geology of the study areas, a map of which is given in Fig. 1. This area supports most of the population of East Jordan and covers the zones where rainfall might be sufficient to produce some ground-water recharge.

OUTLINE OF METHOD

3. In its simplest form, the hydrological equation may be stated thus:

$$P = R + E + G, \dots \dots \dots (1)$$

where *P* is precipitation,
R is storm run-off
E is evaporation from wet soil or plants, and
G is the change in ground-water.

4. The study areas were subdivided into a number of infiltration provinces on the basis of significant geological structures. These provinces are shown in Fig. 1. For each of these provinces, estimates were made by 10 day periods for the first three terms of the hydrologic equation, from which the value of *G*, the change in ground-water was determined. Using the results of field studies on each significant soil-rock type within the province, the amount of ground-water reaching depths from which subsequent evaporation is insignificant, was determined. It is this water which recharges the aquifers underlying the area.

TOPOGRAPHY, CLIMATE AND VEGETATION OF THE AREA

5. There are three main topographic divisions in the study area, namely (a) the Jordan valley, which is below sea level, (b) the neighbouring escarpment and adjoining uplands which rise to 1200 m above sea level, and (c) the desert plateau in the east, which is 600-800 m in altitude.

6. The region has a very seasonal Mediterranean climate of hot dry summers and cool moist winters.¹ The mean annual rainfall varies from 550 mm in the highest parts of the plateau adjacent to the rift valley falling off to less than 100 mm in the eastern district bordering the Syrian desert. Rain falls exclusively from November to April, generally for short periods of medium intensity.

7. The mean monthly temperatures between July and September are about 25°C. In the autumn the temperature falls rapidly and during December and January the monthly averages vary from 5°C to 10°C. Frosts are common in winter and snow falls on the high ground on average once every 4 years. In the Jordan valley, the pattern is the same but the mean temperatures are about 5°C higher throughout the year. Perennial scrub forests occur to a limited extent in wetter, higher parts of the region, but seasonal herbaceous vegetation is dominant.² From about January onwards the countryside is lightly covered with grass, flowers and crops, which persist until shortly after the cessation of the rains in April. Rain-fed crops are harvested in late May and June. In summer nothing grows except in irrigated areas, the deeply incised wadis and high areas along the edge of the escarpment.

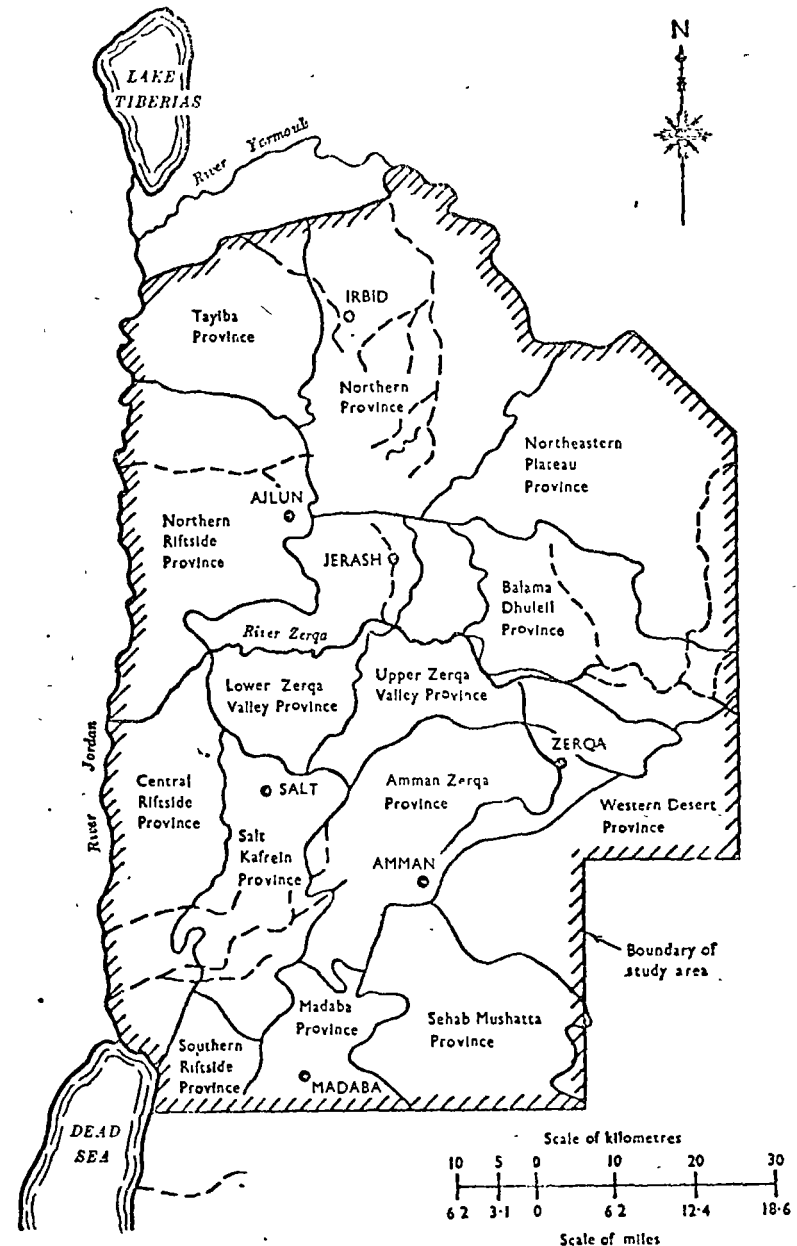


FIG. 1: THE STUDY AREA IN N.E. JORDAN

RAINFALL AND RUN-OFF ESTIMATES

8. Rainfall records from stations having an average density of one for 100 sq. km were available over the area studied. This density was considered sufficient for the purpose of the survey.

9. Estimates for the percentage of the rainfall which immediately runs off have been based on the results of a study of all the available records for run-off and rainfall for a group of catchments having different topographical characteristics. Inevitably the results obtained were scattered widely due, among other factors, to the intensity of the rain, the antecedent conditions and the character of the catchment area. However, it did emerge that for all but exceptional storms the run-off did not exceed 10% of the rainfall, so this term was not of very great significance in the hydrological equation. Values ranging from 4 to 8% of the weighted rainfall were taken depending on the topography of the ground-water province.

EVAPORATION ESTIMATES

10. For evaporation to take place water must be available at or near the ground surface simultaneously with sufficient energy to provide latent heat. In Jordan's semi-arid climate, where the ground-water table is far below the reach of evaporative forces, the amount of actual evaporation will largely be determined by the amount of rainfall. Given that water is always available, potential evaporation will be determined solely by the amount of solar radiation and aerodynamic factors influencing the rate of removal of water vapour from the surface.

11. Direct measurement of actual evaporation involving soil sampling and the determination of moisture content gravimetrically is probably the simplest and most reliable method, but for regional studies of this sort the time and labour required makes the effort prohibitive. Evaporation tanks and drainage lysimeters are both useful for measuring potential evaporation provided they are surrounded by a considerable area of irrigated cropping,³ but they do not give values of actual evaporation from soil receiving irregular rainfall. Specially placed evaporimeters, large containers filled with soil whose weight is determined at intervals, can be used to measure actual evaporation. They often require a period of a year or more, however, before the vegetation on them becomes representative of their surroundings. The installation of such units was not possible during the limited time available for this study.

12. Because of the difficulties encountered in direct measurement of evaporation, various indirect methods have been developed.⁴ Many of these methods prove reliable for areas of climate similar to those in which they were derived but generally are of limited use. This is true of the Thornthwaite, and Blaney and Criddle formulae when used in the Middle East,^{1,5,7} and is often due to the inclusion of empirical terms which only hold for a limited set of conditions and which are not applicable to widely varying conditions such as those experienced in Jordan.

13. Of the indirect methods, Penman's combined sink strength and energy balance concept has proved by far the most outstanding.⁴ Previous studies have already shown good agreement between Penman's evaporation estimate

and direct measurements of evaporation in climatic conditions similar to Jordan.^{1,6,8} This method has therefore been selected for the evaporation studies noted in this Paper.

14. The equations used were those developed for irrigation purposes at Woburn, England,⁷ and are listed in Appendix I of this Paper. The derivation of the Penman formulae need not be considered here. The method of application in a country such as Jordan, where reliable climatic data is sparse and long-term evaporation and recharge estimates generally required is, however, important.

15. In order to derive more accurate estimates of energy receipt, results obtained using various established formulae for calculating incoming short wave radiation (R_s) were correlated with actual measurements taken at Mount Carmel.⁸ The formula derived by Black *et al.*⁹ proved more suitable for local conditions than that of Penman.

16. Surface conditions in Jordan in the wet season change from bare soil to a light grass and crop cover. No measurements of the reflexion coefficient (r) for these surfaces are available in Jordan. Montieth¹⁰ found a value of 25% (R_0) to be average for green-crop surfaces and an average of the values given by Van Wijk¹¹ for bare-soil conditions has been taken as 20%. The reflexion coefficient was varied seasonably between these values in the calculations. This could lead to an under-estimation of radiation receipt by up to 10-15% for some light-coloured surface types. The measurement of back radiation (R_b) is technically difficult so the standard calculation was used. Values for R_s and N were obtained from the Smithsonian Meteorological tables, and for σT^4 from standard physical tables.

CLIMATIC DATA

17. The observations required for use in Penman's equations are maximum and minimum air temperature, wet- and dry-bulb temperatures, windspeed and sunshine hours. As previously stated, one of the problems met in Jordan was that of insufficient climatic data. Fortunately the coverage of rainfall stations for the period studied was adequate, but there was no alternative to the adopted course of transposing the other climatic data from the stations available to cover adjacent areas and areas with similar general climates.

18. An examination of data for three stations at Amman, Mafrq and Deir Alla indicated that the 5 year period 1959-64 was the longest for which reliable figures were available. Rainfall conditions for the years under review were compared with the long-term 40 year annual average at Amman, which showed that the period was in the latter part of a comparatively dry cycle.

POTENTIAL EVAPORATION VALUES IN JORDAN

19. The basic period for which calculations of evaporation were made was 10 days during the months October to April. The length of the final period in each month was adjusted so that each month consisted of three periods. From May to September months of 10 days were made. It would be desirable to use a variable length of period depending on the interval between successive rains, especially at the onset of the rainy season, but it is considered that the present method of using regular periods is unlikely to lead to any substantial error in evaporation or recharge estimates. Evaporation and recharge calculations were made using a computer.

TABLE 1: ANNUAL POTENTIAL EVAPORATION (E_T)

Basis: 1 in. = 25.4 mm

Year	Amman mm	Mafraq mm	Deir Alla mm
1959-60	1770	1863	1690
1960-61	1755	1710	1404
1961-62	1793	1594	1412
1962-63	1676	1638	1471
1963-64	1455	1519	1391
Average	1690	1665	1474

TABLE 2: TYPICAL VALUES OF C AND D FOR VARIOUS SOIL TYPES

Soil type	C mm	D mm
Limestone, cultivated . . .	65	101
" uncultivated . . .	52	56
Marl-shale, cultivated . . .	96	107
" uncultivated . . .	73	101
Chalky-marl, cultivated . . .	74	100+
" uncultivated . . .	68	73
Chert, cultivated . . .	87	115
" uncultivated . . .	59	74
Basalt, cultivated . . .	86	127
" uncultivated . . .	57	85

plants which are growing or will later grow on this soil. The amount of water which can be freely evaporated from a soil is therefore the product of the effective rooting depth and 50% of the field capacity moisture content. In the calculations described later, evaporation is considered to occur at potential rates until this amount of water has been removed from the soil. We have called this amount the drainage factor (C). It is the same as the maximum seasonal value of Penman's root factor⁴ which should, for irrigation purposes, be varied to take account of changes in root depth as plants grow.

28. To obtain an indication of effective rooting depths, nylon-stainless steel resistance units whose resistance alters with changes in soil moisture content were carefully buried at various depths down to one metre in representative soils, which were then sown with wheat.¹⁶ Readings of the resistance of these units were to be taken weekly with the object of observing the movement of water through the profile. However, due to wanton damage to almost every installation, no completely satisfactory trend was determined and other observations had to be made of the effective rooting depths during the soil sampling programme.

29. Further amounts of water will still be evaporated from the soil at rates substantially less than potential evaporation until the rate falls to such a low value, in the absence of a water table near the surface, that an almost

constant soil-water deficit is reached. The amount of water required to bring the moisture content of such a dry soil back to field capacity over the whole profile depth is called the final deficit value (D). For each infiltration province values of the two soil-water quantities C and D were prepared for the main soil-vegetation types present.

SOIL AND VEGETATION CLASSIFICATIONS

30. A very comprehensive range classification survey of East Jordan was prepared in 1954 by Hunting Technical Services, presented as overlays to aerial photographs on a 1/25 000 scale. A geological survey carried out by the same firm during this present study, was also prepared as a transparent overlay to the same scale and the results of both surveys were then studied in conjunction. The range classification was simplified by grouping surface types as permeable, semi-permeable or impermeable to ground-water recharge. Permeable areas, such as river bed gravels were of negligible extent. Impermeable areas such as large areas of thin soils overlying marl, or steep slopes were considered insignificant as recharge areas although their influence on local run-off conditions must have been considerable. The semi-permeable areas, covering about 80% of the total, were studied in most detail. They were initially classified into about 12 soil types on geological information and each of these subdivided into three main vegetation types namely grass-herb association, cultivated land, or areas with trees predominant. The combined map was analysed at 1 km intersections for the whole study area, and the area of each class estimated for each infiltration province. The estimation of the rooting depth element of the soil-water parameters C and D was simplified by the fact that in the study area, the thinner soil everywhere supports natural grasslands in winter and trees are only associated with dissected terrain having deep soil pockets mingling with rock outcrops. Further, after thousands of years of experience, cultivators have already found out which soils are deep enough to support crops. The depths listed below for the determination of the C values represent the depth of soils considered to be the effective rooting depth for the three main vegetation types and were obtained both by field observation and comparison with known rooting depths elsewhere:

Grass	effective rooting depth	30 cm
Cultivated soils	" "	40 cm
Trees	" "	100 cm.

31. Initially in this study estimates, based on a limited number of field tests, were made of the depth to which the soil dried out at the end of the dry season. Subsequently it was found, however, that the values of D were so critical in the moisture balance that direct soil-moisture measurements were undertaken on all the representative soil profile, prior to the wet season.

FIELD MEASUREMENTS

32. A series of field measurements was carried out on representative soil types throughout the study area. These consisted of measuring both the field capacity and the bulk densities at 20 cm intervals down the profile to a depth of 1.5 m where possible.

33. To measure the bulk density, the standard sand replacement method

20. The annual potential evaporation values for the 5 year period are shown in Table 1, and monthly values of evaporation and rainfall for Amman in 1960-61 are shown in Fig. 2, which demonstrates their characteristic pattern.

21. Table 1 shows that potential evaporation (E_T) averages about 200 mm less over the year at Deir Alla than at Mafraq or Amman. Climatically, mean temperatures are a few degrees higher at Deir Alla, solar energy income is similar but run-of-wind is substantially less and humidity generally higher than at the other two stations. From Fig. 2 it is seen that potential evaporation ranges from an average of 1.5-2 mm/day in December-January up to an average of 6-7 mm/day from May to August. These values agree quite closely with open-water evaporation values in nearby areas.¹²

Estimation of actual evaporation (E_{AT}) from potential evaporation (E_T)

22. The evaporation figure produced by the Penman formulae is the amount of water evaporated from a short green crop completely covering the ground and well supplied with water. This is similar to evaporation from most uniform green vegetation supplied with water or evaporation from wet soils. This value can therefore be directly applied to any large areas of irrigated cropping or to rain fed crops and natural vegetation in Jordan during that part of

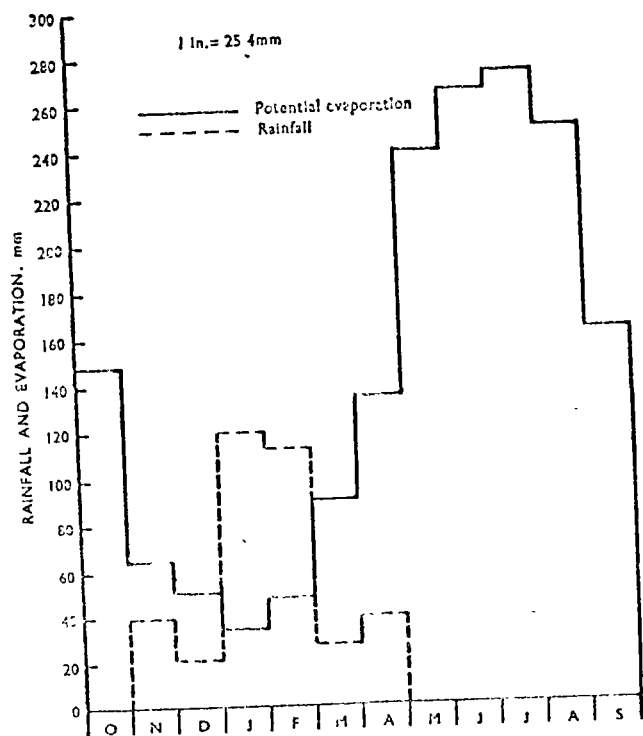


FIG. 2. MONTHLY VALUES OF EVAPORATION AND RAINFALL FOR AMMAN 1960-61

the rainy season when water is freely available and the ground is covered by vegetation, usually January to April.

23. During the light rainfall period preceding the main storm period, before the establishment of a vegetation cover, the amount of evaporation will depend on both the amount of rainfall and the moisture conditions of the soil at the end of the dry season. The soil moisture conditions at the end of the dry season (October to November) were estimated or determined by direct gravimetric sampling of the representative soil types described later in the Paper. During this period of early rains when the potential evaporation exceeds the rainfall, the actual evaporation was estimated as equal to rainfall + 10% (potential evaporation - rainfall), provided that there was already some water stored in the soil during the current water year to support this.

24. In the latter part of the wet season, and in the subsequent dry season, evaporation becomes dependent on the moisture stored in the soil and will fall progressively below the potential rate as the water within the root zone or the upper layer of a bare soil is depleted. Penman and Scholfield¹³ suggest from laboratory experiments that the evaporation rates from bare soils with a dry layer may be only 10% that of potential evaporation after the first 25 mm have evaporated. When vegetation is present the lowest soil layers in which roots are actively growing can be considered analogous to an exposed soil surface as far as water transfer into it from deeper layers is concerned.⁴ In Pakistan, however, it has been found that evaporation from bare soils falls almost to zero towards the end of the dry season, so this 10% rate must decrease further with time.¹⁴

25. It was found that the storm frequency in Jordan is such that recharge can only occur during the height of the wet season, usually January to February, following the main period of storms. Generally, after the middle of March the evaporation rates increase so quickly that soil moisture is rapidly depleted even with additional light rainfall (Fig. 2). Any errors in the determination of when, and by how much, actual evaporation falls below potential evaporation during this period are therefore unlikely to influence the recharge estimates, although they could lead to errors in crop water requirements based on these evaporation figures.

SEASONAL CHANGES IN SOIL-WATER AND THEIR RELATION TO GROUND-WATER RECHARGE

26. Part of the rainfall which percolates into the soil, the term G in the hydrological equation, will be re-evaporated after the rain has ceased and the remainder will pass down through the surface zone to recharge the underlying aquifers. Initially the water infiltrates into the surface layers wetting them until their percentage moisture increases to a limiting value above which no more water can be held in the soil pores against the force of gravity and vertical drainage to deeper layers takes place. This limiting moisture content is defined as the field capacity of the soil and depends on its mechanical properties particularly its bulk density and permeability. Examination of many soils shows that for most of them, only 50% of the total water content at field capacity can be taken up by, and evaporated from, plants.⁵

27. The depth to which water must drain before it is unlikely to be evaporated at a later date depends primarily on the depth of the root zone of the

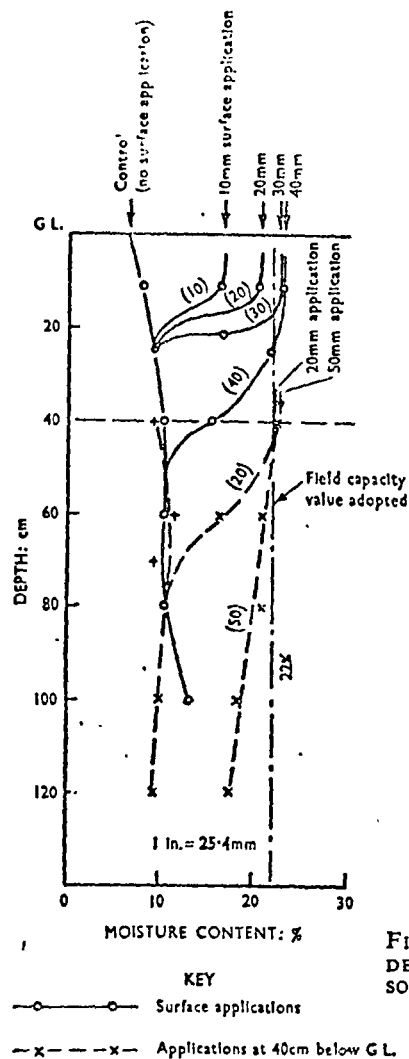


FIG. 3: FIELD CAPACITY DETERMINATION—BASALT SOIL

was used. Field capacities were measured by determining the residual moisture content of the undisturbed soil 2 days after it had been saturated by a heavy surface application of water, all evaporation being prevented in the meantime by covering the test area with a polythene sheet, over which a thin layer of soil was spread. Two to four plots, each 1 m square, were prepared and depths of water varying between 10–80 mm were applied to each. After 2 days the moisture content of the soil at intervals down the profile in the centre of plot was determined and compared with a set of control values measured before the application of water.

34. A similar series of tests was run at depths of 40 cm and, where soil depths over rock permitted, 150 cm below ground level. Considerable care was necessary when excavating the pits to avoid smearing the soil surface.

35. A typical set of results is given in Fig. 3 and a summary of the results for all the soil types tested is included in Table 2. It will be seen that the field capacities show generally a reduction with increasing depth down the profile. Only a single series of tests was run on each soil type, but the results were considered sufficiently accurate for a regional study. As the most significant soil types are the alluvial and colluvial soils overlaying sedimentary rocks, it was felt that no great variations would be likely to occur in view of the uniform climatic conditions prevailing.

RECHARGE CALCULATIONS

36. A computer program was prepared to carry out the calculation of potential evaporation (E_T), estimation from this of actual evaporation (E_{AT}) and the changes in ground-water content, making use of the rainfall and E_{AT} data and the estimates of the parameters C and D . When the ground-water balance became positive over the whole profile, recharge of the surplus was considered to take place. A typical drainage balance for one soil type in one of the infiltration provinces is set out in Table 3 for 1960–61.

RESULTS

37. The average annual ground-water recharge over the whole study area was 8.2% of the average rainfall for the 5 year period. This agrees closely with 7.4% estimated by Ionides and Blake¹⁷ for the northern half of Jordan and 8–10% estimates by Burdon and Quennell¹⁸ for the Yarmouk river catchment immediately contiguous with the northern end of the present survey area.

38. A summary of the recharge percentages for each of the infiltration provinces is given in Appendix 2 for the period 1959–64. The maximum recharge percentage is 25% for Salt-Kafrein province in 1963–64, but the majority of the values in the 3 wetter years are between 5 and 16%. Recharge estimates were calculated to the nearest 0.01 million cu. m so the results given as nil may underestimate the situation slightly in some cases and this could account for the increases in seasonal flow rate found in some of the permanent springs recorded even during dry years. Generally speaking, however, direct recharge does not occur in areas receiving less than 220 mm of rainfall and above this value the amount of recharge depends both on the total rainfall and the way it is distributed. This is demonstrated by Fig. 4.

39. Ground-water exploitation is already taking place in gravel fans in the southern Jordan valley to the west of the upland area and has recently commenced from a basalt aquifer to the east (Balma-Dhuhail province). In both provinces our estimates indicate little or no direct recharge to these reserves. There is, however, an estimated ground-water recharge on average in the water provinces bordering them which is in excess of known abstractions in rivers or wells within the province. The geological evidence supports the view that water movement would take place in the right direction and that transfer of ground-water is at present occurring between these provinces.

APPRAISAL OF THE METHOD

40. In all problems concerning imponderables such as evaporation and recharge the methods adopted require critical evaluation and checking where

TABLE 3: TYPICAL DRAINAGE BALANCE FOR SALT KAFREIN PROVINCE, 1960-61

$C = 96 \text{ mm}$
 $D = 136 \text{ mm}$

Period	Rainfall (a) mm	E_T mm	E_{AT} mm	$P-E_{AT}$ mm	Cumulative G. $D-(P-E_{AT})$ mm
					-136.0
Oct. 1	—	—	—	—	-136.0
2	—	—	—	—	-136.0
3	—	—	—	—	-136.0
Nov. 1	29.3	21.5	21.5	+7.8	-128.2
2	30.1	26.4	26.4	+3.7	-124.5
3	1.3	15.4	2.7(b)	-1.4	-125.9
Dec. 1	7.5	16.4	8.4(b)	-0.9	-126.8
2	0.3	14.0	1.7(b)	-1.4	-128.2
3	19.8	20.0	19.9(b)	-0.1	-128.3
Jan. 1	41.6	11.9	11.9	+29.7	-98.6
2	77.7	10.5	10.5	+67.2	-31.4
3	12.6	12.9	12.9	-0.3	-31.7
Feb. 1	56.6	19.6	19.6	+37.0	+5.3
2	72.2	15.4	15.4	+56.8	+56.8
3	6.2	13.0	13.0	-6.8	-6.8
Mar. 1	4.7	24.0	24.0	-19.3	-26.1
2	12.3	27.5	27.5	-15.2	-41.3
3	1.2	37.8	37.8	-36.6	-77.9
Apr. 1	27.6	34.7	34.7	-7.1	-85.0
2	—	44.6	14.4(c)	-14.4	-99.4
3	—	54.8	5.5(c)	-5.5	-104.9
Total	401.0	420.4	307.8		(+)62.1

Notes: (a) Weighted rainfall over the province less run-off.
 (b) $E_{AT} = P + 10\% (E_T - P)$.
 (c) $E_{AT} = E_T$ until cumulative $G = C$ (96 mm) then 10% E_T .

possible. Penman's method is believed to be the most reliable indirect method presently available and its suitability has been tested in this area. The best climatic data available were used but this was limited to a period of 5 years from each of three stations. The climatic conditions of the East Jordan plateau are generally similar so the transposition of evaporation data from these stations to similar adjacent areas should not produce large errors.

41. The estimation of actual evaporation from calculated potential evaporation presents some difficulties. Over the period from January to March when recharge is most likely to occur, evaporation is considered to take place at potential rates. Because of incomplete vegetation cover and the drying of soils between rainstorms, this may produce an overestimate of actual evaporation over so long periods, and consequently may reduce recharge estimates a little. The accuracy of actual evaporation rates before and after this period will depend on whether the assumptions about reducing E_{AT} to 10% E_T under drying soil conditions are correct, and whether the rooting depth observations at which this occurs are appropriate. The latter are generally overestimated and the application of the reduced rate of evaporation in one step at such an advanced state of soil drying will both tend to overestimate evaporation during the period after the main rains. It has been shown

RECHARGE STUDY IN NORTH EASTERN JORDAN

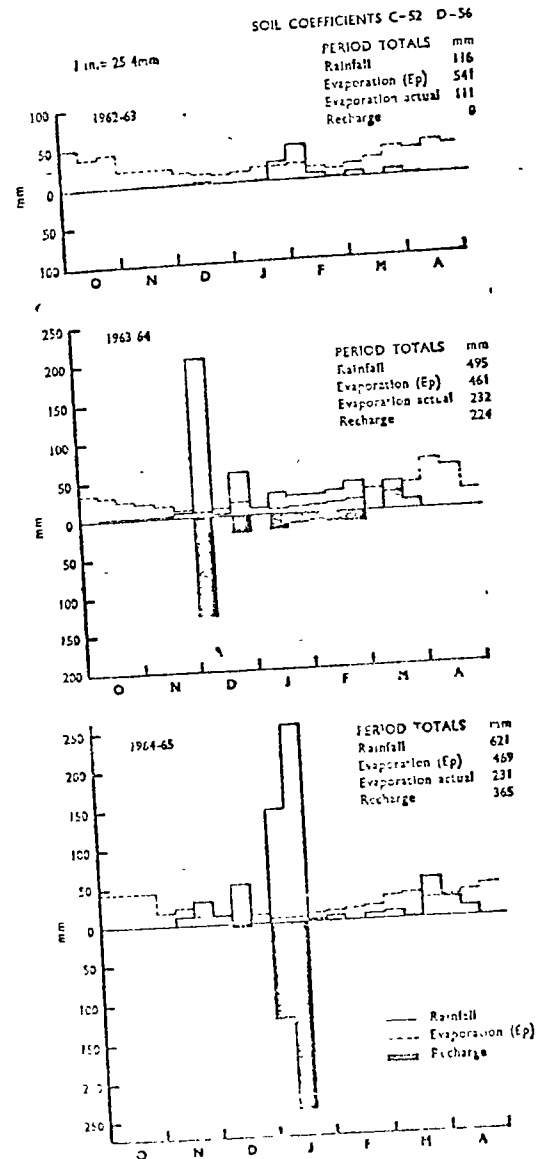


FIG. 4: COMPARISON BETWEEN RAINFALL, EVAPORATION AND RECHARGE ON UNCULTIVATED LIMESTONE

earlier, however, that it is the final soil-water deficit (D) at the end of the previous dry season which is the dominant soil characteristic determining recharge. This has usually been estimated in this survey by the simple series of checks over by soil sampling methods gave quite good confirmation of the estimates. The methods used to measure field capacity and bulk density are simple standard field methods. A more extensive programme of field excavations,

evaporimeter studies and soil laboratory measurements would have been desirable but could not possibly be fitted into a tight programme.

42. The programme of soil sampling studies carried out was modest in relation to the size of the area. The large areas of colluvial soils on and to the east of the plateau were particularly poorly sampled for variations in composition and moisture characteristics. Fortunately they mainly occur in areas where recharge is small or unlikely. They are usually several metres deep and because of this they can hold a considerable reserve of soil-water. The rain-fed crops and vegetation growing on them adjust their rooting zone and period of growing to the size of the yearly reserve. The generally poor yields of crops from each area suggest that there are few years when this soil-water reserve is likely to be filled to the extent that drainage to very deep layers occurs. The most important areas for recharge are the mainly residual soils which are usually not deeper than 0.5-1 m and frequently less. Major differences in depth were picked out in the procedure of classification of surface type.

43. It is felt that the estimates of effective rooting depth in § 30 are generous for the soils and crops of this area, which would also lead to an overestimation of evaporation in the first case and an underestimate of recharge in the second. All the main residual soil types have been investigated and apart from depth, they are less variable usually within types. It was found that the major cultivated residual soils—from limestones, chalk, sandstones and basalt—gave fairly similar moisture characteristics having deficit values in the range 130-140 mm, equivalent to about 2 in. available water/ft depth. Soils from marl or shale, or gravel soils had less available water and smaller deficit values.

44. In the application of this method of calculating recharge it is believed that any errors are likely to be on the side of a cautious estimate rather than an optimistic one. As more detailed information on the points of controversy is obtained the method may be easily modified. The fair agreement of the regional values with the few hydrological estimates known for the area are an encouraging sign that the provincial estimates are of the right order of size. It is not possible to assign a known accuracy to the recharge estimates. Dr Penman accepts an accuracy of 10% for his estimate of potential evaporation as satisfactory; with the assumptions involved in applying this method of estimating recharge an accuracy of 20% might be expected for any single year's provincial estimate.

ACKNOWLEDGEMENTS

45. This Paper presents one aspect of an investigation into the water resources in an area on the east bank of the River Jordan carried out by Sir M. MacDonald & Partners for the Central Water Authority of the Hashemite Kingdom of Jordan. The geological survey and range classification were carried out by Hunting Technical Services Ltd.

46. The Authors gratefully acknowledge the valuable assistance received from the Jordanian Meteorological Department, the staff of the Central Water Authority and in particular Omar Abdullah Dokghan, Director General, for permission to publish this Paper.

APPENDIX 1

MODIFIED PENMAN EVAPORATION FORMULAE

R_1	$(1-r)R_C$	(2)
R_C	$R_A (0.23 + 0.48 n/N)$	(3)
R_B	$\sigma T^4 (0.56 - 0.09 \sqrt{e_a})(0.10 - 0.90 n/N)$	(4)
H_T	$R_1 - R_B$	(5)
E_a	$0.35 (1 + u_2/100)(e_s - e_a)$	(6)
E_T	$[(\Delta/\gamma)H_T + E_a]/[(\Delta/\gamma) + 1]$	(7)

All final terms are expressed in mm where

u_2	run-of-the-wind in miles/day
e_s	saturation vapour pressure at mean air temperature, mm Hg
e_a	actual vapour pressure, mm Hg
r	reflexion coefficient for the surface
R_1	effective short-wave radiation income after reflexion
R_B	back radiation
R_C	attenuated short-wave radiation reaching the ground
R_A	short-wave radiation reaching the outside of the earth's atmosphere
n	actual sunshine hours
N	possible sunshine hours
H_T	net radiation
E_a	aero-dynamic evaporation
σT^4	black-body radiation at mean air temperature
γ	constant of the wet- and dry-bulb psychrometer equation
Δ	slope of the saturation vapour pressure curve at mean air temperature
E_T	potential evaporation from wet bare soil and actively growing green crops completely covering the ground
E_{AT}	actual evaporation from a soil receiving seasonal rainfall and bearing seasonal vegetation

APPENDIX 2

BASES FOR CONVERSION

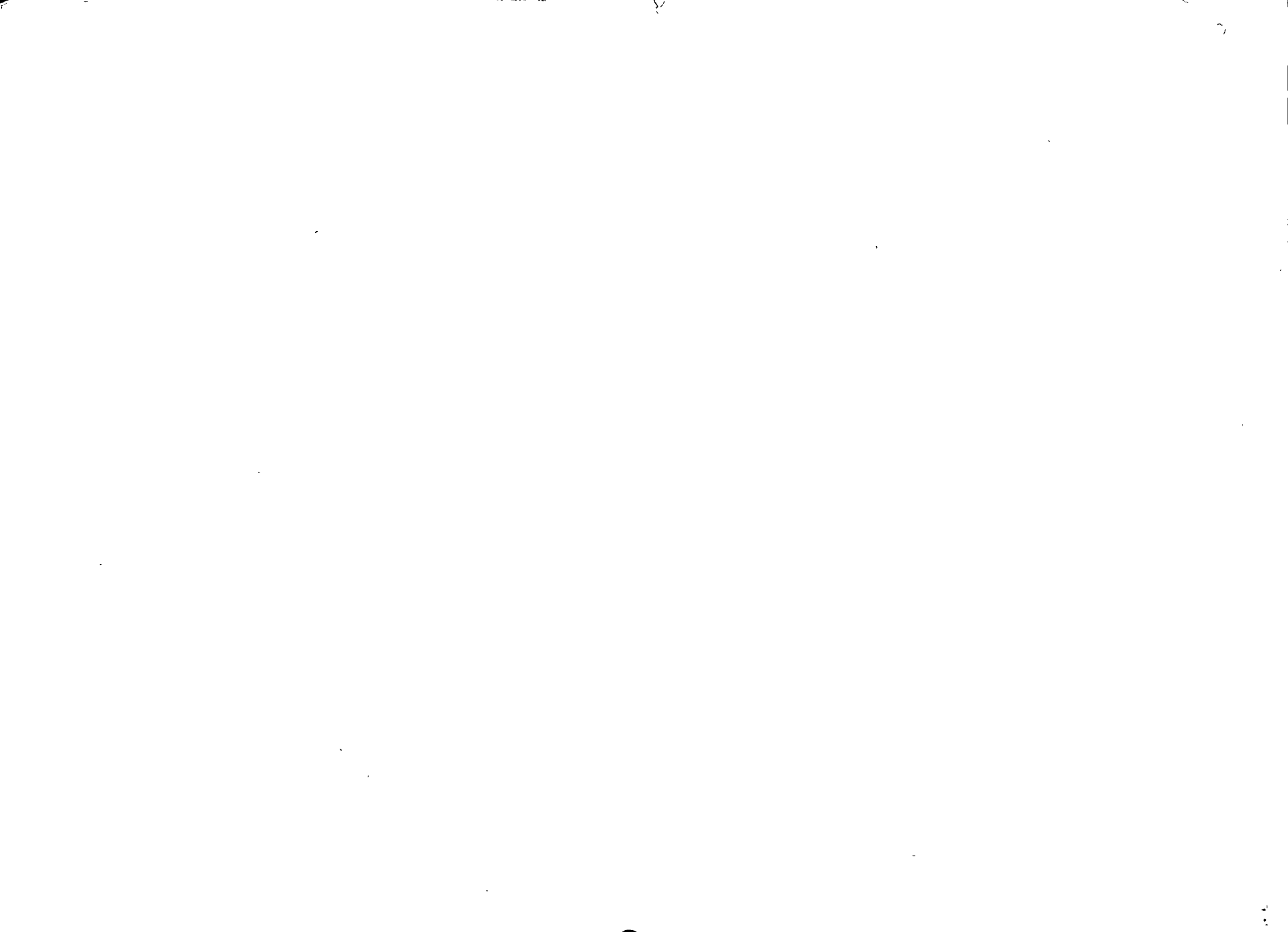
<i>Length</i>	
1 yd	0.9144 m
1 ft	30.48 cm
1 in.	25.4 mm
<i>Volume</i>	
1 cu. yd	0.764555 cu. m
1 cu. ft	0.0283168 cu. m
1 cu. in.	16.3871 cu. cm
<i>Area</i>	
1 sq. yd	0.836127 sq. m
1 sq. ft	929.030 sq. cm
1 sq. in.	6.4516 sq. cm

APPENDIX 3
RAINFALL AND RECHARGE PERCENTAGES

Province	1959-60		1960-61		1961-62		1962-63		1963-64	
	Rainfall mm	Recharge % rainfall	Rainfall mm	Recharge % rainfall	Rainfall mm	Recharge % rainfall	Rainfall mm	Recharge % rainfall	Rainfall mm	Recharge % rainfall
South ern Riftside	101	Nil	265	1.9	235	3.5	91	Nil	430	12.9
Sah el-Jerim	178	Nil	417	18.4	322	8.9	186	Nil	525	21.9
Central Riftside	179	Nil	434	15.5	309	13.4	214	Nil	449	20.4
Northern Riftside	278	Nil	465	9.7	471	15.3	403	0.5	579	15.5
Ta'izzah	260	Nil	424	10.6	507	21.7	387	Nil	570	21.3
Lower Zerqa Valley north	205	Nil	365	8.6	454	15.6	303	Nil	465	11.4
Lower Zerqa Valley south	152	Nil	392	17.9	332	4.9	278	Nil	469	17.2
Upper Zerqa Valley	93	Nil	231	1.6	233	Nil	145	Nil	300	2.0
Be'atna District	76	Nil	194	Nil	176	Nil	104	Nil	218	Nil
North Plateau	180	Nil	318	1.5	398	22.4	237	Nil	432	13.7
Northeastern Plateau	96	Nil	223	Nil	171	2.7	124	Nil	248	Nil
Madaba	134	Nil	325	3.1	325	2.7	117	Nil	475	19.2
Schabab Mushatta	79	Nil	248	2.9	223	Nil	109	Nil	312	7.1
Be'atna	62	Nil	166	Nil	114	Nil	94	Nil	138	Nil
Jordan Valley	114	Nil	277	5.6	235	10.7	143	Nil	354	9.1

REFERENCES

1. WALLEN C. C. and DE BRICHAMBAUT G. P. A study of Agroclimatology in semi-arid and arid zones of the Near East. FAO, 1952. Rome.
2. ZOHARY M. *Plant life of Palestine*. Ronald Press, New York, 1962.
3. FLUCHS M. and STANHILL G. The use of class A evaporation pan data to estimate the irrigation water requirements of the cotton crop. *Israel J. Agric. Res.* 1963, 13 (2) 63-78.
4. PENMAN H. L. Vegetation and hydrology. Tech. Comm. 53, Commonwealth Agricultural Bureau, Farnham Royal. U.K.
5. STANHILL G. A comparison of methods of calculating potential evapotranspiration from climatic data. *Israel J. Agric. Res.*, 1961, 11 (4) 159-171.
6. STORK C. Evapotranspiration problems in Iraq. *Neth. J. Agric. Sci.*, 1959, 7, 269-282.
7. PENMAN H. L. Woburn irrigation, 1951-59 I. Purpose, design and weather. *J. Agric. Sci.*, 1962, 58, 343-348.
8. STANHILL G. Methodology of plant ecophysiology. *UNESCO Arid Zone Res. Ser.*, 25, *Proc. Montpellier Symp.* 1963.
9. BLACK J. N. et al. Solar radiation and the duration of sunshine. *Q.Jl. Roy. Met. Soc.*, 1955, 80, 231-235.
10. MONTEITH J. L. The reflexion of short-wave radiation by vegetation. *Q.Jl. Roy. Met. Soc.*, 1959, 85, 386-392.
11. VAN WIJK W. R. *Physics of plant environment*. North-Holland Publishing Company, Amsterdam, 1963.
12. STANHILL G. Evaporation in Israel. *Bull. Res. Council, Israel*, 1963, 4, 11 G, 160-172.
13. PENMAN H. L. and SCHOFIELD R. K. Drainage and evaporation from fallow soil. *J. Agric. Sci.*, 1964, 31, 74-109.
14. AHMAD M. S. Water requirements of plants in the Quetta Valley, West Pakistan. *UNESCO Arid Zone Res. Ser.*, 16, *Proc. Madrid Symp.*, 1962, 155-164.
15. MARSHALL T. J. Relations between water and soil. *Tech. Comm. 50, Comman. Bur. Soils*, Harpenden, U.K., 1959.
16. FARROTHER H. G. and HARRISON L. E. An electric resistance technique for the study of soil moisture problems in the field. *Emp. Cotton Grow. Assoc. Res. Mem.*, 1952, 27.
17. IONIDES M. G. and BLAKE G. S. *Report on the water resources of Transjordan and their development*. Crown Agents for the Colonies, London, 1939.
18. BURDON D. J. and QUENNEL A. M. *Handbook of the geology of Jordan*. Benham & Co., Colchester, 1959.



Paper No. 6798

OIL JETTIES AT THE PORT OF HULL

by

William John Leaman, B.Sc., A.M.I.C.E.

Resident Engineer for the Works, Messrs Coode and Partners

and

Roger Kelsall Postlethwaite, B.Sc., A.M.I.C.E.

Site Agent, Yorkshire Henebique Contracting Co. Ltd

*For discussion at an Ordinary Meeting on Tuesday, 10 November, 1964 at 5.30 p.m.,
and for subsequent written discussion*

SYNOPSIS

Two reinforced-concrete jetty heads, of 396 ft and 258 ft overall lengths, were constructed in deep water approximately 1600 ft from the bank of the Humber, east of the Hull dock system. They replaced a timber jetty which, after a life of more than 40 years, had become not only seriously decayed but also inadequate for the growing needs of the oil and chemical companies operating at Salt End. The new jetty heads are founded upon steel Rendhex foundation columns driven as bearing piles on to hard chalk at an average depth of 60 ft below dredged level. To accommodate the unusually large number of 57 pipelines, the approaches to the jetty heads have pipe bearers at three levels, together with a 10-ft wide roadway for pedestrian traffic. In plan, the jetty approaches form a Y-shape and for most of their length are supported on 16-in. square reinforced-concrete piles founded on a firm stratum of boulder clay. The new berths have been dredged to a depth of 36 ft below M.L.W.S., and are able to take 27 500 dwt tankers, these being the largest vessels that can approach upriver as far as Salt End.

INTRODUCTION

THE ORIGINAL INSTALLATION consisted of No. 1 and No. 2 Timber Jetties built in 1914 and 1928 by the North Eastern and London & North Eastern Railway Companies respectively, each providing a single berth for tankers of up to 17 000 dwt, and with loading facilities at the rear of No. 2 Jetty for barge traffic engaged on bunkering services.

2. The British Transport Commission assumed control of these jetties upon the nationalization of the railway-owned ports, and in conjunction with the local user-companies agreed to develop modern berthing facilities in accordance with the planned expansion and modernization of the shore installations. In this connexion it was decided to demolish No. 1 Timber Jetty, and to replace it with two reinforced-concrete jetty heads, both of which were to be

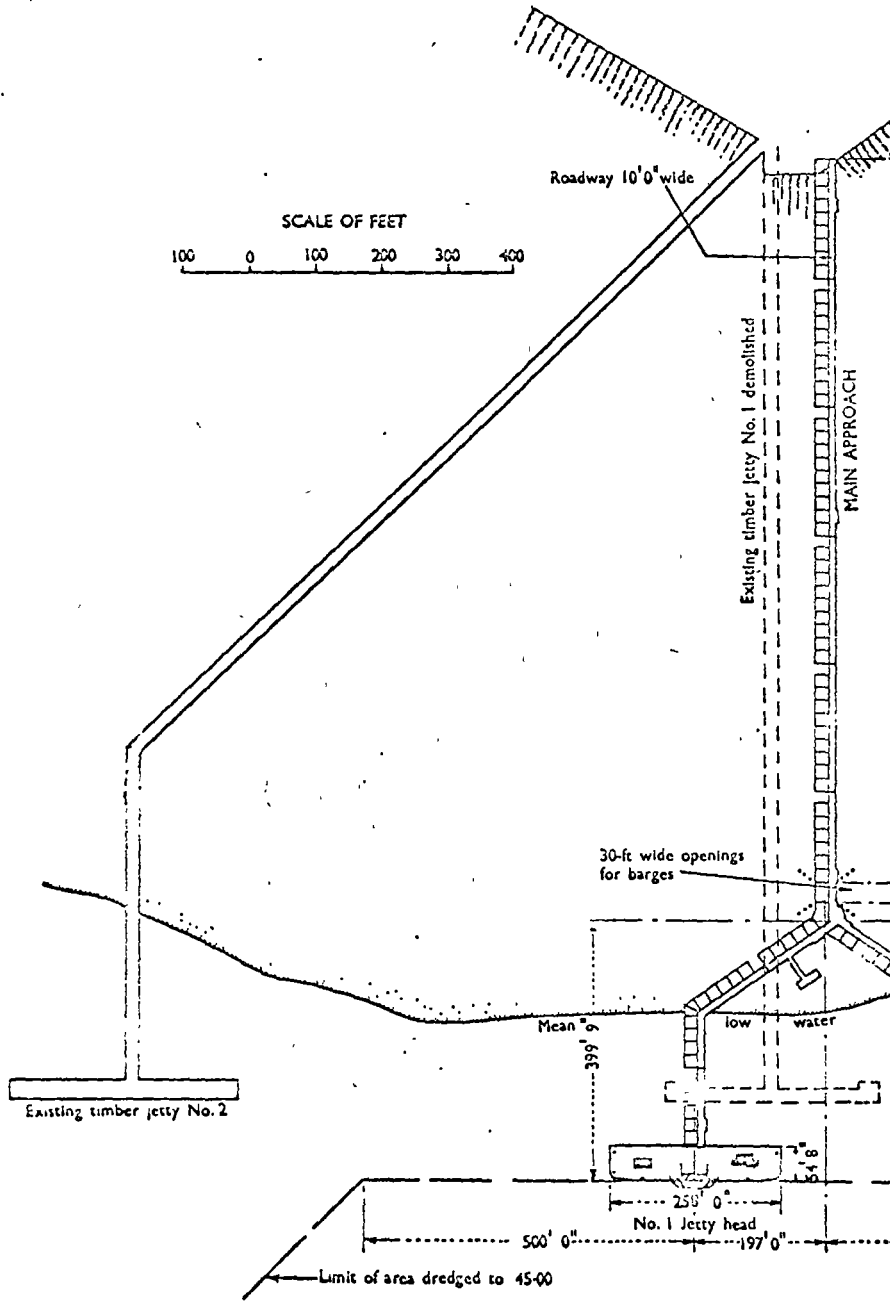


FIG. 1: GENERAL LAYOUT

3

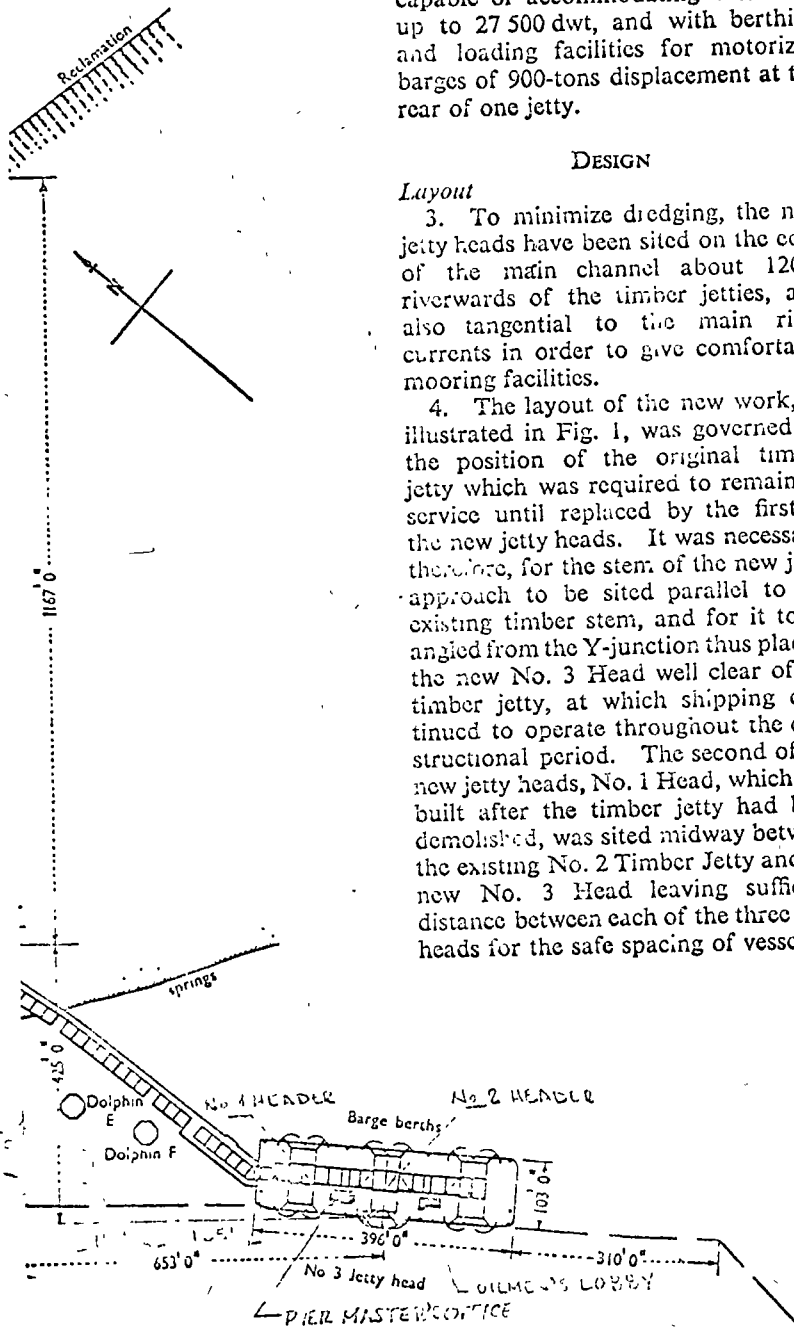
capable of accommodating vessels of up to 27 500 dwt, and with berthing and loading facilities for motorized barges of 900-ton displacement at the rear of one jetty.

DESIGN

Layout

3. To minimize dredging, the new jetty heads have been sited on the edge of the main channel about 120 ft riverwards of the timber jetties, and also tangential to the main river currents in order to give comfortable mooring facilities.

4. The layout of the new work, as illustrated in Fig. 1, was governed by the position of the original timber jetty which was required to remain in service until replaced by the first of the new jetty heads. It was necessary, therefore, for the stem of the new jetty approach to be sited parallel to the existing timber stem, and for it to be angled from the Y-junction thus placing the new No. 3 Head well clear of the timber jetty, at which shipping continued to operate throughout the constructional period. The second of the new jetty heads, No. 1 Head, which was built after the timber jetty had been demolished, was sited midway between the existing No. 2 Timber Jetty and the new No. 3 Head leaving sufficient distance between each of the three jetty heads for the safe spacing of vessels.



OF THE WORKS

Jetty approaches

5. Fig. 2 shows a typical section through the jetty approaches. The pipelines have a landward fall of approximately 1:880 and are supported on beams at three levels, the bottom of which was designed to be cast insitu upon the 16-in. raking reinforced-concrete piles. The upper two beams were designed as precast members supported on haunches projecting from the inner faces of the concrete columns, and to be fixed in position by means of mild steel dowel-pins passing through vertical holes in the ends of the beams.

6. A 10-ft wide reinforced-concrete roadway designed for pedestrian traffic is supported on twin beams running longitudinally between the bottom pipe beams. Expansion joints are provided in this roadway and also through the main structure at intervals of about 200 ft. The roadway acts as a longitudinal bracing on one side of the structure, but on the other side a special beam is provided for this purpose.

7. The Y-junction of the three arms of the jetty approaches was designed as a triangular structure of beams at four levels framing monolithically with

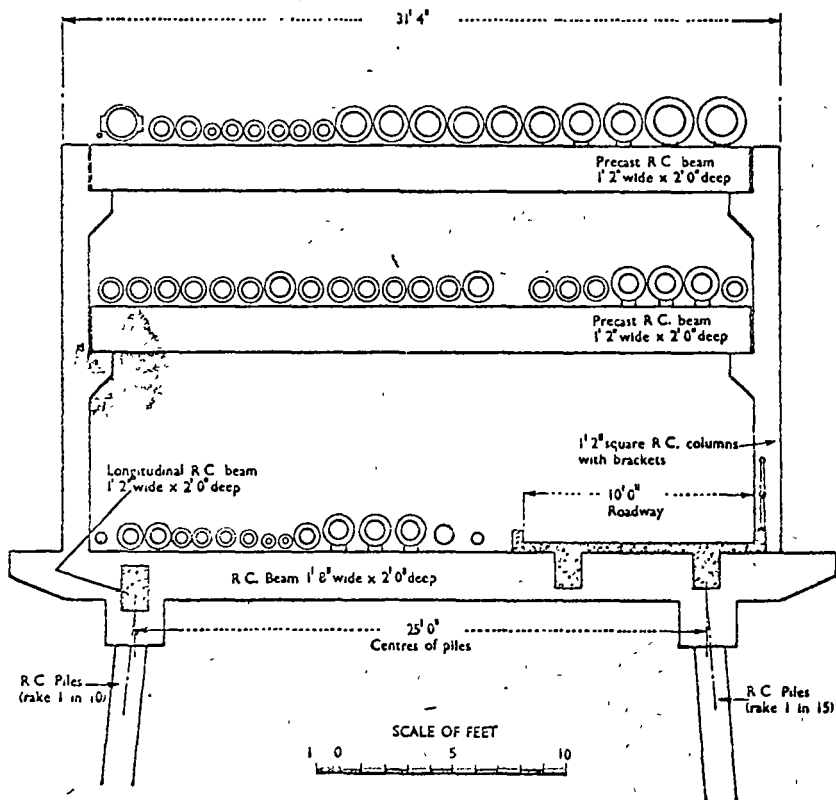


FIG. 2: TYPICAL SECTION THROUGH JETTY APPROACH

waling beam 4 ft square in section with a 6-in. deep cantilever projection from its top surface is situated at a low level along the riverside row of vertical piles to form a support to the steel fender posts, and is braced longitudinally and transversely with precast raking struts.

14. Pipe gentries situated along the axis of the jetty head carry the pipelines in three levels to the six headers which during loading or discharging operations are connected to the ships' manifolds by means of flexible hoses. Cranes at each of the six headers facilitate the rigging and handling of hoses.

15. No. 1 Jetty Head, which is of very similar construction, is designed to accommodate either one tanker of up to 35 000 tons displacement, or one small coaster, but no barge traffic. There is need, therefore, for only one header position and one set of cranes, and No. 1 Head is consequently much smaller than No. 3, being 258 ft long by 54 ft 6 in. wide.

16. As most of the large tankers are longer than either of the two jetty heads, and are seldom exactly parallel to the cope line when berthing, the ends of both jetty heads have been splayed to ensure that, as far as possible, the initial impact at the end of the jetty acts perpendicularly to the particular fender post struck. From observations it has been found that with large vessels berthing, the end fenders do in fact generally take the major berthing blows.

Fendering

17. As with most jetties, the design of the jetty heads was largely influenced by the choice of the most suitable fendering scheme, which for Salt End was found to be a system of steel fender posts cushioned by solid cylindrical rubber blocks against two waling beams at high and low levels.

18. Fig. 5 (overleaf) illustrates the fender arrangement. Each post consists of two 18-in. \times 7½-in. \times 55-lb Universal Beams welded between steel plates 18-in. wide \times ¼-in. thick, the whole assembly being made water-tight to prevent internal corrosion. Recesses in the concrete structure at the levels of +19.0 and +2.0 O.D. permit the post to move normal to the jetty face. Phosphor-bronze plates attached to the inner vertical faces of each recess act as low-friction guides for bonded-resin plates fixed to the sides of the fender post, and thereby provide lateral restraint. A box beam formed of twin steel channels attached to the rear of the fender post transmits the weight of the fender on to the top surface of the lower waling beam where it slides on bonded-resin plates fixed horizontally to the concrete surface. A horizontal plate within the upper recess limits the vertical movement of the fender to half an inch. Owing to the exceedingly small freeboard of certain light coastal tankers, alternate fenders project down to the lowest water level of -12.0 O.D., but the remainder extend to -8.0 only.

19. Elm rubbing-pieces are fixed between rolled-steel angles on the front face of the fender post, and the whole of the exposed steelwork is coated with hot-applied coal-tar enamel. The cylindrical rubber fender cushions, 20-in. long \times 24-in. dia., are precompressed 2 in., and the fender is permitted a further 13 in. of compression within the fender recesses, making a total of 15 in. or 50% compression of the rubber.

20. In the design calculations it was assumed that impact could give a

50% or 15-in. deflexion of two fenders, i.e. four fender cushions or the equivalent, on the basis of a maximum loaded displacement of 35 000 tons, a speed of up to $\frac{1}{2}$ knot (0.85 ft/sec) normal to the jetty, and half the total energy of the vessel to be absorbed by the fenders. The assumed energy to be absorbed therefore amounted to 2400 in./tons, and the energy absorption of each rubber fender block was taken to be about 600 in./tons.

21. It was assumed that, although for smaller vessels the energy would be correspondingly reduced, the velocities of approach might on the other hand be higher, and the impact concentrated more on to one fender due to the shape of the smaller vessels and their less controlled angles of approach. The design of the fenders was therefore as much dictated by the localized impacts of the smaller vessels as by the impact from the largest ones.

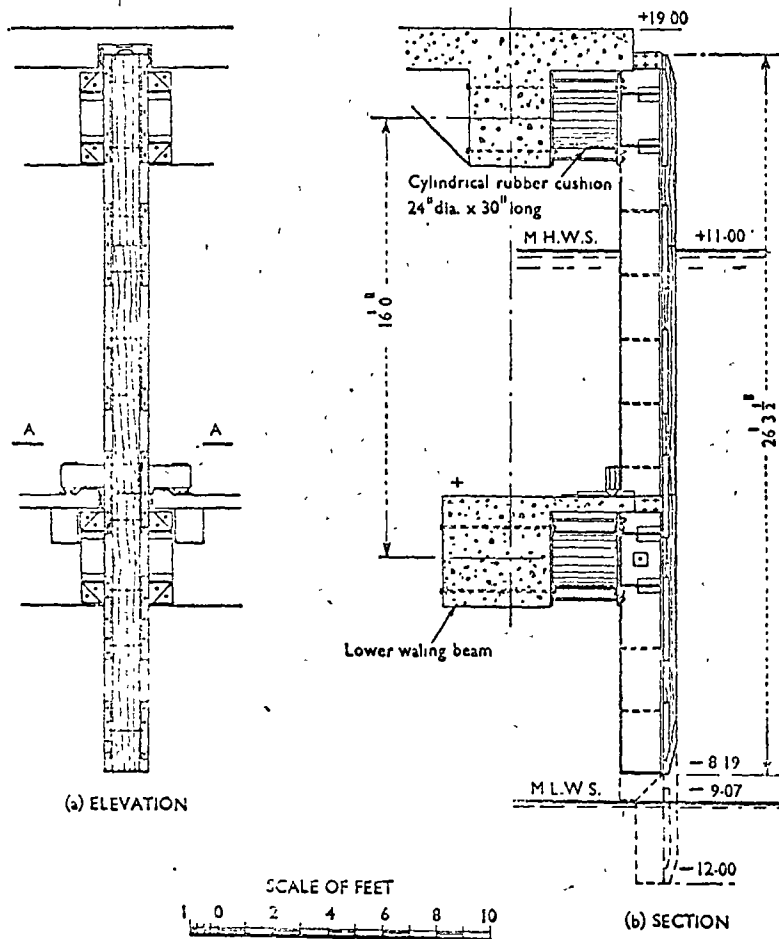


FIG. 5: DETAILS OF

7

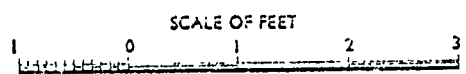
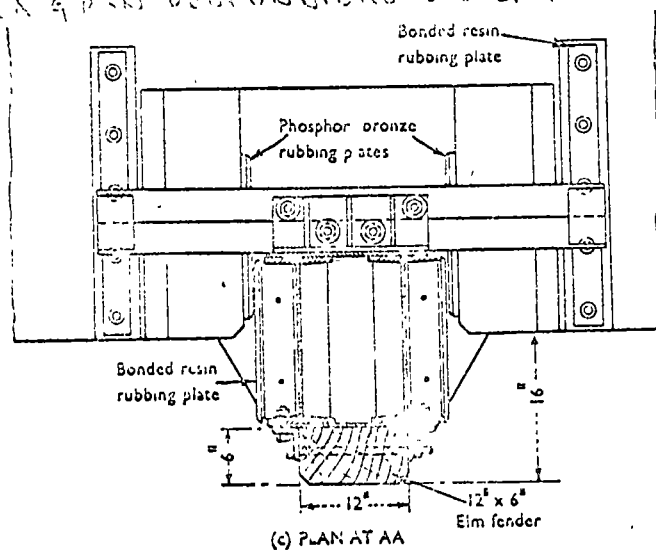
Mooring dolphins

22. Mooring dolphins had not previously been used at Salt End as mooring buoys were always considered to provide the best control of vessels during discharging operations. However, on account of lack of space, coupled with the fact that it is impracticable to use a mooring buoy for a pull in more than one direction, it was decided to provide two dolphins in the gap between the new jetty heads to create adequate mooring facilities for any size of vessel. Each dolphin is supported on a combination of vertical and raking piles, and each carries two 100-ton bollards on a reinforced-concrete slab, 4 ft deep.

Hose-handling cranes

23. It was considered neither convenient nor practical to use flow booms at the header positions owing to the multiplicity of refined petroleum and chemical products handled at the jetties. At the request of the user-companies

ESTE SISTEMA DE DEFENSA ESTA EN
 BUENAS CONDICIONES POR LA TORSION QUE
 SUFRE EL BARRIL. NO SE PUSIERON PILES
 EN LA GRAN DEFORMACION EN LA ZONA



FENDER POST

... LA ...
 ...
 ...

a system of purpose-made cranes was installed at each borth for handling and supporting the flexible hoses, as shown in Fig. 6.

24. The cranes are mounted on steel-lattice structures, and are operated from high-level platforms, from which a virtually unobstructed view of the vessel's manifolds can be obtained.

25. Chain blocks fixed at mid length of all crane jibs assist the correct suspension of flexible hoses, and travelling hoist blocks on monorail beams suspended beneath each crane structure facilitate the movement of hoses to and from their storage plinths.

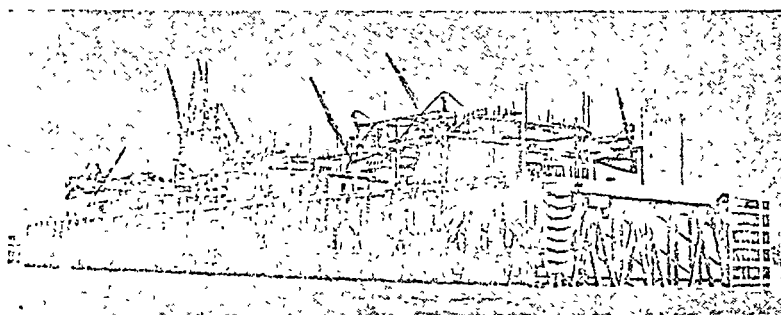


FIG. 6: HOSE-HANDLING CRANES AT NO. 3 JETTY HEAD

Electrical installation

26. Cables for power, lighting, and telephones, etc, are laid in a trefoil of 3 in. dia. steel pipes supported on the cantilever ends of the bottom pipe beams of the jetty approaches, or in ducts formed below the surface of the concrete jetty heads. A sub-station switchboard at the shore end of the jetties, together with switchboards at each jetty head and at the Y-junction, form the main control system of the installation. All electrical apparatus is certified flame-proof for Groups 2 and 3 gases.

CONSTRUCTION

27. Before work began, an area of the foreshore adjacent to the root end of the original timber jetty was reclaimed by the British Transport Commission to form a working area for the main Contractors and the several sub-contractors. In addition to this reclaimed area, a further area about half-a-mile from the site, but having road and rail access, was granted by the Commission to the Contractors for the storage of plant and materials.

28. The Contract Specification required the new No. 3 Head and its approaches to be built first, and for this to be accomplished without creating interruptions to shipping movements at the adjacent No. 1 Timber Jetty. To achieve this it was decided to construct the work progressively from the same end.

29. The mud flats exposed at low water to a distance of about 1200 ft from the foreshore made the use of heavy floating plant unsuitable. This factor, together with the very strong river-currents in deep water and the high

9

degree of precision called for in the driving of the permanent piles, led to the use of temporary stagings for the support of pile frames, derricks, etc, which were used thereafter as a supply route for materials.

30. Upon entering the site, the Main Contractors laid down casting-beds on the reclamation site for the production of piles, beams, columns, etc, and also a system of rail tracks for a locomotive crane and jubilee skips to operate between the casting beds and the construction site of the new jetty approach (Fig. 7, overleaf). Site concreting plant was not required as, throughout the whole of the work, the Contractors used ready-mixed concrete transported in lorry-mounted mixers from their depot in Hull.

31. Although heavy floating plant was not considered suitable, a light pontoon pile-frame was nevertheless used for the driving of the timber staging piles which were generally floated out to the pontoon, picked up by a diesel winch operating over the cathead of the pile frame, and driven with a 30-cwt drop hammer. Four wire mooring-ropes, one at each corner of the pontoon, were used in conjunction with hand winches and anchors for the positioning of the pile frame. The form of temporary stagings used for the construction of the jetty approach was such that part could be left in position to act as a supply route for materials, the remainder being repeatedly dismantled and reconstructed ahead of the permanent work.

32. A 50-ft high timber pile-frame standing upon the temporary stagings was used for the driving of the 65-ft long, 16-in. square, reinforced-concrete piles which, throughout the jetty approach, were founded upon a firm stratum of boulder clay. The piles were raked slightly to give lateral stability to the gantries, and were driven to a final set of 8 blows/in. penetration under the action of a 4-ton single-acting steam hammer, falling through a height of 4 ft 6 in. Pile tests were not carried out on the approach jetty owing to the relatively light loading to be carried, and the very satisfactory resistance to penetration obtained. The only problem encountered with the driving of the concrete piles was that the first dozen or so developed multiple hair-cracks during driving, but this tendency was completely eliminated from subsequent piles by the introduction of a 3-ft long elm dolly between the helmet and the hammer.

33. The superstructure of the jetty approach above the level of the roadway consisted of precast columns and beams, except at the anchorage points where, as seen in Fig. 3, the whole of the superstructure was cast *in situ*. The precast columns were mounted on top of the shuttering for the bottom-level *in situ* pile beam, and were cast into position with the pouring of the beam. The roadway beams were cast simultaneously with the adjacent bottom-level beams, but the roadway slab was cast in a separate operation. The intermediate and top-level precast beams were placed into position by a locomotive crane, and finally the holes into which the dowel pins entered were grouted.

34. Piling difficulties were encountered towards the riverward end of the jetty approach where a change was made from concrete to steel piles on account of the greater depth of water. A minimum pile penetration of 20 ft below dredged level was considered necessary, and this requirement prevented the piles from being founded on the stratum of boulder clay, which lay well above the conical dredging level. The piles, which were open-ended 85-ft lengths of Rendel Section No. 4, were therefore driven through the boulder clay, and were found to offer very little driving resistance at the minimum

10

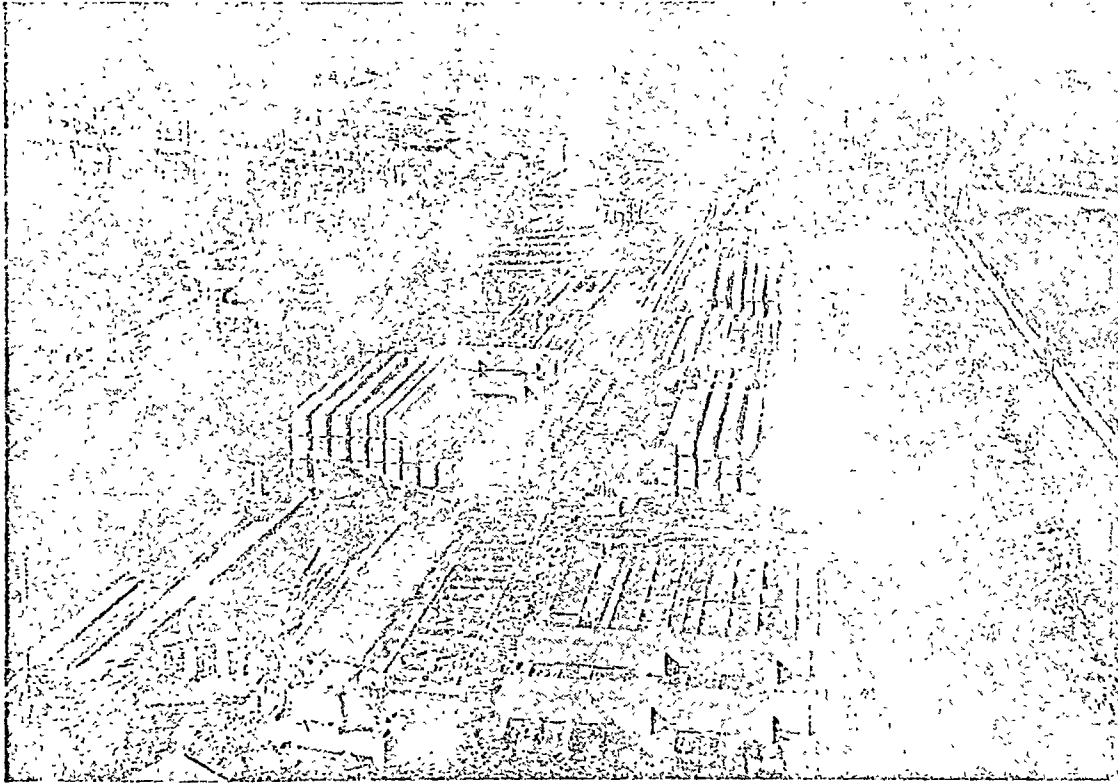


FIG. 7: WORKING AREA AT RECLAMATION

Written discussion on this Paper should be forwarded to reach the Institution before 15 December, 1961, and will be published after April, 1965. Contributions should not exceed 1700 words. See.

penetration. Considerable delays were consequently incurred by the necessity to extend the piles from 85 to 120 ft, and in redriving through various strata of relatively poor quality before reaching a satisfactory set on solid chalk about 60 ft below the dredged level.

35. Experiments were carried out in an attempt to economize in the lengths of steel piling firstly by the introduction of pile shoes, and secondly by redriving certain piles after periods of rest. Pile shoes were found to make very little difference, but redriving tests showed the resistance to penetration to have increased very considerably. A typical example was an increase from one blow of the 4-ton hammer per inch penetration at the end of the initial drive, to 10 blows per inch after resting for 7 weeks, although this resistance did, of course, rapidly deteriorate as the redriving continued. The development of skin friction was considered sufficient to permit economies to be made in the penetration of some of the relatively lightly-loaded piles of the jetty approach, but not in the case of the jetty head piles which were required to withstand a 140 ton test load.

36. The opportunity to carry out a conventional load test on a pile did not arise until the first of the vertical piles had been driven at No. 3 Head. A group of three vertical piles was selected, the outer two being used as anchor piles, and the test which is recorded in Figs 8-11 was carried out in three stages, each being for a different pile penetration. For the first stage an 85-ft pile fitted with a standard-type shoe was driven until its toe was at about 20 ft below dredged level. Loading was applied by hydraulic jack in increments of 20 tons at hourly intervals, and the settlements recorded. Stage 2 was similarly conducted after the pile had been lengthened by 25 ft and redriven, and for stage 3 the pile was again lengthened and redriven a further 13 ft to reach solid

Weight of hammer : 4 tons
 Type of hammer : Single acting steam
 Helmet : Cast steel
 Packing under helmet : Nil
 Packing on top of helmet : 4 in thickness of elm covered by 2 in, thick steel plate
 Weight of helmet and packing : 8 cwt

No dolly used

Test loading	Stage 1	Stage 2	Stage 3
Date	4-9-1959	10-9-1959	14 & 15-9-1959
Length driven	85 ft 0 in	119 ft 11 in	131 ft 2 in
Weight of m.p.h	4.28	6.29	7.07
Final set	65 blows/ft	2½ in / 8 blows	½ in / 8 blows
Fall of hammer	2 ft 0 in	4 ft 6 in	4 ft 6 in
Toe level	- 67.01	- 92.26	- 104.76
Penetration	41.25 ft	66.50 ft	79.00 ft
Temporary compression during driving		½ in	½ in

FIG. 8: PILE TEST DATA

chalk, upon which it satisfactorily carried the full 140-ton test load. At this load the anchor piles commenced to withdraw from a penetration of about 80 ft, each under an effective pull of 70 tons less its own weight, thereby indicating an average skin friction of 0.16 tons/sq. ft.

No. 3 Jetty Head

37. The construction scheme, as outlined in Fig. 12, involved the use of three derricks, two of which were sited on stagings at the rear of the jetty head, and the third sited at the front and supported on the completed portion of the deck slab. The rear leading derrick attended to the construction of stagings and the driving of the permanent piles, while the trailing derrick attended to the erection of shuttering and all concreting operations within the front half of the jetty. The derrick mounted at the front dealt with all shuttering and concreting operations in the rear, together with the construction of the pipe gantries and headers.

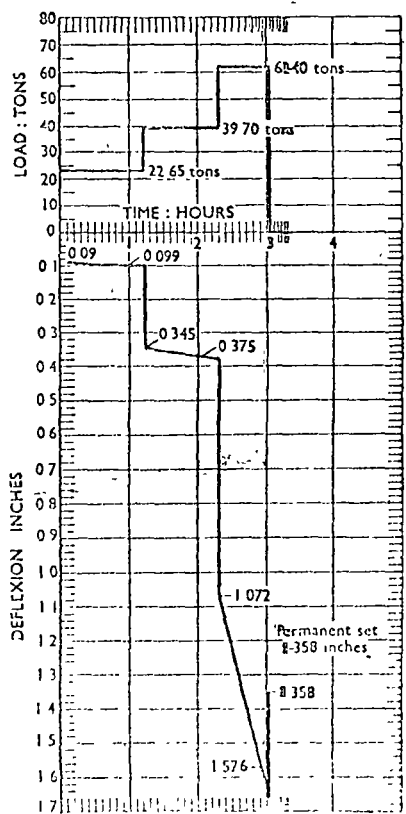


FIG. 9. PILE TEST, STAGE 1

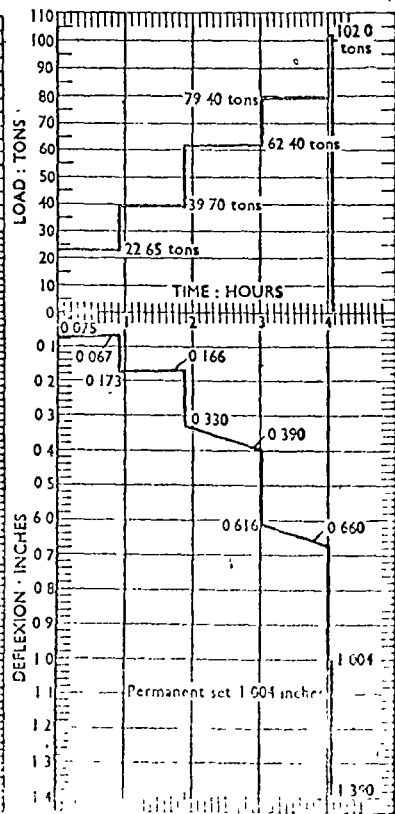


FIG. 10. PILE TEST, STAGE 2

ACKNOWLEDGMENTS

53. For permission to present this Paper, the Authors wish to record their thanks to the late Mr G. D. Lloyd, O.B.E., M.A., M.I.C.E., Chief Docks Engineer, Humber Ports, British Transport Docks Board, and to Messrs Coode and Partners, Consulting Engineers to the British Transport Docks Board for the design and supervision of the works. The design and supervision of the pipelines was carried out by the Northern Division of the Esso Petroleum Company.

54. The Main Contractors and Sub-Contractors were as follows:

Main Contractors: Civil	The Yorkshire Hennebique Contracting Co. Ltd, York.
Sub-Contractors: Electrical	Wilfred Fairburn Ltd, Hull.
Cranes	Richard C. Gibbins & Co. Ltd, Birmingham.
Buildings	W. Jackson & Co. Ltd, Hull.
Pile enamelling	Wailes Dove (Bitumastic) Ltd, Leeds.
Rendhex piles	South Durham Steel & Iron Co.
Rubber fenders	Leyland & Birmingham Rubber Co.
Rubber fenders	Goodyear Rubber Co. Ltd.
Cement	Earles Cement Co., Hull.
Steelwork	Redpath Brown, Ltd.
Main Contractors: Pipework	Constructors John Brown, Ltd.
Sub-Contractors: Pipe lagging	John T. Schofield & Co. Ltd, Burnley.

The Paper, which was received on 2 December, 1963 and in revised form on 27 April, 1964, is accompanied by three photographs and one series of drawings, from which the figures in the text have been prepared.

piling and welded to the pile faces, the resistance to penetration was little improved. The scheme was not pursued.

19. As the structure of No. 1 Head was basically very similar to that of No. 3 Head, virtually the same methods of construction were adopted.

20. All was completed by November 1962 except for the demolition of the remaining portions of the old timber jetty and the removal of the supply stagings. This work was unfortunately delayed on account of the phenomenally severe winter which caused the postponement of the commissioning of No. 1 Head until the spring of 1963.

SUMMARY OF COSTS

51. The total cost of the whole of the work including the pipelines and dredging, etc, amounted to approximately £1.3 million.

52. The following summary of costs for certain sections of the work applies to the Civil Contract only, the total cost of which amounted to about £842 000.

	£
Demolitions	7 500
Jetty approaches and Y-junction	179 000
No. 3 Jetty Head and Barge Berth, including pipe gantries and headers	296 000
No. 1 Jetty Head	160 000
Root manifold	33 000
Hose-handling cranes	54 500
Dolphins	32 000
Electrical installation	36 500

38. The need for practically all Reachex piles in the jetty head to be extended and redriven made the introduction of a second pile frame necessary. Both frames were 50 ft high, and were placed into driving positions by the rear leading derrick. Limited headroom between the top of the derrick jib and the stagings made it impossible to handle piles extended before driving; consequently the butt welding of extension lengths had to be carried out in situ after the driving of the initial 85-ft pile.

39. With the exception of the test pile and about a dozen others, all were driven with open ends and filled with concrete after the expulsion of water by air pressurization. Double coatings of coal-tar enamel were applied to part lengths of the piles before driving in order to give protection against corrosion down to about 5 ft below the lowest recorded water level. The portion below this level was left unprotected in view of the slow rate of corrosion of steel which is permanently submerged, and because tests had indicated the river bed to be free from anaerobic bacteria.

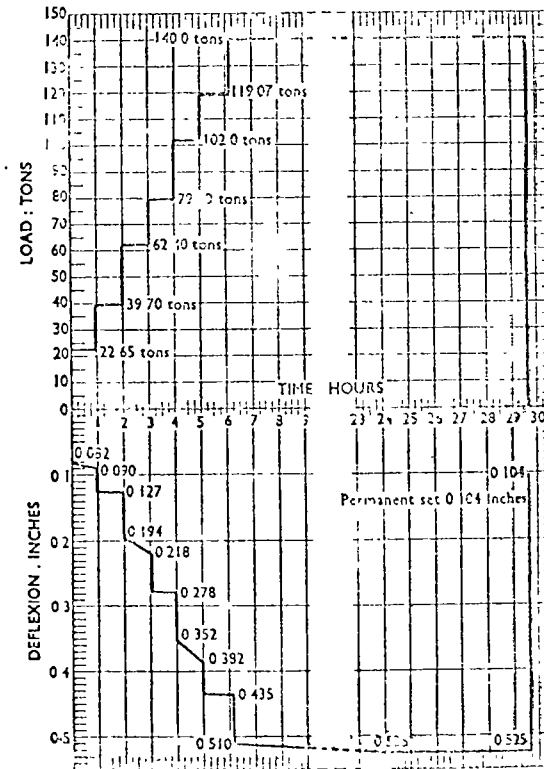


FIG. 11: PILE TEST, STAGE 3

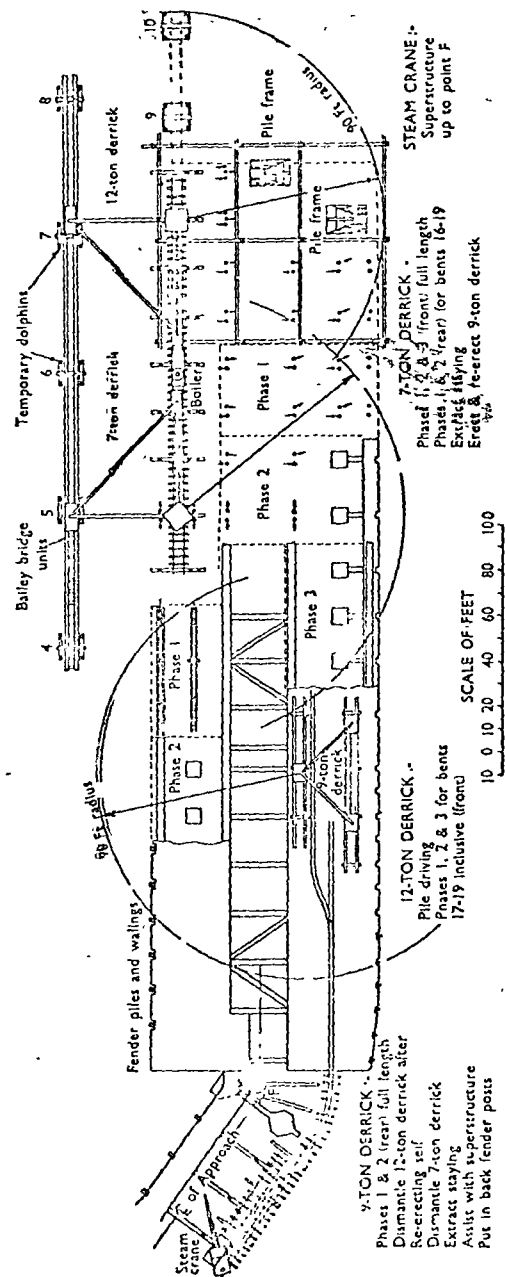


FIG. 12: PLANT LAYOUT FOR No. 3 JETTY HEAD

40. For the support of shuttering to the deck beams, heavy-section timber baulks were bolted to adjustable steel clamps secured to the Rendhex piles, the clamps being prevented from slipping by stub bars welded to the pile faces. The lower waling beam was cast to full depth in one operation, but the deck beams and drop panels were first cast to the soffit level of the deck slab to form supports for the deck slab shuttering, and their upper portions were later cast simultaneously with the deck slab.

41. The construction of the reinforced-concrete pipe gantries and headers followed closely behind the completion of the appropriate sections of the deck slab; likewise the erection of the hose-handling cranes, offices, etc., and the positioning of the fender posts, commenced as soon as became practicable.

42. Hewn greenheart piles, 14-in. square and 60 ft long, were driven at 15-ft intervals at the rear of No. 3 Head to form the Barge Berth fenders, and were cushioned against 3-ft lengths of 15-in. dia. hollow cylindrical rubber fender-cushions hanging vertically on chains within covered recesses at deck level. Horizontal and diagonal Douglas fir walings were then bolted to the fender piles and dressed on their working face with elm rubbing pieces.

43. Pipes varying from 3 to 16 in. dia. were handled by mobile crane on to the pipe gantries at the shore end, and after being welded into lengths of about 60 ft were transported along the gantries on bogies drawn by a small diesel locomotive running on temporary tracks spanning across the beams. The pipes were then rolled sideways off the bogies on to the pipe bearings where further welding operations were carried out in joining lengths together in their final positions. Gamma-ray tests were carried out on a high percentage of welded joints, and all pipelines were pneumatically and hydraulically tested before the jetty was opened to shipping.

44. No. 3 Head was put into commission in August 1961, since when an average of about 16 tankers have berthed at the jetty each month, several of which have been of 27 500 dwt. Cargo-discharge rates of up to 2500 tons/h have been comfortably achieved, and the present annual throughput is in the order of two and a half million tons.

No. 1 Approach and Jetty Head

45. The demolition of the timber jetty and its pipelines was postponed for one month after the commissioning of No. 3 Head in case teething troubles developed. Fortunately no troubles arose, so at the end of this period a section of the timber approach jetty was demolished to enable derricks to be erected for the remaining work.

46. A borehole taken close to the site of No. 1 Head indicated that most of the pile driving would probably be through soft clay, and that there would be no improvements on the ground conditions experienced at No. 3 Head except that the top of the chalk would be a few feet higher.

47. Because a proportion of the piles were Rendhex No. 6 instead of No. 4 the steam hammer was replaced by a Delmag D.22 hammer at No. 1 Head. The use of this diesel hammer reduced the time required for driving, and also eliminated much preparatory work associated with steam hammers.

48. Experiments were made with finned piles to see whether this might improve the skin friction sufficiently to provide a means of reducing the penetration, but even with four 17-ft long fins 7-in. wide cut from scrapped steel

Oil jetties at the Port of Hull

by

W. J. Leaman, B.Sc., A.M.I.C.E.

and

R. K. Postlethwaite, B.Sc., A.M.I.C.E.

The Chairman, Mr W. G. Harris, said that he was very interested in the lengthening of the piles. It seemed from § 34 of the Paper, that the question of having to lengthen the piles came as something of a surprise. He wondered whether any test piles had been driven earlier or whether these difficulties were anticipated in any way. To have to lengthen so many piles during the course of driving must have slowed down the job quite considerably.

56. He was interested in the statement in § 17 of the Paper that 'the design of the jetty heads was largely influenced by the choice of the most suitable fendering scheme, which for Salt End was found to be a system of steel fender posts cushioned by solid cylindrical rubber blocks'. No explanation was given why this was the most suitable type of fendering and why the fendering governed the design of the jetty. It would be interesting if the Authors would comment on it.

Mr P. K. Brown (Chief Docks Engineer, Hull) said that he wished to echo the sentiments and tributes paid to the late Mr Lloyd by the Authors. Mr Lloyd, as Chief Docks Engineer and as his own chief, had been intimately involved and intensely interested in all the developments at Hull and it was with his support and encouragement that the Authors had been prompted to present their Paper. Had he been living, he would certainly have been present.

58. He congratulated the Authors on their presentation of the Paper and their introduction to it. It was clear, concise, and excellently produced. He wished also to congratulate Messrs Coode and Partners, the Consultants, and Yorkshire Humber-Quebec Contracting Co. Ltd on combining to produce a very clean and workman-like structure which went to improve to a great degree the facilities at Hull docks.

59. He could most usefully contribute to the Paper by giving a brief description of the dredging associated with the provision of the berths, to complete the record of the works. The dredging required was mainly concentrated off No. 3 jetty and its approaches to give the required depths of water there. The new No. 1 jetty being sited forward of the old timber jetty was built where deeper water already existed.

60. The material to be removed consisted of silt, boulder clay, and laminated clay. The dredging was undertaken by the British Transport Docks Board using four Humber-based bucket dredges *David Dale* and *Oliver Bury*. These were served by three steam hoppers, *Princess Channel*, *Joseph Phillip*, and either No. 14 or No. 15 as available, each of the hoppers being of about 600 tons capacity. Approximately 90% of the dredging was undertaken by the *David Dale*, but the purpose of the *Oliver Bury* was to clean up alongside the jetty faces because of her longer outreach. Of the craft used, only the *Oliver Bury* now remained in service.

* *Proc. Instn. civ. Engrs.*, vol. 29, October 1964, pp. 273-292.

the other craft having been scrapped or sold to make way for new grab and suction dredges which the Board had provided under their policy of modernization of their Humber dredging fleet.

61. Because the dredging depth of the *David Dale* was limited to a maximum of 45 ft below water level, dredging was limited to the period from about 3 hours before to 3 hours after low water.

62. The amount of material actually raised was 425 420 hopper tons, and the spoil was deposited on the Foulholme deposit ground some 7 miles downstream from the jetties. The total cost of this dredging operation was £69 150, equivalent to 3s. 3d. per hopper ton. The laminated clay was prone to erosion by the tide and it was found during operations that appreciable quantities were carried away by this means. The dredging was undertaken in four stages and the whole work was completed in 28 working weeks.

63. The Authors had pointed out in § 3 of the Paper that the jetty heads were sited riverward of the timber jetties and on the edge of the main channel to minimize dredging. In fact, the main berths at the jetties were to a certain degree self-maintaining as predicted, but it was found that fairly regular attention was necessary to clean up and maintain depths off these berths.

64. It was also hoped that the barge berths at the rear of No. 3 jetty, which were well outside the limits of the line of mean low water shown in Fig. 1, would be largely self-maintaining. Since the jetties were built, however, the line of M.L.W.S. had advanced and the scour which was expected to keep these berths clear had not been maintained. Some maintenance dredging at the barge berths was therefore probable, although none had been carried out to date.

65. To supplement the information given by the Authors, the largest vessel so far berthing at the jetty had a length of 666 ft 4 in., a beam of 81 ft 2 in., and a deadweight of 28 400 tons, but unfortunately she carried only a part cargo.

Mr A. E. Murray (Contracts Manager, Yorkshire Hennebique Contracting Co. Ltd) recalled that he was concerned with the direction of the job during the whole of the construction period except for the first seven or eight months and during the whole of that period he was closely concerned with the Authors in the execution of this somewhat complicated contract. He wished to take this opportunity of paying tribute to the Authors for the manner in which they carried out their respective duties and, at the same time, to compliment them on their presentation of the Paper. Unfortunately, in the space allowed to them, they had had to omit much that might be of interest to members. Hence, he could well contribute further details on certain aspects of the construction.

67. In particular, he wished to make reference to the piling difficulties encountered towards the river end of the No. 3 jetty approach, which had been referred to in the Paper. The approaches to the jetty heads were constructed on precast piles, but Rendex piles had been adopted where longer piles were necessary at the end of the approach and in the jetty heads themselves. The first indication of possible difficulty with the piles came shortly after the changeover, in as much as they started going down.

68. Most of the piles in the portion from the changeover to the No. 3 jetty head and also on both of the dolphins, referred to as E and F, were found to require extension. This was rather alarming, and on plotting results achieved up to that time there appeared to be the distinct possibility of some sort of fault in the substrata at this point, and there was every indication that the piles in the head might well require extensions.

69. In fact, all but very few of the 225 piles in No. 3 jetty head had to be extended, and of these at least 50 had to have a second extension piece added. Towards the downstream end of the head itself, the hard sand chalk to which they were being driven could not be reached until, in some cases, about 140 ft of pile had been driven.

DISCUSSION ON OIL JETTIES AT THE PORT OF HULL

As could be well imagined, these wholly unforeseen difficulties caused delay to the contract.

70. Due to the fact that a very large proportion of the piles were driven to varying slopes up to a maximum of 1:3, it was necessary in the case of the raking piles to place the extension piece on to the pile frame so that the welder could make the splice. The whole operation of preparing the pile, adding the extension piece, and welding took upwards of 5 hours to complete. The frame was therefore engaged for this period, and so that progress could be maintained, it became obvious that a second pile frame—the one referred to in the Paper—must be provided to permit continuity of pile driving.

71. No less than 483 welded splices were made on piles, almost every pile having a weld on it. These were all made by one highly-skilled welder, whose workmanship was put to very thorough test before he was allowed to weld any single splice. It was, therefore, a tribute to his skill that both jetty heads were carried on the piles which he welded.

72. As a result of the extraordinarily long piles which became necessary, the layout of the building in No. 3 head and under strong point F, i.e. the point immediately adjacent to the junction where the approach met the head, became very complex indeed. Since the piles at that point were raking at different slopes in several directions and meeting piles coming from opposite directions and in all manner of slopes, it was necessary, as in the case of the root manifold, to fabricate a small model introducing 1-in. rods in the planned direction in which the piles were to go to permit accurate determination of the correct setting of the pile in the frame for driving. This was necessary because the piles were at that point 40-50 ft longer than designed; what was indicated in the drawings would have been satisfactory but for the extensions.

73. When driving a pile 120 ft in length at a slope of 1:3, the toe line was some 40 ft away from where it entered the water; if another pile was 80 ft away, there was a distinct possibility of the two piles striking one another. There were one or two instances where one pile suddenly struck another opposing pile, but it glanced off and driving could be continued. Nevertheless, a serious problem was posed and great care had to be taken in the actual pitching of each individual pile.

74. The Authors had not been able to say very much in the Paper about the actual shattering which was necessary to carry out the construction of the deck slab. This was very complex and considerable ingenuity was needed to overcome some of the difficulties encountered. These were created largely by the fact that 50% of the piles in the jetty head were raking, not all parallel to one another. They twisted in various directions so that they would not foul one another. This meant that it was difficult to get adequate support on the piles. The baulk timbers referred to in the Paper had to be carried on brackets, but they could not be securely clamped to the piles as would be done in the ordinary case with vertical piles.

75. The piles were in pairs. One of the Authors' slides had shown two piles in the second row with a pile cap on top, but not attached by beams to any of the inner or outer beams, which meant that the 18-21-in. thick deck slab had to be supported over a span of 40 ft. That was why it was necessary to introduce the steel joists. It had, in fact, been possible to overcome all the problems, but not without considerable effort.

76. Construction of one of the dolphins was close to tankers discharging at the existing No. 1 jetty head. On such occasions, when the tanker was blowing out its tanks after discharging, all work in the area had to stop. In the case of a big tanker, the stoppage was often for a considerable time.

Mr A. F. Lambert (Associate, Messrs Coode & Partners) said that the Paper gave the combined viewpoints of the Resident Engineer and the Contractors and he wished to make a few remarks from the third point of view, that of the design office. The design of the jetties had undergone a number of transformations before being finalized.

For instance, No. 3 head was originally bifurcated. It was shaped rather like a tuning fork, with two parallel arms and a strip of water between, the rear arm being designed as the barge berth with provision for berthing on both sides of it, while the front arm was for the large ocean-going ships.

78. The design was later superseded by the ordinary rectangular design, which in its original form consisted of two strong points, one at each end, with a central portion set back about 6 ft behind the cope line of the strong points so that the whole of the berthing blows and bollard pulls from the large ships was taken by the strong points and the central portion took the vertical loads of the pipe headers and the hose-handling gear, together with the barge berth fendering and bollards. This design had many attractive features and it held the field for quite a time. It was eventually abandoned, rather reluctantly, because the 6-ft gap between the face of the central portion and the side of the ship was regarded as a hazard for operatives and any attempt to deck it over would have spoiled the whole idea of the design, which was that the central portion should not take berthing blows. The only alternative, which would have been some sort of protective railing, was also objectionable from the operational standpoint.

79. The fendering had been referred to several times already. One of the main factors which affected the design in its final form was a desire to avoid the necessity for heavy reinforced concrete work near low water springs. In the very early days of design, before the extreme range of freeboard of the ships using the jetty was known, the fendering consisted of 15-in. diameter tubular rubber fenders closely spaced and laid diagonally against the backing of a heavy reinforced concrete curtain wall. This would have been satisfactory as long as there was no need to cope with very small freeboards, but when freeboards of no more than about 18 in. were introduced it was obviously out of the question to do heavy reinforced concrete work within 1 ft or 2 ft of low water springs, unless the contract period was to be extended astronomically. In fact, the combination of a considerable tidal range with very wide variation in the freeboard of ships using the jetty was a headache. It would be of interest to know how the design finally adopted had withstood two or three years of ordinary wear and tear.

80. Reference had also been made to delays due to the lengthening of the piles. One point which affected the situation was the difficulty of subsoil investigations at the site in question, as a result of which they were not nearly as extensive as people would have liked.

81. The layout plan in Fig. 1 of the Paper showed that the position at No. 1 head was right, for the new head was quite close to the existing head, which could be used as a base of operations. No. 3 head, however, was not nearly as well situated. There was no existing structure anywhere near it. It was in an exposed position where, apart from the natural difficulties of the site, it would be necessary to cope with the rather stringent regulations for the protection of shipping.

82. The same objections also applied to test piles. A provisional sum was, in fact, included for test piles to No. 3 head in the early stages, but they were not driven for the same reason.

Mr J. A. Williams (Messrs Sandford Fawcett, Wilton, and Bell) said that the two aspects of the Paper to which he wished to refer were the construction of the approach jetty and coas. The approach jetty referred to in §§ 29-32 was a very long structure over mud flats which was quite unsuitable for the use of floating plant. Furthermore, because of the length of approach, there was a great repetition of construction and there were many permanent piles. It seemed obvious that the design of the approach jetty should have been based on the most economical construction method.

84. Following the line of thought, it further appeared that the most economical construction method would be end over end, using the permanent piles and the permanent structure as the Contractor's working gantry, cantilevering ahead with some

DISCUSSION ON OIL JETTIES AT THE PORT OF HULL

form of outrigger frame for the next bent ahead exactly as was done in jetty head No. 1 apparently. By this means, it was possible to avoid all the temporary works and all the floating plant. It seemed to have been ruled out, however, by the significant statement in § 29 of the Paper that the high degree of precision called for in driving the permanent piles led to the use of temporary staging.

85. He wished to ask the Contractor, whether, if he had been allowed a tolerance of, say, 6 in. in any direction for the permanent piles in the approach jetty, his construction method would have been somewhat different and would have enabled him to submit a lower tender.

86. If the answer was affirmative, as he was sure it must be, he would like to ask the Engineer why the specification called for such a high degree of precision in the permanent piles of the approach jetty. His own view was that there would have been no difficulty in designing a transom beam which would have allowed for 6-in. tolerance and still enabled the precise erection of columns and superstructure in their correct position and true alignment. This would have preserved the appearance of the superstructure; the slight non-alignment of the piles themselves would have been of no consequence as this particular 'view' would never be seen.

87. Could the cost of the fendering be given for, say, one lineal foot of jetty face and also the cost per square foot of the jetty heads? Were the prices quoted the actual cost of the works as built, including all the pile lengthening?

88. Following from that, he could not reconcile the figures for No. 3 jetty head and No. 1 jetty head. For example, did the £160 000 for No. 1 jetty head include the pipe girders and work above deck level? Could the Authors give a figure for cost per square foot of No. 3 jetty head and No. 1 jetty head at deck level, ignoring the material above? What was the explanation of the apparent marked difference between the two figures?

Mr R. A. Fisher (Assistant Engineer, New Works, British Transport Docks Board) said that numerous papers and reports had been presented in recent years describing the construction of oil tanker berths, and analysing and summarizing the forces imposed upon them by large crude oil tankers of about 30 000 dwt and upwards. The present Paper was worthy of attention in that the structure described served several clients with different requirements and accommodated a variety of vessels, both singly and in combination up to a maximum of 27 500 dwt each.

90. Having had some association with the project in the very early stages of design, he was in a position to appreciate the widespread complications that this variety of activity imposed upon both the Consulting Engineers and the Contractors. He congratulated both parties on the completion of a project which, in the circumstances of having to please everybody, was straightforward and economical and reasonably efficient.

91. Prompted by Mr Williams' reference to the approach jetty, he had a weakness for the long straight line in works of civil engineering construction and he gave credit to the Contractors for the well-nigh flawless appearance of the 1200-ft long approach jetty with its raking piles and two-tier precast gantry frames, which challenged anyone to cast an eye along them in an effort to find a post or beam out of line.

92. More specifically, he wished to refer to the arrangements and detailing of the fendering system. In this respect, he was interested to hear Mr Lambert's reference to early designs where the central part of the jetty heads was set back behind the strong points located at either end.

93. There were slight differences between the two berthing heads, No. 1, the shorter, having fender posts at each bent and No. 3 having two posts transmitting their thrusts to one bent. In this case, of course, there must of necessity be a lower waling of considerable strength which would have advantages other than merely supporting the intermediate fender posts.

94. Both the No. 1 and No. 3 heads had splayed ends, as described in the Paper,

and this was a logical arrangement and a common feature in tanker berth layout. However, the continuation of the same kind of fendering across the face of the heads between the splayed ends was not as logical. This could be seen from the plan of No. 1 head in Fig. 4 and the photograph of the No. 3 head in Fig. 6. The splayed ends consisted, in fact, of two divergencies, each extending over 21 or 27 ft depending on the jetty head, and possessing three posts, including the corner ones.

95. His continued reference to the fender posts was to ensure that there would not be any misunderstanding that he was not referring to fender units, the individual buffers. Each post had two buffers. The first splay from the face of the jetty head appeared to be something over 2° and the outer splay about $6\frac{1}{2}^\circ$.

96. It would appear that one of the reasons for assuming that two fender posts absorbed the transmitted energy from a berthing ship could be an impact occurring on a corner post between the diverging faces, which when fully deflected would allow the two adjacent posts to be about half deflected.

97. The point was that a ship berthing at an angle of less than, say, 1° would impinge upon a number of posts in the front face, the number increasing as the angle of approach decreased.

98. It was a pity that the Authors had not been able to go into more detail regarding the berthing of coastal vessels at No. 3 head. Admittedly, small vessels could cause as much damage as larger ones if their approach was not fully controlled; but, even so, one would have thought that a closer grouping of fender posts around the centre of No. 3 head than that visible in Fig. 6 and omitting some of the others, would have been preferable.

99. One of the alternative schemes proposed in the early days showed a concentration of flexible fendering at each end of both heads, with, in the case of No. 3, two intermediate groups located around the third points of its length. Under such an arrangement, the heavy lower connecting waling which had been adopted in the actual construction might have been used to resist accidental impact from small ships between the groups and the total number of fender posts reduced accordingly. This appeared to apply even more strongly on No. 1 head where the fendering was uniform across the face, although it did not seem that small vessels would normally berth there.

100. Apart from questions of economics, there was surely an engineering question arising from the use of more fenders than were really needed. Most investigations into berthing forces were based on considerations of angular impacts resulting, as in the case of the present Paper, in the selection of a small number of fenders to absorb the energy; but near-parallel berthing was not unknown and, in fact, under ideal conditions would be the rule rather than the exception.

101. In such circumstances, any increase in the number of fenders brought into contact with the ship would have the effect of increasing the overall stiffness of the fendering system, resulting in a quicker halt to the ship's movement and an increase in the force transmitted to the jetty.

102. That had been demonstrated on a recent visit to Salt End where, during the berthing of a tanker of about 26 000 tons displacement at No. 1 head, conditions were good and the velocity of approach was visually estimated at 6 m/s. The vessel's divergence from parallel at impact was only about 1 in 150. The after part of the tanker struck the first fender post of the parallel face of the head. The remaining fenders rapidly came into play until, when the forward part struck the last fender, there was no discernible compression. Presumably, all the energy had been absorbed by, perhaps, 18 fender posts in a matter of a second or two, and the vessel then swung away from the face. Admittedly, this observation was entirely visual, but for what they were worth the following figures illustrated the point.

103. Had the initial impact been taken by two fender posts only, the total force transmitted to the jetty as measured by the calculated pressure on the rubber buffers would have been about 240 tons, whereas the total force from the near-parallel impact

25

DISCUSSION ON OIL JETTIES AT THE PORT OF HULL

might have been in the region of 540 tons. All this, of course, had no effect on individual fenders and jetty bents which were designed for maximum concentrated loads, but the effect on the ship of the quicker deceleration was both undesirable and, in this event, unnecessary.

104. In the design stage, after a preliminary fendering unit had been arrived at, there would appear to be an opportunity for an adventurous mathematician to evaluate the optimum overall stiffness of the fendering system if it was to be extended to protect a jetty face, in relation to the stiffness of the jetty structure, because the greater the quantity of fendering, the less effective it became when near-parallel berthing occurred.

Mr G. W. Roberts (Holmpress Piles Ltd) said that he was connected with the project in the early days and thought that the tender was won by the decision of the Contractors to carry out an independent staging all the way from the shore. At the time of tendering, it was obvious that others had ideas of supporting and driving from a platform on the permanent piles and also by heavy floating plant. This information was obtained from people who asked why they could not quote a price for plant suitable for these methods. One could, of course, price the cost of a temporary staging out in the water, but one could not price the time that would be lost when trouble was encountered working end over end and the resultant delay to the work, and, more particularly, with floating plant. It had always been said that the cost of working from floating plant was at least double that of working from firm staging, and it could be multiplied many times over when there were rough seas.

106. The only fault of which he was aware in the jetty—and it was referred to in the Paper—was the initial cracking in the precast piles at the shore end. Having given a lot of thought to piles in similar circumstances throughout the years, he had come more and more to the conclusion that the design of the toe of the piles was at fault.

107. The first time he had encountered this difficulty was when driving 10-ton precast piles in a bank. When a 5-ton hammer was used on them, the piles cracked. They entered the ground, but there was less resistance on one side than on the other. When held in guides above the ground, the piles cracked. The difficulty was overcome by having a level seating of some depth in the bank into which the pile was pitched (Fig. 13).

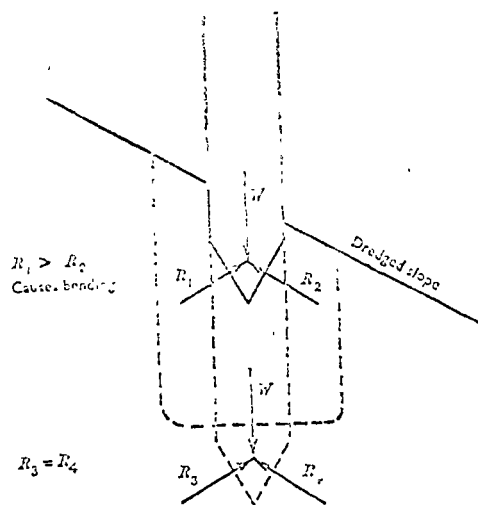


FIG. 13. VERTICAL PILE

108. There was a similar position in the present instance. The pile was driven on a rake. When the pile was driven vertically, there were forces normal to the sides of the toe. As soon as a raking pile was used (Fig. 14), the reaction at one side must be higher than at the other. As soon as this occurred, there would be a bending force in the pile which cracked it.

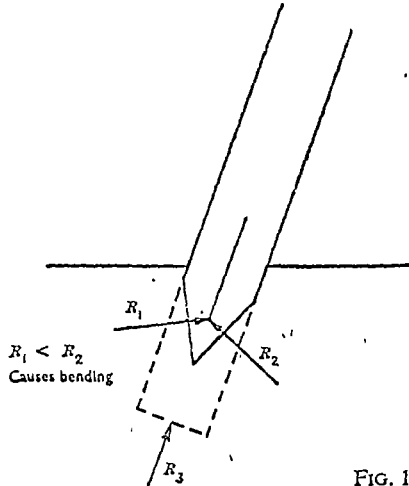


FIG. 14: RAKING PILE

109. There were two possible answers. One was to have special shoes made which were calculated out to the right angle, but this could be difficult. Probably the real answer was to have a flat bottom to the pile.

110. It would be interesting to know whether the Rendhex piles driven with a flat end or an open end showed any inclination to divert when driven on a rake. Experiments in driving steel tubes with flat or pointed shoes had indicated that there was no difference in the sets obtained when driving through alluvial ground, and they certainly drove straighter with a flat than with a conical shoe. A lot of rethinking was necessary on the shape of pile shoes. This might even give the answer to raking precast piles. Experiments in this direction could profitably be carried out.

111. The other reference to the Rendhex piles was the experiment with fins, in which the Authors had said that there was no difference in the driving resistance. His own view was that driving resistance in the ground in question did not mean a very great deal. This was obvious from the fact that when a pile was driven and left for a few days, it was much harder to start moving when it came to be driven again. The ultimate bearing of the pile would have nothing to do with the driving resistance that was encountered.

112. He felt that if the piles with the extra fins had actually been tested, the extra area of the fins might have increased the bearing capacity of the piles. He did not mean that the ground was good enough to take the desired load without going down to the depth, but he thought that it would have increased the capacity.

113. He congratulated the Authors not only on their able presentation of the Paper, but on the successful construction of a difficult project at the mercy of the elements.

Mr A. S. West (Hoimpress Piles, Ltd) agreed that the finished structure was pleasant, tidy, and clean-looking. Having been in both the contracting world and also in the oil industry, he knew how difficult it was in dealing with pipelincs to get something that looked even reasonably tidy.

DISCUSSION ON OIL JETTIES AT THE PORT OF HULL

115. The main point of his observations was to ask the Authors questions concerning the results of the pile tests shown in Figs 9, 10, and 11. He was interested to see that in the first two loadings in the second stage, after applying a 20-ton load when the pile went down 0.075 in., it actually rose 0.008 in. in the succeeding period of one hour. The load was then increased to 40 tons with a further deflexion to 0.173 in. and again, in the succeeding period of one hour, the pile rose a matter of 0.007 in. Did the Authors know the cause of this?

116. He had met a similar result under slightly different circumstances on the Barking Marshes, where there was actually a change in level, presumably, between the adjacent strata. As the tide rose, so the pile tended to come up, i.e. when checking one pile against another of a different length.

117. Similarly, as reported in a paper given at the Institution 30 years ago, tests had been made on the foreshore at Dagenham during the construction of the Ford Jetty. In that instance the reverse process was discovered in that, as the tide rose, the piles went down. This followed, of course, from the extra weight of water acting on the peat.

118. The other curious effect which he wished to raise with the Authors was in Fig. 3 of the pile test. After 20 tons was applied, the pile continued to move downwards during the succeeding hour, but after 40 tons was applied it remained stationary for the next hour. With 60 tons, it continued to move downwards for the following hour, but with 80 tons it remained stationary. After 100 tons was applied, it went downwards considerably by 0.03 in., but at 120 tons it stayed quite stationary for the hour the load was put on. Had the Authors any idea of what happened?

119. He wondered whether the Authors could explain the strata in the neighbourhood of the test pile. The results of a test such as they had given were extremely valuable, but it would be even more valuable to know the strata at that point. As, naturally, they had difficulty in getting strata details, but, having got something on which to work, they might have taken a check test boring.

120. According to § 39 of the Paper, with the exception of the test pile and about a dozen others, all piles were driven with open ends. This might have been because of the point raised by Mr Roberts when speaking of the difficulties of driving raking piles and keeping them straight or on line. It seemed interesting, however, to have driven and tested a pile with a shoe and then driven all the other piles open-ended, although eventually, when the piles were filled with concrete, their load-carrying capacity would presumably be the same as before.

Mr D. G. McGarey (Chief Engineer, British Transport Docks Board) said it occurred to him that some of the audience might be rather puzzled by the mixed references, both in the Paper and by some of the speakers in the discussion, to the British Transport Commission and the British Transport Docks Board. The two bodies had never existed simultaneously. It should, perhaps, be made clear that throughout the whole period during which the jetty was designed and under construction the British Transport Commission was in the saddle, the British Transport Docks Board only inheriting the final demolitions referred to as having taken place in the early part of 1963, as well as, possibly, the settlement of contractors' claims. This, however, was a matter about which he could not speak.

122. The references in the Paper to dates were rather scanty; the only mention being the completion of the respective roads, No. 3 in August 1961 and No. 1 in November 1962. He would like to have seen a reference to the date on which the jetty was started and the times occupied by the various stages of construction. His own diary seemed to show that the reclamation, which was carried out departmentally for the benefit and convenience of the Contractor, was finished in March 1958. The Contractor was thought to have entered the site shortly afterwards but it would be helpful to be given more information about this.

123. It had been obvious from the Paper that the jetty was rather unusual in

having to deal with the multiplicity of pipelines required for the variety of refined products, unlike jetties designed for handling crude oil in bulk. Another point of interest was the relatively small size of tanker which the jetty heads were designed to accommodate. There was no question of having to deal with mammoth tankers, which were hardly thought of when the design was prepared, and which in any case were unlikely ever to be able to come up-river to Hull. What was impressive on studying some of the figures given in the Paper was the good use to which the jetty appeared to have been put. To handle 2½ million tons in a year from a succession of small vessels—very few vessels reached the 27 500 dwt limit, and from the figures the average seemed to be less than half that figure—was very good use.

124. He hoped that the Authors would forgive him for pointing out that one or two of the levels required a certain amount of adjustment. The design depth of 36 ft below M.L.W.S. was at the old value taken for spring tides up to 1958. The present value for high water springs was 12.12 ft O.D., about 1 ft higher than shown in Fig. 5, and for low water springs—9.88 ft O.D., about 10 in. lower than the corresponding value shown in the same figure. Thus, at current values, there was about 35 ft 2 in. available at M.L.W.S. On average, the 27 500-ton tanker drew about 33 ft fully laden, which would still leave 2 ft of flotation at M.L.W.S.

125. Could the Authors give a little more information about the protective coating given to the piles? The Paper stated that coats of coal tar enamel were used but to his own knowledge a great amount of thought and research had been devoted to the type of enamel or protective coating which should be used on the piles. It would be helpful to others faced with a similar problem of protection against marine corrosion to know a little more specifically what was tried and found best.

126. The steel fender post assemblies, which had excited comment, appeared to invite trouble in one or two directions. The posts, with their travel guides and friction plates, seemed to be designed on the assumption that impacts would be at right angles to the face of the jetty. Was there not some risk, in practice, of tankers approaching somewhat obliquely, so as to cause a glancing blow and therefore give the fender posts a tendency to twist and possibly to bind in the guides? Had any trouble of that sort occurred?

127. Could the Authors say if the material used for the friction guides had proved satisfactory in the particular conditions?

Mr G. L. Hargreaves (Ministry of Public Building & Works) said that if the information was available, he would very much like to know the design coefficient of friction between the phosphor bronze plates on the piles and the resin material. He had personal experience of difficulty with piles of this kind held by the guides permitting movement in only one direction.

129. From Fig. 1, it was not easy to see exactly the precise setting of dolphin E in relation to jetty head No. 1, but it seemed to be about the same distance away from the jetty head as dolphin F was from No. 3 head and considerably further back. Both jetties might take a large tanker of about 27 000 tons, and the lead of the ship's head rope at jetty No. 3 would be about 45° from the centre line of the ship. If the same ship was lying against jetty No. 1, it would be merely a breast rope, almost at right angles to the ship's side. What particular reason caused dolphin E to be set so much further back than dolphin F?

Mr H. R. Dozce (Messrs Rendel, Palmer & Tritton) said he wished to refer to the piles and pile driving.

131. Dealing firstly with the head of jetty No. 3, the ground conditions found during the construction must have caused the designers many anxious moments when considering the strength of the raking piles and he would like to know at which level below the sea bed fixity was finally taken.

132. Some of the Rendhex piles were driven with open ends and some with closed

DISCUSSION ON OIL JETTIES AT THE PORT OF HULL

ends. The resistance to driving of the latter is primarily one of toe resistance, because the snoc of the normal Rendhex pile projects about 1/4 in. beyond the perimeter of the pile and during driving the pile is like the Vibro pile upon which Mr Hiley based his formula. With the open-ended Rendhex pile the driving resistance is due solely to friction and so the Hiley formula would not necessarily apply.

133. Could the Authors say whether the mud level inside the open end pile was the same as the sea bed outside? Did the mud inside form a plug and therefore create some condition between the two just mentioned? Did the Authors have details of the soil characteristics? They had stated that the frictional resistance to extraction was 0.16 ton/sq. ft and he would like to know how this compared with the cohesive properties of the soil found by laboratory tests.

134. He hoped the Authors would give details of the driving of the precast concrete piles which had been referred to by Mr Roberts. Were the cracked piles withdrawn to see whether the cracks extended over the whole length of the pile? Were the piles really satisfactory after they had cracked during driving?

135. It would be helpful if a cross section of No. 3 jetty head could be provided because it was difficult to see how the loads from the lower waling beam were taken through the structure to the ground.

The following contribution was received in writing:

Mr S. P. Joshi (Senior Engineer, Sir Bruce White, Wolfe Barry and Partners (India)) wrote that the paper had been of considerable interest to him as he had been engaged on the design of a jetty in waters of similar depth and of similar tidal variations. This jetty was for a cement loading terminal on the western coast of India and the design arrived at was remarkably similar to that described in the Paper. The Authors were to be congratulated for presenting so clearly all the details of their design.

137. It was stated in § 20 that the ship's kinetic energy was assumed to be absorbed by four rubber fender units, two each at +19.00 and +2.00 levels. But for conditions of impact during low water, it would appear that the rubber units only at +2.00 level would come into operation for energy absorption.

138. The Authors stated that 50% of the ship's kinetic energy was assumed to be transferred to the structure, the other 50% presumably being absorbed by the deformation of the vessel itself, drag resistance of water mass in front of ship, rubbing of ship on fender posts, etc. Could the Authors say at what point of the jetty the ship was assumed to strike the fenders and at what angle? If the bow was assumed to strike the jetty, a further reduction in kinetic energy transferred to the structure would seem to be possible, depending upon the distance of the point of impact from the centre of gravity of the ship mass. If the ship was assumed to hit the jetty broadside on, there would be no such reduction in kinetic energy transferred to the structure, but the ship would be in contact with more than two fender posts and the load per rubber fender unit would be smaller.

139. Could the Authors give the maximum lateral loads for which the jetties were designed and the lever arms of these loads from the centre of each jetty?

140. The steel fender posts were not braced longitudinally and horizontal timber walings were not provided for the main berthing face, though these walings were provided for the rear barge berthing face. How had this particular system, of rubber cylindrical fender units in end-on compression with steel fender posts, stood up to horizontal galling blows and longitudinal rubbing action of the ships while berthing? What was the coefficient of friction assumed in the design for assessing the vertical frictional drag force on the steel fender posts?

141. Would the Authors give the spacing of the fender posts along the length of the jetty and the detail at the top of the posts to hold these against outward movements due to flows at low water.

142. Was the lining of the Rendhex steel piles with concrete, as mentioned in § 39,

specified to increase the column load carrying capacity? Was the soil within the pile section removed prior to concreting?

The Authors wished to express their appreciation for the interest taken in the Paper, and for the very active discussion which took place. As the many questions raised were mainly on piling and fendering, it was considered preferable to answer them in groups rather than answer each speaker separately.

144. Dealing first with the questions on piling, and in particular with the Chairman's query in § 55, the Authors replied that the need for lengthening the piles had not exactly been a surprise as the boreholes had shown the ground conditions to be very poor. Pile tests should have been carried out within the site of No. 3 jetty head shortly after the contract started, but the Humber Conservancy Board and other parties had considered it to be unacceptably hazardous to shipping as it would have required the use of a floating crane for the construction of isolated stagings in very close proximity to tankers operating at the timber jetty. It was therefore decided to postpone such tests until the construction of No. 3 jetty head was actually in progress.

145. It was not thought at that time that the difficulties which might arise through poor ground conditions would be as troublesome as they eventually proved to be. Provision had been made in the Contract for extending the piling but not to the extent finally carried out.

146. Mr Williams, in § 86, had questioned the need for specifying a high degree of precision in the piling of the approach jetties. Some degree of tolerance was clearly desirable. With staging, it was quite possible to set the pile out and drive it quite accurately, but as soon as a floating craft was used instead of staging, much more tolerance was required and the question arose whether 6 in. would be sufficient. One still had to aim for perfection in setting the pile up, the tolerance being a safeguard against the many factors which could lead to the pile finishing out of its true position. It would seem that this tolerance would have to be based upon a knowledge of the driving conditions likely to be met to ensure that, given reasonable care, the finished pile would be acceptable.

147. As outlined in the Paper's introduction there were other reasons for using staging in preference to floating craft and it was questionable whether additional tolerance for the approach jetty piling would have altered the final decision to use staging.

148. In reply to Mr Boyce, § 134, a typical driving record for one of the cracked reinforced concrete piles would show a total penetration of about 40 ft, the first 20 ft of which would have been achieved by the pile settling under its own weight and the weight of the hammer; followed by a further penetration of about 15 ft at very light driving, before hardening up in the final 5 ft to reach the required 'set' on the boulder clay. Those which cracked were at the shore end where the bed level was high. Only hair cracks had been seen, and it was therefore considered unnecessary to extract any of the piles. Subsequent examinations had shown that the pressure from the superstructure had caused cracks to close and there were no signs of deterioration.

149. Mr Roberts had asked whether the Rendhex piles driven with a flat end or an open end showed any inclination to divert when driven in a rake. Those driven with a flat end were in the approach jetty where the rake was very steep, and no tendency to wander had in fact been observed. However, in several cases it was noticed that open ended piles driven at a rake of 1:3 tended to curve in the manner suggested by Mr Roberts in § 108. This was first noticed when a lantern which had been lowered into a pile to investigate a leaking seam weld showed the pile to be deflected by 18 in. at a depth of about 70 ft below its head.

150. In answer to Mr West, it was not possible to explain the rising of the test pile after one hour of loading. The pile tests had been faithfully recorded, but there may have been some movement of either the stagings or piles due to tidal action.

DISCUSSION ON OIL JETTIES AT THE PORT OF HULL

151. As to the strata within the neighbourhood of the test pile, it was unfortunate that boreholes were not taken in the vicinity of No. 3 jetty head before the Contract commenced, and that the nearest borehole was taken from the head of the timber jetty some 400 ft removed from the position of the test. The test pile was therefore driven in unknown ground, but the very soft driving and the quite remarkable take up in the ground afterwards were indicative of soft clay. A check test boring adjacent to the pile was given consideration, but as it could not be seen that it would be instrumental in making any economies in subsequent driving, the idea was not pursued.

152. The reason for testing with a shoe and then reverting to open-ended piles was that as the first stage of the test was on a minimum penetration it was obviously necessary to try to get the fullest value of the two parts of the bearing capacity of a pile, firstly, the skin friction which was obtained by leaving it as long as possible, although one could not afford a delay beyond six days, and secondly, the maximum toe resistance by the fitting of a pile shoe.

153. When it was known that the required bearing capacity could not be achieved on short piles, and that it was necessary to drive deep, it was then sufficient to drive the pile open ended as the consolidated plug of soil within the pile could be regarded as the equivalent of a shoe.

154. In answer to the questions raised by Mr Boyce in § 133, the Authors said that there was a draw-down of about 20 ft between the level of the mud inside the open-ended piles and the adjacent bed lev. At deep driving, the mud inside formed a consolidated plug as previously mentioned, and thereby created the intermediate condition suggested by Mr Boyce. The 0.16 ton/sq. ft frictional resistance to extraction was a fairly average value of the cohesive properties of the soft clays as determined from Laboratory tests on samples taken from the boreholes.

155. The depth to fixity of the piles had been taken as 20 ft below bed level, and in the case of the front row of piles, the concrete filling was reinforced to this depth in order to increase the pile stiffness and its column load bearing capacity.

156. In reply to Mr Joshi, § 142, the soil within the piles was not removed before concreting, and with the exception of the front row piles, the main purpose of the concrete filling was to prevent internal corrosion.

157. Mr Roberts' suggestion that the driving resistance obtained with finned piles did not necessarily indicate the ultimate bearing capacity was fully accepted by the Authors. It was agreed that had such a pile been tested after a period of rest it would probably have shown an increased bearing capacity due to the fins, but even so it was doubtful, in view of the particular ground conditions encountered, whether any saving made in the length of pile penetrations could outweigh the considerable cost of providing and welding the fins to the piles. It would, in any case, have been impossible to have forecast the required pile penetration and surface area of finning to give the required bearing capacity.

158. In reply to Mr McGarey, § 125, the Authors said that a tar composition was originally specified as a protective coating to the steel piles, but other materials had to be considered owing to the early failure of the tar. The eventual choice of coal tar enamel was determined by the very obvious need for a thick and durable coat which would eliminate the necessity for repetitive and extremely costly maintenance painting in tidal conditions. Pile surfaces were mechanically cleaned and internally heated before a priming coat and double coating of coal tar enamel were poured to form a total thickness of about 1/2 inch.

159. Referring to the question raised by the Chairman in § 56, concerning the fendering system, the Authors said that as the complete tidal range had to be covered in order to prevent any vessel of low freeboard from catching beneath the fenders, and as the depth of water was considered to be too great for fender piles, fender posts cushioned at two levels were thought to be the most suitable solution to the problem. Previously considered schemes involving concrete curtain walls draped with cylind-

rical rubber fenders, as outlined by Mr Lambert in § 79, were discarded owing to the hazard presented at low tide to ships of low freeboard.

160. The reason for the statement that the design of the jetty heads was largely influenced by the fendering scheme was that the berthing forces imposed upon the structure could only be assessed after the fendering scheme had been designed and its energy absorption characteristics were known.

161. In reply to Mr S. P. Joshi, the Authors said that for design purposes it had been assumed that the largest vessel would approach the jetty at an angle of 15° to the cope line and would strike the fenders at the end 'knuckles'. The maximum lateral load under these conditions was assessed to be 500 tons acting at a distance of 185 ft from the end of the jetty.

162. At No. 3 jetty the fender posts were spaced at 10 ft 6 in. at the ends and at 21 ft 6 in. in the middle as shown on Fig. 6. At No. 1 jetty they were at a regular spacing of 13 ft due to the different berthing conditions. The Authors were unable to see any advantage to be gained by the closer spacing of the middle fenders as suggested by Mr R. A. Fisher in § 98.

163. Mr Joshi was correct in saying that for conditions of impact during low water, only rubber units at +2.0 level would come into operation for energy absorption, but this did not matter as the berthing of all but the smallest vessels took place at high water owing to the limited depth of the river channel.

164. In answer to the question raised by Mr Joshi in § 141, the Authors referred to the side elevation of the fender posts as shown in Fig. 5(b), in which it would be seen that the back plate of the rubber unit was bolted to the concrete beam. This arrangement prevented the top of the fender posts from outward movement due to blows at low water.

165. Mr McGarey had questioned in § 127 whether the choice of materials used as fender guide plates had proved entirely satisfactory, but the Authors had to admit that several cases of failure had in fact occurred due to the bonded resin plates being insufficiently hard, especially as a result of the twisting of the fender post which caused local crushing of the guides. This point was coupled with the other questions raised by Mr McGarey and Mr Joshi as to whether glancing blows from vessels had given the fenders a tendency to twist. This had occurred with resulting damage to the guide plates in the end fenders which, as stated in the Paper, were the fenders generally struck by the large vessels. To remedy the situation, use has since been made of the fender transom beam for the formation of a much larger sliding guide system on the top of the waling beam for each of the fenders at the knuckles.

166. In reply to Mr G. L. Hargreaves, § 128, the Authors referred to Table 1, showing the coefficients of friction which had been obtained from laboratory tests from which it could be seen that the phosphor bronze/phosphor bronze combination was preferable. Unfortunately these test results arrived too late to be of guidance. Phosphor bronze plates have since, however, been substituted where necessary. The

TABLE 1

Material and condition	Coefficient of friction over 36 sq. in.	
	Static	Sliding
Phosphor bronze/linen based bonded resin (dry)	0.37	0.335
Phosphor bronze/linen based bonded resin (wet)	0.42	0.392
Phosphor bronze/aluminium based bonded resin (dry)	0.217	0.204
Phosphor bronze/phosphor bronze (dry)	0.152	0.147
Phosphor bronze/phosphor bronze (wet)	0.165	0.152

DISCUSSION ON OIL JETTIES AT THE PORT OF HULL

coefficient of friction assumed in the design for assessing the vertical frictional drag on the steel fender posts was taken as 0.30.

167. The cost of the jetty head fendering per linear foot of the jetty face as requested by Mr Williams in § 87, was given by the Authors as approximately £90.

168. The positions of dolphins E and F were determined by the shipping companies, but their distances from the jetty heads were not equal as had been suggested by Mr Hargreaves, and for any particular size tanker the mooring rope angle would in fact be practically the same at either jetty. The reason for dolphin E being set further back than dolphin F was that it was built while shipping operations at the timber jetty continued to take place, and it would therefore have created a hazard at that time if allowed to project riverwards of the jetty face line. Provided the mooring ropes were not crossed, a vessel could use either dolphin, and the Authors wondered why the shipping companies did not in fact settle for one dolphin only in a position midway between E and F.

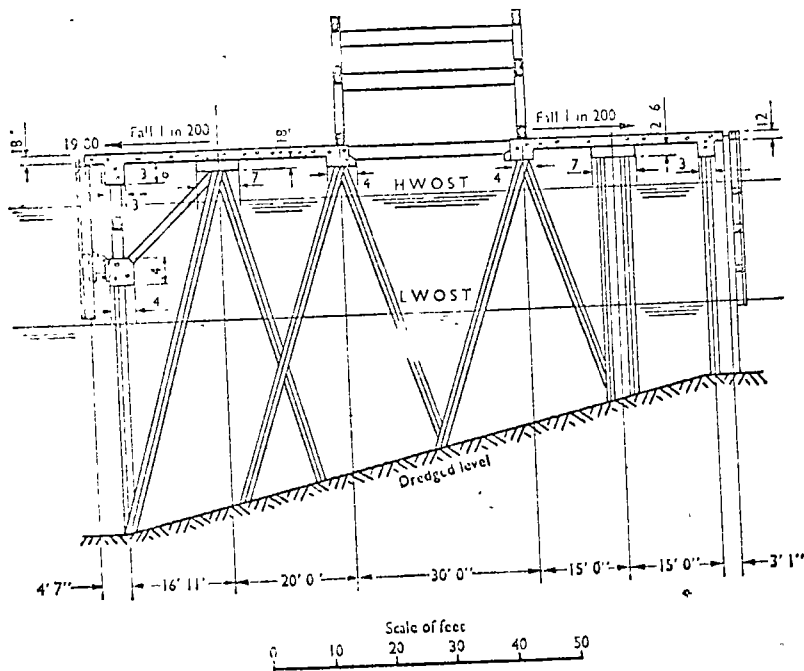


FIG. 15: NO. 3 JETTY HEAD—CROSS SECTION

169. The cross section of No. 3 jetty head (Fig. 15) had been supplied by the Authors in response to the request from Mr Boyce in § 135.

170. In answer to Mr Williams, §§ 87 and 88, the cost figures given in the Paper were the actual costs including all pile lengthening. The following summary of costs for each jetty head at deck level showed that the main reason for the disparity was the heavier section and closer spacing of piling at No. 1 jetty where a shorter jetty head had to cater for the same size of vessels as at the larger jetty.

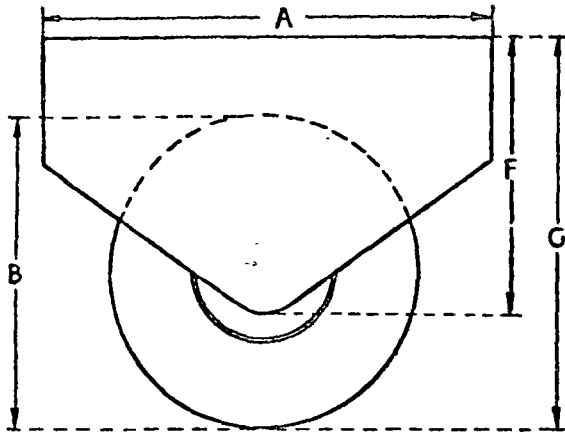
	No. 1 jetty head	No. 3 jetty head
Total area of deck	14 050 sq. ft	31 100 sq. ft
Total cost to deck level, including fendering	£158 512	£287 646
Cost of piling per sq. ft of deck	£6 19s. 0d.	£5 4s. 0d.
Cost of structure and fendering per sq. ft of deck	£4 6s. 0d.	£4 1s. 0d.
Total cost per sq. ft of deck	£11 6s. 0d.	£9 5s. 0d.

171. Finally, in reply to Mr McGarvey's question in § 122, the following dates indicated the times occupied by the various stages of construction.

19 May, 1958	—	contract commenced
30 June, 1958	—	first piles cast
26 July, 1958	—	first pile driven in approach jetty
10 August, 1960	—	piling on No. 3 head completed
31 May, 1961	—	civil engineering work completed on No. 3 head
10 August, 1961	—	No. 3 head commissioned
18 September, 1961	—	work permitted to commence on approach jetty to No. 1 head
9 November, 1962	—	No. 1 head completed

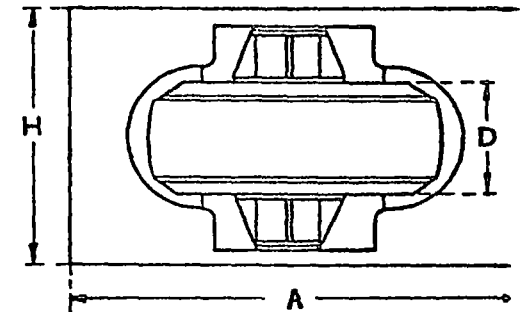
Firestone Burleigh

Firestone Burleigh



TECHNICAL DATA
**FIXED UNIT TYPE
 PNEUMATIC FENDER**
 (STANDARD SIZES)

FOR INCORPORATING IN
**DOCK AND QUAY WALLS
 JETTIES AND LOCKS**

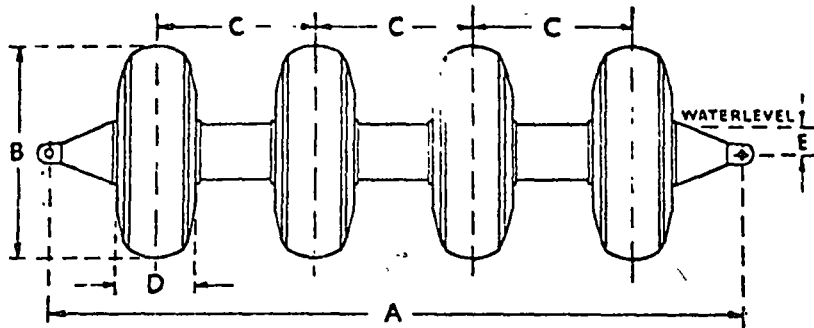


1		2		3		4		5		6		7		8		9		10		11
FENDER WHEEL O. D. "B"		WHEEL SECTION WIDTH "D"		LOADING PER WHEEL		ENERGY ABSORPTION OF UNIT		MAXIMUM DEFLECTION OF WHEEL		LENGTH OF UNIT "A"		DEPTH OF FRAMEWORK "F"		DEPTH OF WHEEL UNIT "G"		WIDTH OF UNIT "H"		WEIGHT OF UNIT		CODE NUMBER
In.	cm.	In.	cm.	Tons	KG	Tons Ft.	M. KG	In.	cm.	In.	cm.	In.	cm.	In.	cm.	In.	cm.	Cwt.	KG.	
30.6	77.7	8.2	20.8	1.5	1525	0.35	108	6.0	15.2	48	121.9	29	73.7	40	101.6	20	50.8			30-I-FX
38.4	97.0	8.9	22.6	5.0	5083	1.14	351	6.4	16.2	56	142.2	35	88.9	50	127.0	21	53.3			38-I-FX
54.0	137.1	24.0	60.9	17.0	17282	13.0	4069	21.2	53.8	85	215.9	49	124.5	71	180.3	42	106.7			54-I-FX
62.0	157.5	20.0	50.8	19.2	19519	14.0	4450	19.0	48.3	96	243.8	54	137.2	81	205.7	38	96.5			62-I-FX
68.9	175.0	27.1	68.8	24.0	24398	18.0	5650	20.0	50.8	104	264.2	58	147.3	87	221.0	45	114.3			69-I-FX
75.8	192.1	25.7	65.3	30.3	30803	23.0	7250	22.0	55.9	109	276.9	65	167.6	94	238.8	44	111.8			76-I-FX
77.9	197.8	30.1	76.4	53.0	53880	56.0	17437	26.5	67.3	108	274.3	66	167.6	96	251.5	49	124.5			78-I-FX
83.9	213.1	30.1	76.4	39.0	39647	36.0	11225	26.5	67.3	124	315.0	71	180.3	105	266.7	50	127.0			84-I-FX
114.0	289.5	38.9	98.8	83.0	84378	171.0	41850	46.0	116.8	163	414.0	102	259.1	148	576.0	60	152.4			114-I-FX

WEIGHTS OF UNITS ACCORDING TO PARTICULAR APPLICATION ARE AVAILABLE ON REQUEST

Firestone Burleigh

Firestone Burleigh

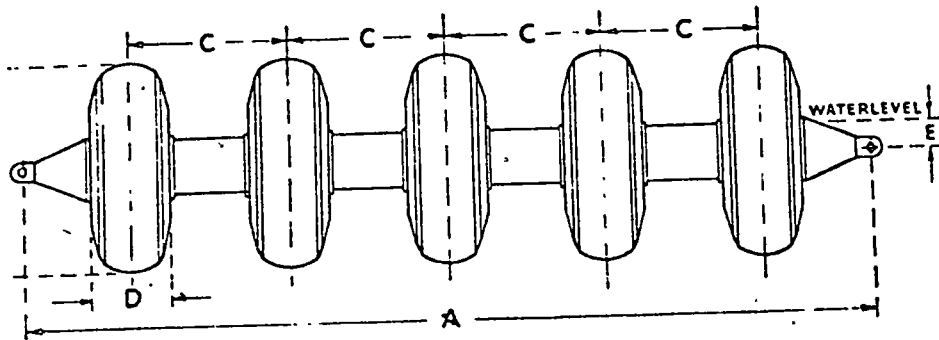


TECHNICAL DATA
4-WHEEL TYPE
FLOATING
PNEUMATIC FENDER
 STANDARD SIZES

1		2		3	4		5		6		7		8		9		10		11		12
FENDER WHEEL O.D. "B"		WHEEL SECTION "D"		NUMBER OF WHEELS	LOADING PER WHEEL		ENERGY ABSORPTION PER WHEEL		LOADING PER UNIT		MAXIMUM DEFLECTION OF WHEELS		WATER LEVEL ABOVE C/L "E"		LENGTH OF UNIT "A"		WHEEL SPACING "C"		WEIGHT OF UNIT		CODE NUMBER
In.	cm.	In.	cm.		Tons	KG.	Tons Ft.	M.KG.	Tons	KG.	In.	cm.	In.	cm.	In.	cm.	In.	cm.	Cwt.	KG.	
30.6	77.7	8.2	20.8	4	1.5	1525	0.28	86.7	6.0	6100	4.9	12.4	0.63	1.6	125	318	30	76	4.4	223	30-4F-2 SC
38.4	97.0	8.9	22.6	4	5.0	5083	0.91	281	20.0	20332	5.2	13.2	3.6	9.1	155	395	36	91	12.2	619	38-4F-3C
54.0	137.1	24.0	60.9	4	17.0	17282	10.5	3255	68.0	69128	16.0	40.6	C/L	C/L	225	572	60	152	29.6	1500	54-4F-5C
62.0	157.5	20.0	50.8	4	19.2	19519	11.5	3560	76.8	78076	15.0	38.1	4.8	12.2	243	617	66	167	46.0	2330	62-4F-5-5C
68.9	175.0	27.1	68.8	4	24.0	24398	14.6	4520	96.0	97592	15.6	39.6	6.8	17.3	264	671	66	167	76.4	3870	69-4F-5-5C
75.8	192.7	25.7	65.3	4	30.3	30803	18.7	5800	121.2	123212	17.0	43.2	8.3	21.1	240	609	60	152	90.2	4550	76-4F-5C
77.9	197.8	30.1	76.4	4	53.0	53880	45.0	13950	212.0	215520	22.0	55.9	6.6	16.7	252	640	60	152	107.2	5440	78-4F-5C
83.9	213.1	30.1	76.4	4	39.0	39647	29.0	8980	156.0	158588	21.0	53.3	4.0	10.2	270	686	66	167	124.0	6295	84-4F-5 SC
114.0	289.5	38.9	98.8	4	83.0	84378	108.0	33480	332.0	337512	36.0	91.4	2.0	5.1	380	965	90	229	264.2	13370	114-4F-7-5C

Firestone Burleigh

Firestone Burleigh

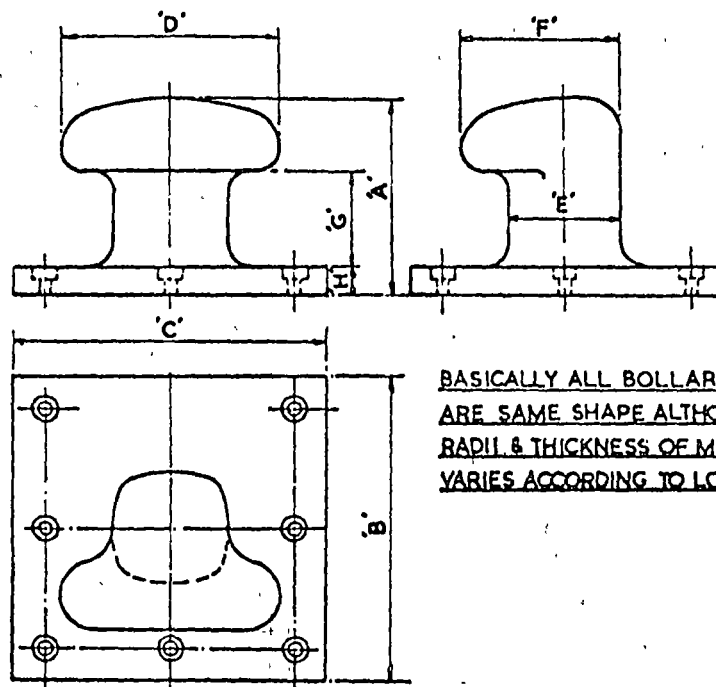


TECHNICAL DATA
5-WHEEL TYPE
FLOATING
PNEUMATIC FENDER
 STANDARD SIZES

1		2		3	4		5		6		7		8		9		10		11		12
FENDER WHEEL O.D. "B"		WHEEL SECTION "D"		NUMBER OF WHEELS	LOADING PER WHEEL		ENERGY ABSORPTION PER WHEEL		LOADING PER UNIT		MAXIMUM DEFLECTION OF WHEELS		WATER LEVEL ABOVE C/L "E"		LENGTH OF UNIT "A"		WHEEL SPACING "C"		WEIGHT OF UNIT		CODE NUMBER
in.	cm.	in.	cm.		Tons	KG.	Tons Ft.	M KG.	Tons	KG.	in	cm	in	cm.	in.	cm	in.	cm.	Cwt.	KG.	
30.6	77.7	8.2	20.8	5	1.5	1525	0.28	86.7	7.5	7625	4.9	12.4	0.5	1.3	154	391	30	76.2	5.5	278	30-5F-2-5C
38.4	97.0	8.9	22.6	5	5.0	5083	0.91	281	25.0	25415	5.2	13.2	3.8	9.7	191	485	36	91.4	15.2	770	38-5F-3C
51.0	137.1	24.0	60.9	5	17.0	17282	10.5	3255	85.0	86410	16.0	40.6	C/L	C/L	225	571	48	121.9	34.9	1760	54-5F-4C
62.0	157.5	20.0	50.8	5	19.2	19519	11.5	3560	96.0	97595	15.0	38.1	4.3	10.9	309	785	66	167.6	56.9	2875	62-5F-5-5C
68.9	175.0	27.1	68.8	5	24.0	24398	14.6	4520	120.0	121990	15.6	39.6	6.5	16.5	306	777	60	152.4	94.2	4770	69-5F-5C
75.8	192.7	25.7	65.3	5	30.3	30803	18.7	5800	151.5	154015	17.0	43.2	7.8	19.8	300	762	60	152.4	112.4	5700	76-5F-5C
77.9	197.8	30.1	76.4	5	53.0	53880	45.0	13950	265.0	269400	22.0	55.9	6.4	16.2	312	792	60	152.4	133.4	6760	78-5F-5C
83.9	213.1	30.1	76.4	5	39.0	39647	29.0	8980	195.0	198235	21.0	53.3	3.8	9.7	336	853	66	167.6	154.0	7800	84-5F-5-5C
114.0	289.5	38.9	98.9	5	83.0	84378	108.0	33480	415.0	421890	36.0	91.4	1.8	4.6	470	1194	90	228.6	329.8	16700	114-5F-7-5C

W. RICHARDS & SONS LTD. BRITANNIA FOUNDRY
MIDDLESBROUGH

- CAST IRON TYPE HW BOLLARDS -



BASICALLY ALL BOLLARDS
ARE SAME SHAPE ALTHOUGH
RADI & THICKNESS OF METAL
VARIES ACCORDING TO LOADING

DIMENSIONS IN FT & INS WITH DATA.

TYPE	'A'	'B'	'C'	'D'	'E'	'F'	'G'	'H'	N° BOLTS	DIA BOLTS	WT	PULL IN TONS
HW15	1'11½"	2'9"	2'9"	2'1"	1'0"	1'6"	1'0"	2½"	7	1"	8¼ cwt	15 TONS
HW20	1'11½"	2'9"	2'9"	2'1"	1'0"	1'6"	1'0"	2½"	7	1½"	8½ cwt	20 TONS
HW30	2'0"	3'3"	3'3"	2'3"	1'2"	1'8"	1'0"	3"	7	1½"	12¼ cwt	30 TONS
HW40	2'0¼"	3'3"	3'3"	2'3"	1'2"	1'8"	1'0"	3½"	7	1½"	14¼ cwt	40 TONS
HW50	2'0½"	3'3"	3'3"	2'3"	1'2"	1'8"	1'0"	3½"	7	1½"	15¼ cwt	50 TONS
HW60	2'0½"	3'3"	3'3"	2'4"	1'3"	1'9"	1'0"	3½"	7	1½"	15¼ cwt	60 TONS
HW70	2'0½"	3'3"	3'3"	2'4"	1'3"	1'9"	1'0"	3½"	7	1½"	16 cwt	70 TONS
HW80	2'0½"	3'3"	3'3"	2'4"	1'3"	1'9"	1'0"	3½"	7	2"	17½ cwt	80 TONS
HW100	2'1"	3'3"	3'3"	2'4"	1'3"	1'9"	1'0"	4"	7	2½"	19¼ cwt	100 TONS

FACTOR OF SAFETY = 3

BOLT SPECIFICATION = 2B/33 TONS/SQ. INS.

WEIGHTS OF BOLLARDS ARE APPROXIMATE.

Specifications of Vessels

Berthing Energy									Berthing energy (ton-m)		
Category of vessel	Gross tonnage	Loaded displacement tonnage	Length (m)	Width (m)	Depth (m)	Full draught (m)	Additional weight (ton)	Estimated weight (ton)	Berthing speed (at 0.1m/s)	Berthing speed (at 0.2m/s)	Berthing speed (at 0.3m/s)
Passenger ship	500	500	50.0	8.2	4.5	4.0	644	1,144	0.29	1.17	2.63
	1,000	1,000	65.0	10.0	5.3	4.5	1,060	2,060	0.53	2.10	4.73
	2,000	2,000	82.0	12.0	6.4	5.2	1,785	3,785	0.97	3.86	8.69
	3,000	3,000	95.0	13.5	7.3	5.7	2,485	5,485	1.40	5.60	12.59
	4,000	4,000	105.0	14.8	8.0	6.3	3,355	7,355	1.88	7.51	16.89
	5,000	5,000	113.0	15.8	8.8	6.8	4,206	9,206	2.35	9.39	21.14
	6,000	6,000	121.0	16.7	9.5	7.2	5,050	11,050	2.82	11.28	25.37
	7,000	7,000	127.0	17.5	10.2	7.6	5,905	12,905	3.29	13.17	29.63
	8,000	8,000	134.0	18.2	10.8	8.0	6,904	14,904	3.80	15.21	24.22
	10,000	10,000	145.0	19.2	12.0	8.5	8,433	18,433	4.70	18.81	42.32
	15,000	15,000	165.0	21.5	13.0	8.8	10,286	25,286	6.45	25.80	58.05
	20,000	20,000	180.0	23.0	13.8	9.0	11,737	31,737	8.10	32.38	72.87
	30,000	30,000	210.0	26.5	15.5	9.5	15,257	45,257	11.55	46.18	103.91
	50,000	50,000	245.0	30.5	18.0	10.5	21,744	71,744	18.30	73.21	164.72
80,000	80,000	290.0	36.0	21.0	11.7	31,957	111,957	28.56	114.24	257.04	
Freighter	700	933	50.0	8.3	4.2	3.9	612	1,545	0.39	1.58	3.55
	1,000	1,333	57.0	8.7	4.4	4.2	809	2,142	0.55	2.19	4.92
	2,000	2,667	75.0	10.8	5.7	4.9	1,450	4,117	1.05	4.20	9.45
	3,000	4,000	89.0	12.4	6.7	5.6	2,247	6,247	1.59	6.37	14.34
	4,000	5,333	101.0	13.7	7.5	6.1	3,025	8,358	2.13	8.53	19.19
	5,000	6,667	111.0	14.8	8.2	6.6	3,892	10,559	2.69	10.78	24.24
	6,000	8,000	119.0	15.6	8.8	7.0	4,694	12,694	3.24	12.59	29.14
	7,000	9,333	126.0	16.4	9.3	7.4	5,554	14,887	3.80	15.19	34.18
	8,000	10,667	132.0	17.0	9.8	7.7	6,300	16,967	4.33	17.31	38.95
	9,000	12,000	137.0	17.6	10.2	8.0	7,058	19,058	4.86	19.45	43.76
	10,000	13,333	142.0	18.1	10.6	8.2	7,686	21,019	5.36	21.45	48.26
	12,000	16,000	150.0	19.0	11.2	8.6	8,931	24,931	6.36	25.44	57.24
	15,000	20,000	160.0	20.0	11.9	9.1	10,666	30,666	7.82	31.29	70.41
	17,000	22,667	164.0	20.5	12.3	9.4	11,665	34,332	8.76	35.03	78.82
20,000	26,667	170.0	21.0	12.7	9.8	13,143	39,810	10.16	40.62	91.40	
Tanker	300	400	37.0	7.0	3.3	3.0	268	668	0.17	0.68	1.53
	500	667	43.0	7.8	3.8	3.5	424	1,091	0.28	1.11	2.51
	700	933	48.0	8.6	4.2	3.8	558	1,491	0.38	1.52	3.42
	1,000	1,333	53.0	9.1	4.7	4.1	717	2,050	0.52	2.09	4.71
	2,000	2,667	68.0	10.2	5.5	4.8	1,261	3,928	1.00	4.01	9.02
	3,000	4,000	81.0	11.3	6.3	5.4	1,901	5,901	1.51	6.02	13.55
	4,000	5,333	92.0	12.3	6.9	5.9	2,578	7,911	2.02	8.07	18.16
	5,000	6,667	102.0	13.3	7.5	6.3	3,259	9,926	2.53	10.13	22.79
6,000	8,000	111.0	14.1	8.1	6.7	4,011	12,011	3.06	12.26	27.58	

Category of vessel	Gross tonnage	Loaded displacement tonnage	Length (m)	Width (m)	Depth (m)	Full draught (m)	Additional weight (ton)	Estimated weight (ton)	Berthing energy (ton-m)		
									Berthing speed (at 0.1m/s)	Berthing speed (at 0.2m/s)	Berthing speed (at 0.3m/s)
Tanker	8,000	10,667	126.0	15.7	9.0	7.4	5,543	16,210	4.14	16.54	37.22
	10,000	13,333	140.0	17.2	9.8	7.9	7,034	20,367	5.20	20.78	46.76
	12,000	16,000	150.0	18.4	10.4	8.3	8,318	24,318	6.20	24.81	55.83
	15,000	20,000	163.0	20.0	11.2	8.8	10,161	30,161	7.69	30.78	69.25
	17,000	22,667	170.0	21.0	11.7	9.1	11,333	34,000	8.67	34.70	78.06
	20,000	26,667	178.0	22.4	12.3	9.5	12,932	39,599	10.10	40.41	90.92
	25,000	33,333	190.0	24.2	13.0	10.0	15,295	48,628	12.41	49.62	111.65
	30,000	40,000	200.0	25.8	13.6	10.3	17,081	57,081	14.56	58.25	131.05
	35,000	46,667	208.0	27.4	14.2	10.6	18,814	65,481	16.70	66.82	150.34
	40,000	53,333	215.0	29.0	14.7	10.9	20,563	73,896	18.85	75.40	169.66
	45,000	60,000	223.0	30.5	15.2	11.2	22,518	82,518	21.05	84.20	189.45
	50,000	66,667	230.0	32.0	15.7	11.4	24,062	90,729	23.15	92.58	208.31
	65,000	86,667	250.0	34.0	18.0	13.3	35,599	122,266	31.19	124.76	280.71
	85,000	113,333	260.0	38.1	18.7	14.0	41,023	154,356	39.38	157.51	354.39
100,000	133,333	280.0	41.2	20.6	14.6	48,046	181,379	46.27	185.08	416.43	
Ore carrier	4,000	5,333	100.0	15.5	7.0	6.3	3,195	8,528	2.18	8.70	19.58
	6,000	8,000	118.0	16.6	8.3	6.9	4,522	12,522	3.19	12.78	28.75
	8,000	10,667	130.0	17.6	9.5	7.4	5,731	16,398	4.18	16.73	37.65
	10,000	13,333	140.0	18.5	10.5	7.9	7,034	20,367	5.20	20.78	46.76
	12,000	16,000	150.0	19.4	11.2	8.5	8,724	24,724	6.31	25.23	56.76
	15,000	20,000	163.0	20.7	12.0	9.0	10,628	30,628	7.81	31.25	70.32
	20,000	26,667	180.0	22.6	13.0	9.7	13,634	40,301	10.28	41.12	92.53
	25,000	33,333	194.0	24.7	13.8	10.3	16,568	49,901	12.73	50.92	114.57
	30,000	40,000	205.0	26.5	14.3	10.7	18,894	58,894	15.02	60.10	135.22
	40,000	53,333	223.0	29.7	15.4	11.1	22,118	75,451	19.25	76.99	173.23
	50,000	66,667	235.0	32.0	16.2	11.6	25,455	92,122	23.50	94.00	211.50
	60,000	80,000	245.0	35.0	17.1	12.0	28,400	108,400	27.65	110.61	248.88
	80,000	106,667	259.0	39.2	18.8	12.6	33,101	139,768	35.66	142.62	320.90
	100,000	133,333	268.0	42.5	20.4	13.0	36,460	169,793		173.26	389.83
Category of vessel	Gross tonnage	Loaded displacement tonnage	Length (m)	Width (m)	Depth (m)	Full draught (m)	Additional weight (ton)	Estimated weight (ton)	Berthing speed (m/sec.)	Berthing energy (ton-m)	
Medium sized vessel	Wooden ship	100	200	24.0	6.3	2.6	2.3	102	302	0.3	0.69
	Steel ship	100	200	25.0	5.3	2.5	2.5	126	326	0.3	0.75
	Wooden ship	200	400	29.0	7.4	3.4	3.0	210	610	0.3	1.40
	Steel ship	200	400	33.0	6.6	3.3	3.3	289	689	0.3	1.58
	Wooden ship	300	600	32.0	8.0	4.0	3.5	316	916	0.3	2.10
	Steel ship	300	600	38.5	7.2	3.6	3.6	402	1,002	0.3	2.30
Barge	50	67	18.0	5.0	1.5	1.1	18	85	0.3	0.20	
	100	133	20.5	5.5	1.8	1.3	28	161	0.3	0.37	
	150	200	22.5	6.3	2.1	1.5	41	241	0.3	0.55	
	200	267	25.0	6.6	2.2	1.6	52	319	0.3	0.73	



GOOD YEAR DOCK FENDERS

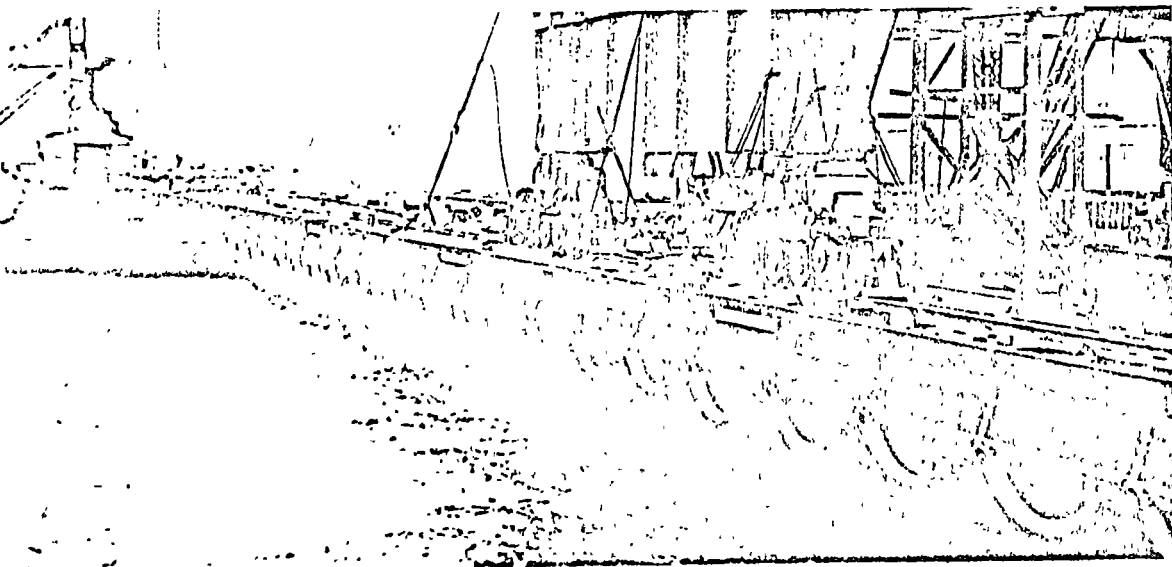
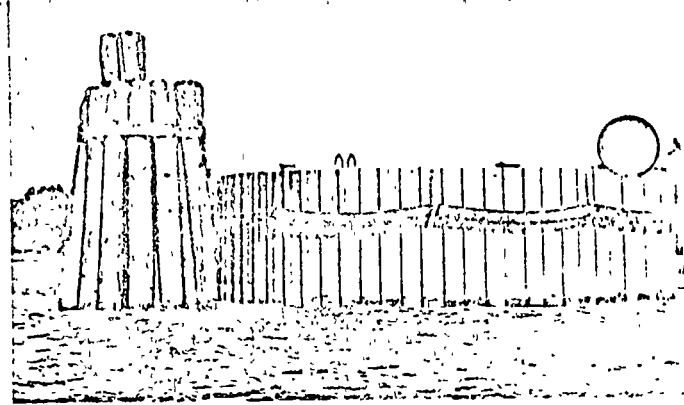
FOR PORT AND HARBOR INSTALLATIONS

Since they were first developed by Goodyear more than 25 years ago, rubber Dock Fenders have been proving their reliability and economy on ships, piers, dolphins, and all types of harbor installations. They have demonstrated a remarkable ability to withstand heavy loading, rough usage, and a wide variety of climatic and tidal conditions.

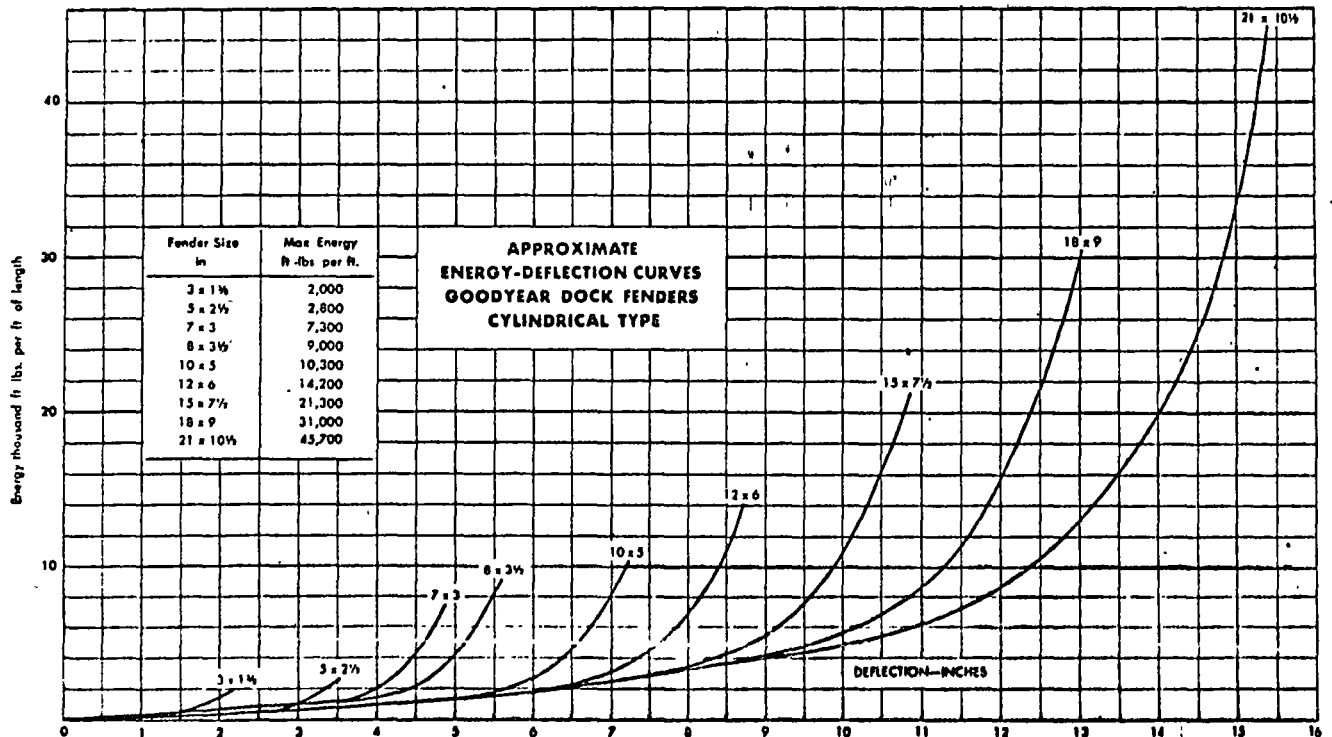
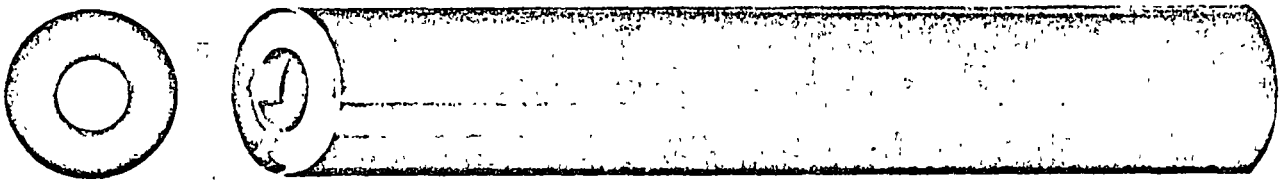
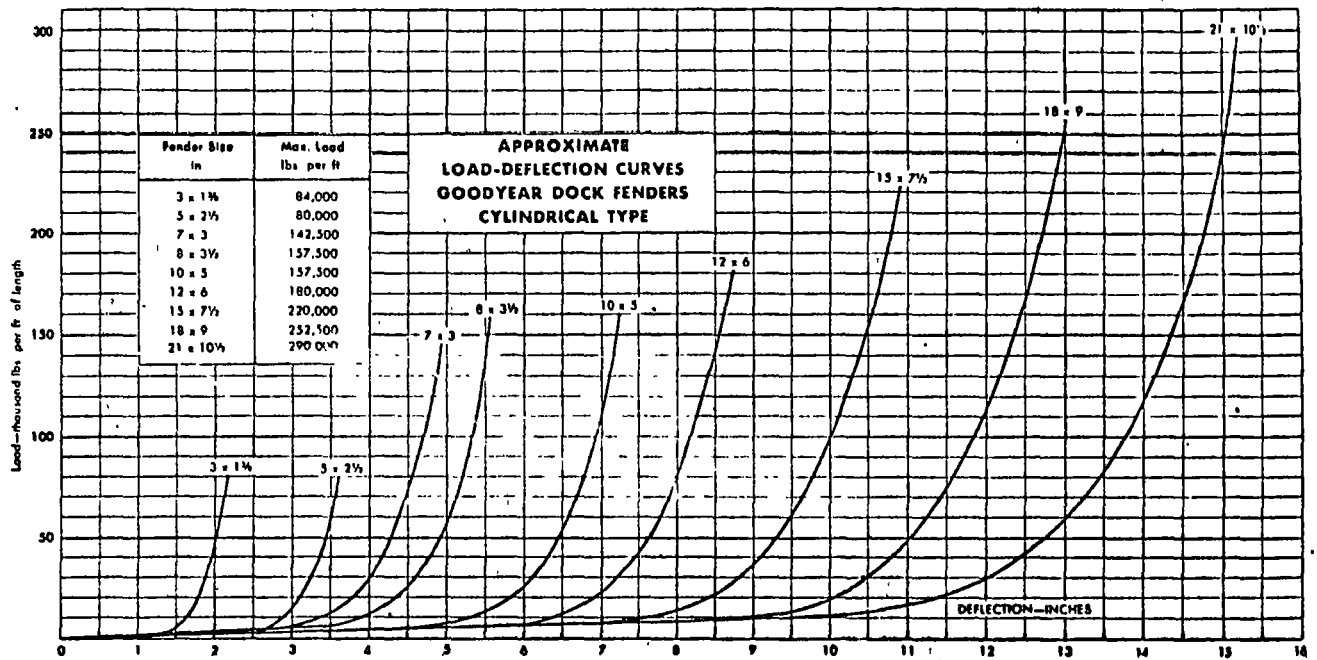


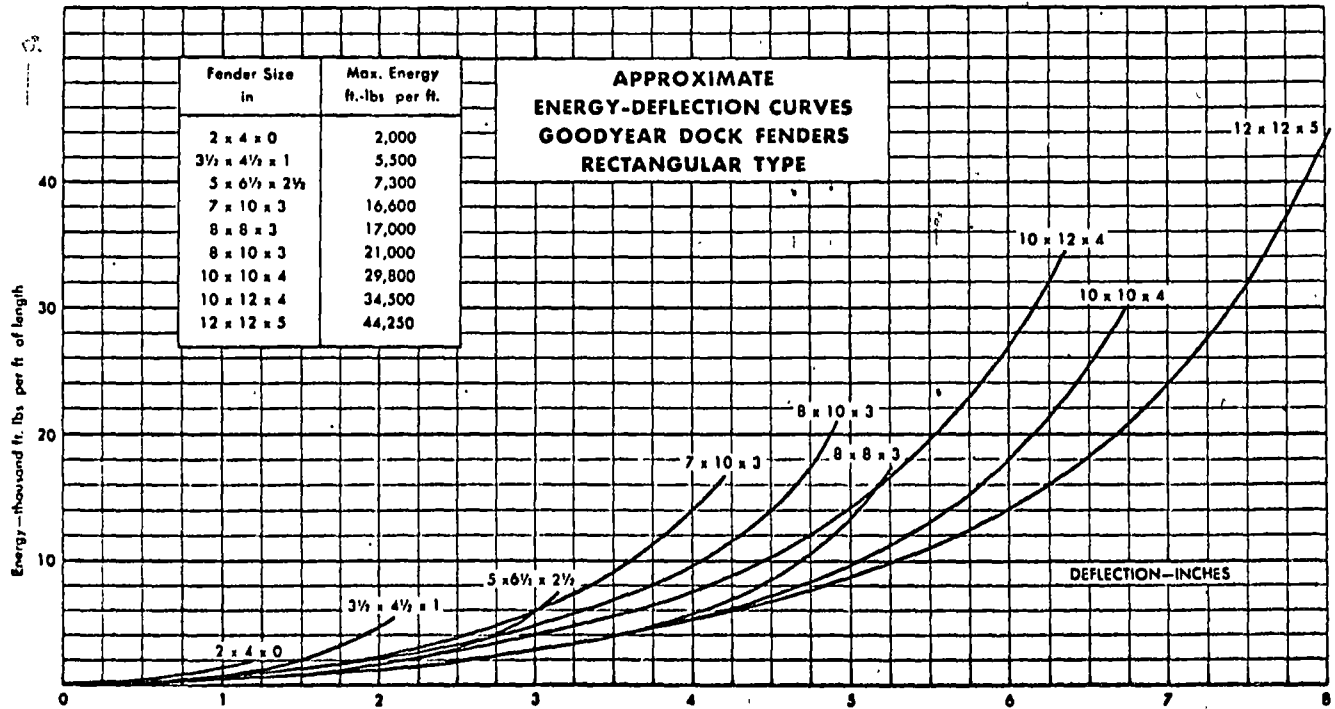
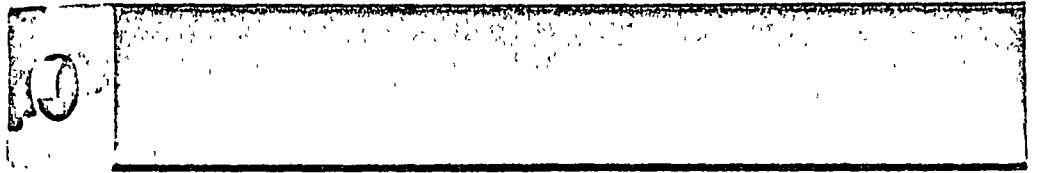
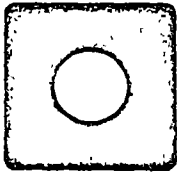
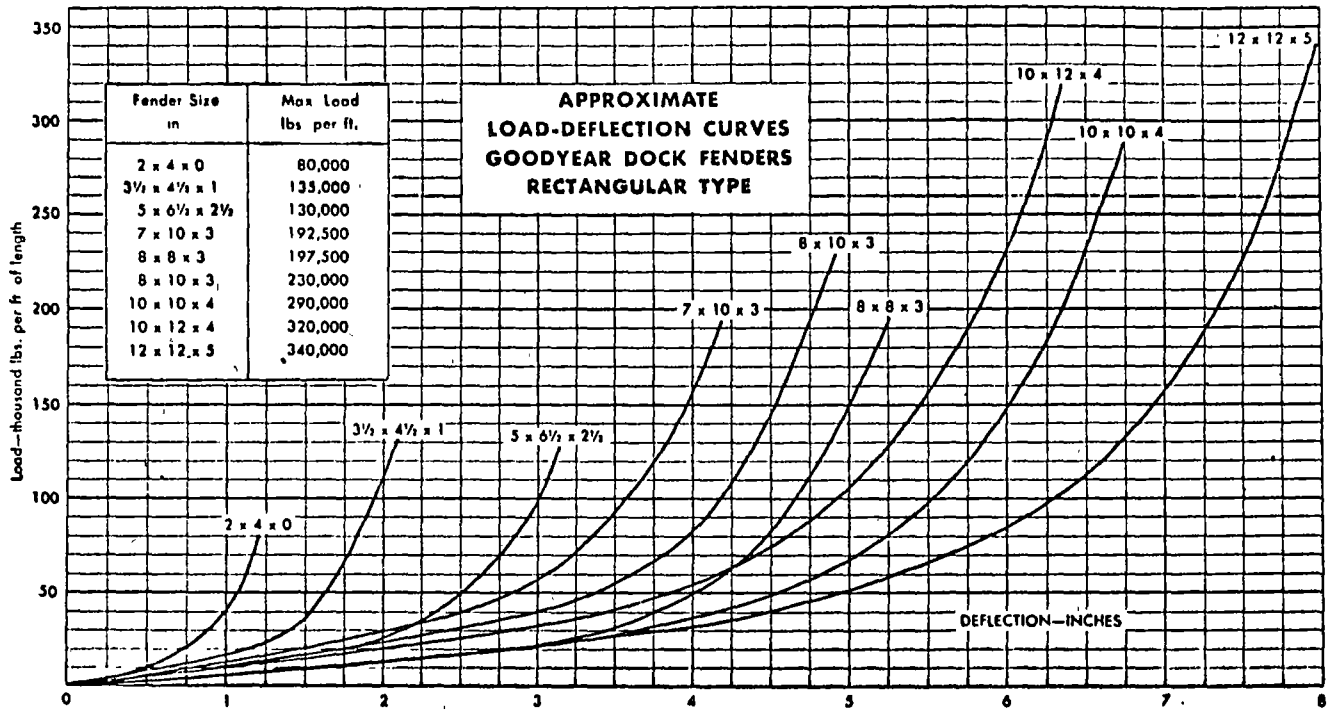
View of a compressed Goodyear Dock Fender. Here an ore boat is being loaded. When it is moved from the dock the fender will return to its original shape.

Suspended by chains and cable, cylindrical fenders placed horizontally on this sheet steel dolphin provide protection for both dolphin and ships.



Units of Goodyear dock fendering can be quickly rearranged to suit changing conditions. Here lengths of cylindrical fendering are festooned to provide continuous protection.





GOODYEAR

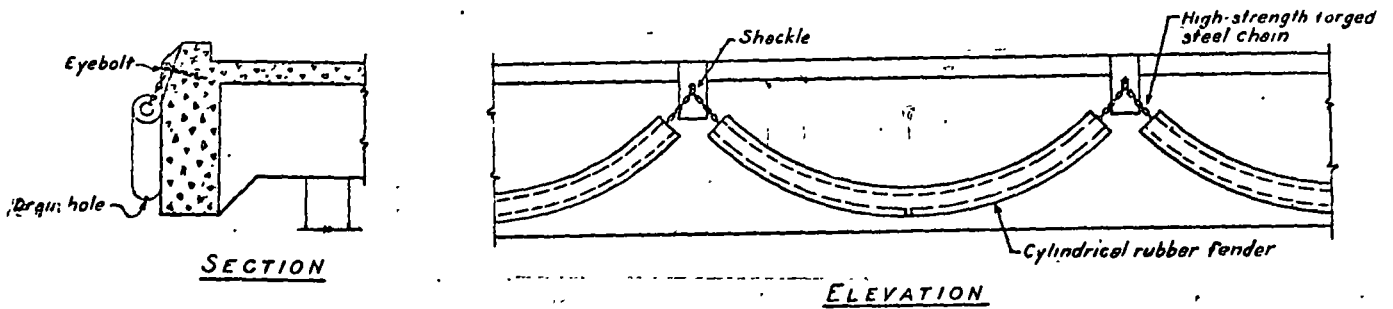
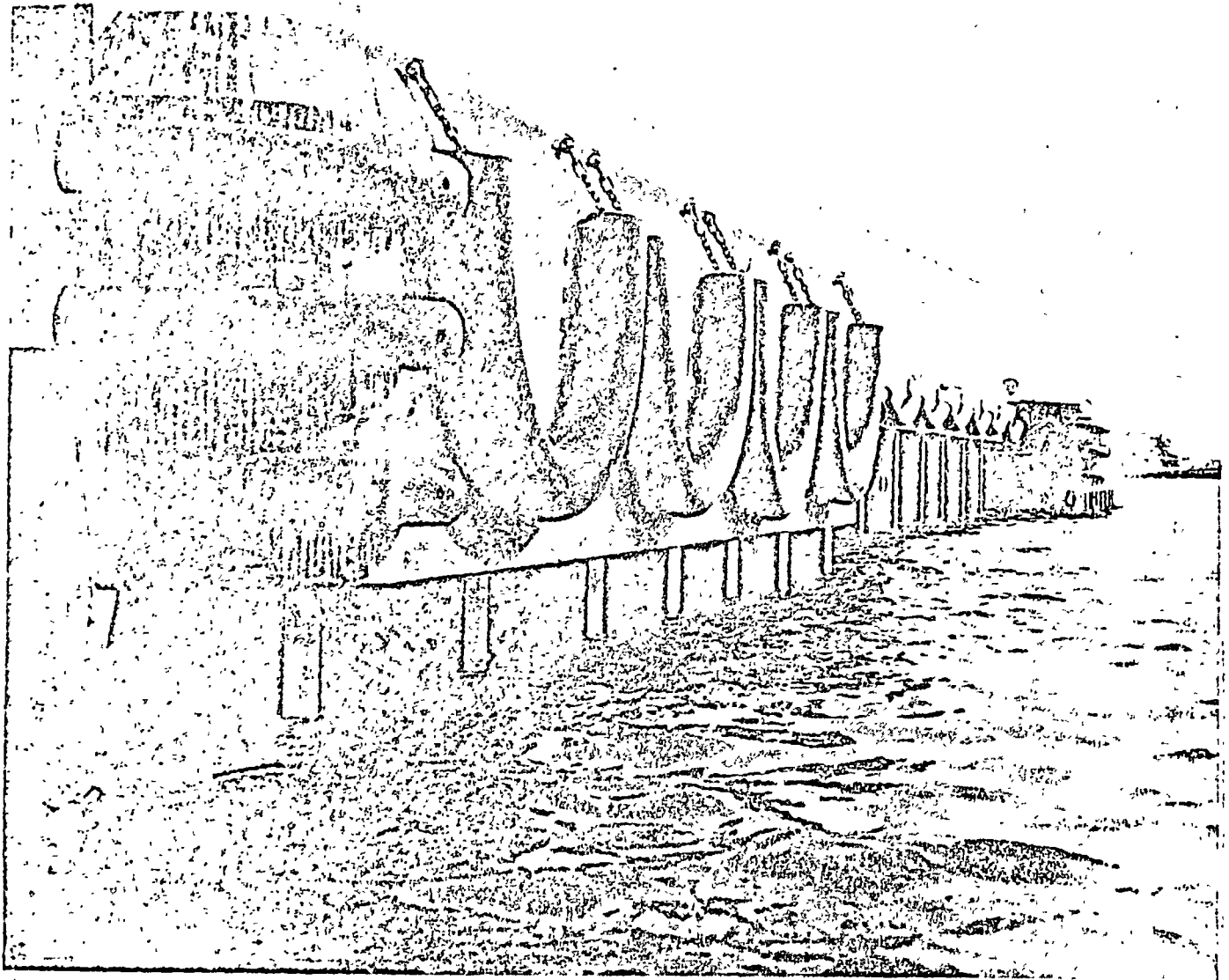


Table 5.10 Suggested Chain Sizes for Cylindrical and Rectangular Draped Rubber Fenders

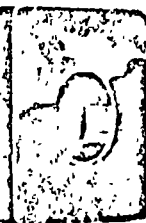
Cylindrical fender size	Rectangular fender size	Trade size of chain, in.	Material size, in.	Inside length link, in.	Inside width link, in.	Weight per 100 ft, lb	Proof test, lb	Working load, lb
5" x 2½" 7" x 3"	{ 5" x 6½" x 2½" 7" x 10" x 3" 8" x 8" x 3"	½	1½	1½	1½	285	14,000	7,000
8" x 3½"		5/8	2½	1½	1½	435	20,250	10,125
10" x 5"	{ 10" x 10" x 4" 10" x 12" x 4" 12" x 12" x 5"	¾	3½	1½	1½	635	28,000	14,000
12" x 6" 15" x 7½" 18" x 9"		1	4½	2½	1½	870	38,250	10,125
						1,125	48,500	24,250

Note: Chain made of carbon steel heat-treated to an average tensile strength of 85,000 psi.

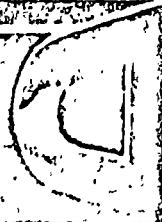
CYLINDRICAL



RECTANGULAR



TYPE M-4



WINGTYPE



ENGINEERING SPECIFICATIONS Nominal Sizes Offered

CYLINDRICAL FENDERS

Outside Diameter (inches)	Bore (inches)	Wall Thickness (inches)	Weight (pounds per foot)
3	1 3/8	13/16	3
5	2 1/2	1 1/4	7 1/2
7	3	2	16 1/4
8	3 1/2	2 1/4	21
10	5	2 1/2	30 1/2
12	6	3	44
15	7 1/2	3 3/4	69
18	9	4 1/2	99 1/4
21	10 1/2	5 1/4	135
24	12	6	175

RECTANGULAR FENDERS

Thickness (inches)	Width (inches)	Bore (inches)	Weight (pounds per foot)
2	4	—	4
3 1/2	4 1/2	1	7 1/2
5	6 1/2	2 1/2	14
7	10	3	32 3/4
8	8	3	29 1/2
8	10	3	37 3/4
10	10	4	45 1/2
10	12	4	56
12	12	5	64 1/2

TYPE M-4 FENDERS

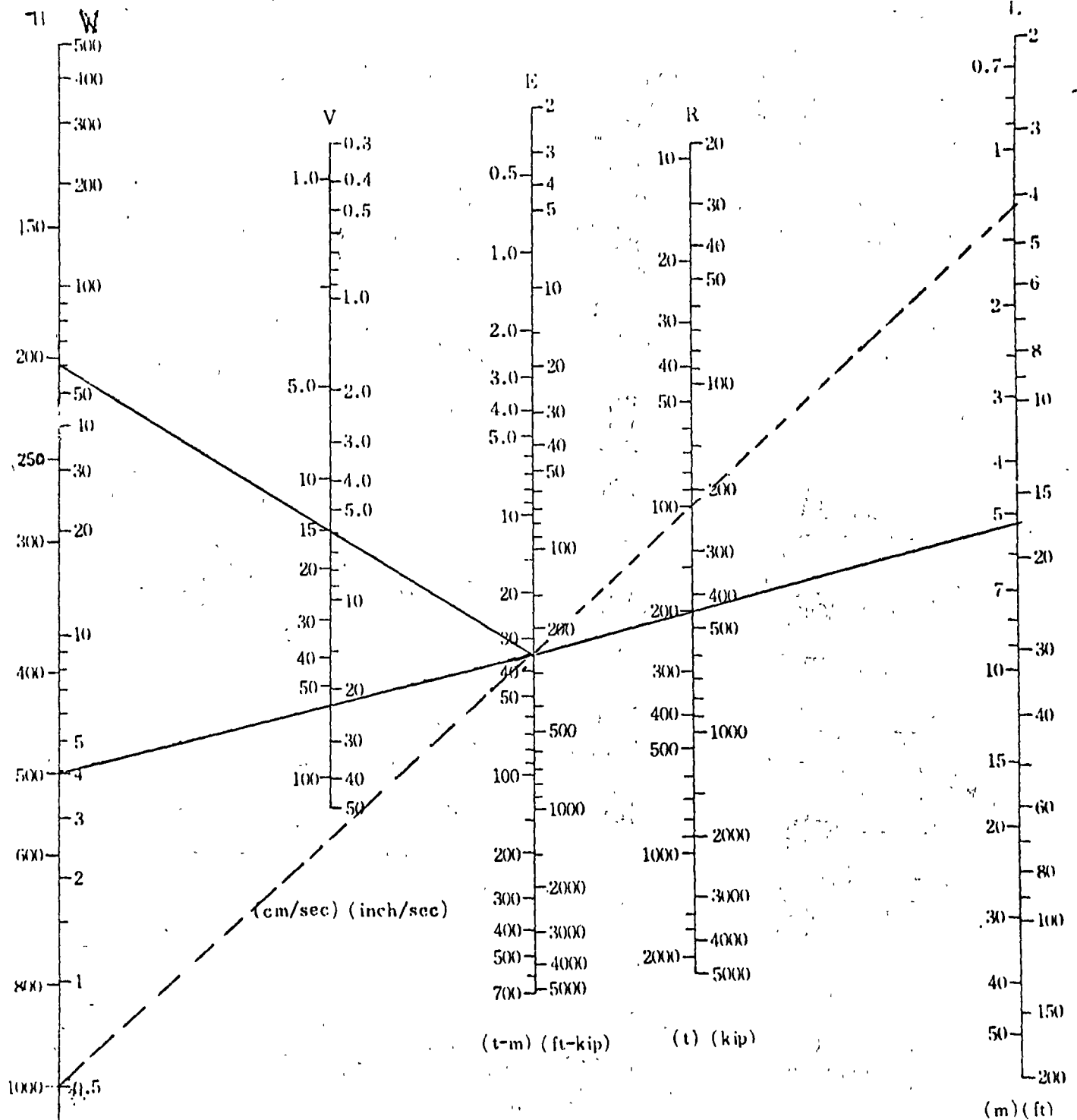
Bore (inches)	Height (inches)	Bore (inches)	Weight (pounds per foot)
4 1/2	3 3/4	2" x 2 1/4"	4 1/2

WINGTYPE FENDERS

Outside Diameter (inches)	Inside Diameter (inches)	Flange Base Width (inches)	Weight (pounds per foot)
3	1	6	4.8
4	2	6 1/2	6.8
4	1	6 1/2	8.
6	2	9 1/2	17.
10	3	16	50.

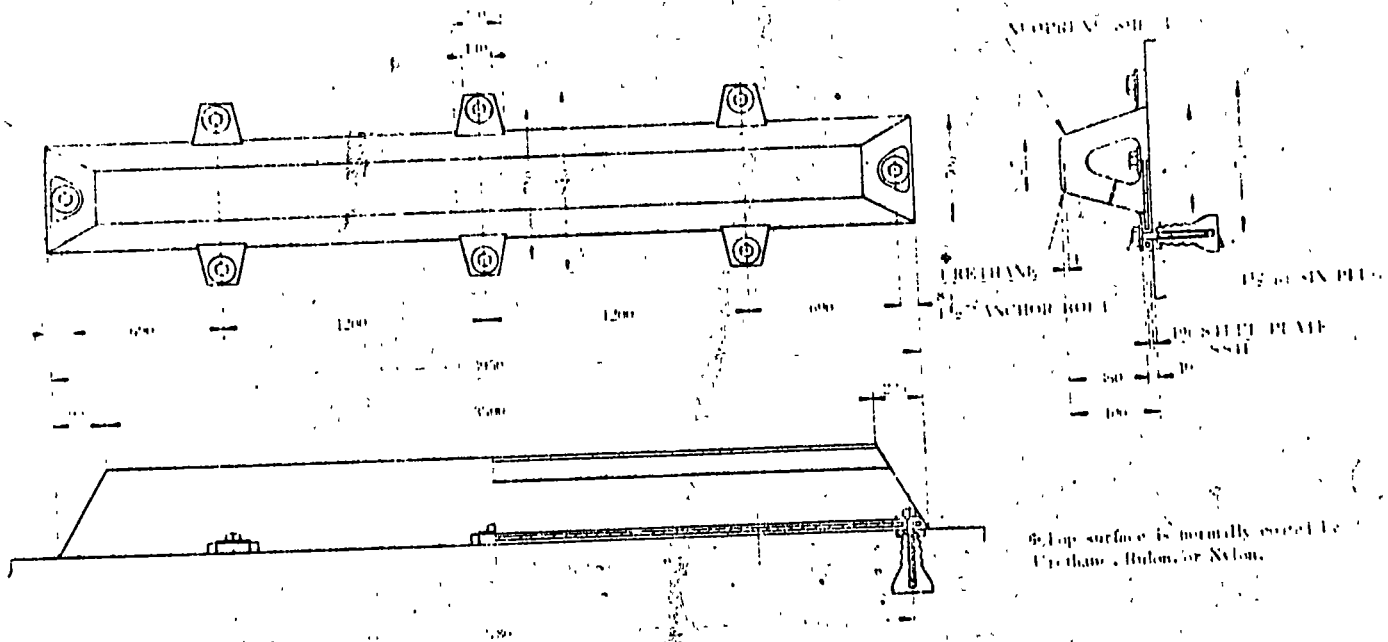
All given or stated dimensions are nominal and the following manufacturing specifications apply—being either plus or minus: 3% on O.D.; 8% on bore; 4% on thickness or width; 1% or at least 1/2" on length.

Goodyear Dock Fenders are manufactured in four styles: Cylindrical, Rectangular, Type M-4 (half-oval), and Wingtype. They are available in a wide range of sizes and in lengths up to 19 feet. When specified, integrally vulcanized end plugs are available.





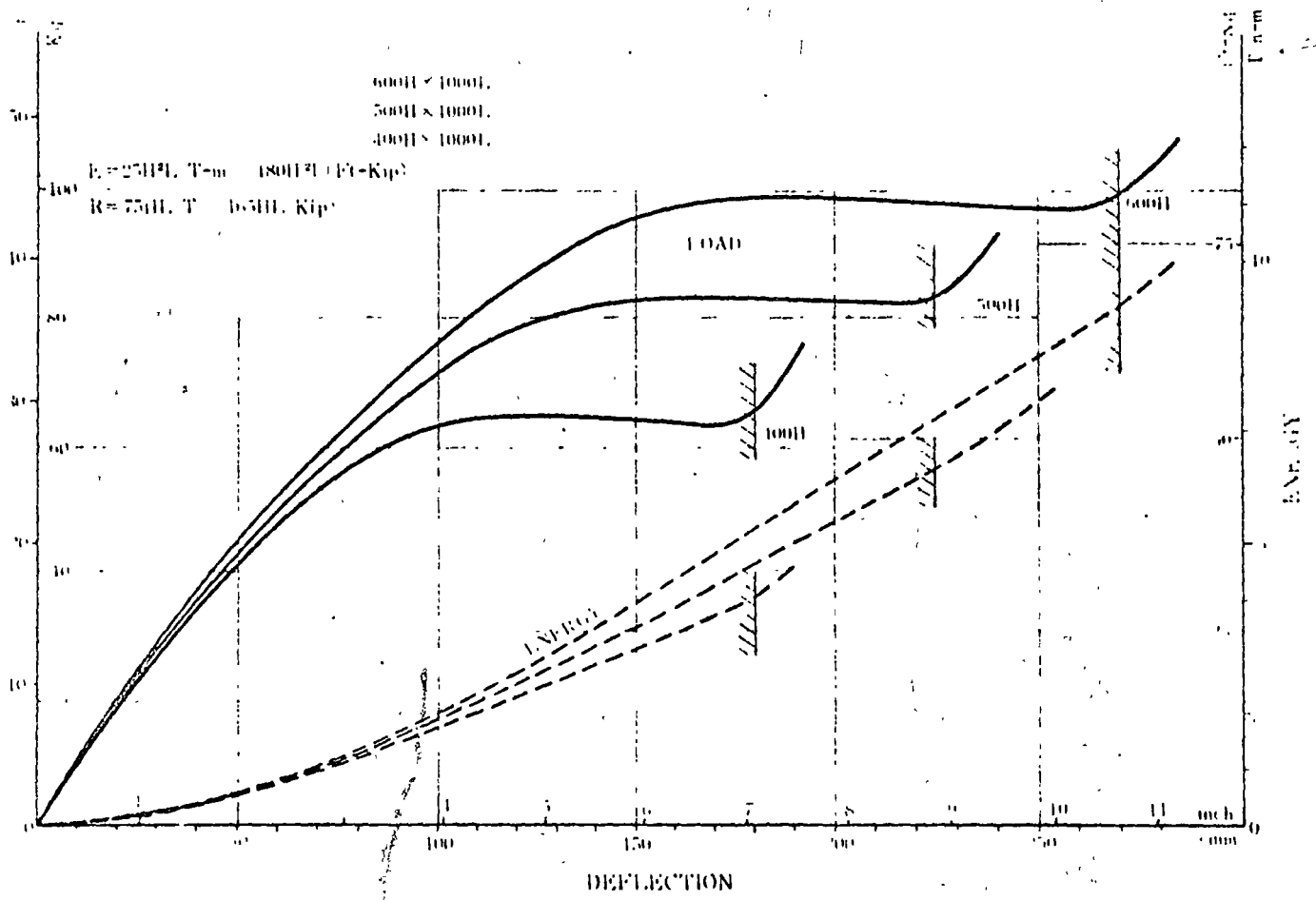
400H



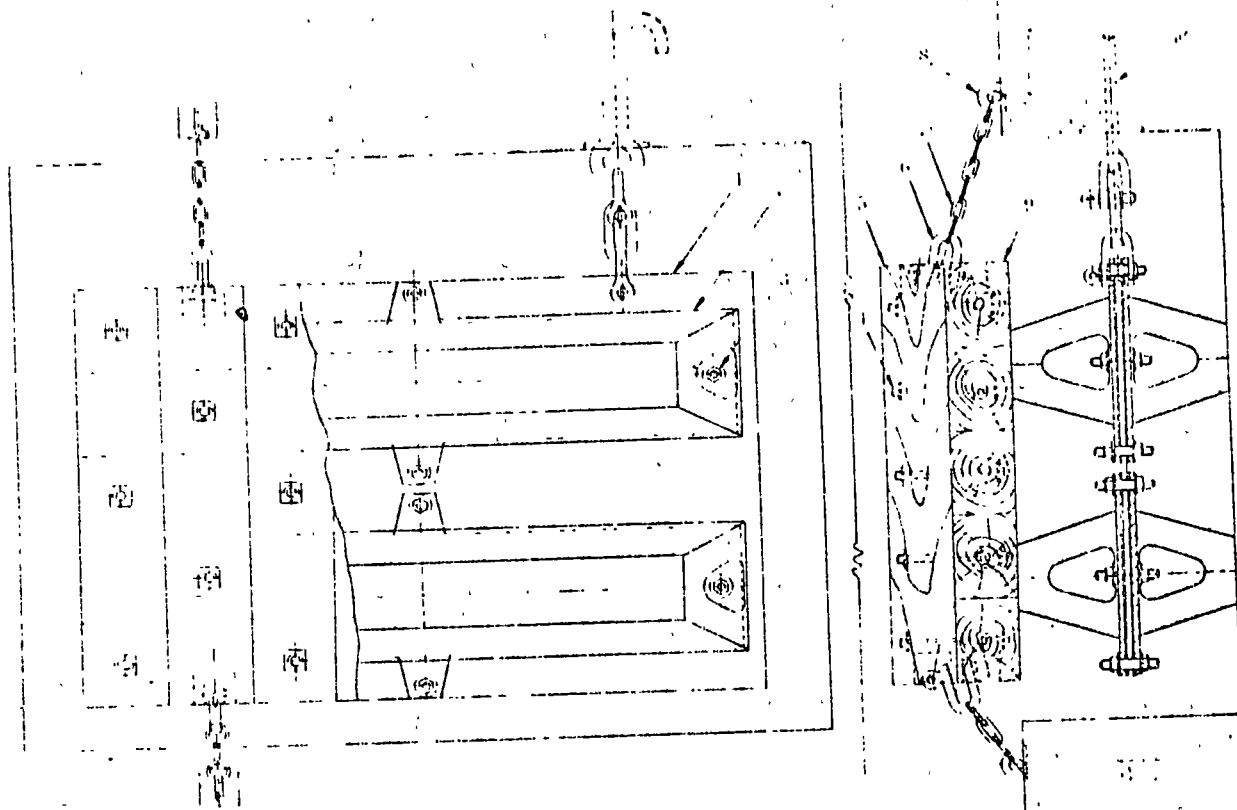
Kokusai Futeh at Yokohama
V1000H X 1600L INSIDE
V400H X 2800L OUTSIDE



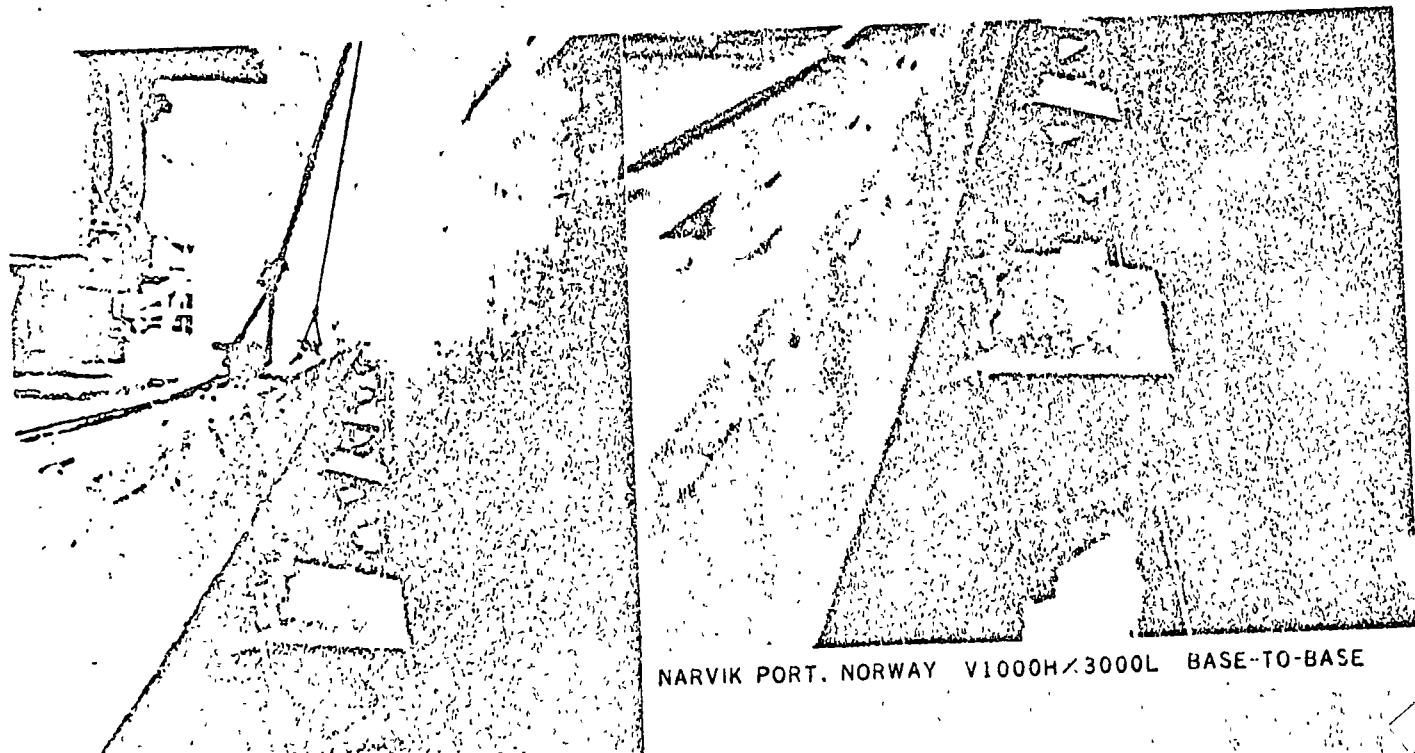
CHARACTERISTIC CURVES OF 600H, 500H, & 400H



BASE-TO-BASE DOCK FENDER UNIT PLAN



No		No	
1	Steel plate	6	Shackles
2	Rubber Dock Fenders	7	Shot-link chain
3	Fender binding bolts	8	Anchor bolt
4	Wooden block binding bolts	9	Wooden blocks
5	Wooden blocks	10	Anchor bolt



NARVIK PORT, NORWAY V1000H/3000L BASE-TO-BASE

C I M E N T A C I O N E S .-

- I. INTRODUCCION
- II. TIPOS DE CIMENTACIONES
- III. CAPACIDAD DE CARGA EN LOS SUELOS
- IV. CIMENTACIONES POCO PROFUNDAS
- V. CIMENTACIONES PROFUNDAS
- VI. ANEXOS:
 - Procedimiento de diseño de pilotes cargados lateralmente;
 - Fórmulas para hincado de pilotes
 - Procedimientos para el hincado de pilotes
 - Pruebas de carga sobre pilotes

1. INTRODUCCION.

Las interrogantes principales que surgen en el diseño de las cimentaciones podrían resumirse en:

- 1.- ¿Qué tipo de cimentación es conveniente utilizar?
- 2.- ¿Qué dimensiones debe tener para que su comportamiento sea satisfactorio durante su vida útil?
- 3.- ¿Cuál es la profundidad de desplante adecuada?
- 4.- ¿Cuál es el procedimiento de construcción más adecuado?
- 5.- ¿Cuánto va a costar y en qué tiempo se puede construir?
- 6.- ¿Qué riesgos se pueden presentar durante la construcción y vida útil de la estructura al adoptar determinada solución?
- 7.- ¿Qué riesgos son convenientes aceptar?

Para contestar estas interrogantes es necesario poder contar con la información preliminar necesaria, a saber:

a) Características del subsuelo:

Propiedades Físicas

Propiedades Índice

Propiedades Hidráulicas

Propiedades Mecánicas

Estratigrafía

Clasificación de los Suelos

b) Características de la Estructura:

Geometría

Cargas y su Distribución

Requerimientos del diseño:

Asentamientos y giros tolerables. Profundidades mínimas de desplante (sótanos), etc.

- c) Características del equipo y materiales disponibles para la construcción.
- d) Información general acerca del sitio en donde se hará la construcción.

A partir de estos datos el ingeniero está en condiciones de identificar el problema y con las herramientas proporcionadas por su experiencia y el conocimiento de la mecánica de los suelos, puede definir las alternativas de cimentación más adecuadas. Posteriormente, utilizando diferentes criterios de cálculo, procede a desechar las alternativas menos adecuadas y a afinar la definitiva.

El análisis de los riesgos que puedan afectar a la estructura y aquellos que son convenientes de aceptar, se debe basar en una experiencia bien adquirida, en un profundo conocimiento de las limitaciones de la mecánica de los suelos, en la calidad y cantidad de los datos de partida y en el buen juicio del proyectista. En muchas ocasiones es conveniente realizar pruebas de carga que permitan tener una mayor seguridad en el comportamiento de la solución adoptada, así como adquirir una verdadera experiencia para el diseño de las cimentaciones.

II. TIPOS DE CIMENTACIONES.

Se clasifican en:

Cimentaciones poco profundas:

zapatas aisladas
zapatas corridas
losas de cimentación

Cimentaciones profundas:

pilotes
pilas
cilindros
cajones

Por la forma en que sobrecargan al terreno pueden ser:

- Cimentaciones compensadas ∴ Peso tierra excavada = Peso Es-
trutura.
- Cimentaciones sobrecompensadas ∴ Peso tierra excavada > Peso Es-
trutura.
- Cimentaciones parcialmente compensadas ∴ Peso tierra excavada < Peso Es-
trutura.

Por el tipo de terreno en que se apoyará la estructura, en cimentaciones desplantadas en:

- Suelos Granulares
 - boleos
 - gravas
 - arenas
 - limos no plásticos
- Suelos Cohesivos
 - arcillas
 - limos plásticos
- Mezclas de Suelos Granulares y Cohesivos
- Rocas

A su vez, los suelos pueden ser: Suelos Homogéneos y Suelos Estratificados, y también, Suelos Secos y Suelos Saturados parcial o totalmente.

III. CAPACIDAD DE CARGA EN LOS SUELOS:

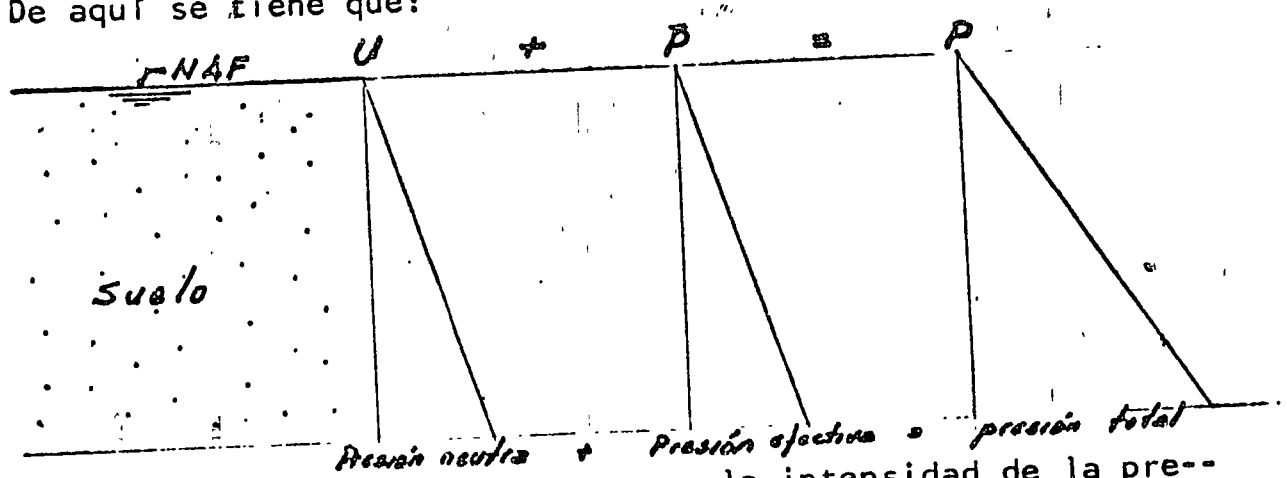
Definiciones:

Presión Total: p , a una profundidad h , cualquiera, es la intensidad de la presión total debida a los pesos del suelo y del agua sobre un plano horizontal a la profundidad h .

Presión Efectiva o Intergranular: \bar{p} , a una profundidad h , cualquiera es la intensidad de la presión que se transmite por medio de los granos del suelo sobre un plano horizontal a la profundidad h .

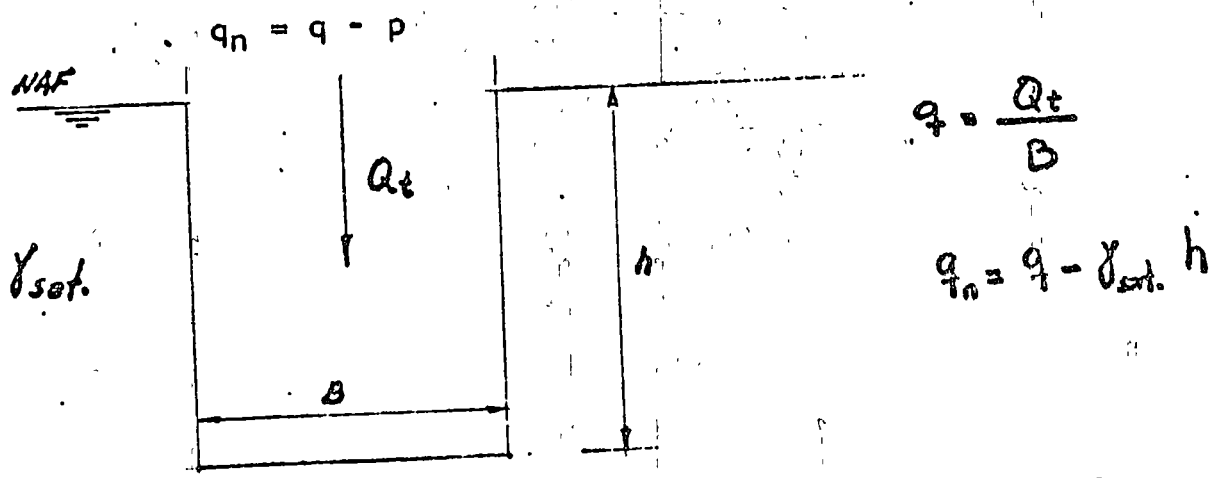
Presión Neutra o Hidrostática: u , es la debida a la acción del liquido o agua.

De aquí se tiene que:



Intensidad de las Cargas: q , es la intensidad de la presión total sobre el terreno bajo los cimientos, una vez que se ha construido o cargado por completo la estructura.

Intensidad neta de las cargas o carga neta, q_n :



Capacidad de Carga Ultima: q_u , es la intensidad de la carga para la cual se produce la falla en el terreno por resistencia al cortante.

Presión de Carga Admisible: q_{adm} , es la máxima capacidad de carga neta admisible del terreno, que toma en cuenta la magnitud y velocidad de los asentamientos, la capacidad de la estructura para resistirlos, así como las incertidumbres de los resultados en los cálculos (Factor de Seguridad). Es por lo tanto función de las condiciones del lugar, así como del proyecto de la estructura y de las incertidumbres de las pruebas realizadas.

Asentamientos Elásticos: Son los que se producen inmediatamente al aplicar cargas, y que son debidos a las propiedades elásticas del suelo.

Asentamientos por Consolidación: Debidos a la consolidación natural del terreno por efecto de las cargas y del secado del mismo.

Asentamientos por Compactación: Bajo cargas dinámicas.

Cálculo de la Capacidad de Carga Admisible:

Se tienen tres procedimientos, a saber:

1. Por medio de correlaciones de las propiedades índice obtenidas, una vez determinado el tipo de suelo que ha sido probado y experimentado lo suficiente, y en el cual las propiedades mecánicas e hidráulicas han sido correlacionadas con sus propiedades índice. Ejemplo: Las arcillas del valle de México.
2. Métodos empíricos, basados en los resultados de ciertos tipos de ensayos realizados in situ sobre el suelo.

Existen dos procedimientos para calcular empíricamente las presiones de apoyo admisible, que son:

- a) Utilizando ciertas tablas elaboradas por diferentes organismos, en las cuales se indican las capacidades de carga admi-

sible, dependiendo de la clasificación y ciertas características del suelo.

b) Por medio de ensayos in situ, como son:

Pruebas de penetración estándar

Pruebas de penetración cónica dinámica

Pruebas de penetración cónica estática, y

Ensayos de carga de placa.

En las tres primeras se correlacionan las características del suelo con un número de golpes especificando qué se ha obtenido en las pruebas realizadas. (Véanse Tablas y Figuras al final)

3. Métodos teóricos, basados en el conocimiento de las propiedades físicas de los suelos, fundamentalmente de las propiedades mecánicas.

En este tipo de método generalmente la muestra obtenida en la exploración se lleva a un laboratorio para ser ensayada; posteriormente, en base a estos ensayos, se aplican las teorías de capacidad de carga dadas por la mecánica de los suelos.

En estos métodos se procede de la manera siguiente:

A) Programación de las pruebas de laboratorio que se realizarán sobre las muestras obtenidas en la exploración. Se trata de representar en el laboratorio, por medio de las pruebas convenientes, el comportamiento del suelo bajo las circunstancias a las que puede quedar expuesto por el efecto de la cimentación de las posibles alternativas.

B) Cálculo de los esfuerzos que las posibles alternativas inducirían al subsuelo.

El cálculo de los esfuerzos inducidos en el terreno de cimentación por las cargas aplicadas, es de interés para dos finali-

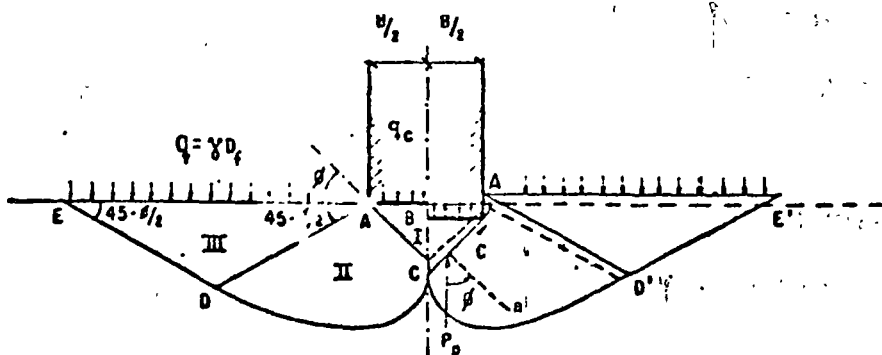
dades: Calcular los esfuerzos verticales para valorar los asentamientos elásticos y de consolidación, así como calcular los esfuerzos cortantes para el análisis de la estabilidad de la obra.

Para el cálculo se utiliza la teoría de la elasticidad que tiene muchas limitaciones teóricas; sin embargo, permite una estimación suficientemente aproximada para los casos prácticos. (Véase Juárez Badillo, Tomo II).

C) Se procede a calcular la capacidad de carga última del suelo por medio de alguna teoría adecuada. Todas las teorías actuales están basadas en la proposición de ciertos mecanismos de falla. Para los problemas prácticos, la que ha dado los mejores resultados es la teoría de Terzaghi.

La teoría de Terzaghi está basada en la solución de Prandtl al problema de la indentación de un sólido rígido en un medio continuo, semi-infinito, homogéneo e isótropo bajo condiciones de deformación plana; esta solución desarrollada en el marco de la teoría de la plasticidad, supone al medio rígido-plástico perfecto.

Terzaghi define como cimiento poco profundo a aquel en que el ancho B es igual o mayor que la profundidad de desplante, y propone el mecanismo de falla siguiente



Mecanismo de falla de un cimiento continuo poco profundo según Terzaghi

y a partir de su análisis llega a la fórmula siguiente:

$$q_u = c N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

Donde:

- c.- cohesión
- γ .- peso efectivo del suelo
- D_f .- profundidad de desplante
- B.- ancho del cimiento
- N_γ , N_q y N_c .- coeficientes adimensionales que dependen sólo de la fricción interna del suelo, o sea, del valor de ϕ ; para su cálculo se utiliza la gráfica que se incluye al final.

Esta fórmula se utiliza también para el cálculo de cimientos profundos.

Debido a que ha sido observado que para suelos granulares compactos Terzaghi da valores muy bajos, Meyerhoff y Vesic, entre otros, proponen fórmulas que son del mismo tipo que la de Terzaghi, pero que difieren en la magnitud de los valores de N_c , N_q y N_γ . Estos factores se obtienen también de gráfica (Véase referencia).

Las anteriores fórmulas permiten calcular la capacidad última por punta, para calcular la capacidad por fricción en cimientos profundos es conveniente utilizar el criterio propuesto por Tomlinson, el cual da una tabla para calcular los valores de adherencia entre el cimiento y el suelo. (Véase Tabla al final)

Para suelos cohesivos se ha visto que el criterio de Skempton es el más conveniente, propone la siguiente expresión:

$$q_c = c N_c \quad \therefore \phi = 0$$

Donde: N_c .- se obtiene de una gráfica que se muestra al final.

d).- Una vez que se ha calculado la capacidad de carga última, se procede a estimar la presión de carga admisible, la que será función de los asentamientos que puede tolerar la estructura.

Los asentamientos totales y los elásticos, en general no son de peligro para la estructura; como puede observarse con los asentamientos totales tan fuertes que ha sufrido el subsuelo de la ciudad de México. Como los asentamientos elásticos son inmediatos a las aplicaciones de las cargas pueden absorberse fácilmente durante el periodo de construcción.

Para el cálculo de los asentamientos y expansiones elásticas se utilizan los criterios de Midlin.

Para el análisis de los asentamientos por consolidación, se procede a lo siguiente:

Análisis de la distribución de esfuerzos efectivos iniciales en la masa del suelo.

Cálculo de la distribución del incremento de esfuerzos efectivos verticales inducidos por la carga de cimentación.

Cálculo de los asentamientos provocados por la carga de la cimentación. Se utiliza para esto, la teoría de la consolidación unidimensional propuesta por Terzagui.

El procedimiento simplificado es el siguiente:

Cálculo ^{de asentamientos} totales primarios debidos a consolidación, por medio de las formulas:

$$\Delta H = m_v \times P \times H$$

Donde:

ΔH = asentamiento total.

H = espesor del estrato considerado.

m_v = módulo de variación volumétrica.

$$m_v = \frac{a_v}{1+e}$$

a_v = coeficiente de compresibilidad.

$$a_v = \frac{de}{d\bar{p}} = \frac{e - e_0}{\bar{p} - \bar{p}_0}$$

Cálculo de la velocidad de los asentamientos.

Se procede a calcular los grados de consolidación (10, 20, ..., 80, 90 y 100 por ciento) por medio de la fórmula:

$$U = \frac{S_t}{\Delta H} \times 100 (\%)$$

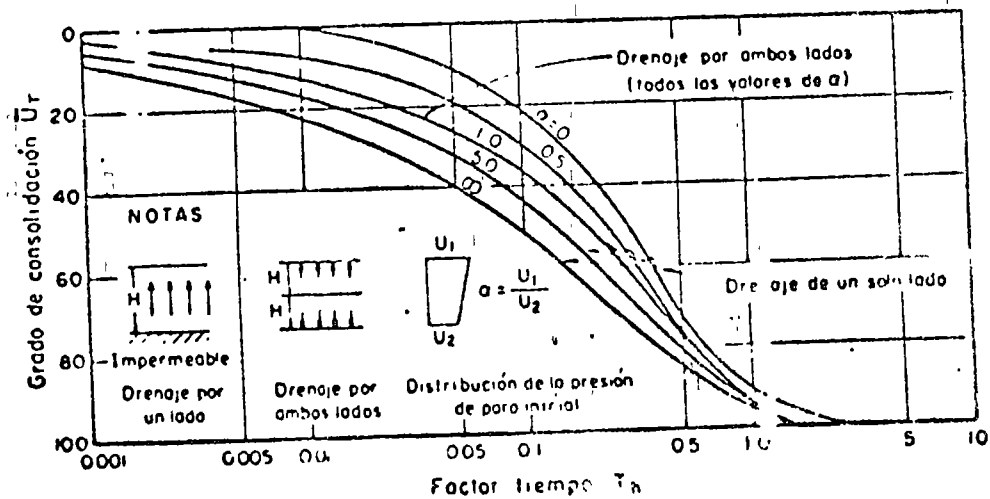
Donde:

U = grado de consolidación

S_t = Asentamiento en un tiempo x, que se determina como se explica a continuación.

A partir de los resultados obtenidos en las pruebas de laboratorio realizadas sobre la muestra del suelo representativa, se dibuja una gráfica U - T, en donde T es denominado factor tiempo. La gráfica es del tipo:

Factor tiempo para análisis de consolidación. Consolidación con drenaje vertical. Carga instantánea



Aplicando la fórmula siguiente, pueden determinarse los tiempos en los que ocurrirán los asentamientos a determinado grado de consolidación.

$$t_u = \frac{H_e^2}{C_v} T_u$$

Donde:

H_e = espesor efectivo del estrato, que toma en cuenta sus condiciones de drenaje.

C_v = coeficiente de consolidación, que es constante durante todo el proceso de consolidación primaria. Se calcula a partir de los datos de laboratorio.

Para el cálculo de las consolidaciones secundarias, aún no existe un criterio adecuado. Vease Juárez Badillo y A. Rico, tomo II.

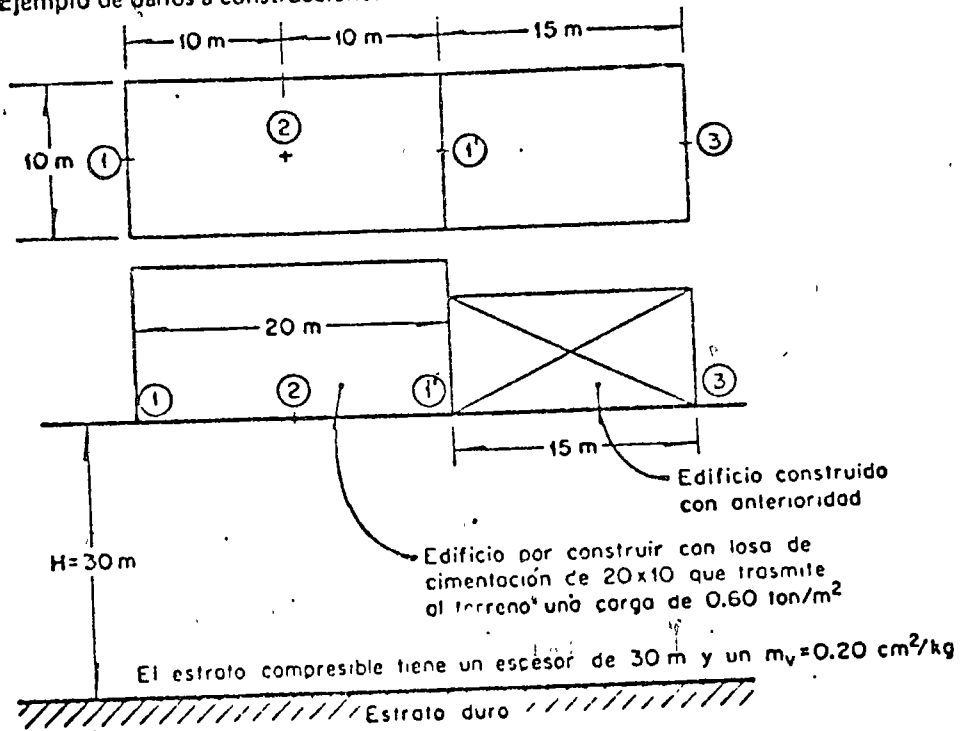
Con el objeto de determinar los asentamientos diferenciales de la estructura se debe repetir el cálculo de los asentamientos totales para diferentes puntos del área cargada. A partir de los valores de los asentamientos así calculados, en distintos puntos de la estructura, se trazará la gráfica del perfil de asentamientos superficiales del área cargada y de las construcciones vecinas. Debiendo verificarse que los asentamientos totales y diferenciales que ocurran durante la construcción y vida útil de la obra, no afecten su estabilidad ni de las construcciones vecinas, ni alteren su funcionamiento.

Como los asentamientos son función de la presión efectiva que induce en el terreno, es posible limitar esta presión de tal manera que los asentamientos que causen sea tolerables.

A continuación se presenta un ejemplo:

Asentamientos diferenciales tolerables de las estructuras.

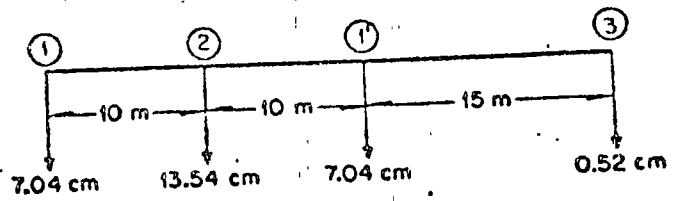
Ejemplo de daños a construcciones vecinas



Utilizando la carta de Newmark (ver Ad 1.3) para conocer el incremento de esfuerzo a distintas profundidades, y aplicando la ecuación

$$\Delta H = m_v \Delta_p H$$

se obtienen los siguientes resultados



En cuanto los asentamientos diferenciales que son los que pueden causar un perjuicio serio a las estructuras, se puede comentar lo siguiente:

El asentamiento diferencial entre las partes de la estructura puede ocurrir como consecuencia de:

- 1.- Variaciones en las propiedades y geometría de los estratos del suelo. Una parte de la estructura puede quedar apoyada en un suelo compresible y la otra en un material incompresible. También el estrato compresible puede ser de un espesor variable, y por lo tanto los asentamientos también serán variables.
- 2.- Variaciones en las cargas de cimentación. El asentamiento depende de la carga que se induce al subsuelo.
- 3.- Grandes áreas cargadas con cimentaciones flexibles.
- 4.- Diferencias en el tiempo de construcción de las partes adyacentes a la estructura.
- 5.- Historia de las cargas aplicadas al terreno en toda el área abarcada por la cimentación. Ejemplo: Una parte del área pudo haber sido ocupada por una estructura pesada que haya sido demolida; o bien, en un terreno en pendiente puede ser necesario eliminar un espesor considerable del terreno, por lo que se tendrán variaciones en las cargas de preconsolidación que necesariamente repercutirán en los asentamientos totales.

A fin de reducir los asentamientos totales y relativos a un valor tolerable, puede adoptarse una combinación o uno de los métodos siguientes:

- 1.- Proveer a la estructura de una cimentación rígida por medio de trabes y losas, o bien por medio de trabes profundas en dos o tres direcciones, apoyadas en zapatas.

- 2.- Realizar una cimentación con excavación lo suficientemente profunda para que la extracción de tierra reduzca la presión neta de carga sobre el suelo (cimentaciones compensadas).
- 3.- Transmitir la carga de cimentación a estratos más profundos y menos compresibles, por medio de pilotes, cilindros o pilas.
- 4.- Disponer de mecanismos especiales en la cimentación, a fin de renivelar los desplazamientos (pilotes de control).
- 5.- Colocando cargas adicionales con lastre en los lugares convenientes.

5) Se procede a analizar todos los problemas que se presentarán durante la construcción de la cimentación.

IV. CIMENTACIONES POCO PROFUNDAS.

Zapatas:

a).- Zapatas desplantadas en arenas. La mínima profundidad de desplante será de 50 cm. Su capacidad de carga se calculará como se indicó, tomando un factor de seguridad mínimo de 3. El asentamiento total de la zapata de ancho mayor no deberá sobrepasar de 5 cm, tomando en cuenta para la distribución de cargas la posible influencia de las zapatas vecinas. Puede resultar excesivo este valor del asentamiento total para el caso de cimentaciones de maquinaria delicada.

No se recomienda cimentar una estructura con zapatas aisladas en el caso de un subsuelo arenoso de compacidad errática, o en arenas finas sueltas, saturadas o nó.

Al analizar la estabilidad de las zapatas, se tomarán en cuenta la localización y la variación del nivel freático, la com

pacidad relativa de la arena, el ancho de la zapata y la profundidad de desplante de la misma.

b).- Zapatas desplantadas en arcillas.- La profundidad de desplante debe ser, en este caso, mayor que el espesor del material afectado por los cambios estacionales de humedad.

La capacidad de carga puede calcularse como se indicó, tomando un factor de seguridad mínimo de 3. El valor de la cohesión "c" utilizado para este cálculo será igual al valor promedio de la cohesión del suelo localizado hasta una profundidad B por debajo de la base de la zapata de ancho ω . En caso de que existan estratos blandos localizados a profundidades aún mayores que B bajo la base de la zapata, será preciso que la presión inducida en la frontera superior de estos estratos no exceda a la capacidad de carga del material blando.

El cálculo del asentamiento bajo cada zapata se puede efectuar conforme a lo indicado.

c).- Zapatas desplantadas en limos.- Este tipo de cimentaciones es sumamente delicado y la experiencia acumulada al respecto es pobre.

En zonas sísmicas, los limos saturados pueden sufrir un proceso de licuación, de nefastas consecuencias para la cimentación.

Si el número de golpes N obtenido en una prueba de penetración estándar, realizada en el sitio es menor de diez, no se puede desplantar la cimentación en zapatas. En caso de que N sea mayor de 10, se calculará la capacidad de carga por medio de la teoría de Terzaghi, tomando un factor de seguridad mínimo de 3.-

Los asentamientos por consolidación se deberán determinar - con base en pruebas de consolidación realizadas en laboratorio - con muestras en estado natural y saturadas posteriormente.

Las cimentaciones superficiales desplantadas en el limo deben protegerse para evitar cualquier posible tubificación del terreno de cimentación.

Losas de Cimentación:

El uso de las losas de cimentación resulta apropiado cuando la suma de las áreas de las zapatas que serían necesarias para transmitir la carga de la estructura sobrepasa el 50% del área total de la cimentación, o bien, con objeto de reducir los asentamientos diferenciales, cuando el material de cimentación es heterogéneo. También se recomienda su uso en terrenos de cimentación compresibles, con el fin de reducir los asentamientos totales, desplantando la losa a cierta profundidad; en tal caso, la cimentación se denomina "parcial o totalmente compensada".

a) Losas de Cimentación Desplantadas en Arenas.- Si el número de golpes N en una prueba de penetración estándar es menor de 5, será preciso compactar el material de cimentación en la zona de influencia de las cargas hasta que alcance un valor de N igual o superior a 10 para poder desplantar con seguridad la estructura sobre una losa de cimentación. La profundidad mínima de desplante será de 2 m. La capacidad de carga de una losa desplantada en arenas, se calcula de acuerdo con lo indicado por los coeficientes N_1 y N_2 se obtienen en este caso a partir de los resultados de una prueba de penetración estándar.

Para determinar la capacidad de carga de una losa de ancho B desplantada en arena, se puede utilizar la siguiente ecuación aproximada: (q_a , en kg/cm^2). $q_a = \frac{N-3}{5.5} + \gamma D_f$

Los asentamientos totales permisibles son de 5 cm, y el diseño estructural de la losa se desarrolla con base en el cálculo de las presiones de contacto suelo-losa. Puede, sin embargo, resultar excesivo este valor del asentamiento total para el caso de cimentaciones de maquinaria delicada.

b) Losas de Cimentación Desplantadas en arcillas.- La profundidad de desplante debe ser mayor que el espesor del material afectado por los cambios estacionales de humedad.

La capacidad de carga de las losas desplantadas en arcillas se calculará, como ya se indicó, con un factor de seguridad mínimo de 3.

Los asentamientos totales y diferenciales se calcularán siguiendo las recomendaciones que se dieron anteriormente.

Cuando los asentamientos calculados sobrepasen a los permisibles o la capacidad de carga calculada resulte insuficiente, se aumentará la profundidad de desplante convirtiendo la cimentación a parcial o totalmente compensada; en esa forma se sustituye parcial o totalmente el peso de la estructura por el peso del suelo extraído. Si el nivel freático queda por encima de la losa y no puede asegurarse la impermeabilidad de la cimentación, se ha de utilizar en los cálculos el valor del peso volumétrico del suelo en estado sumergido para el material localizado por debajo del nivel freático.

En el cálculo de los asentamientos de las cimentaciones profundas se tomarán en cuenta las posibles expansiones durante la excavación.

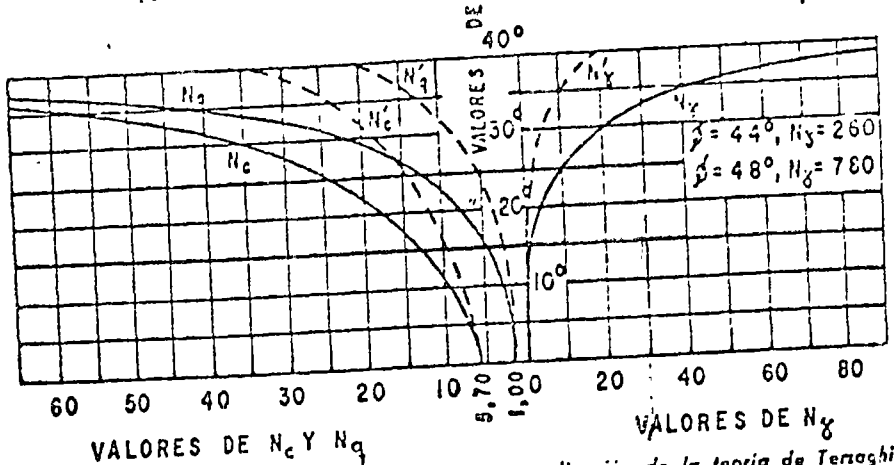
c) Losas de Cimentación Desplantadas en Limos.- Las recomendaciones en este caso son idénticas a las indicadas para el caso de las zapatas desplantadas en limos.

CAPACIDADES MÁXIMAS DE CARGA ADMISIBLE PARA CIMENTACIONES HORIZONTALES A 60 cm DE PROFUNDIDAD BAJO LA SUPERFICIE DEL TERRENO, SOMETIDAS A CARGAS VERTICALES ESTÁTICAS

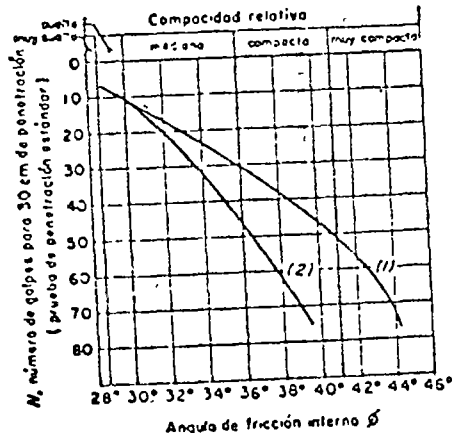
Tipos de rocas y suelos		Máxima capacidad de carga admisible kg/cm^2		Notas	
I Rocas	1	Rocas ígneas y gneissicas de sólida naturaleza	100	Debe comprobarse después de la inspección	
	2	Areniscas duras y piedras calizas muy estratificadas.	40		
	3	Esquistos y pizarras	30		
	4	Pizarras duras, esquistos de barro y areniscas blandas.	20		
	5	Pizarras arcillosas	10		
	6	Caliza dura y sólida	6		
	7	Areniscas y piedra caliza de capas muy finas.		
	8	Rocas ampliamente resquebrajadas			
II Suelos no cohesivos			<i>Secas Inundadas</i>	Anchura de cimentación (B) no inferior a 90 cm «Secas» quiere decir que el nivel del agua del terreno se encuentra a una profundidad no inferior a B bajo la base de cimentación	
	9	Arenas compactas bien graduadas y mezclas de grava-arena	4-6		2-3
	10	Arenas sueltas bien graduadas y mezclas de grava-arena	2-4		1-2
	11	Arenas compactas y uniformes	2-4		1-2
	12	Arenas sueltas y uniformes	1-2	0,5-1	
III Suelos cohesivos	13	Arcillas glaciares muy firmes y arcillas duras con estructura esquistos	4-6	Este grupo es susceptible a un asentamiento de consolidación a largo plazo Se determina después de la investigación	
	14	Arcillas firmes y arcillas arenosas	2-4		
	15	Arcillas relativamente firmes y arcillas arenosas	1-2		
	16	Arcillas blandas y limos	0,5-1		
	17	Arcillas muy blandas y limos	0,5-nada		
IV	18	Turba.		Se determina después de la investigación	
V	19	Terreno artificial		Se determina después de la investigación	

Consistencia	No. de golpes, N	Resistencia a la compresión simple, q_s
		Kg/cm^2
Muy blanda	< 2	< 0.25
Blanda	2-4	0.25-0.50
Media	4-8	0.50-1.0
Firme	8-15	1.0 -2.0
Muy firme	15-30	2.0 -4.0
Dura	> 30	> 4.0

TABLAS ELABORADAS POR TERZAGUI PARA EL CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA EN ARENAS

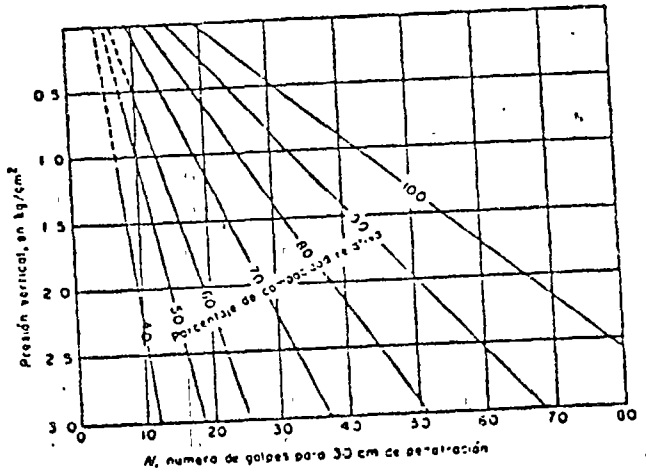


Factores de capacidad de carga para aplicación de la teoría de Terzaghi



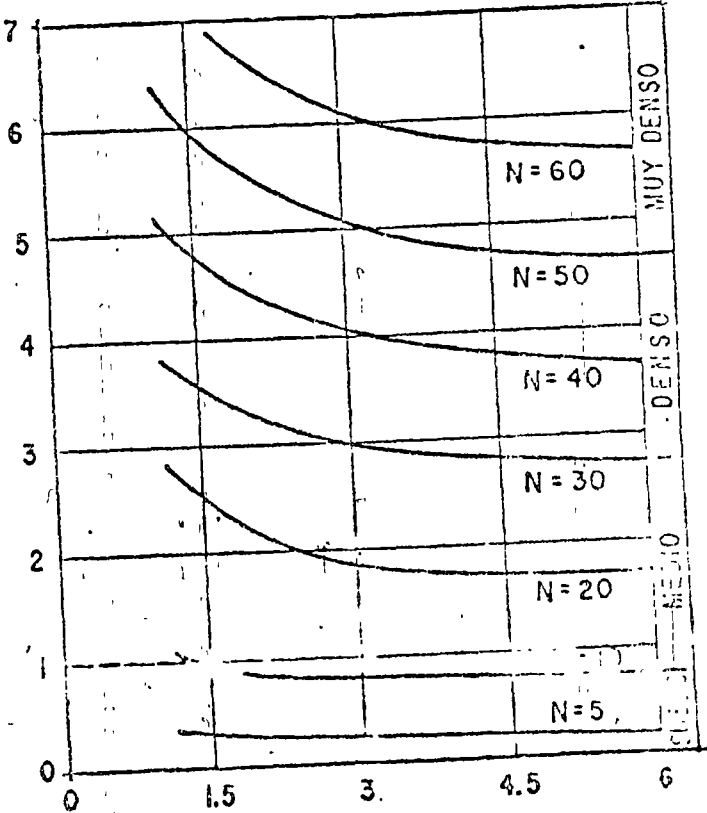
- (1) Relación para arenas de grano angular o redondeado de mediano a grueso
- (2) Relación para arenas finas y para arenas limosas

Correlación entre el número de golpes para 30 cm de penetración estándar y el ángulo de fricción interna de las arenas



Relación entre la penetración estándar, la presión vertical y la compacidad relativa para arenas (según ref. 3)

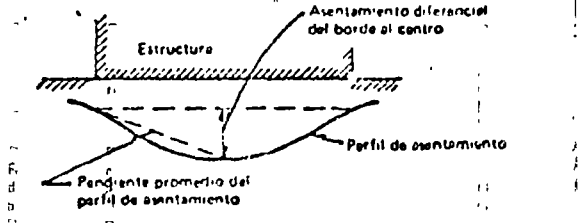
PRESION DE CONTACTO Kg/cm²
(ASENTAMIENTO NO MAYOR QUE 2.5 cm.)



ANCHO DE LA ZAPATA, B, EN m.

Presión de contacto correspondiente a asentamientos de 2.5 cm. (1") para zapatas en arena

Asentamientos diferenciales tolerables en las estructuras

Tipo de estructura	Asentamiento diferencial tolerable	Observaciones
Tanques estacionarios de acero para almacenamiento de petróleo o algún otro fluido Extremo fijo Extremo móvil	(Unidades en radianes de la pendiente del perfil de asentamiento) 0.008 0.002 a 0.003 (dependiendo de los detalles de la tapa flotante)	Valores aplicados a tanques sobre base flexible. Las losas rígidas para la base no permitirán los asentamientos sin fisuramiento y pandeo local.
Guías para grúas móviles	0.003	Valor tomado longitudinalmente a lo largo de la guía. El asentamiento entre guías generalmente no riga el problema.
Losa de cimentación circular o zapatas anulares rígidas para estructuras rígidas estables y altas como torres, silos, tanques de agua	0.002 (pendiente transversal de cimentaciones rígidas)	
Tuberías forzadas de concreto con juntas.	0.015 (variación del ángulo en una junta en radianes)	La máxima variación angular en la junta es generalmente de 2 a 4 veces el promedio de las pendientes del perfil de asentamiento. El daño a la junta depende de la extensión longitudinal.
Estructuras de acero de 1 ó 2 plantas armaduras para techo, almacenes con muros flexibles	0.006 a 0.008	La presencia de grúas móviles y de líneas de transmisión pueden limitar el asentamiento tolerable.
Casas de 1 ó 2 plantas con muros de carga de ladrillo y estructuras ligeras	0.002 a 0.003	Valores mayores son tolerables si la mayor parte del asentamiento ocurre antes de completar el acabado interior.
Estructuras con acabado interior o exterior relativamente insensible, como mampostería en seco, paneles móviles o de vidrio	0.002 a 0.003	Desperfectos en la estructura pueden limitar los asentamientos tolerables.
Estructuras con acabado interior o exterior sensible, como yeso, piedra ornamental, teja.	0.001 a 0.002	Valores mayores son tolerables si la mayor parte del asentamiento ocurre antes de terminar la obra.
Estructuras rígidas de concreto armado de varias plantas sobre losa de cimentación estructurada de \pm 1.20 m de espesor.	0.0015	Daños al acabado interior o al exterior puede limitar los asentamientos tolerables.
	<p>El asentamiento diferencial tolerable es expresado en términos de la pendiente del perfil de asentamiento.</p> <p>Valor de 0.001 = 1 cm de asentamiento diferencial en 9.60 m de distancia.</p> <p>Valor de 0.008 = 8 cm de asentamiento diferencial en 9.60 m de distancia.</p>	

"Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures", Design Manual, *Navdocks, DM-7, Department of the Navy Bureau of Yards and Docks, pp 71-6-8, table 13-1.*

Cálculo de los asentamientos debidos a consolidación, para cimentaciones superficiales y suelos normalmente consolidados

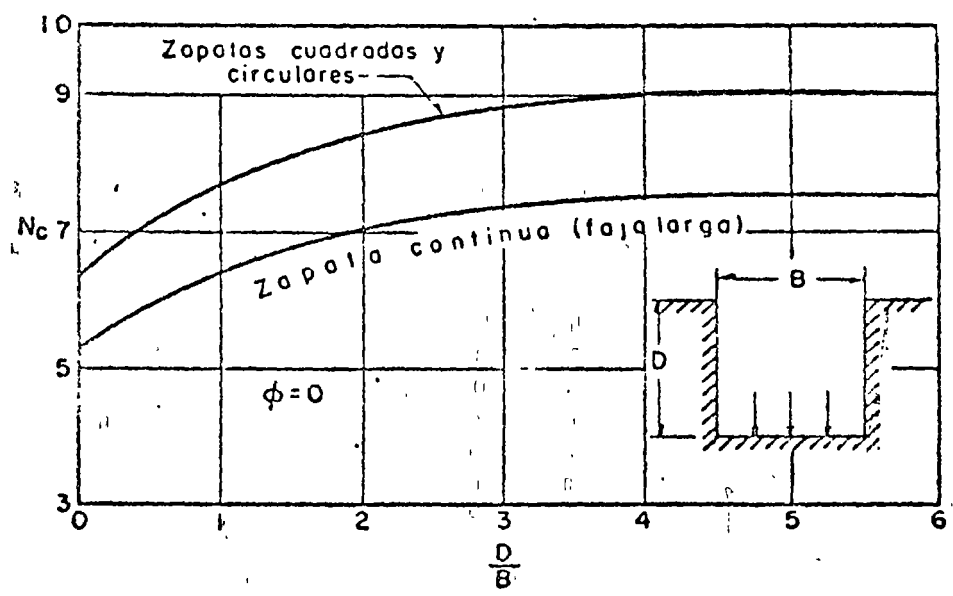
	Perfiles del terreno	Perfiles de esfuerzos totales verticales	Perfiles de esfuerzos efectivos verticales	Asentamiento (Δh)
<p>Estado inicial Por ser normalmente consolidado el suelo, la presión P_0 en el punto central del estrato compresible coincide con la presión de consolidación P_c determinada en laboratorio para una muestra localizada a esta misma profundidad</p>				
<p>Abatimiento del nivel freático</p>				$\Delta h = m_v h_3 (P_1 - P_0)$ Siendo m_v el módulo de compresibilidad volumétrica del suelo en el intervalo virgen
<p>Excavación</p>				$\Delta h = m_v h_3 (P_2 - P_1)$ Siendo m_v el módulo de compresibilidad volumétrica del suelo en el intervalo de descarga
<p>Sobrecarga aplicada</p>				<p>Si $P_3 > P_1$ $\Delta h = m_v (P_3 - P_1) h_3 + m_v (P_1 - P_2) h_3$ Si $P_3 < P_1$ $\Delta h = m_v (P_3 - P_2) h_3$</p> <p>$\Delta p$ es el incremento de esfuerzos verticales ocasionado por la sobrecarga</p>

Capacidad de carga en suelos arcillosos (Método de Skempton)

Quando $\phi = 0$ (suelos cohesivos) $\frac{D}{B}$ variable

- B ancho de la zapata
- c resistencia promedio al esfuerzo cortante
- D profundidad de la excavación
- L longitud de la zapata
- N_c factor de capacidad de carga
- q_D capacidad de carga
- γ peso volumétrico del material excavado

$$q_D = cN_c + \gamma D$$



Quando se tienen zapatas rectangulares, el factor de capacidad de carga, N_{cr} , se puede calcular a partir del factor de capacidad de carga de una faja larga, N_{cf} , de la manera siguiente:

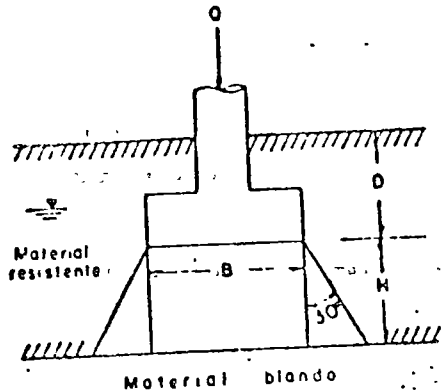
$$N_{cr} = \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) N_{cf}$$

El promedio de resistencia al esfuerzo cortante puede ser usado en el calculo sólo si, a una profundidad B bajo la cimentación, la resistencia al esfuerzo cortante no difiere en ± 50 por ciento de dicho promedio.

A. W. Skempton, "The Bearing Capacity of Clays", Buildings Research Congress, Division I, No 180, Londres (1951)

Capacidad de carga de una zapata poco profunda o de un grupo de pilotes de punta desplazados en material resistente sobreyacente a material blando

a) Zapata poco profunda



B ancho de la zapata

L longitud de la zapata

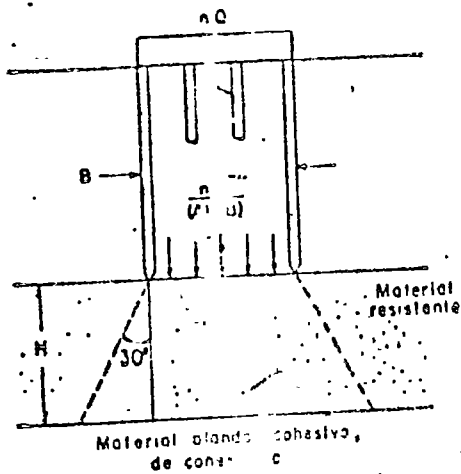
Q carga total aplicada a la zapata

So debe verificar que

$$\frac{Q}{(B + 1.16H)(L + 1.16H)} <$$

al valor de la capacidad de carga última del material blando

b) Grupo de pilotes de punta



A largo del grupo de pilotes

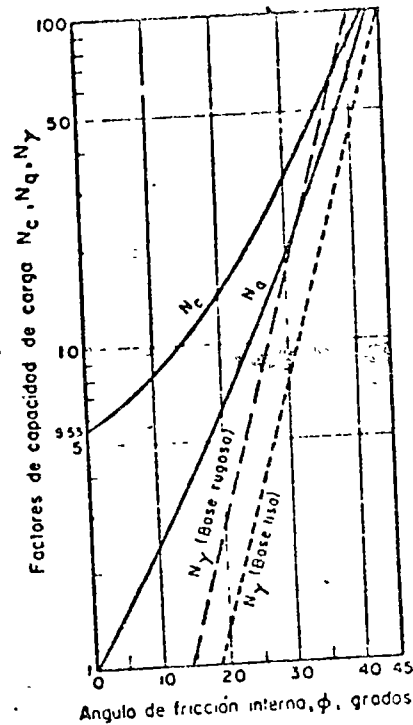
B ancho del grupo de pilotes

nQ carga del grupo de pilotes

$$\frac{nQ}{(B + 1.16H)(A + 1.16H)} < 1.3 cN_c$$

Siendo N_c el factor de carga de la solución dada por A. W. Skempton (Ver Ad 1.14)

Capacidad de carga última de zapatas poco profundas con cargas centradas



Q_{últ} capacidad última de carga

zapata continua, caso general

$$Q_{últ} = q' + q''$$

q' porción de capacidad de carga suponiendo que el suelo de cimentación no pesa

$$q' = CN_c + \gamma DN_q$$

q'' porción de capacidad de carga debido al peso del suelo de cimentación

$$q'' = \gamma \frac{B}{2} N_\gamma$$

$$Q_{últ} = CN_c + \gamma DN_q + \gamma \frac{B}{2} N_\gamma$$

Zapata cuadrada o rectangular

$$Q_{últ} = CN_c \left(1 + 0.3 \frac{B}{L}\right) + \gamma DN_q + 0.4 \gamma BN_\gamma$$

Zapata circular: radio = R

$$Q_{últ} = 1.3 CN_c + \gamma DN_q + 0.6 \gamma RN_\gamma$$

Para suelos de cimentación sin cohesión (c=0)

Zapata continua

$$Q_{últ} = \gamma DN_q + \frac{\gamma B}{2} N_\gamma$$

Zapatas cuadradas o rectangulares

$$Q_{últ} = \gamma DN_q + 0.4 \gamma BN_\gamma$$

Zapata circular

$$Q_{últ} = \gamma DN_q + 0.6 \gamma RN_\gamma$$

Para suelos de cimentación cohesivos ($\phi = 0$)

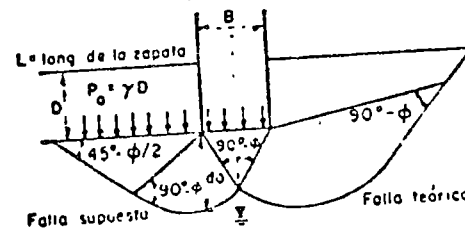
Zapata continua

$$Q_{últ} = CN_c + \gamma D$$

Zapata cuadrada o rectangular

$$Q_{últ} = CN_c \left(1 + 0.3 \frac{B}{L}\right) + \gamma D$$

Zapata circular $Q_{últ} = 1.3 CN_c + \gamma D$



HIPOTESIS

1. $D \leq B$
2. El suelo es uniforme a una profundidad $d_0 > B$
3. El nivel freático más bajo que d_0 por debajo de la base de la zapata
4. Carga vertical concéntrica
5. La fricción y adhesión sobre los lados verticales de la zapata se desprecian
6. Suelo de cimentación con propiedades c, ϕ, γ

G. G. Meyerhof, "Influence of Roughness of Base and Ground Water Condition on the Ultimate Bearing Capacity of Foundations", *Geotechnique, Institution of Civil Engineers, Londres (1955)*

G. G. Meyerhof, "Influence of Roughness of Base and Ground Condition on the Ultimate Bearing Capacity of Foundations", *Geotechnique, Institution of Civil Engineers, Londres (1955)*

V. CIMENTACIONES PROFUNDAS.

Cuando el terreno de cimentación es blando y poco resistente y la estructura por apoyar en él es pesada, se recurre al empleo de cimentaciones tales que profundizándose en el subsuelo alcancen estratos más firmes capaces de sostenerla sin problemas durante su vida útil. Esto da origen a las cimentaciones profundas.

Los elementos que constituyen las cimentaciones profundas, difieren entre sí por la forma y tamaño de sus secciones rectas. En la práctica se han establecido las siguientes denominaciones:

Pilotes - Elementos muy esbeltos con secciones transversales de 0.30 a 1.00 m. y de forma cuadrada, circular y poliédrica. El material que los forma puede ser madera, concreto ó acero.

Pilas - Elementos de sección llena con secciones transversales comprendidas entre 1.00 m. y 2.00 m. de formas varias y construidos con materiales tales como mampostería y concreto.

NOTA: Esta distinción es restringida, pues para otros, la definición de pila se sujeta a la relación $D/B \geq 4$ los hay además que llaman pila a cualquier elemento intermedio de un puente.

Cilindros - Elementos de mayores dimensiones, que tienen esta forma geométrica, sus dimensiones oscilan entre 3.0 y 6.0 m; siempre son huecos para ahorro de material y peso con un tapón en su punta. Se hacen siempre de concreto.

Cajones - Elementos que difieren de los anteriores - por su forma, son paralelepípedicos. De anchos similares a los cilindros, también huecos y también de concreto.

Generalidades sobre Pilotes, Pilas y Cajones o Cilindros.

Los pilotes se usan como elementos de cimentación cuando se requiere:

- a) Transferir cargas a través de agua ó suelos suaves a un estrato resistente (pilotes de punta).
- b) Transferir cargas a profundidades de un suelo relativamente débil por medio de la fricción lateral desarrollada a lo largo de los pilotes (pilotes de fricción).
- c) Compactar suelos granulares para incrementar su capacidad soportante (pilotes de compactación).
- c) Mantener una cimentación a través de la profundidad de socavación, asegurándola en caso de que el suelo sea erosionado.
- e) Anclar las estructuras sujetas a tensión debido a efectos hidrostáticos ó a momentos volteantes (pilotes a tensión).
- f) Proporcionar anclaje contra empujes horizontales de tablestacas u otros empujes (pilotes de anclaje).
- g) Proteger estructuras en agua de impactos de barcos ó de objetos flotantes.
- h) Resistir fuerzas horizontales o inclinadas.

Las pilas se usan como miembros sujetos a compresión (con una carga axial en su cabeza y una reacción en el fondo). Cuando están diseñados con propiedad, pueden resistir momentos flexionantes. Se usan por las siguientes ventajas.

- a) Se pueden llevar a través de suelos que no permiten el

hincado de pilotes. Las máquinas que perforan el suelo, pueden des -
plantarlas a profundidades hasta de 33 m. en arenas muy compactas y
depósitos de grava (con valores de resistencia a la penetración mayo
res de 100).

b) No produce levantamientos o vibraciones del suelo, co
mo en el caso de hincado de pilotes. Este es un factor decisivo cuan
do hay estructuras adyacentes apoyadas en zapatas o pilotes cortos.

c) Como no hay desplazamiento de material por hincado, el
problema de desviación se elimina.

d) El equipo usado en su construcción es móvil y ligero -
además de operación fácil, luego el costo es generalmente económico.

e) El suelo o roca de apoyo puede ser inspeccionado vi --
sualmente y probado directamente.

f) El equipo de construcción es menos ruidoso que las pi
loteadoras y es útil en zonas de hospitales o similares.

Los cilindros o cajones son empleados en:

- 1.- Apoyos de puentes sobre rios o lagos etc.
- 2.- Construcción de muelles, atracaderos etc.
- 3.- Rompientes de aguas y otras estructuras ----
de protección a playas o litorales.
- 4.- En grandes estructuras tales como casas de -
torres sujetas a pesadas cargas verticales
y horizontales.

Su empleo es más restringido a grandes trabajos de ci
mentación debido a su gran costo de construcción.

PILOTES - Los pilotes pueden clasificarse de acuerdo con su composición o función.

Por su composición:

Madera: natural
tratado con preservativos.

Concreto: precolado
colado en el lugar.

Compuestos: Madera o acero en la parte inferior del pilote y concreto en la parte superior.

Acero : Sección H
Tubo
Tablestaca

Por su función: De punta, de fricción, de compactación, de anclaje, de defensa, de Duques de Alba etc.

Los pilotes de madera tienen una longitud óptima de 9 a 15 m; los máximos esfuerzos de trabajo de 42 kg/cm^2 a 56 kg/cm^2 ; carga máxima de soporte para condiciones usuales 20 Ton. Ventajas: Bajo precio inicial, bajo agua son resistentes a la descomposición y fáciles de maniobrar. Desventajas: difíciles de empalmar, se dañan con hincado pesado, si están intermitentemente sumergidos se pudren fácilmente si no se tratan.

Su uso se recomienda en suelos granulares como pilote de fricción.

Uso común: Estructuras de cimentación temporales, protección de estructuras en agua del daño ocasionado por objetos flotantes.

PILOTES DE CONCRETO- Precolados: Su longitud óptima varía de 12 a 15 m. (de 18 a 33 m. prefabricados); esfuerzos máximos recomendados 17% de la resistencia del concreto a los 28 días pero no más de 40 kg/cm^2 . (en prefabricados misma recomendación, pero no más de 56 kg/cm^2 .); máxima carga en condiciones usuales 90 Ton. (180 Ton en prefabricados) ventajas: Altas capacidades de carga, pueden obtener resistencia a-

la corrosión, resisten fuertes hincados. Desventajas: Difíciles de maniobrar (no los presforzados), alto costo inicial, gran desplazamiento.

Uso común: cimentaciones de puentes, de edificios, en muelles, atracaderos etc.

Coledos en el lugar: Su longitud óptima varía al 12 a 18 m. (recto) y de 4.50 m. a 10.5 M. cónico; esfuerzos máximos recomendados 25% de la resistencia del concreto a los 28 días - con máximo de 70 kg/cm²; carga máxima en condiciones usuales 68 Ton. Ventajas: economía inicial, las secciones cónicas proveen mayor resistencia en estratos granulares, Desventajas: Difícil junteo, no se recomienda el rehincado, considerable desplazamiento.

Uso común en edificios, puentes etc.

Pilotes compuestos: Su longitud óptima varía de 18 m. a 36 m; - esfuerzos máximos recomendados 25% de la resistencia del concreto a los 28 días con máximo de 70 kg/cm²; máxima carga en condiciones usuales 180 Ton. Ventajas: se pueden construir de considerable longitud sin aumentar grandemente el costo. Desventajas: Difícil de obtener buenas juntas entre los dos materiales.

NOTA: El material más débil gobierna la capacidad y los esfuerzos permisibles.

Uso común: Cimentaciones de edificios, puentes donde la parte superior esté sobre el nivel de agua del suelo.

PILOTES DE HCSHO: Su longitud óptima es de 12 a 30 m. ; los esfuerzos máximos recomendados son de 530 kg/cm²; carga máxima en condiciones usuales: máximo esfuerzo permisible por la sección recta; carga recomendable: 35 a 110 Ton. Ventajas: Fáciles de juntar, alta capacidad, pequeño desplazamiento, habilidad para penetrar a través de rocas y estratos cónicos. Desventajas: Vulnerables a la corrosión.

Uso común: Para apoyar grandes estructuras por punta en rocas.

Diseño de las cimentaciones con pilotes.- A continuación se mencionarán las etapas de diseño:

a) Cálculo de las cargas: para calcular la capacidad soportante y para el análisis de los asentamientos. La carga actuante total sobre los pilotes incluirá el peso del cabezal y el suelo sobre el mismo. Si el suelo es nuevo y relleno o si será relleno en el futuro, la carga adicional sobre los pilotes debido a la fricción lateral negativa deberá incluirse.

b) Será necesario contar con un perfil de suelos y conocer las propiedades del subsuelo.

c) Establecer el nivel permanente del N.F.

d) Determinar el tipo y longitud de los pilotes.

e) Determinar la capacidad de carga de los pilotes.

f) Establecer el espaciamiento de los pilotes.

g) Checar los esfuerzos en el estrato inferior.

h) Analizar los asentamientos probables.

i) Diseñar el cabezal de los pilotes.

j) Checar cargas laterales y de tensión.

k) Establecer el criterio de pruebas de carga.

Selección del martillo hincadora: Existe un amplio rango de pesos, tipo y energías de hincado. La elección del tipo de martillo y tamaño para un trabajo dado depende de muchos factores. Generalmente el tamaño es más importante factor que el tipo. Preferiblemente el peso de un martillo será cuando menos la mitad del peso total del pilote y la energía de hincado deberá ser cuando menos una libra-pie por cada libra de peso.

Filas - En los últimos años ha sido de los tipos más populares debido a sus ventajas y a la economía que representa su uso. En edificios, puentes, pasos a desnivel, muelles y bajo otras estructuras pesadas se han empleado, ya sea excavadas a mano con barrenos.

En trabajos pequeños se emplean pilas de concreto (exclusivamente). Pilas reforzadas con acero en la parte superior o en toda su longitud, se emplean de acuerdo con las

condiciones de la carga y del suelo.

Construcción de las Pilas - Esta consiste de los siguientes procedimientos.

- a) Excavación
- b) Colocación del concreto
- c) Inspección.

a) **EXCAVACION:** Se lleve a cabo a mano o con máquina. A mano, reciben el nombre de Pila Chicago o Gow (dependiendo del procedimiento). A máquina, recibe el nombre de pila con barrenos.

Método Chicago: Se excava un pozo cilíndrico, y se colocan tablones contra la excavación, anillos de acero se instalan para soportarlos acunados con madera (entre anillo y tablón). Si el suelo lo permite primero se excava y después se ponen los tablones. El bombeo libre se lleva a cabo para que los hombres trabajen en el fondo. Si el suelo es granular el desarrollo es muy caro y difícil. Finalmente se cuele el concreto contra los anillos de acero y tablones, los que se van sacando.

Método Gow: (En presencia de agua) Se excava a mano, pero se emplean cilindros de acero telescópicos que adelantan el pozo conforme se progresa. A medida que se cuele el concreto se van retirando las secciones de acero.

Con máquina barrenadora: La broca tiene una cara cortadora que sirve para atacar al suelo para avanzar dentro de él, si el suelo es duro y con boleos, se emplean talaeros cortadores o cucharones cortadores, fabricados con metales sólidos.

b) **Colocación del concreto:** Los mayores problemas que se presentan, en la colocación del concreto son la segregación y el colado bajo agua. La segregación se evita empleando un tubo Tremie que guía la caída del concreto fresco. El procedimiento de colado bajo agua debe ser cuidadosamente planeado para evitar la formación de sedimentos de suelo en el fondo antes de la colocación del concreto. El concreto se coloca con un tubo Tremie.

c) **Inspección de la construcción** - Deberán inspeccionar-

se los siguientes puntos:

- 1.- Alineamiento y dimensiones.
- 2.- La capacidad del suelo en el fondo de la pila.
- 3.- La remoción del material vuelto en el fondo de la pila.
- 4.- El riesgo de pérdida de suelo y asentamiento de áreas adyacentes.
- 5.- El procedimiento de la colocación del concreto.

DISEÑO DE PILAS.

Dicho diseño requiere de las siguientes etapas:

- a) Cálculo de las cargas sobre la cimentación. El peso de la pila usualmente no es incluido en las cargas de diseño debido a que la diferencia en el peso total entre la pila de concreto y el suelo remplazado no es grande y no se requiere de este refinamiento.
- b) Establecer el máximo nivel de agua.
- c) Contar con un perfil de suelo, lo suficientemente representativo y con las propiedades del subsuelo para deducir su comportamiento.
- d) Seleccionar el estrato de apoyo y la capacidad permisible.
- e) Checar el peligro de sobre esforzar el suelo de apoyo.
- f) Calcular los probables asentamientos totales.
- g) Checar esfuerzos flexionantes y excentricidades.
- h) Checar esfuerzos debidos a cargas horizontales.
- i) Checar fuerza de tensión.

Cilindros o cajones:

Se clasifican en tres tipos de acuerdo con el método de construcción:

- 1.- Cajones abiertos
- 2.- Cajones neumáticos

3.- Cajones flotantes

1.- Cajones abiertos: La cabeza y el fondo permanecen abiertos durante la construcción. El cajón se hunde en el lugar, desalojando el suelo con cubetas a través del agua. Alcanzada su posición final se deposita un sello de concreto de espesor variable de 1.50 m. a 4.50 m. a través del agua. Una vez endurecido se bombea el cajón y se completa el colado.

Ventajas:

- a) Facilidad para extenderse a grandes profundidades.
- b) Costo de construcción bajo, relativamente.

Desventajas:

- a) El fondo del cajón no puede limpiarse completamente e inspeccionarse.
- b) El sello de concreto colocado en agua no es muy satisfactorio.
- c) Requiere excavación directa a mano (con buzo) bajo las orillas cortadoras.
- d) La construcción es lenta si se encuentran obstrucciones tales como boleos o madera.

Cajones neumáticos: La cabeza del cajón es cerrada y se usa aire comprimido para evitar que entre agua a la cámara de trabajo, así la excavación y el colado se hacen en seco. Alcanzada la profundidad de desplante, la cámara de trabajo se llena de concreto.

Ventajas:

- a) Todos los trabajos se hacen en seco, luego se puede llevar un control del trabajo y de la preparación del fondo de apoyo.
- b) La verticalidad es más fácil de lograr.
- c) El concreto sacado en seco se obtiene con buena

calidad.

d) Las obstrucciones pueden ser fácilmente removidas. La excavación por medios neumáticos puede llevarse a cabo, si es necesaria.

Desventajas:

- a) El costo de construcción es alto debido al uso de aire comprimido.
- b) La profundidad de penetración bajo el agua se limita a 36 m. A presiones mayores no es posible trabajar.

Cajones Flotantes: El fondo del cajón está cerrado y se moldea en tierra. Cuando el concreto ha fraguado, se lanza al agua y se remolca a su lugar de hincado. El hundimiento se logra rellenándolo de arena, grava, concreto o agua. Algunas veces a los cajones se le provee de falsos fondos (hechos de madera) para que floten hasta el lugar.

Ventajas:

- a) Su costo de construcción es bajo
- b) Se usan cuando la construcción de cajones en el lugar es costoso y difícil.

Desventajas:

- a) El tipo es fácil de construir sobre estratos de apoyo cercanos a la superficie. En excavaciones profundas son costosos debido a que los suelos saturados tienden a fluir hacia su interior.
- b) Deberán tomarse providencias para protegerlos contra sovación.

Los cajones pueden construirse con cualquier material estructural: acero, concreto reforzado, o madera (éstos ya casi no se construyen ahora).

Diseño de los cajones: Las cimentaciones y subestructuras en general deben diseñarse con suficientes datos de las condiciones de campo y de los procedimientos de construcción. Durante la fase de construcción, puede ser necesario ajustar el diseño para acomodarse a las condiciones encontradas.

a) Cargas de diseño - Cada cajón debe ser diseñado para resistir dos tipos de cargas que actúan indistintamente sobre el mismo.

1.- Cargas permanentes: La máxima vertical y las fuerzas laterales actuantes después de construido y colocado en el lugar.

2.- Cargas accidentales: Pasando por las siguientes condiciones tensión en la parte inferior del cajón; apoyado en uno de sus lados solamente o en dos esquinas opuestas; presión-desbalanceada del empuje de tierras, es arrastrado a su posición correcta; sufre caídas repentinas durante su hincado.

b) Fricción lateral: Resistencia opuesta sobre la cara lateral del cilindro por el suelo, durante su hincado. Para vencerla se diseña con suficiente peso y se ayuda con la fuerza para lograr el hincado del cilindro.

A continuación se dan valores de fricción lateral (de Terzaghi y Peck).

Tipo de Suelo	Fricción lateral (T/m ²)
Limo y arcilla suave	0.7 - 2.9
Arcilla muy dura	4.88-19.5
Arena suelta	1.2 - 3.4
Arena compacta	3.4 - 6.8
Grava compacta	4.88- 9.76

Cálculo de capacidades de carga:

Tomando en cuenta los resultados prácticos de sus aplicaciones y la sencillez de las mismas, se recomiendan las

siguientes teorías.

Pilotes y Cilíndros: Teoría de Meyerhoff (en arenas y -
grava); Teoría de Skempton (en arcillas cohesivas).

Recomendaciones muy importantes al respecto - Para el -
caso que nos ocupa (cimentaciones profundas) las teorías no dan
valores de confiabilidad total y quizá ni aún buena; la experien
cia del proyectista y las normas del sentido común deben jugar -
un papel de trascendencia en su aplicación.

Teoría de Meyerhoff:

$$q_c = K \gamma h N_q$$

K = 0.5 arenas sueltas

K = 1.0 arenas compactas

Teoría de Skempton:

$$q_c = c N_c + \gamma D_f$$

En las que:

q_c = capacidad de carga última (T/m²)

γ = peso específico del suelo (T/m³)

N_q = factor de capacidad de carga.

c = cohesión del material arcilloso de apoyo. (T/m²)

N_c = factor de capacidad de carga.

h, D_f = profundidad dentro del subsuelo del elemento
de apoyo (m)

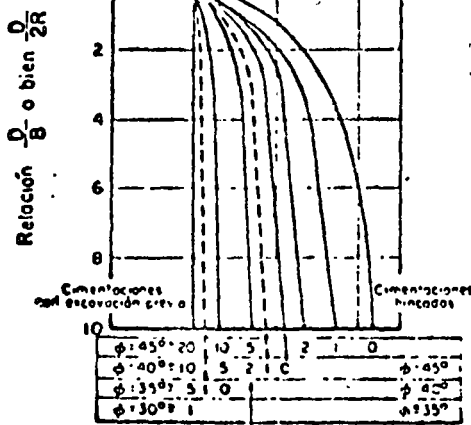
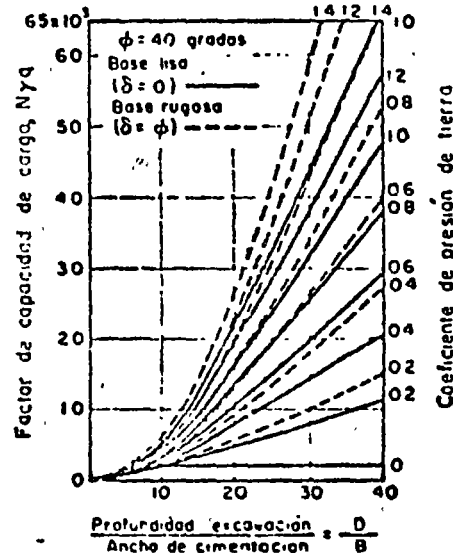
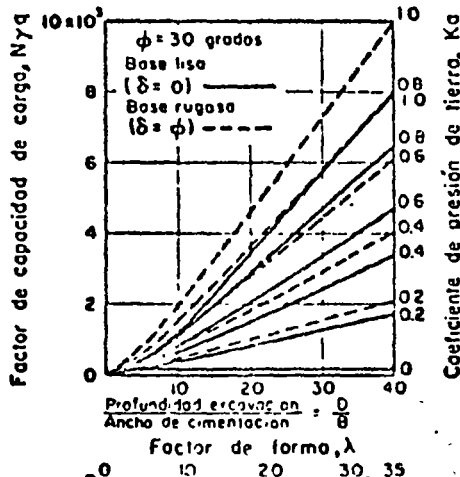
Solución aproximada de Meyerhof para cimentaciones profundas

Para arenas limpias, parcial o totalmente sumergidas, con un valor de ϕ , pero sin cohesión ($c = 0$)
 La capacidad de carga para una cimentación de faja larga se calcula así

$$q_0 = \gamma \frac{B}{2} N_{\gamma q}$$

q_0 capacidad de carga de la cimentación
 B ancho de la zapata
 γ peso volumétrico del material excavado
 $N_{\gamma q}$ factor por calcular de las gráficas

El valor de $N_{\gamma q}$ depende del coeficiente de presión de tierra K_a , el cual debe conocerse antes



Para el caso de bases rectangulares, cuadradas o circulares

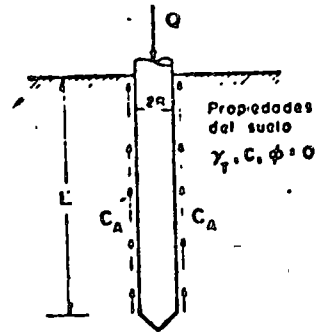
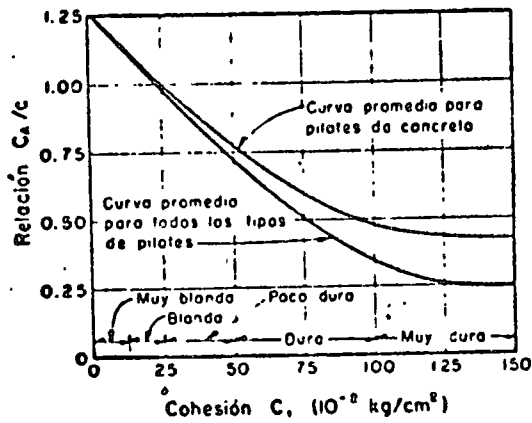
$$q_0 = \gamma \frac{B}{2} \lambda N_{\gamma q}$$

λ factor de forma
 $N_{\gamma q}$ factor de capacidad de carga calculado

0 Cimentación circular

$\frac{L}{B}$ = longitud / ancho de cimentación rectangular

Capacidad de carga por fricción de pilotes en suelos cohesivos



La altura del nivel freático no tiene efecto sobre la capacidad de carga por fricción, o menos que la cohesión cambie

Valores recomendados de adhesión

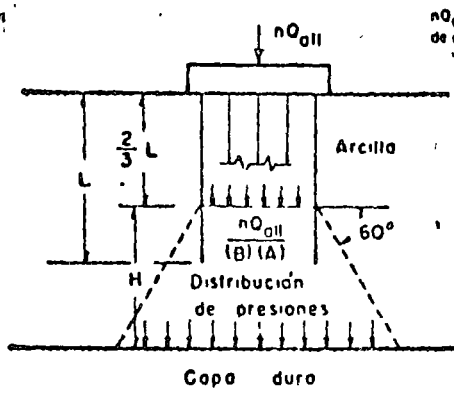
Tipo de pilote	Consistencia del suelo	Cohesión, C 10 ⁻² kg/cm ²	Adhesión Ca 10 ⁻² kg/cm ²
Madera y concreto	Muy blanda	0 - 12	0 - 12
	Blanda	12 - 25	12 - 23
	Poco dura	25 - 50	23 - 37
	Dura	50 - 100	37 - 47
	Muy dura	100 - 200	47 - 64
Acero	Muy blanda	0 - 12	0 - 12
	Blanda	12 - 25	12 - 22
	Poco dura	25 - 50	22 - 34
	Dura	50 - 100	34 - 35
	Muy dura	100 - 200	35 - 37

Capacidad de carga por fricción:

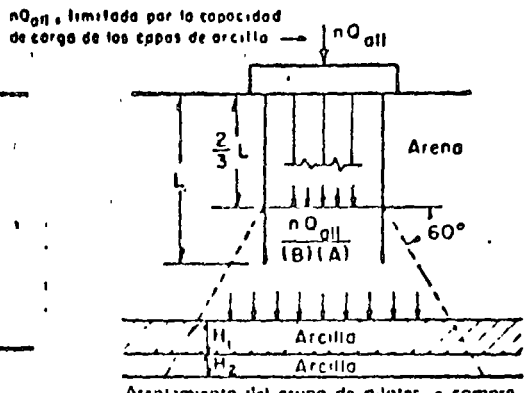
$$Q = C_A 2 \pi R L$$

M. J. Tomlinson, "The Adhesion of Piles Driven in Clay Soils", Proc., IV International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Butterworths Scientific Publications, Londres

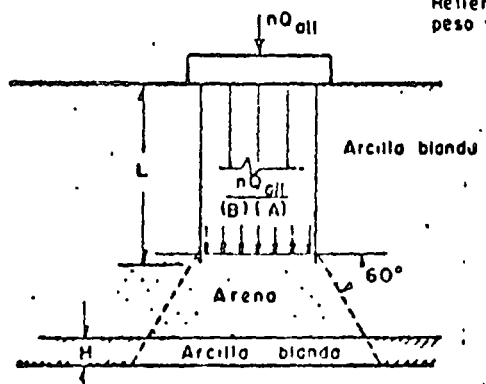
Asentamientos de grupos de pilotes



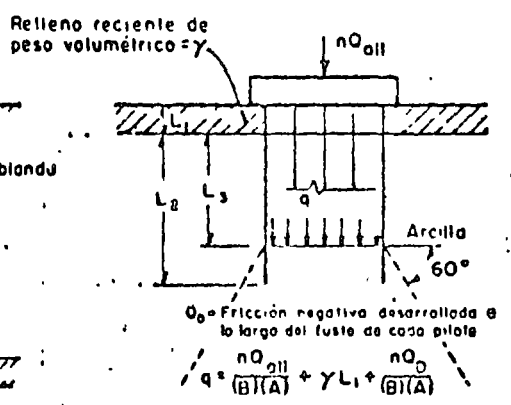
Asentamiento del grupo de pilotes = la compresión de la capa H bajo la distribución de presión mostrada.
PILOTES DE FRICCIÓN EN ARCILLAS



Asentamiento del grupo de pilotes = compresión de las capas H_1 y H_2 bajo la distribución de presión mostrada.
PILOTES DE FRICCIÓN EN ARENA SUPRAYACENTE A ARCILLA



Asentamiento del grupo de pilotes = la compresión de la capa H bajo la distribución de presión mostrada.
PILOTES DE PUNTA EN ARENAS SUPRAYACENTES A ARCILLAS



L_1 = profundidad al tope del estrato cargado o $2/3 L_1$ en pilotes de fricción.
PILOTES DE FRICCIÓN EN ARCILLA CON RELLENO RECIENTE

NOTAS

1. Área envolvente del grupo de pilotes = $B \cdot A$.
2. Para losas de rigidez relativamente rígidas, la distribución de presiones se supone que varía con la profundidad como se muestra.
3. Para losas flexibles, calcule las presiones a los niveles mostrados por la teoría de la elasticidad.
4. Calcule los asentamientos por los métodos recomendados en Ad 1.3

"Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures", Design Manual, *Navdocks DM-7, Department of the Navy Bureau of Yards and Docks*, pp 7-13-21, fig 13.11.

R E F E R E N C I A S .

- 1.- Mecánica de Suelos Tomo II
" Juárez Badillo, E y Rico Rodríguez A.
- 2.- Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures - DM-7
Departament of the Navy.
- 3.- An introduction to Deep Foundations and Sheet- piling -
Donovan H. Lee.
- 4.- Foundation Design - Wayne C. Teng.
- 5.- Diseño y construcción de Cimientos - M.J. Tomlinson.



ALGUNOS EJEMPLOS DE OBRAS MARITIMAS.

100



K-20
K-19
K-21

K-12

K-2

K-23

K-24

PIE DE LA CUESTA

K-25

K-26

K-27

K-28

K-29

K-30

MOZIMBA

K-31

K-32

K-33

BAHIA
DE
ACAPULCO

HUELLE
PEHEX

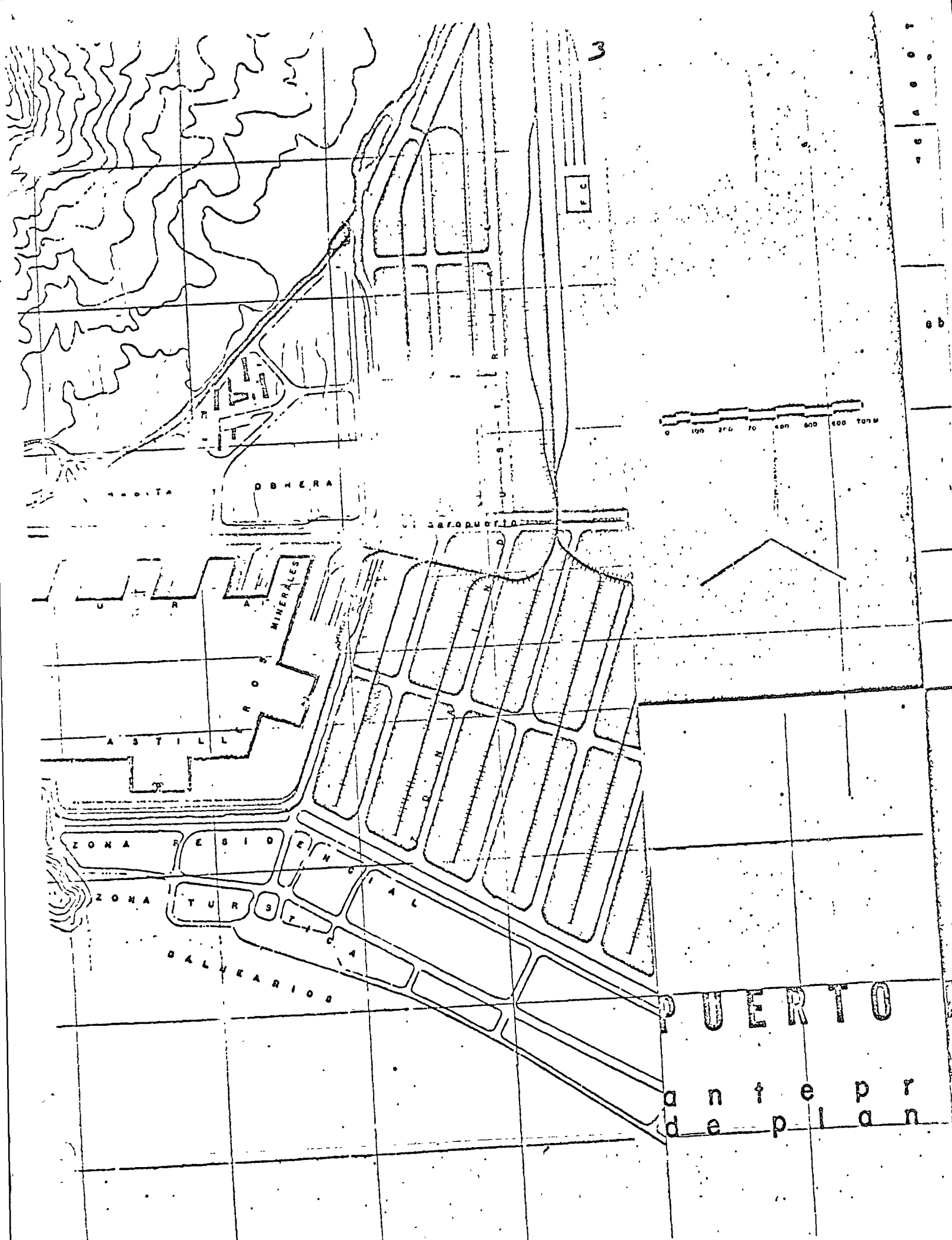
N

probable
ubicacion
de la estación
de tirador

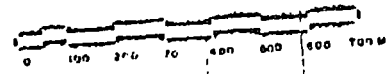
0-300 m

Carretera

A MEXICO



3



ADBITA

OBHERRA

PROYECTO

MINERALES

ASTILLEROS

ZONA RESIDENCIAL

ZONA TURISTICA

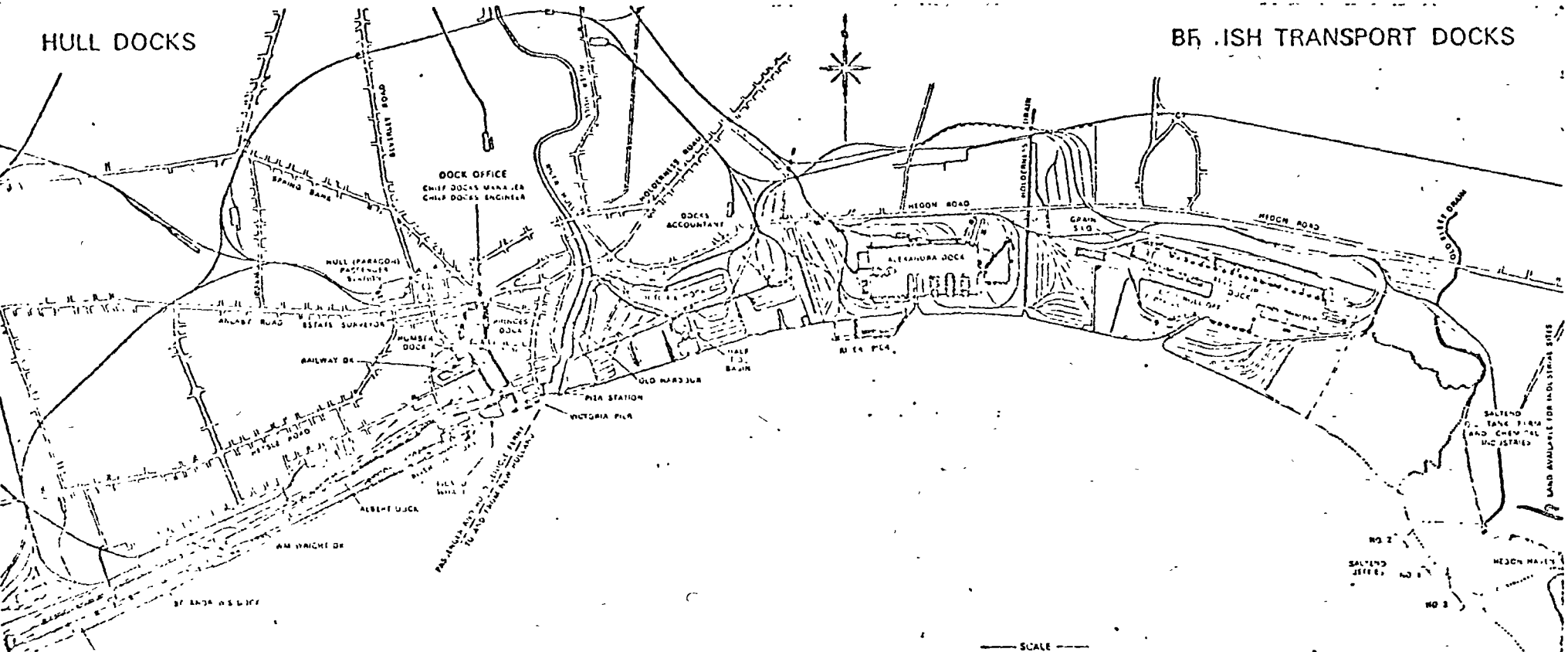
DALVARIOS

PUERTO

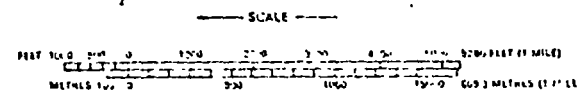
anteplan
deplan

HULL DOCKS

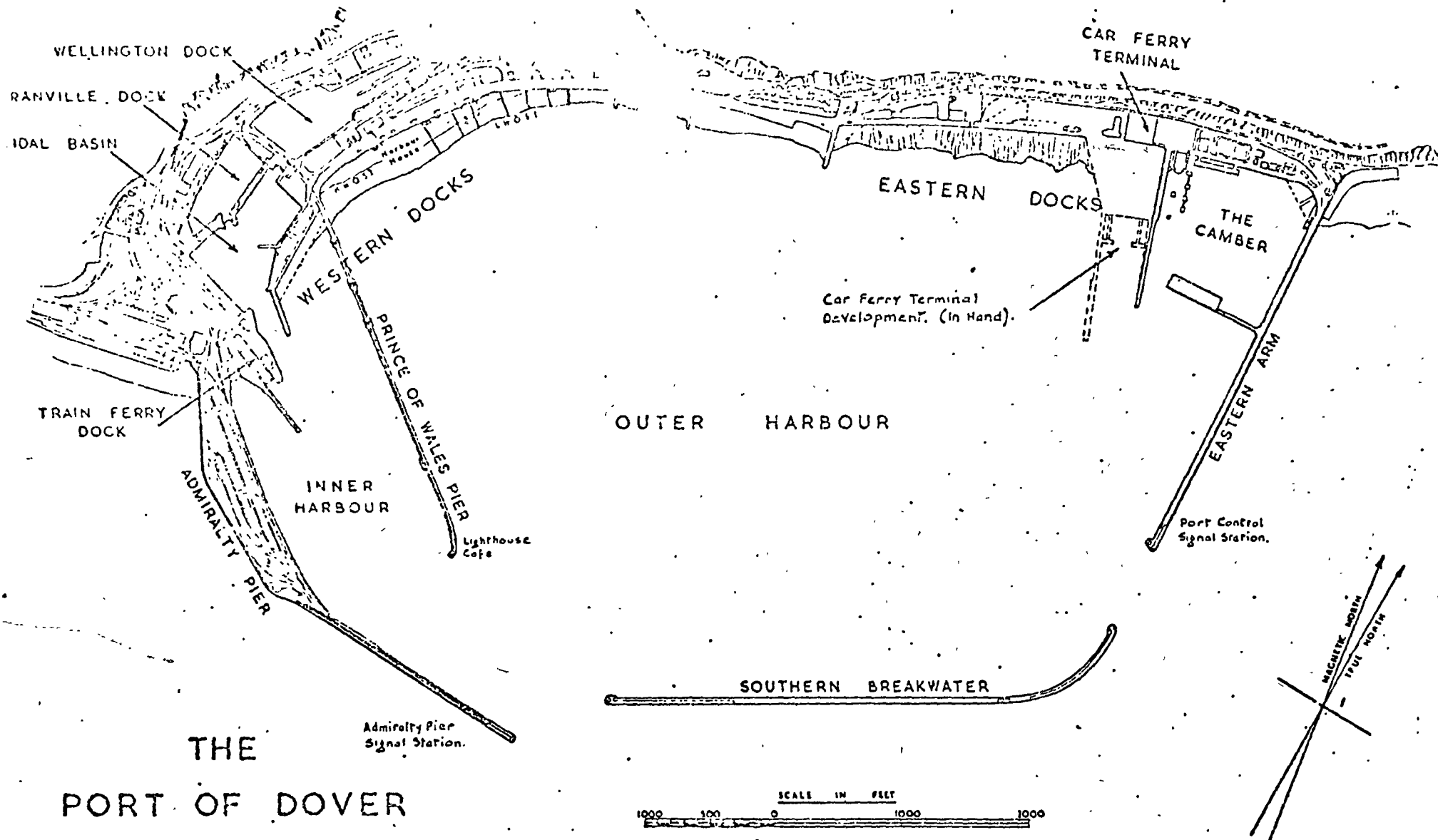
BRITISH TRANSPORT DOCKS



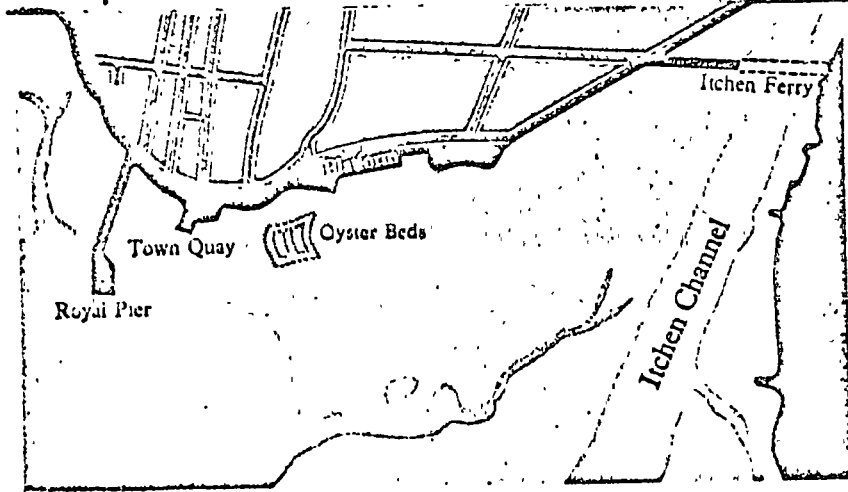
BRITISH TRANSPORT DOCKS BOARD ESTABLISHMENT
 OFFICES, WAREHOUSES AND SHEDS
 QUAY CRANES
 QUAY APPLIANCES
 LAND BASED GRAIN ELEVATOR



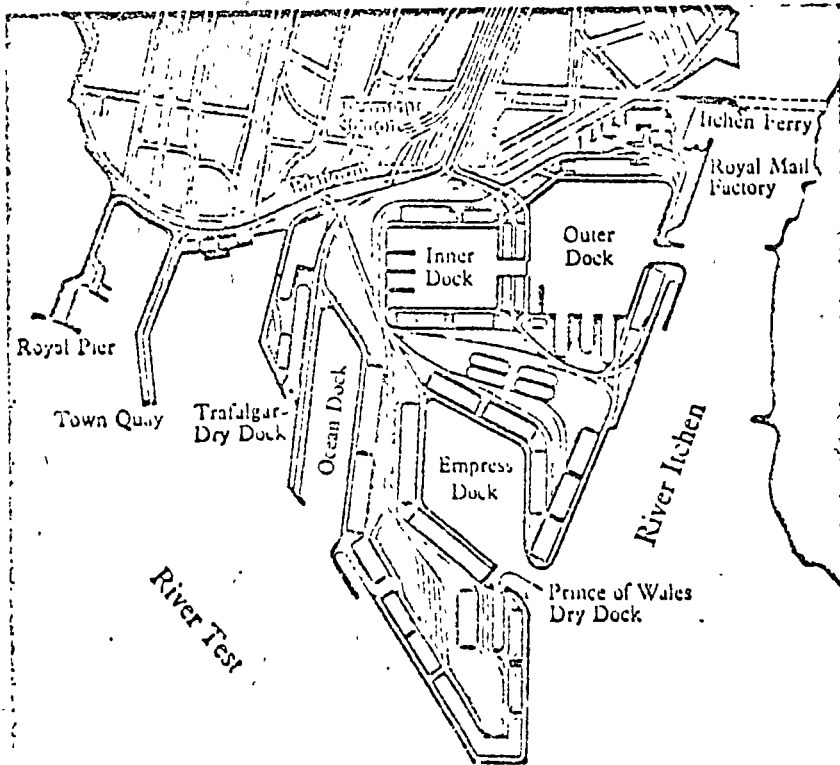
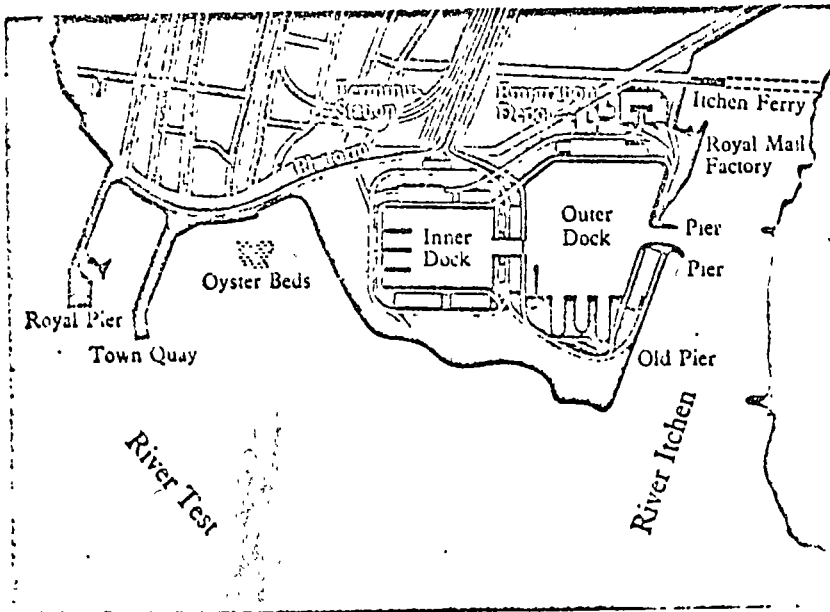
NO 2
 SALVING JETTY
 NO 1
 HEDON HARBOUR
 LAND AVAILABLE FOR INDUSTRIAL SITES
 SALVING TANK FIRM AND CHEMICAL INDUSTRIES

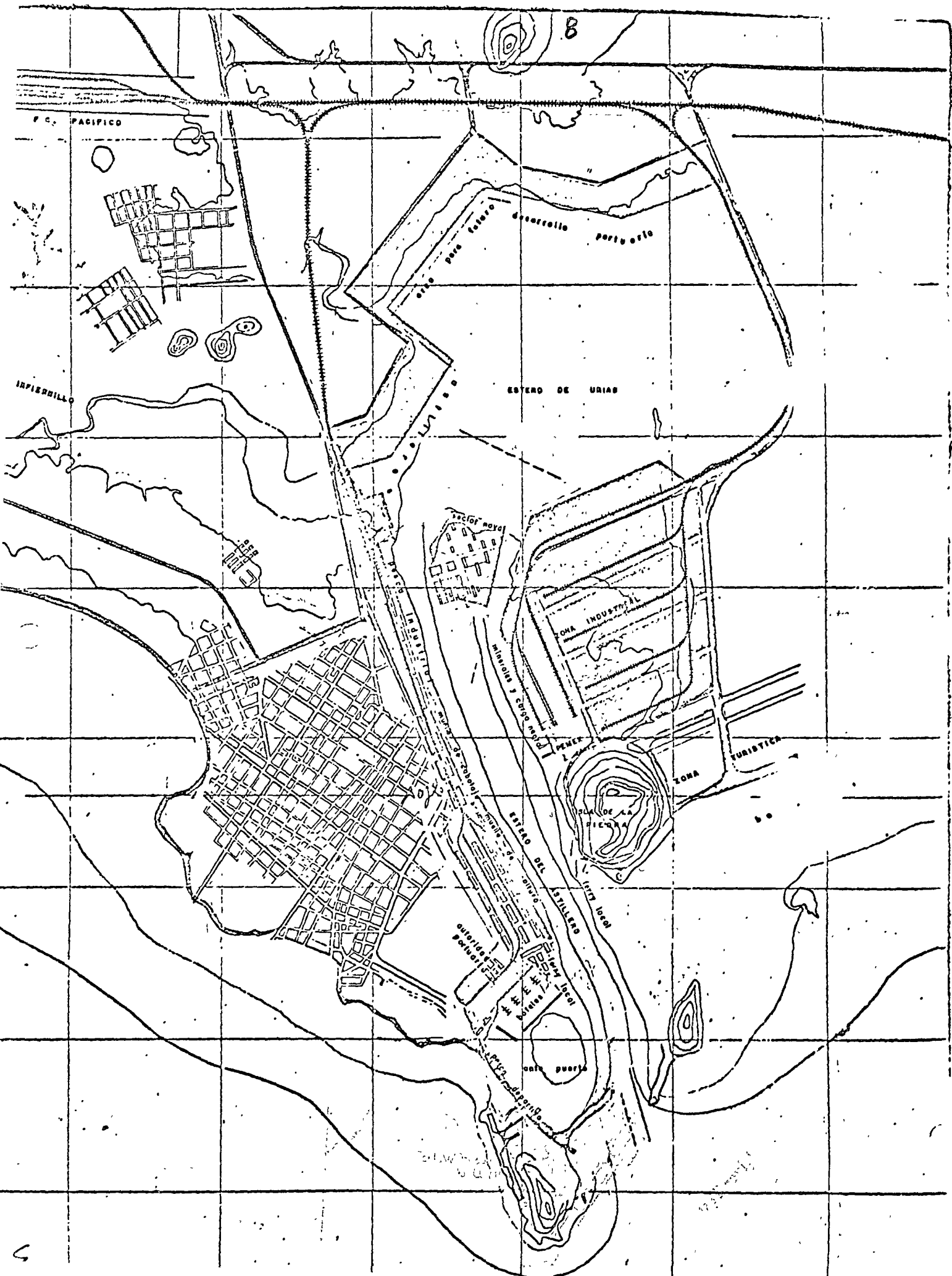


THE
PORT OF DOVER



◀ Stages in the development of Southampton Docks—1837, 1867 and 1911.





F.C. PACIFICO

INPIERRILLO

ESTERO DE URIAS

ONA INDUSTRIAL

PENEX

TURISTICA

PLAZA DE LA FERIA

ESTADO DEL ESTILLERO

distrito de

parque

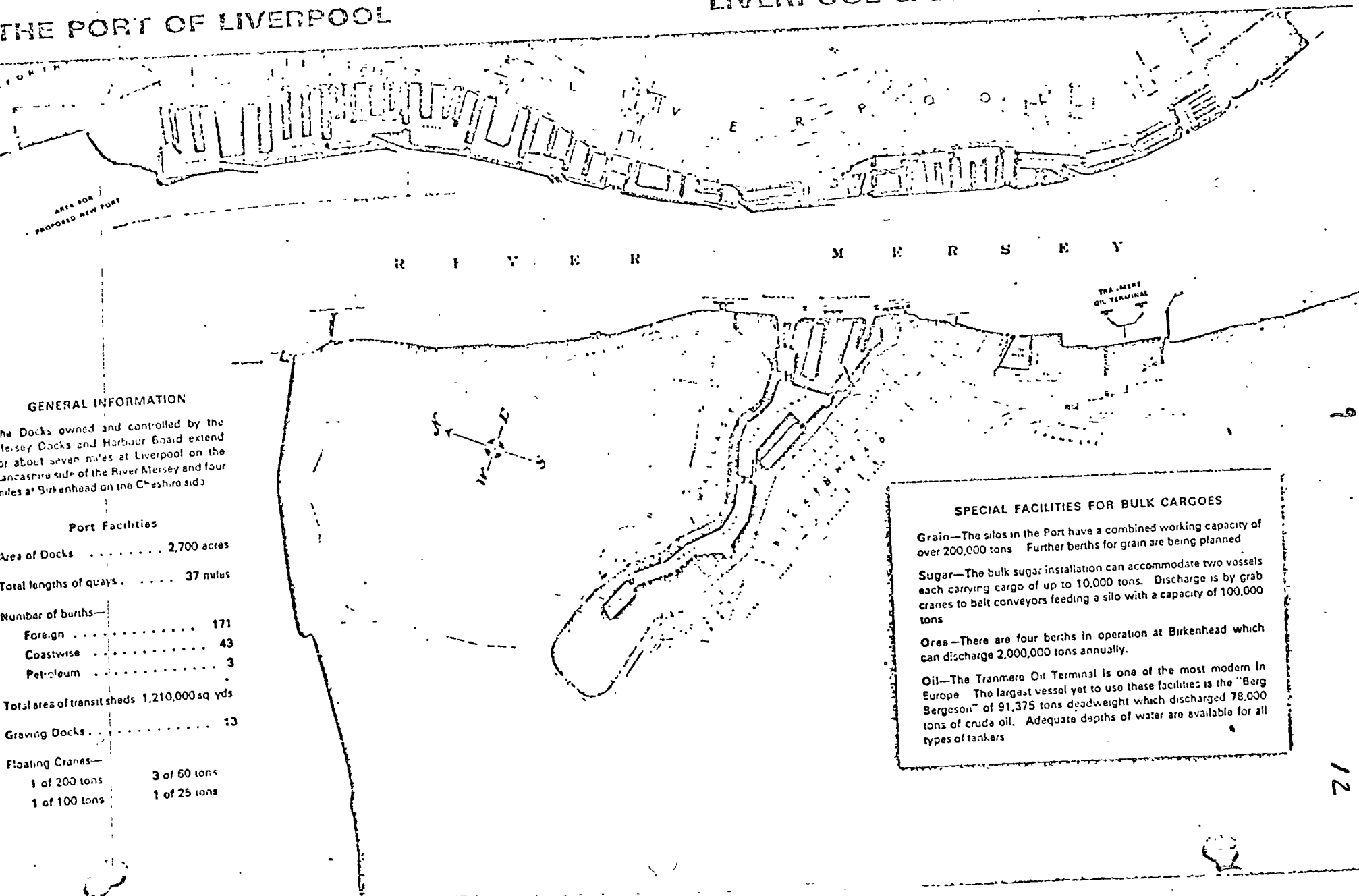
puerto

8

5

THE PORT OF LIVERPOOL

LIVERPOOL & BIRKENHEAD DOCKS



GENERAL INFORMATION

The Docks owned and controlled by the Mersey Docks and Harbour Board extend for about seven miles at Liverpool on the Lancashire side of the River Mersey and four miles at Birkenhead on the Cheshire side.

Port Facilities

Area of Docks	2,700 acres
Total lengths of quays	37 miles
Number of berths—	
Foreign	171
Coastwise	43
Petroleum	3
Total area of transit sheds	1,210,000 sq yds
Graving Docks	13
Floating Cranes—	
1 of 200 tons	3 of 60 tons
1 of 100 tons	1 of 25 tons

SPECIAL FACILITIES FOR BULK CARGOES

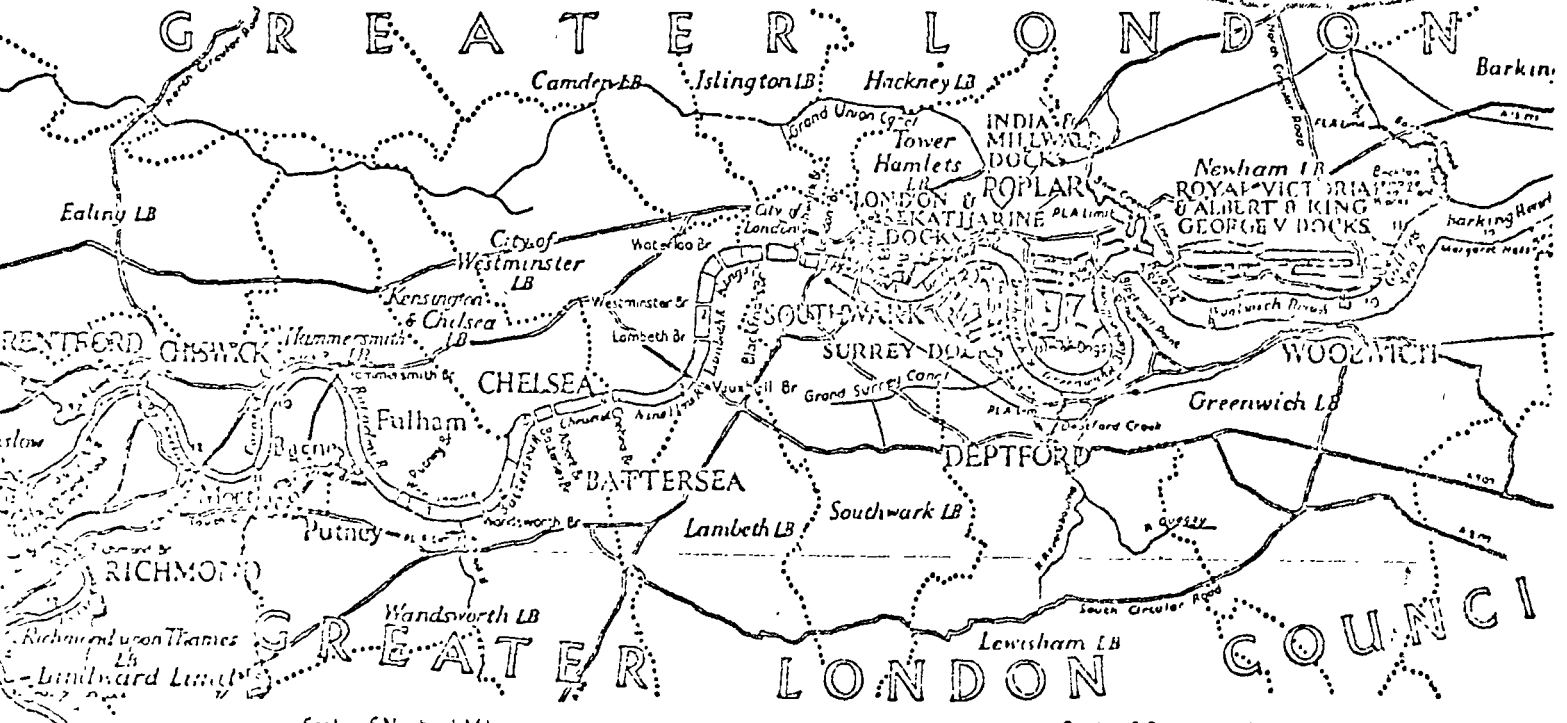
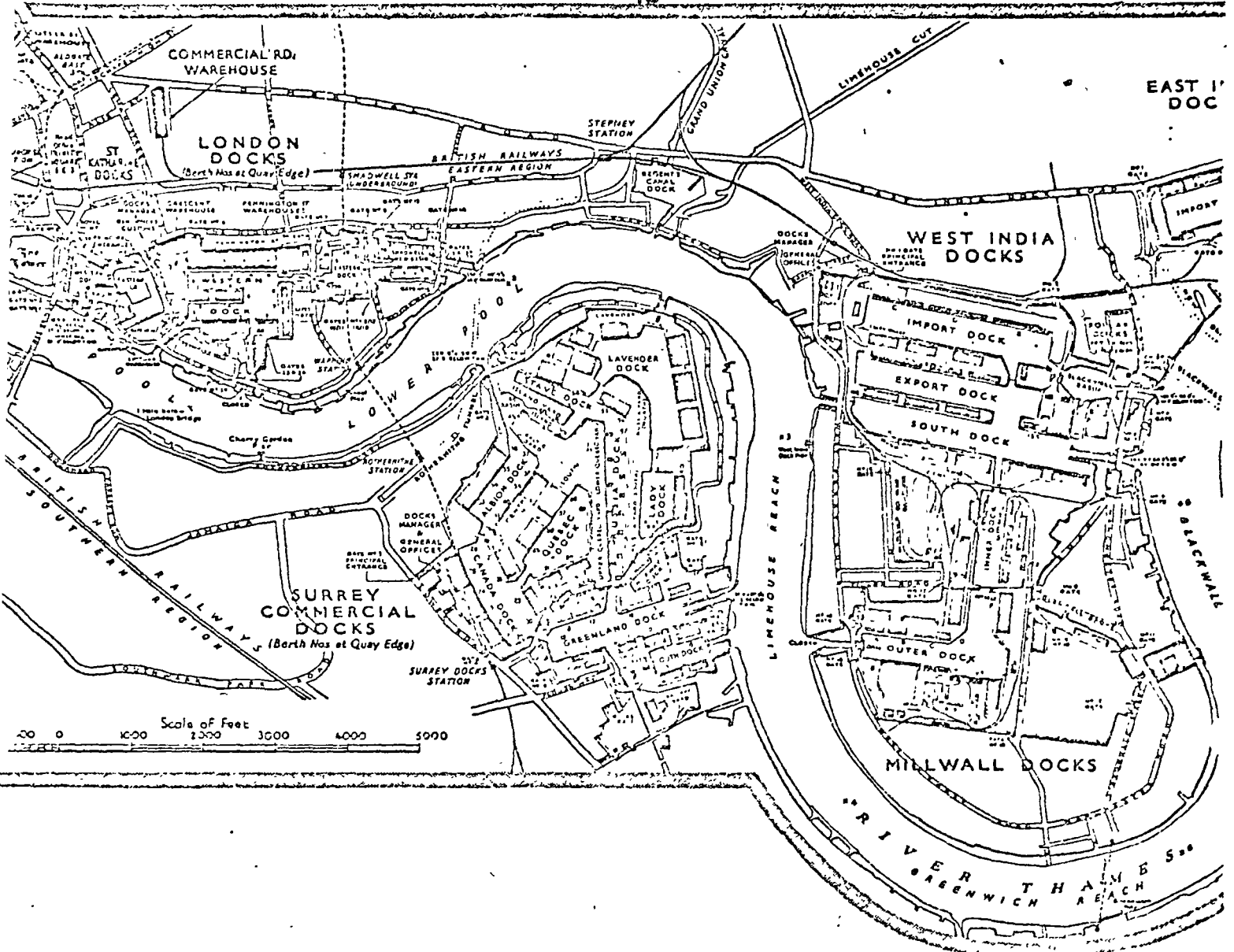
Grain—The silos in the Port have a combined working capacity of over 200,000 tons. Further berths for grain are being planned.

Sugar—The bulk sugar installation can accommodate two vessels each carrying cargo of up to 10,000 tons. Discharge is by grab cranes to belt conveyors feeding a silo with a capacity of 100,000 tons.

Ores—There are four berths in operation at Birkenhead which can discharge 2,000,000 tons annually.

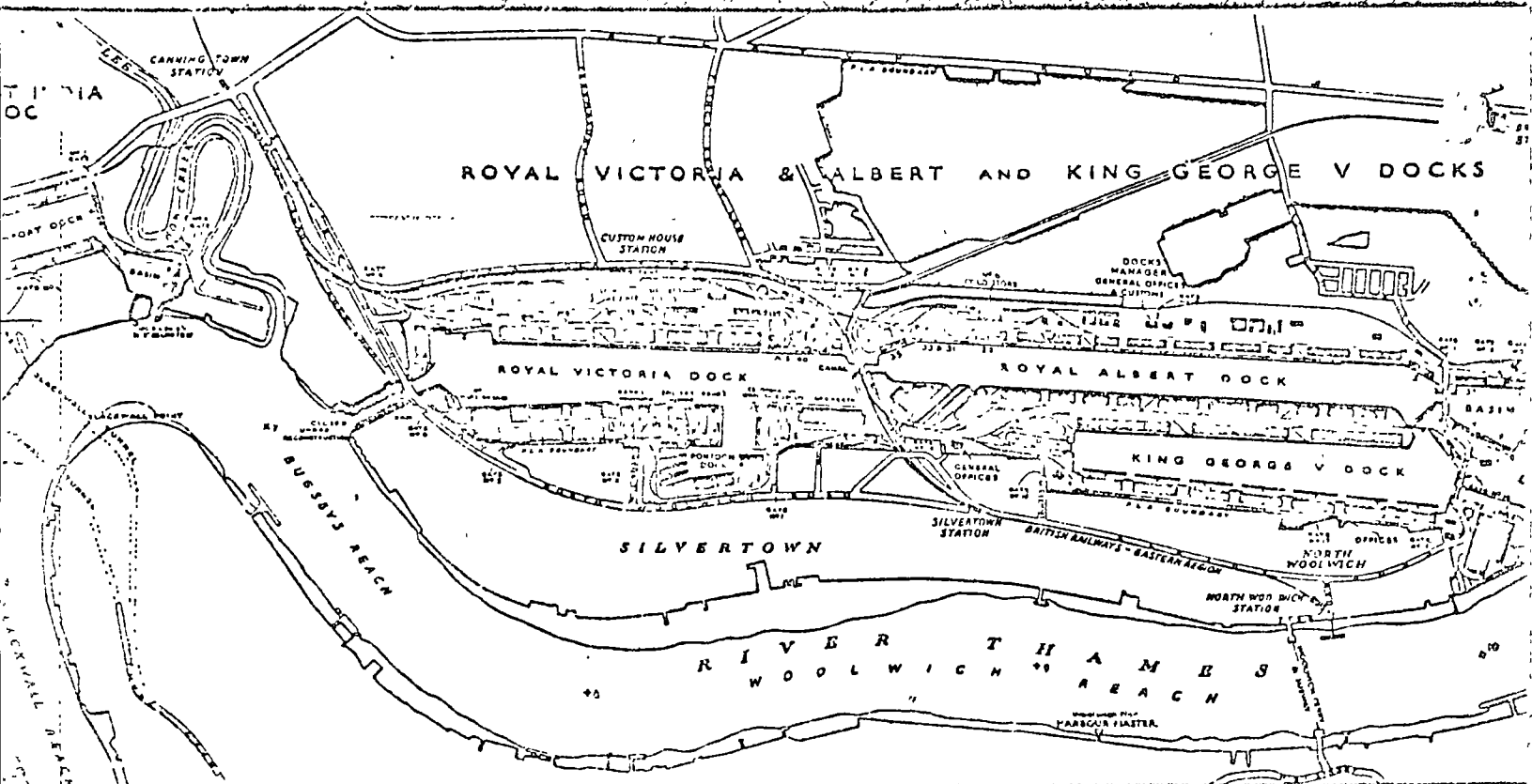
Oil—The Tranmere Oil Terminal is one of the most modern in Europe. The largest vessel yet to use these facilities is the "Berg Bergeson" of 91,375 tons deadweight which discharged 78,000 tons of crude oil. Adequate depths of water are available for all types of tankers.

PORT OF LONDON THE



RIVER THAMES FROM TEDDINGTON TO THE

19



TIDAL INFORMATION

	Range Spring FEET	Range Neap FEET	High occurs before or after Low of London H.M.S. TIME
Teddington	7.45	3.65	1 1/2 after
Woolwich	17.40	13.00	30 after
London Bridge	21.57	14.59	ZERO
Royal Albert Dock	2.39	14.54	21 before
Tilbury	15.29	12.87	52 before
Southend	17.11	11.20	1 17 before

PLA TIDE GAUGES SHOWN

- 1 Pichmere — According Tide Gauge
- 2 Tower Pier — " " "
- 3 North Woolwich Pier — " " "
- 4 Parfleet — Illuminated Tide Gauge
- 5 Tilbury — According & Illuminated Tide Gauge
- 6 Southend — According Tide Gauge
- 7 Shivering Sands Tower — According Tide Gauge & Daylight Tide Board

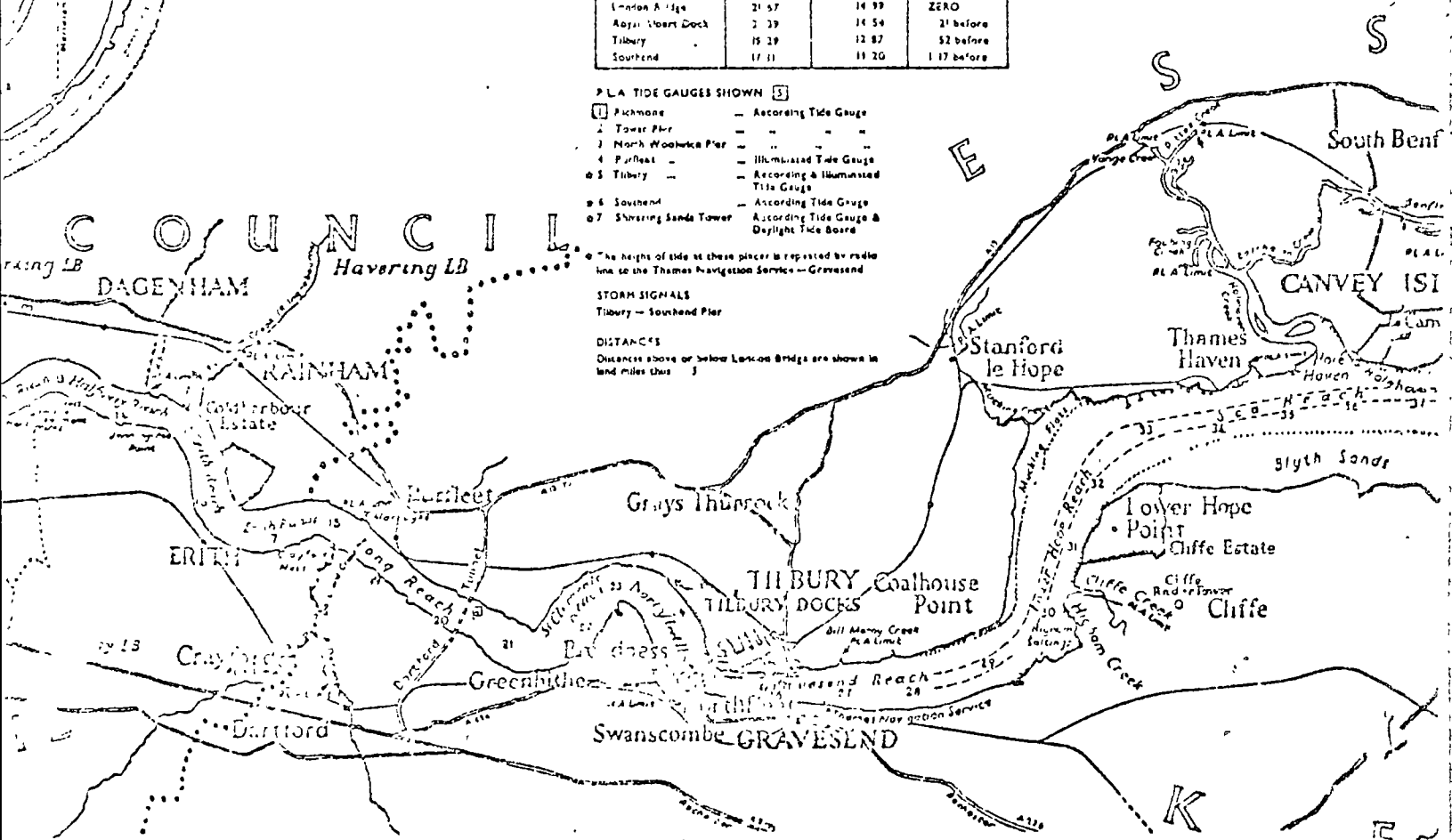
The heights of tide at these places is represented by radio line to the Thames Navigation Service — Gravesend

STORM SIGNALS

Tilbury — Southend Pier

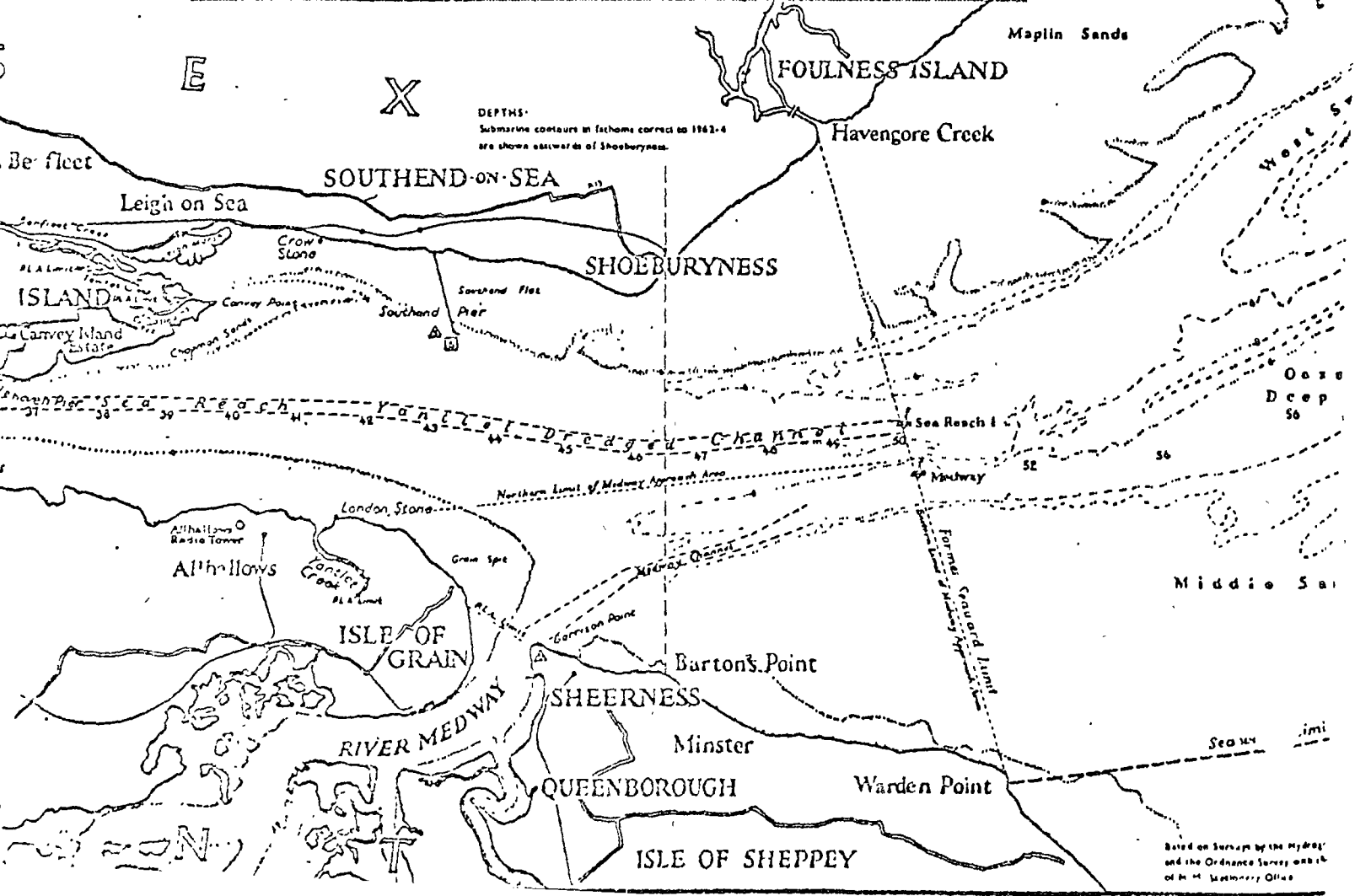
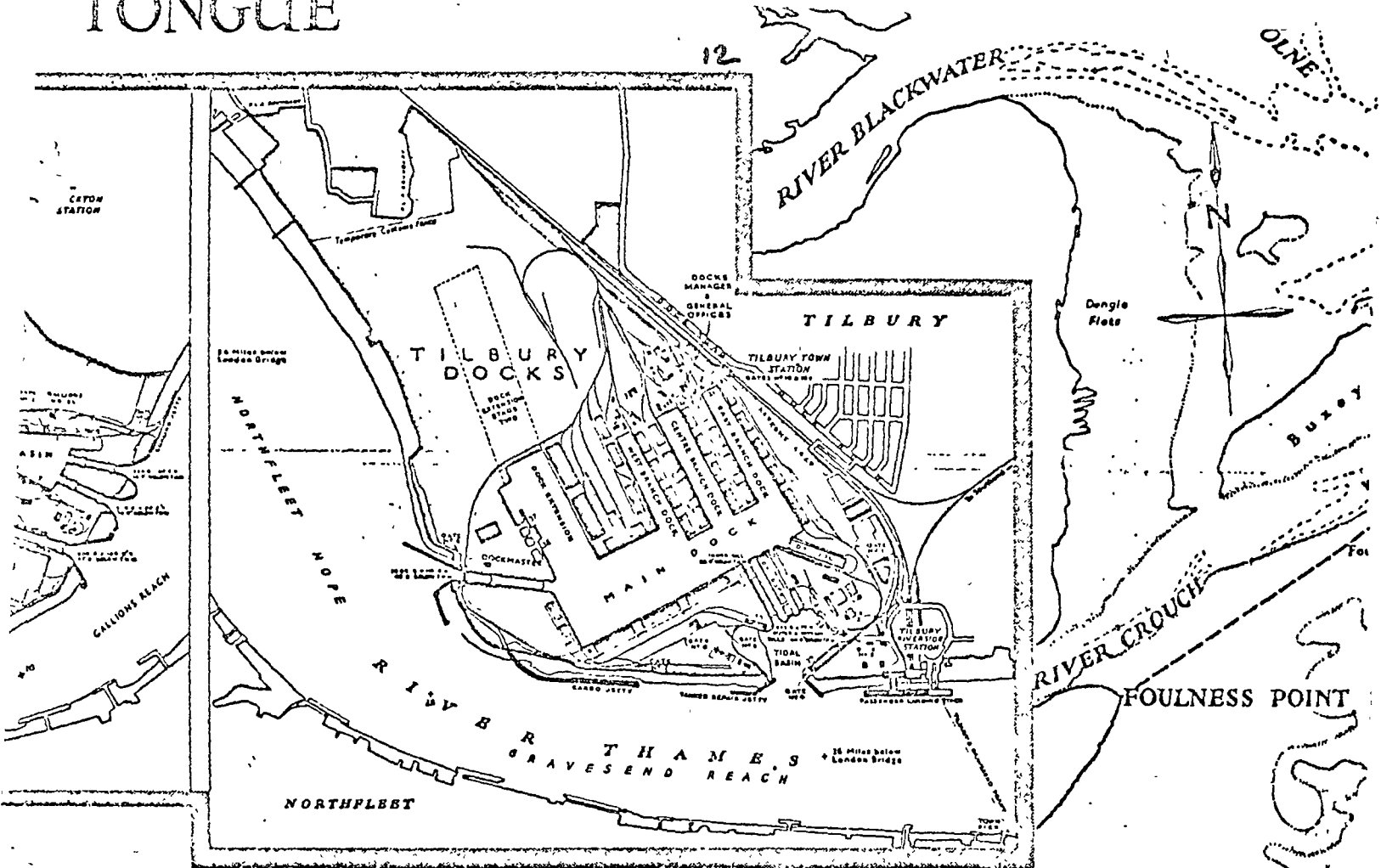
DISTANCES

Distances above or below London Bridge are shown in land miles thus 3



TONGUE

12

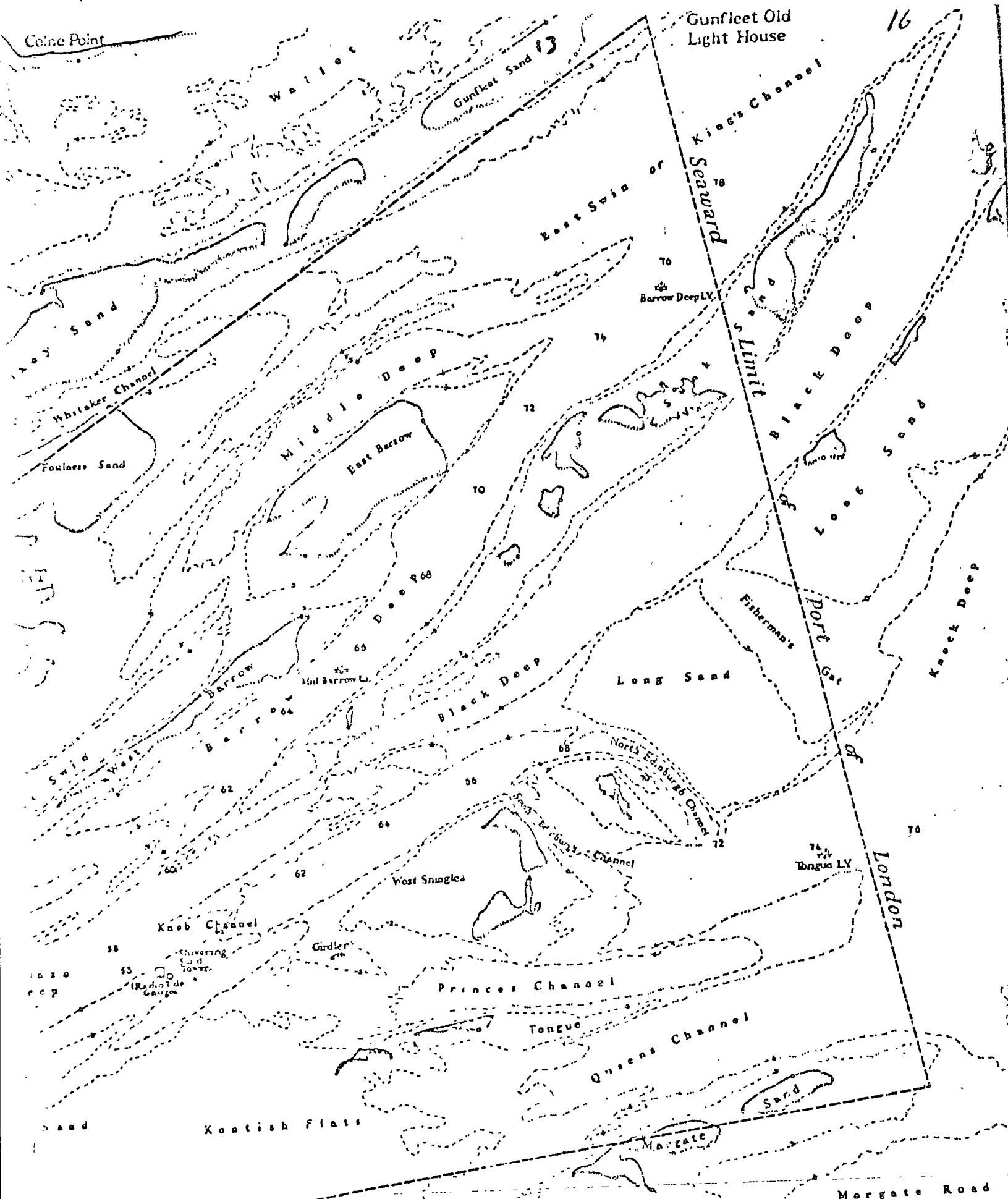


Based on Surveys by the Hydrographic Office and the Ordnance Survey and the Office of the Admiralty and the Ordnance Office.

Caine Point

Gunfleet Old Light House

16



Part of London

HARBOUR SERVICE & INFORMATION CENTRES SHOWN

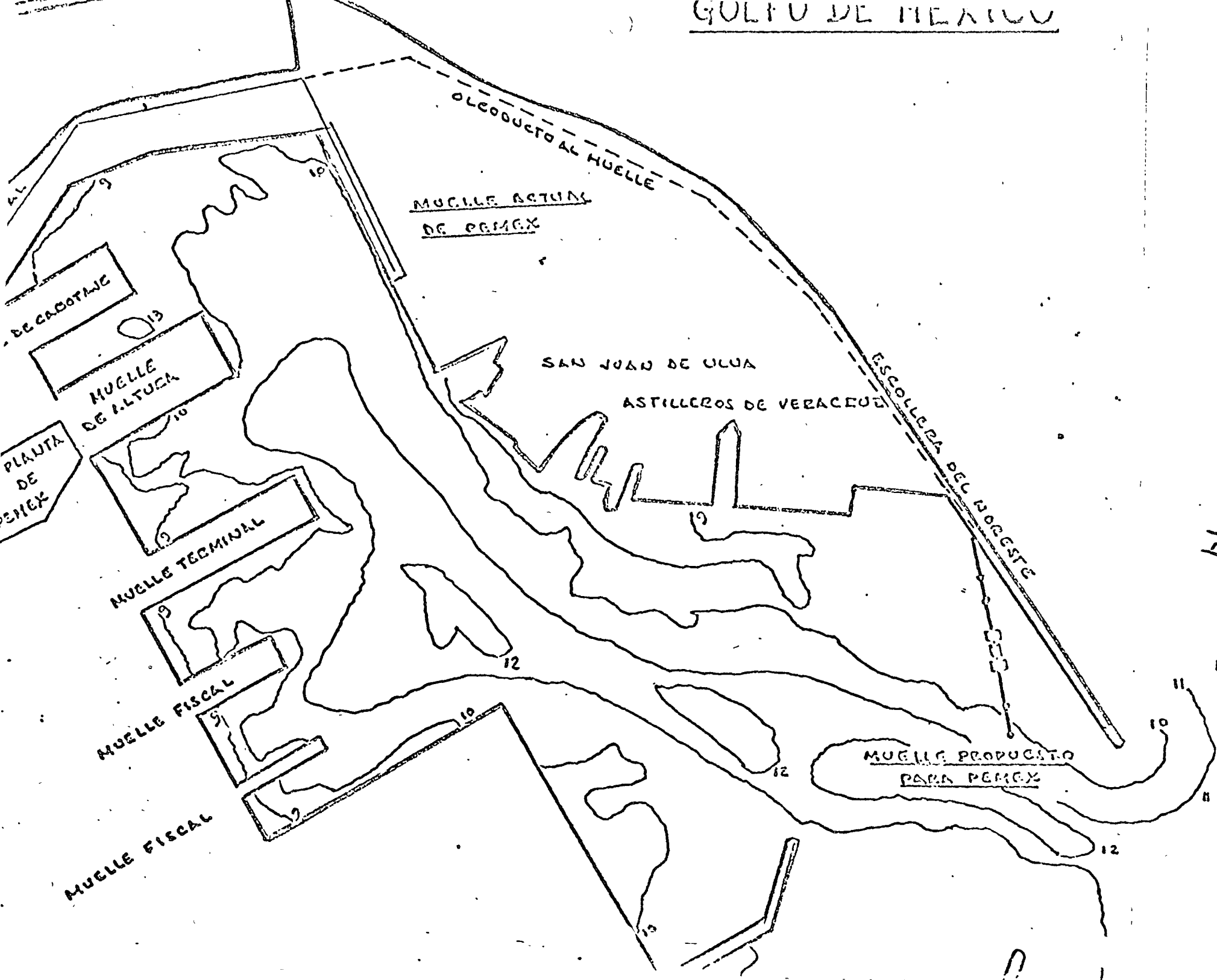
- 1. Head Office, Port of London Authority, Trinity House, London, E.C.3
- 2. Row the Boat Service Station, Upper Reach
- 3. Woolwich Harbour Service Station, Upper Reach
- 4. Gravesend Harbour Service Station, Lower Reach

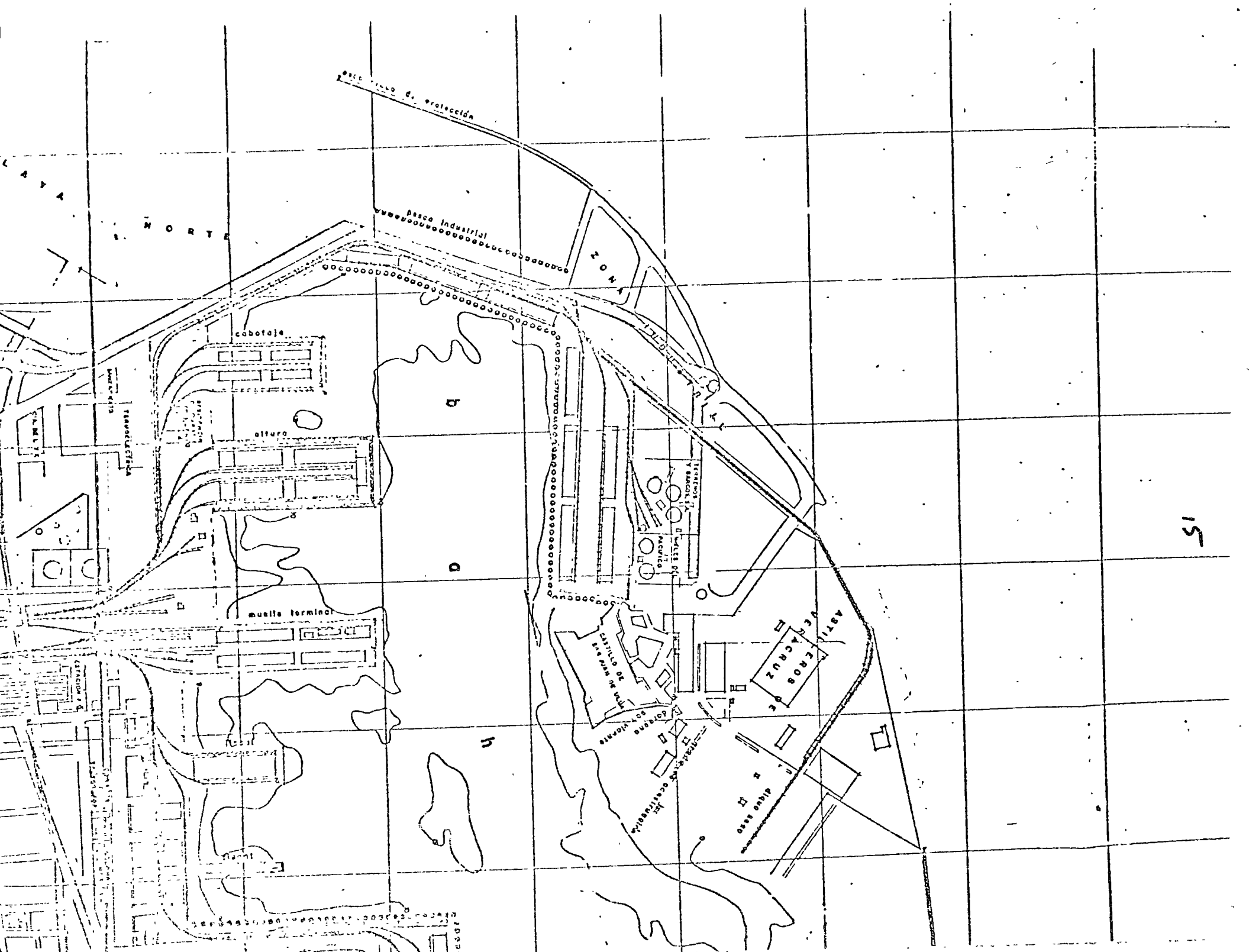
Phone: 7071113
 Fax: 81000011374
 Telex: WOOHLY 0613
 Phone: Graysend 47475
 Fax: 4747400

Margate Road

MARGATE

GULFO DE MEXICO





zona de protección

zona industrial

ZONA

NORTE

cobotaje

altura

muelle terminal

ASTILEROS DE VECACRUZ

CASTILLO DE SAN JUAN

ESTACION DE PASAJEROS

ESTACION DE CARGA

ESTACION DE AGUA

ESTACION DE ELECTRICIDAD

ESTACION DE GAS

ESTACION DE VAPOR

ESTACION DE OXIGENO

ESTACION DE NITROGENO

ESTACION DE ARGON

ESTACION DE NEON

ESTACION DE SODIO

ESTACION DE POTASIO

ESTACION DE CALCIO

ESTACION DE BARIUM

ESTACION DE STRONCIO

ESTACION DE YTRIO

ESTACION DE LANTANUM

ESTACION DE CERIUM

ESTACION DE TERBIO

ESTACION DE DYSPLASIO

ESTACION DE HAFNIO

ESTACION DE TANTALUM

ESTACION DE NIOBIO

ESTACION DE MOLIBDENO

ESTACION DE COBALTO

ESTACION DE NIQUEL

ESTACION DE CROMO

ESTACION DE MANGANESO

ESTACION DE HIERRO

ESTACION DE COBALTO

ESTACION DE NIQUEL

ESTACION DE CROMO

ESTACION DE MANGANESO

ESTACION DE HIERRO

ESTACION DE COBALTO

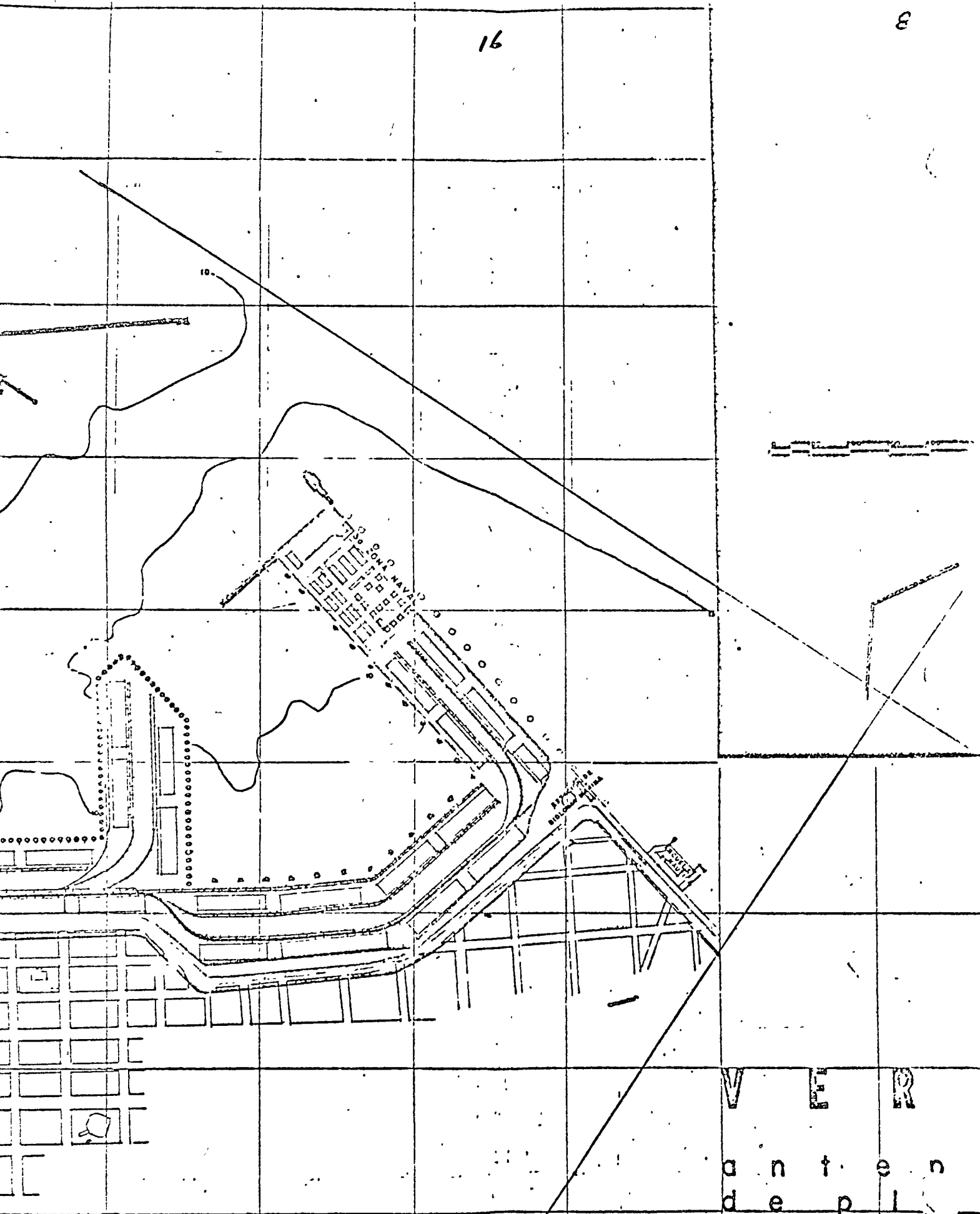
ESTACION DE NIQUEL

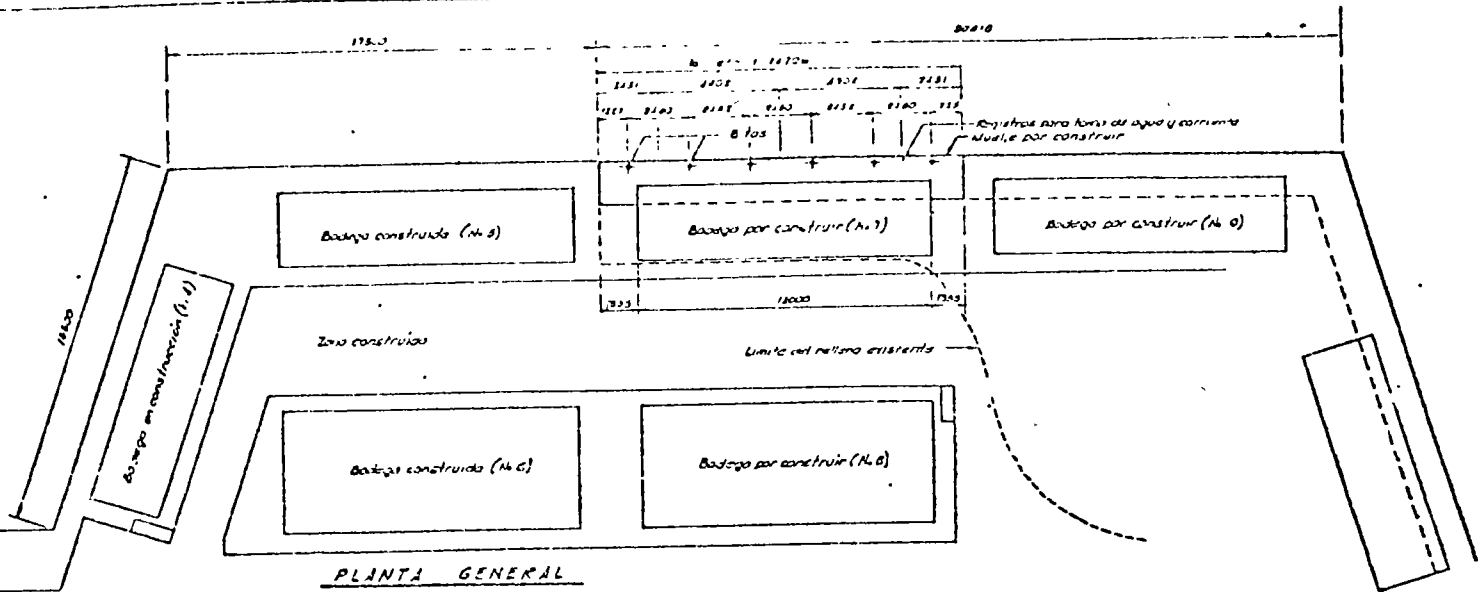
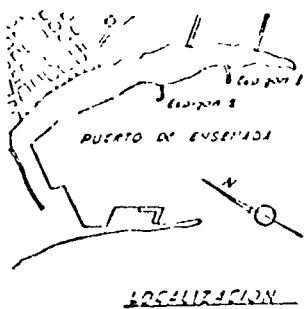
ESTACION DE CROMO

ESTACION DE MANGANESO

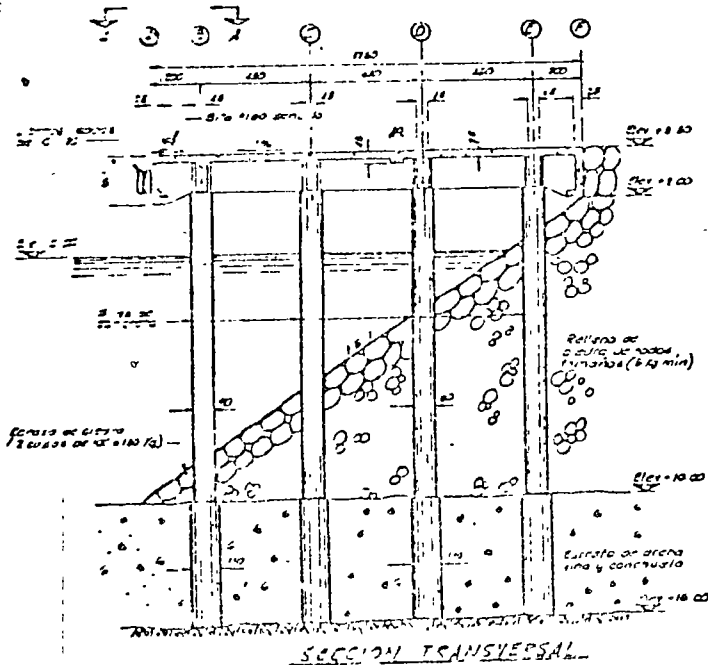
ESTACION DE HIERRO

15

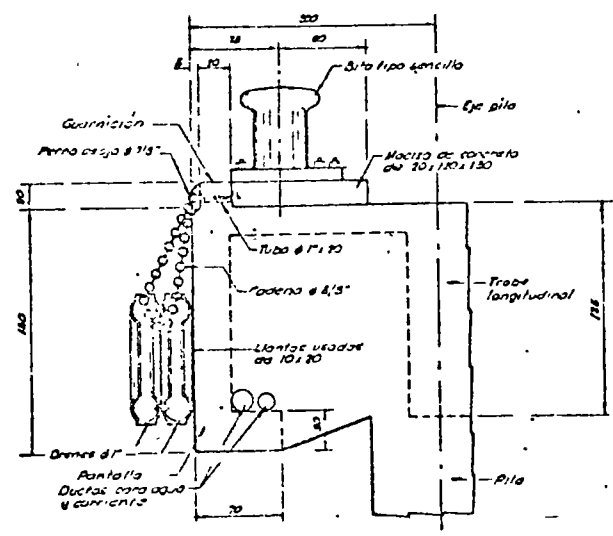




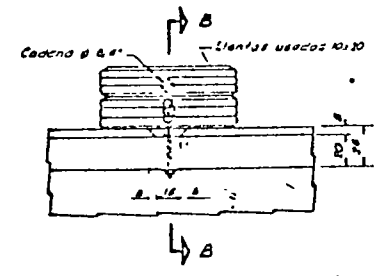
PLANTA GENERAL



SECCION TRANSVERSAL

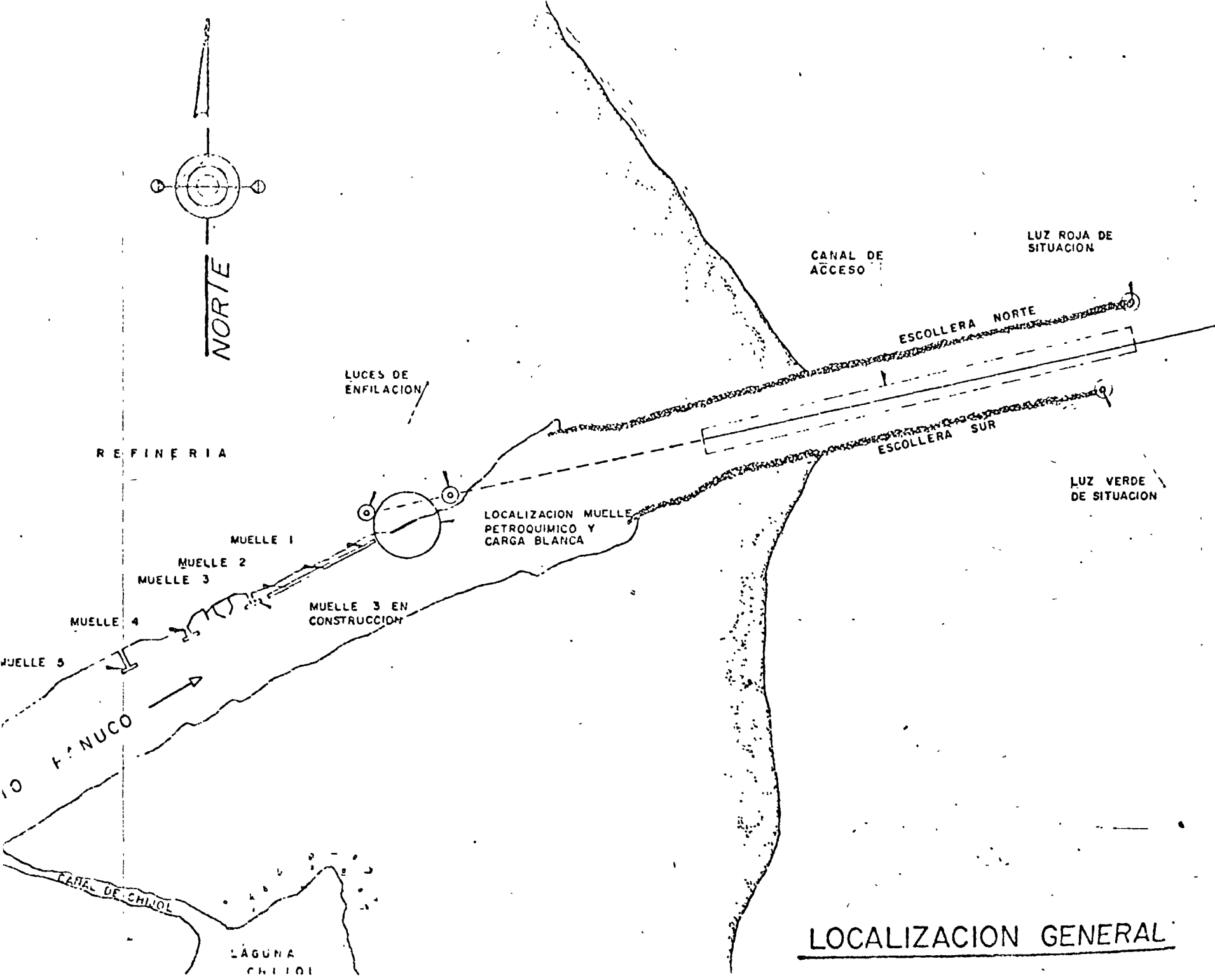
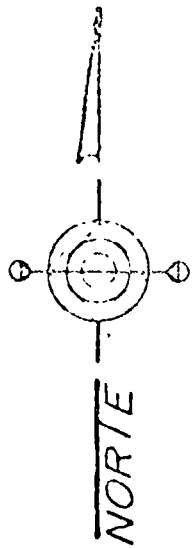


CORTE B-B

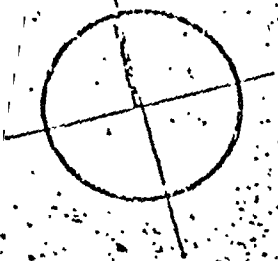


VISTA A-A

UN.A.M. FACULTAD DE INGENIERIA	
PROLONGACION DEL MUELLE DE ALTURA EN ENSENADA, B. C.	
BITAS Y DEFENSAS	
ELBA VEGA COBOS	
TESIS PROFESIONAL	
MEXICO D.F. JUNIO DE 1966	PLANO NO. 3



LOCALIZACION GENERAL



Boundary of territory (See document)

100.00

75.00

75.00

110.00

100.00

Bound of Area

Approximate old boundary

Bound of Area (See document)

Bound of Area (See document)

Continuation of the center line of road 0-0002 - 10

ALACED SIMPLE (See page 0-0002 - 10)



0 0000 700 0 00

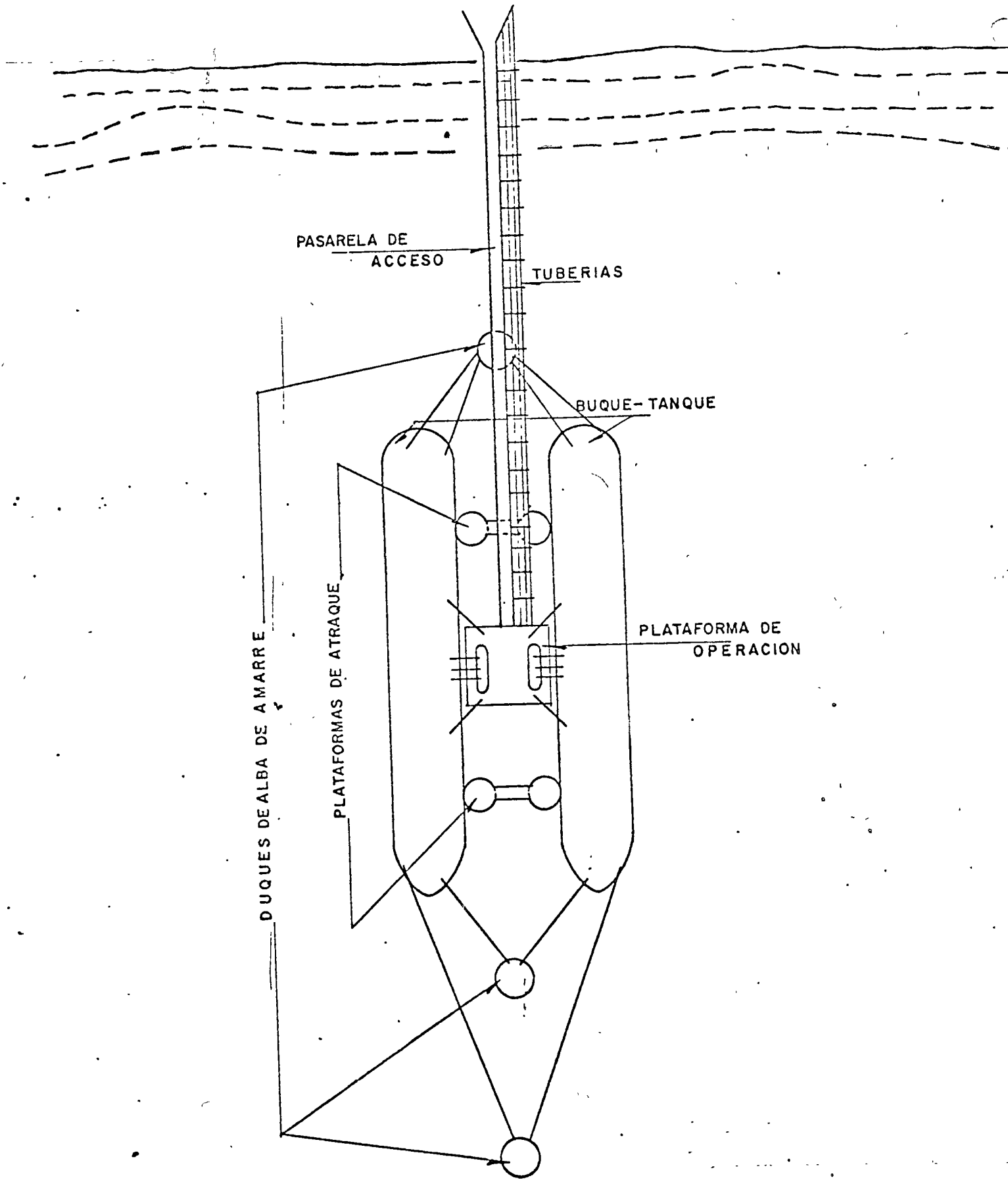
0 00 00 000 700 0 00

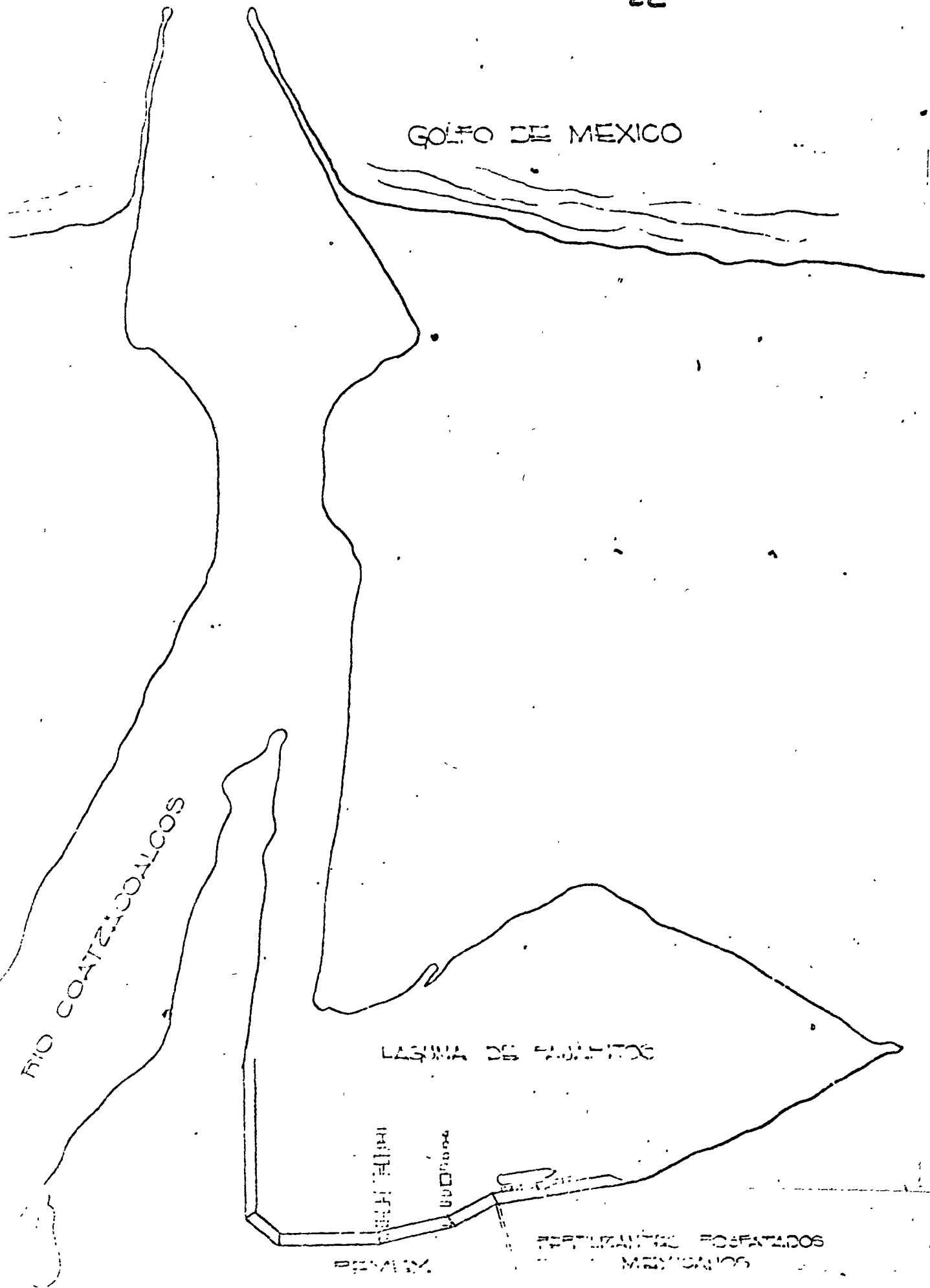
175.00

20

100.00

Bound of Area (See document)





GOLFO DE MEXICO

RIO COAHUILACALCOS

LAGUNA DE SAN FELIPE

MEXICO
SAN FELIPE
LAGUNA DE SAN FELIPE

REPLICANTE POSITIVO MEXICANO

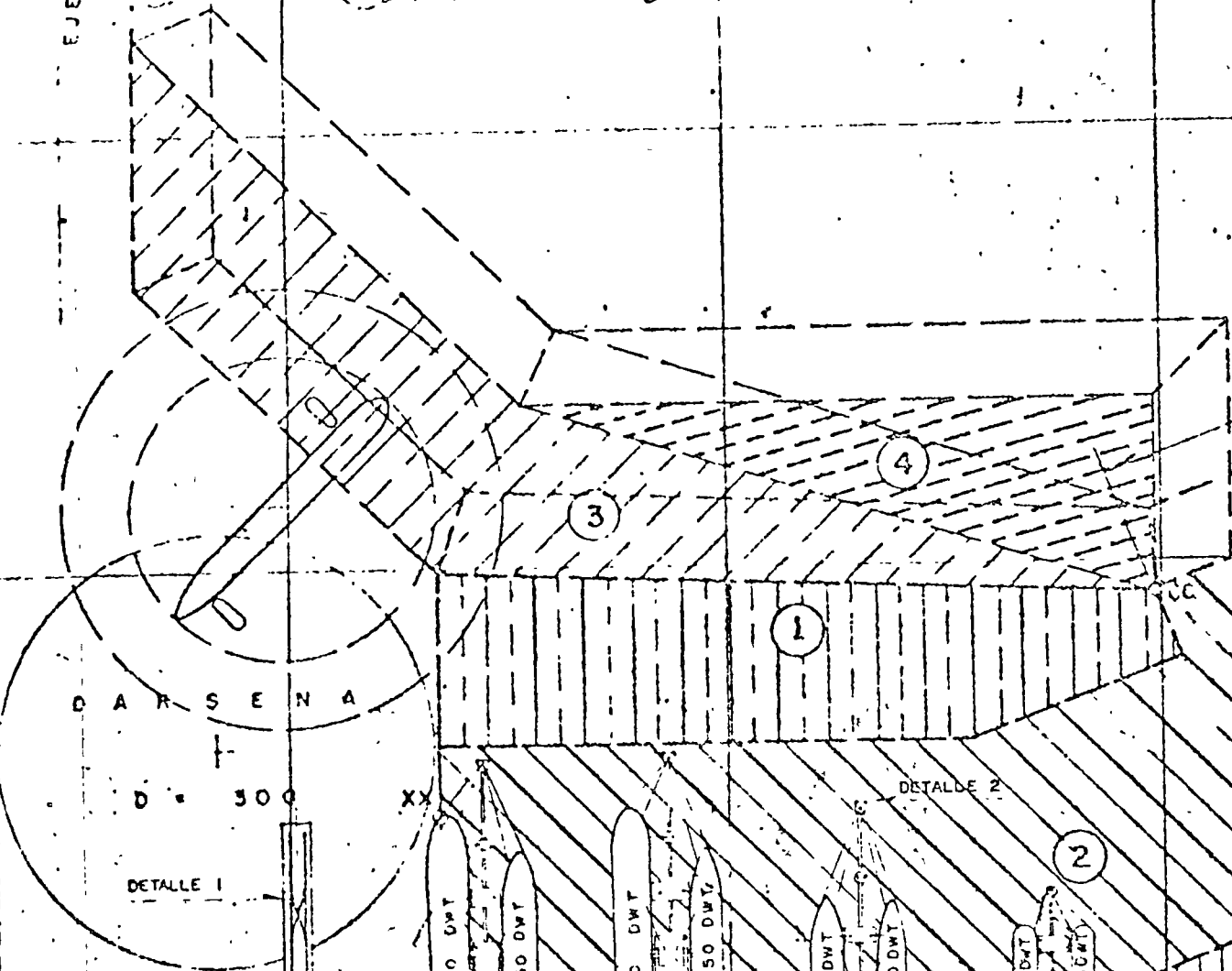
EJE CANAL

CC CENTRO DARSENA

Ant

490

BB



D = 300

DETALLE 1

DETALLE 2

BIT 4000 DWT

BIT 20450 DWT

BIT 40000 DWT

BIT 20450 DWT

BIT 15500 DWT

BIT 10500 DWT

BIT 2633 DWT

BIT 2633 DWT

MUELLE DE REPARACIONES Y CARGA BLANCA

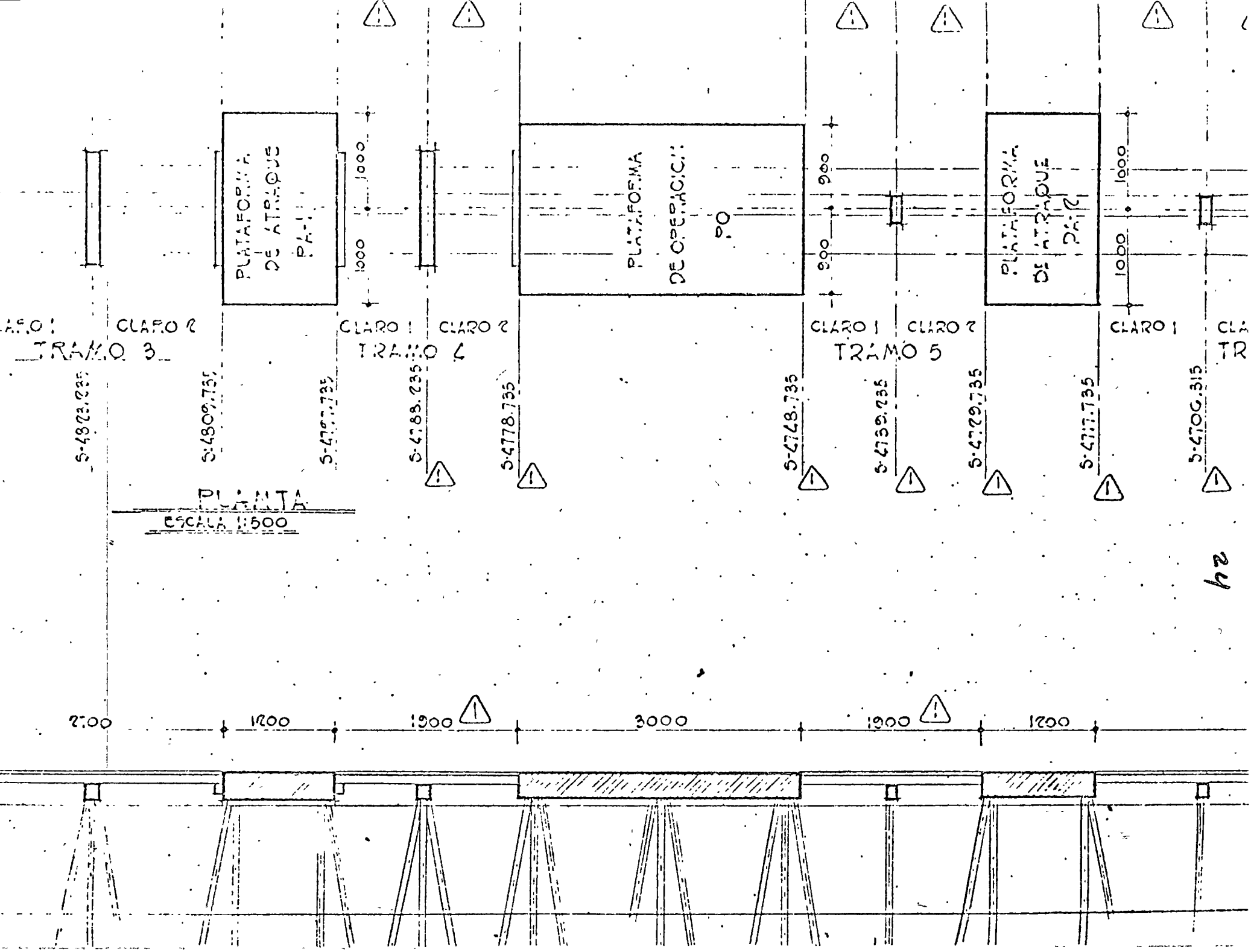
270 47

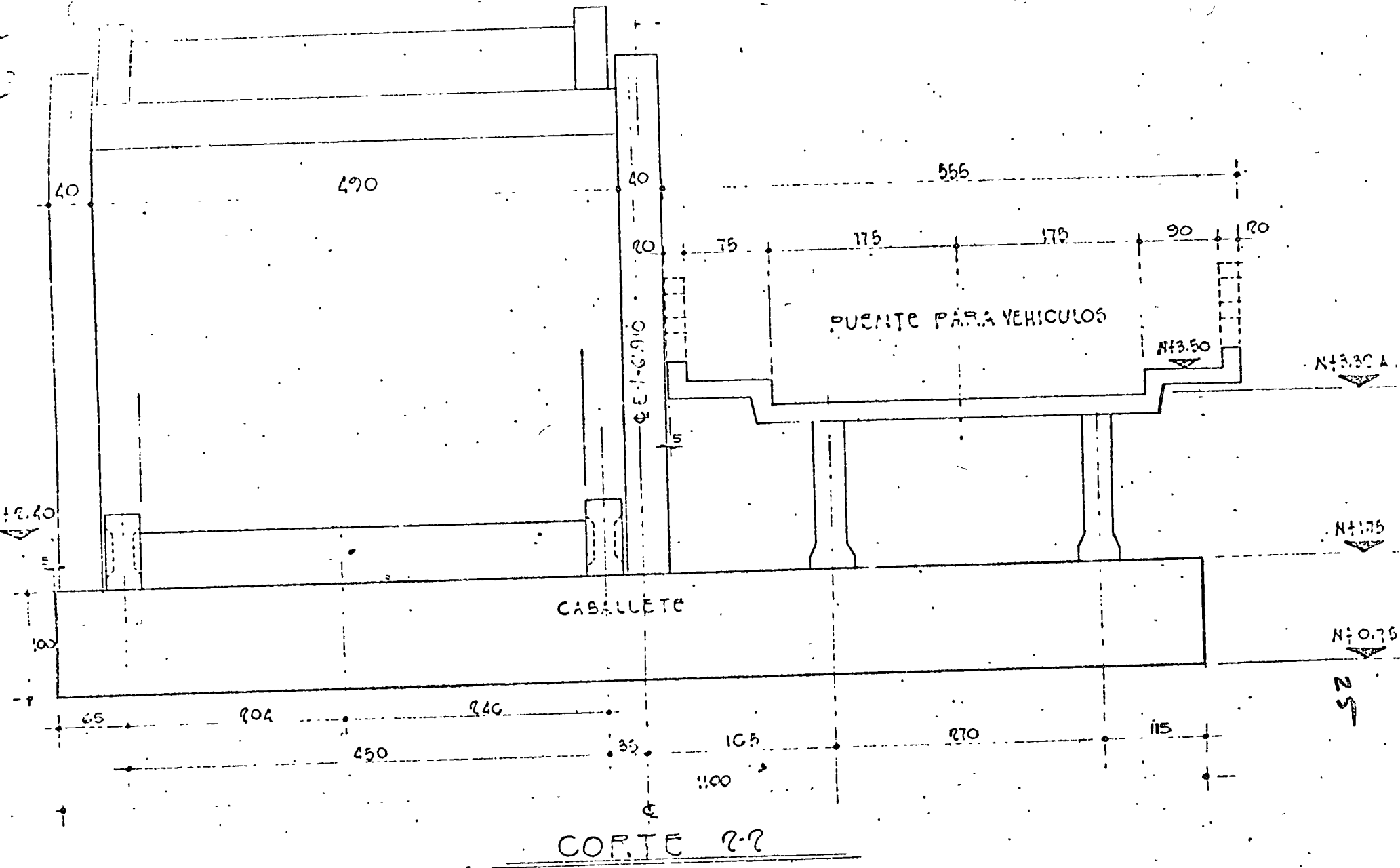
MUELLE PETROLEROS

MUELLE DESTINADO A

MUELLE DE FERTILIZANTES MEXICANOS

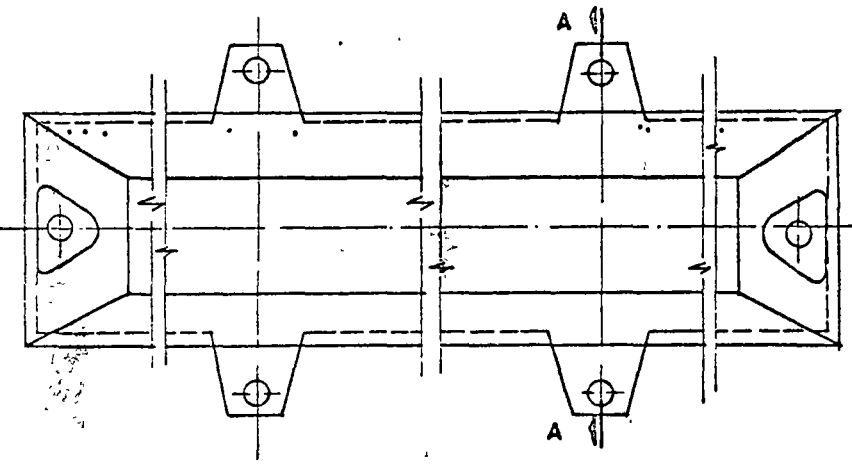
FERTILIZANTES FOSFATADOS PETROLEOS



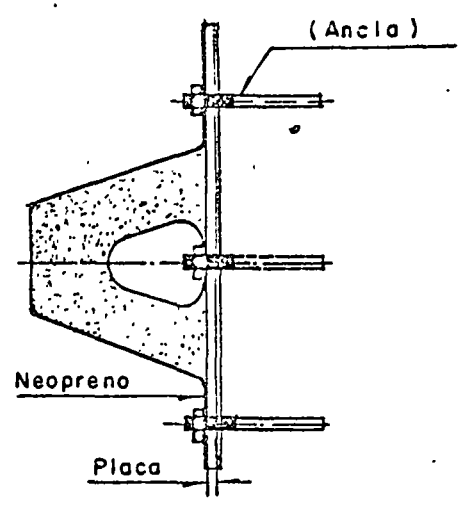


CORTE ??

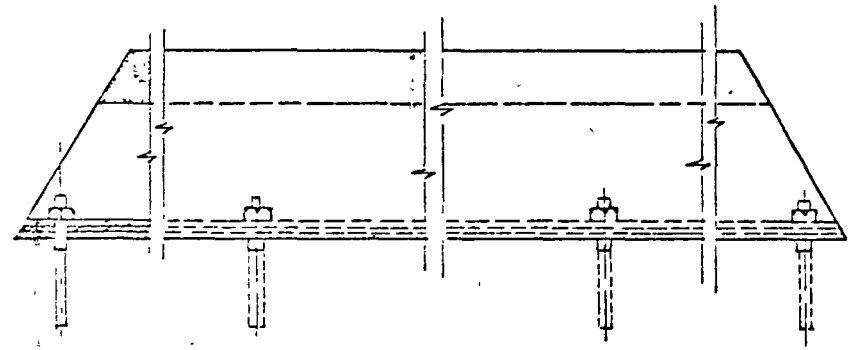
25



E L E V A C I O N

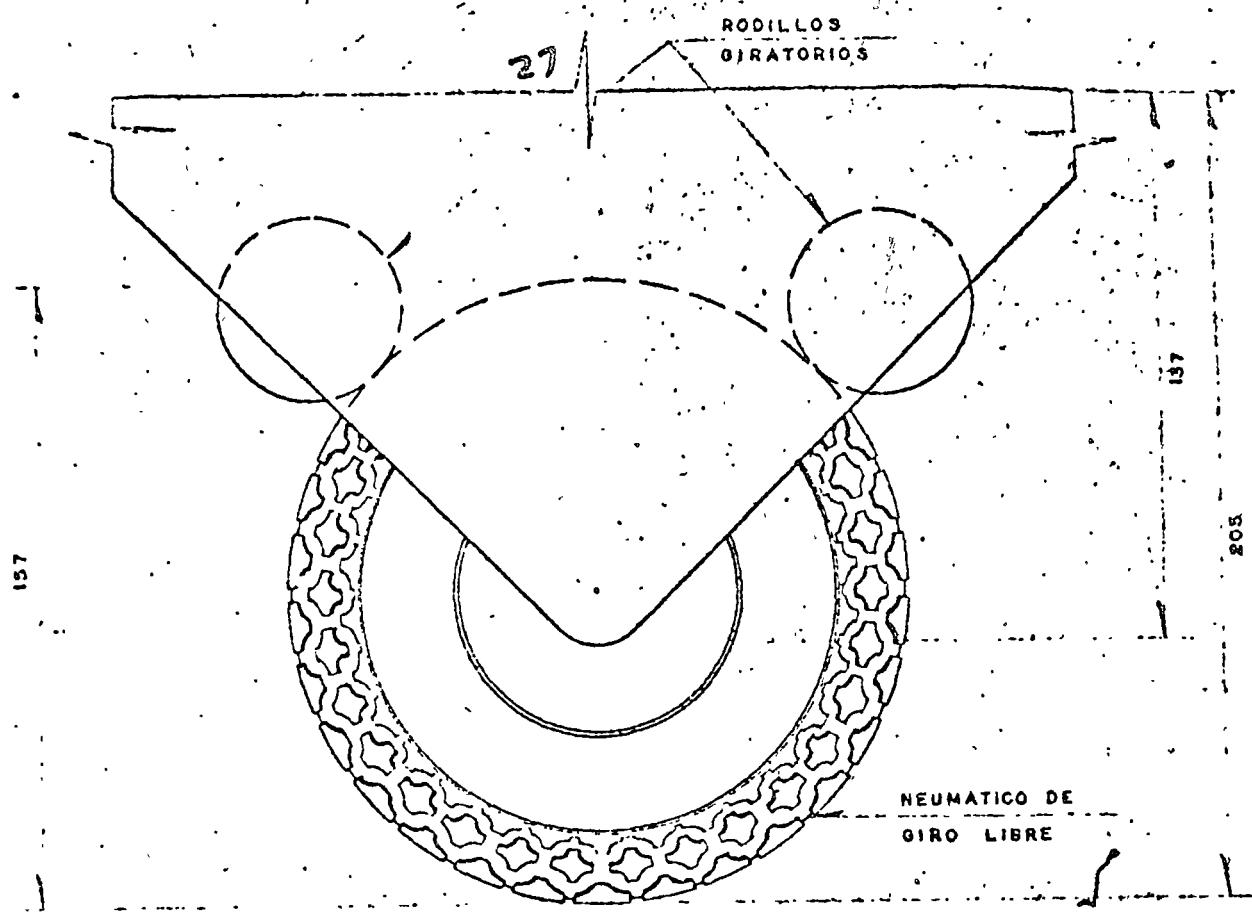


SECCION A-A

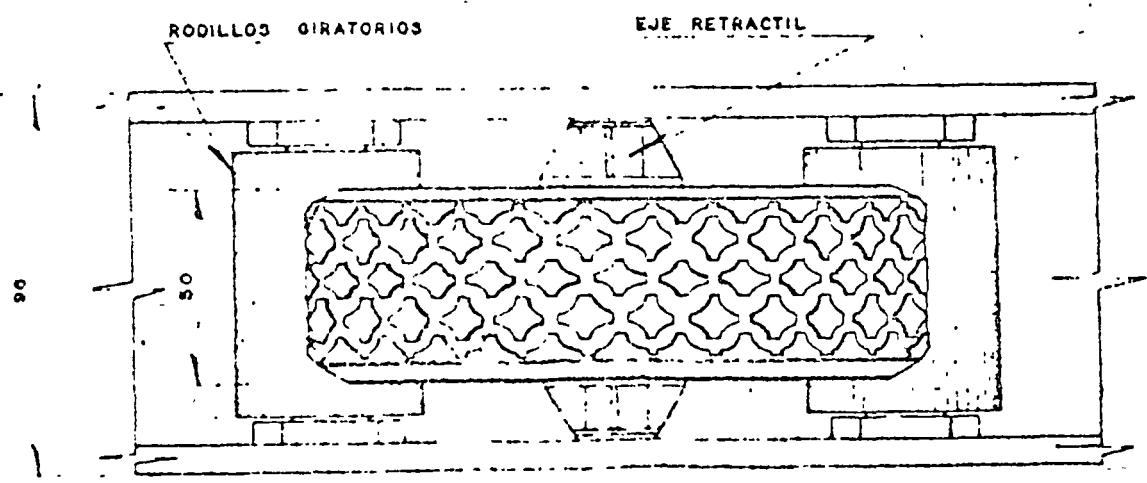


P L A N T A

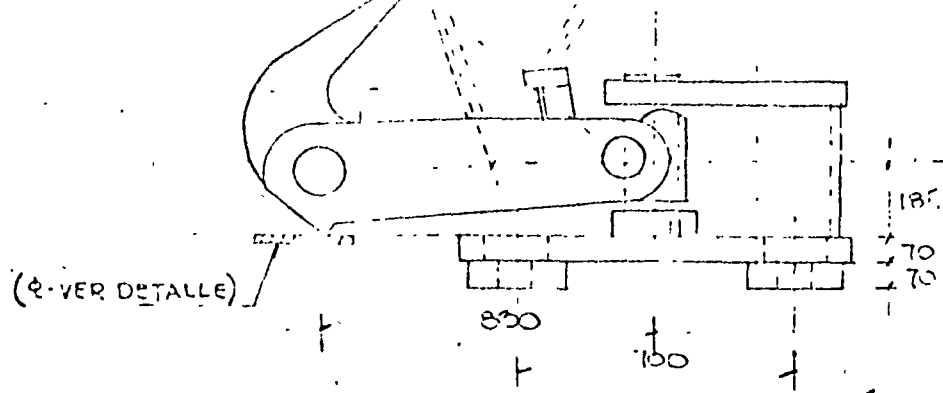
EJEMPLO DE DEFENSAS FIJAS



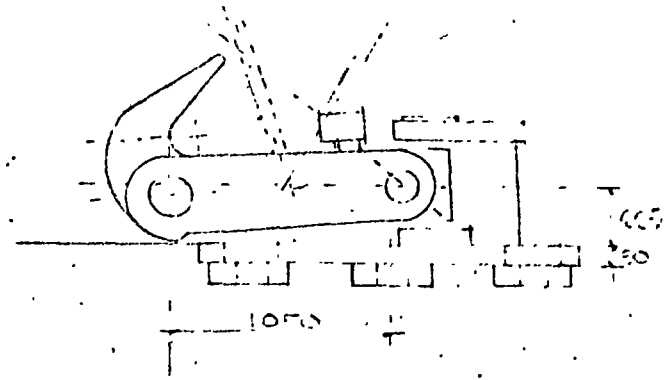
PLANTA
DEFENSA GIRATORIA
 ESCALA 1 : 20



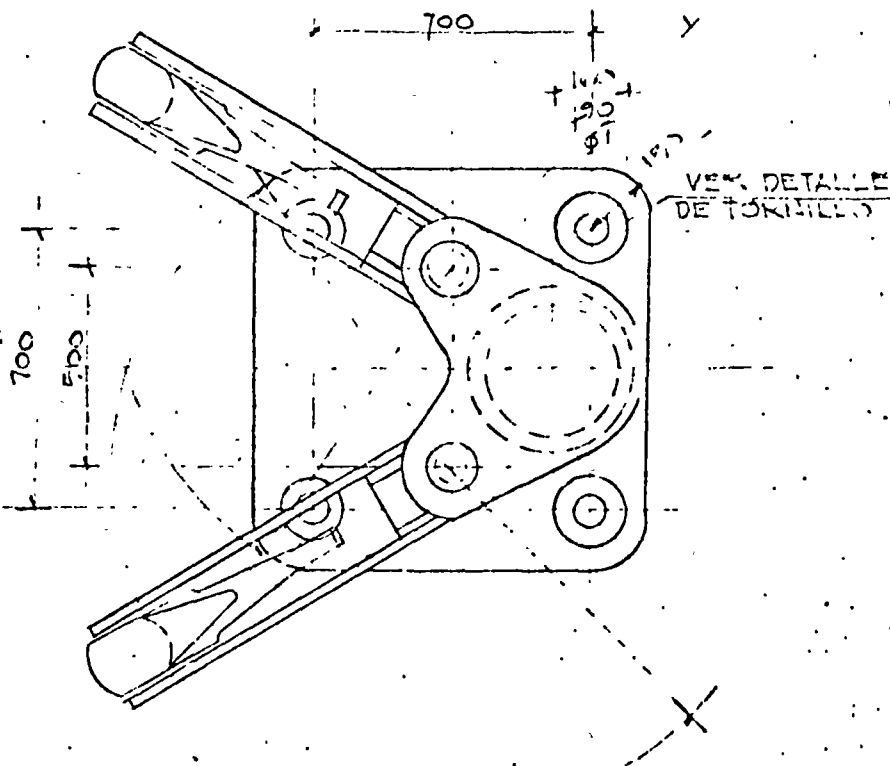
ELEVACION
DEFENSA GIRATORIA



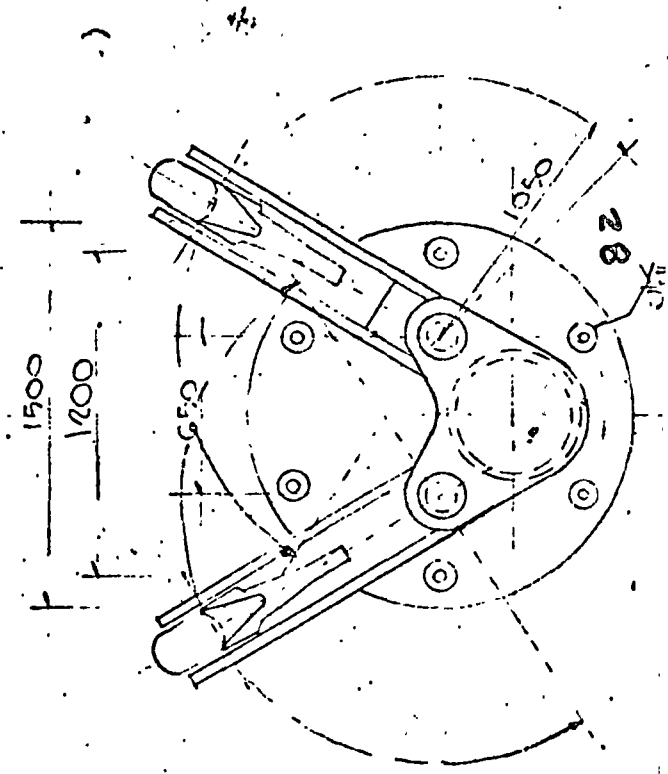
ALZADO GANCHO 100-108-140



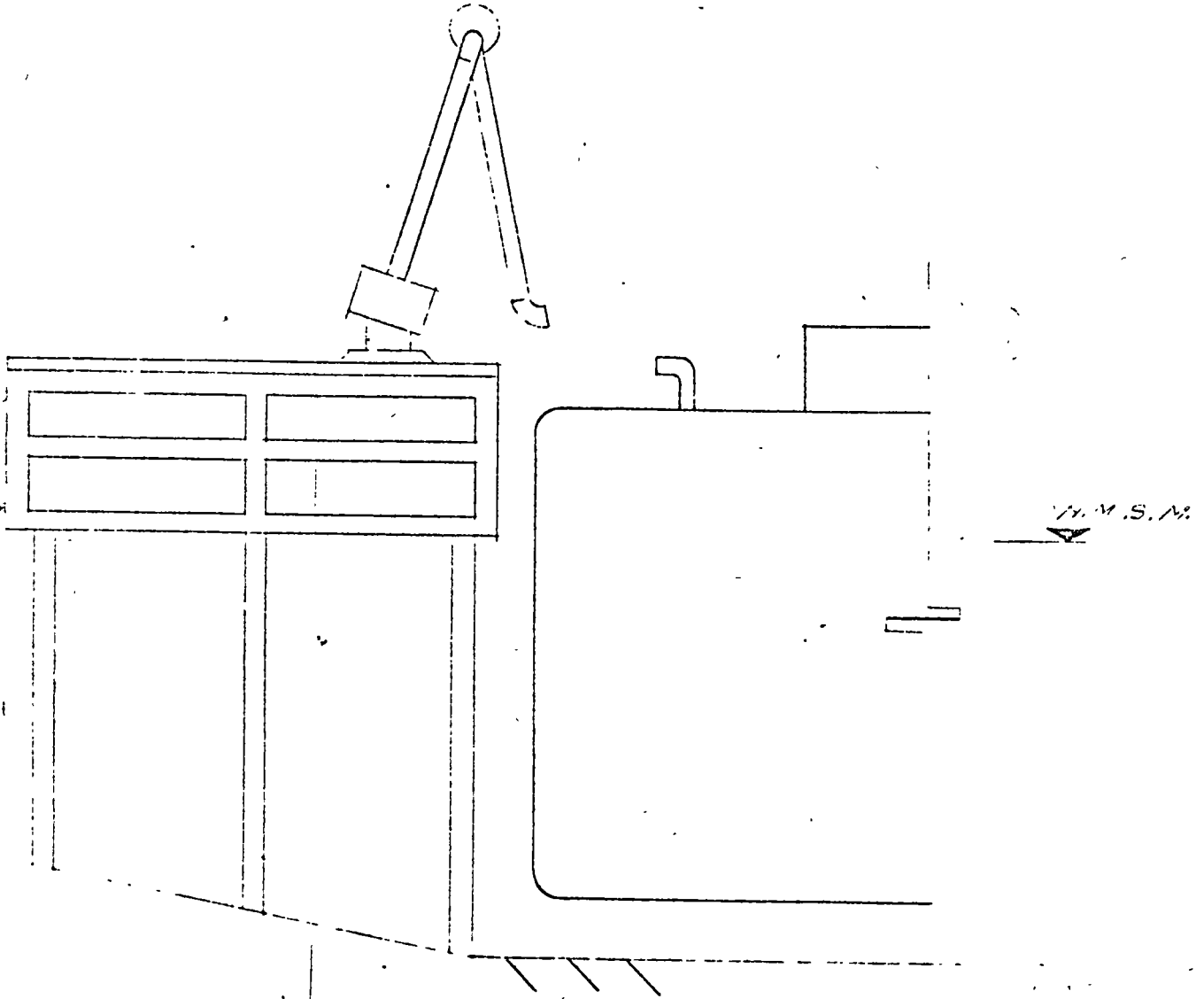
ALZADO GANCHO 180-108-1

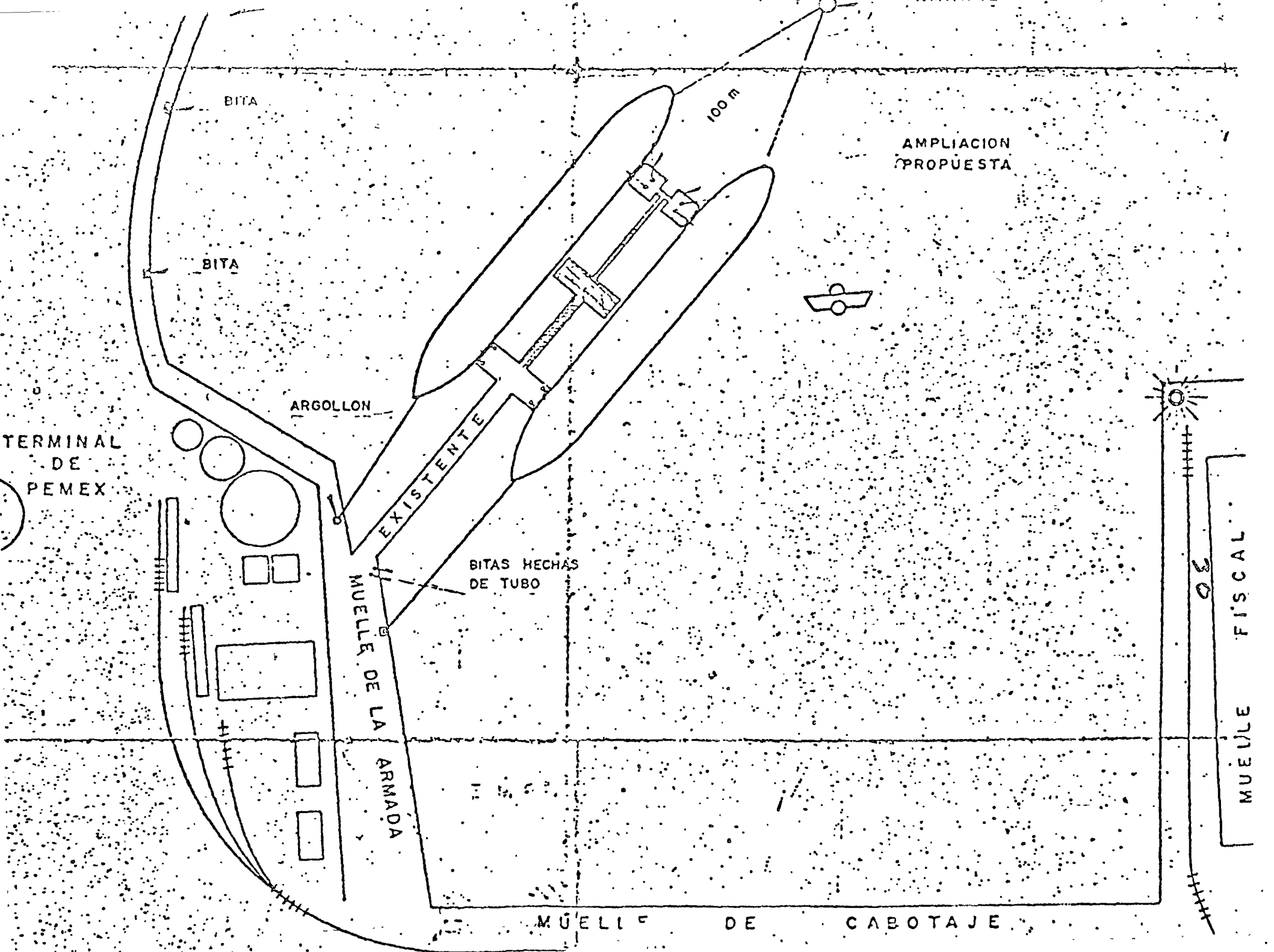


PLANTA GANCHO 100-108-140
(6 PZAS EN DA-1, DA-2 Y DA-3)



PLANTA GANCHO 180-108-1
(4 PZAS EN PA-1 Y PA-2)





BITA

BITA

100 m

AMPLIACION
PROPUESTA

TERMINAL
DE
PEMEX

ARGOLLON

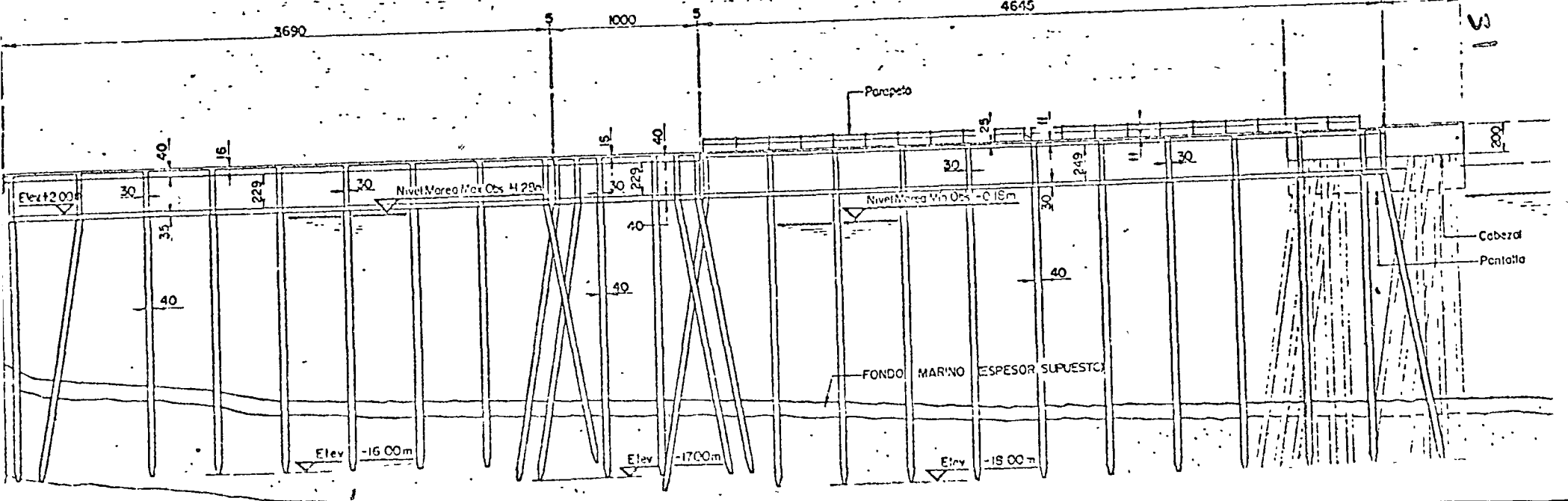
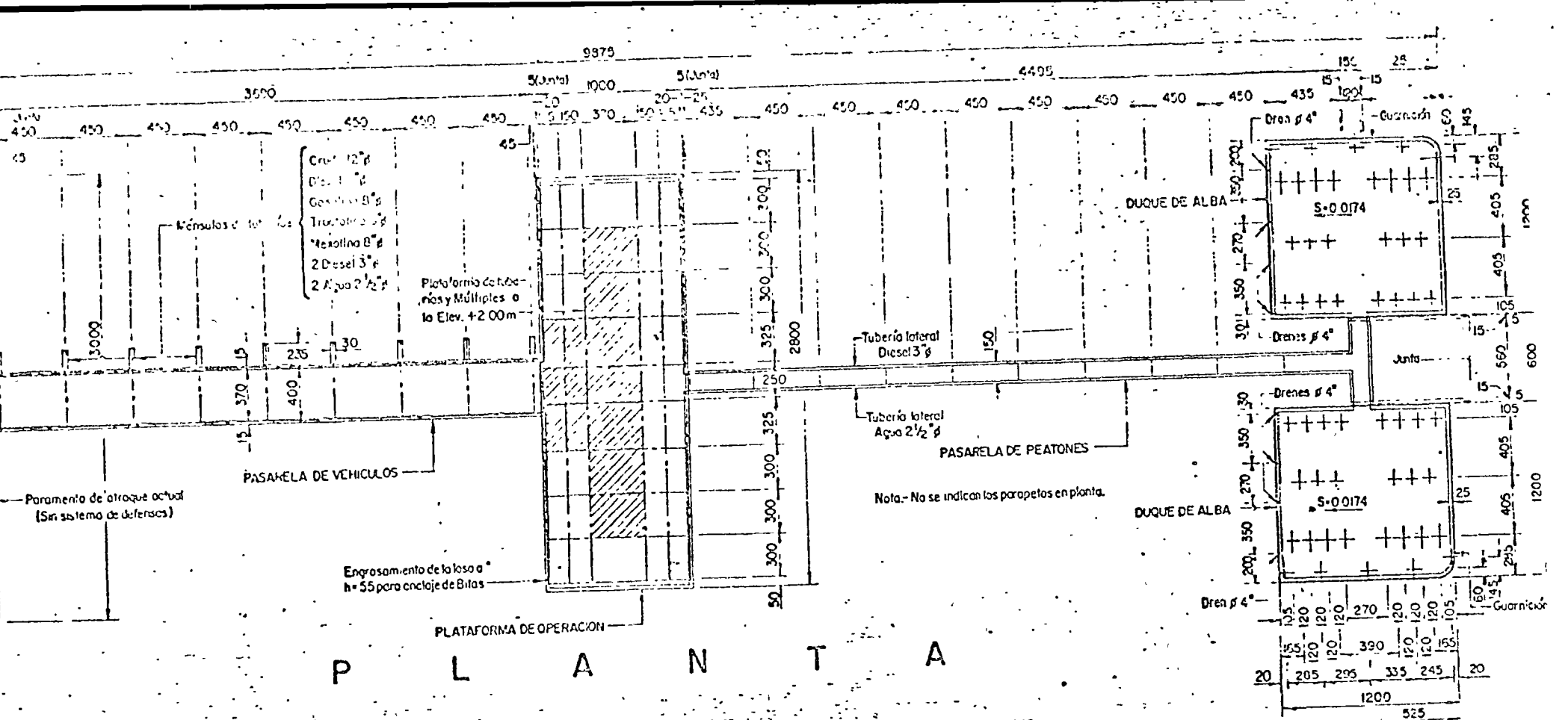
EXISTENTE

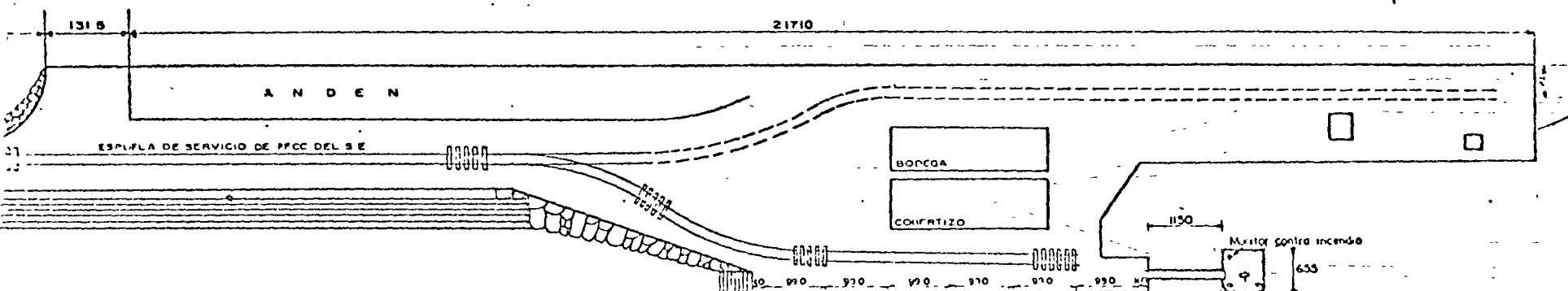
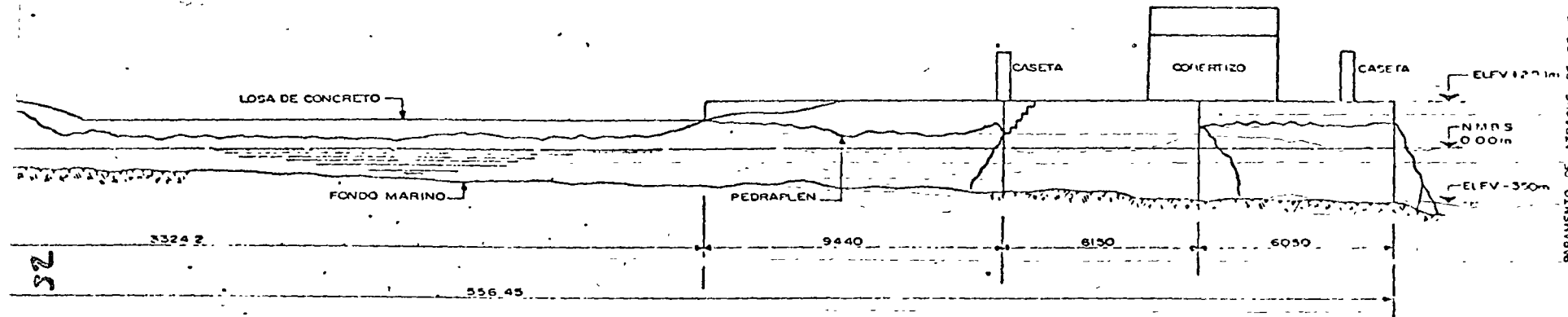
BITAS HECHAS
DE TUBO

MUELLE DE LA
ARMADA

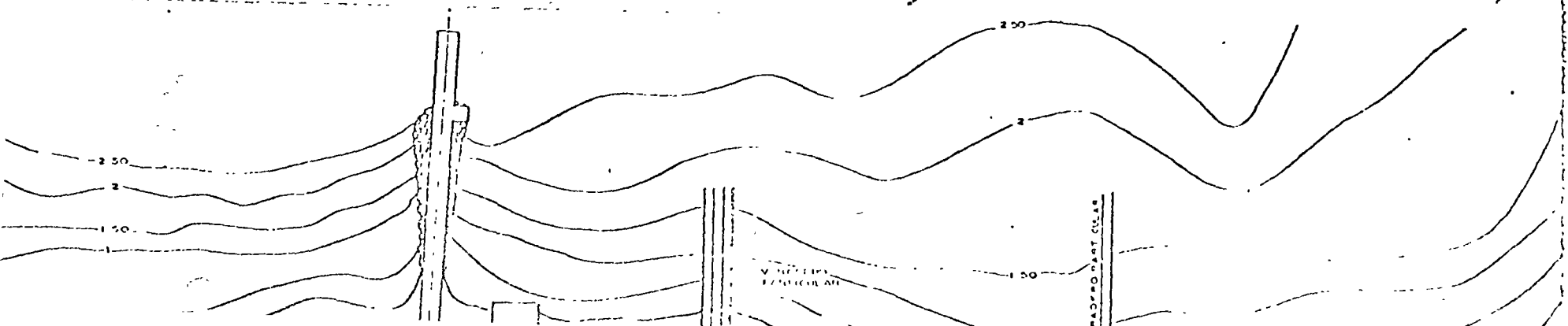
MUELLE DE CABOTAJE

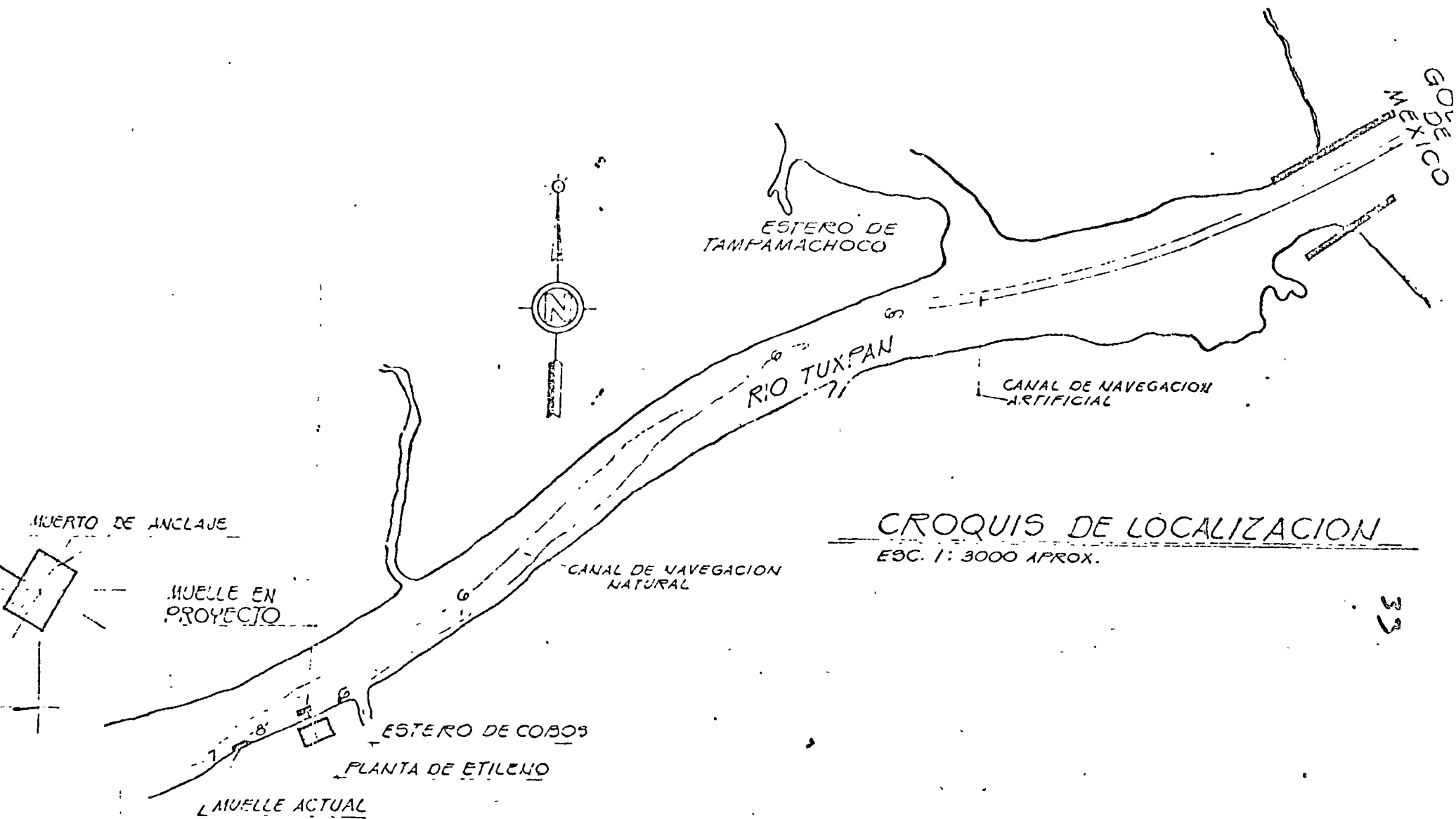
MUELLE FISCAL





OPERACION DE PEMEX LINEAS 8^o
 OLEO COMBUSTIBLE
 MADO
 2 LINEAS MUELLE A LA PLANTA + 600 DOM.

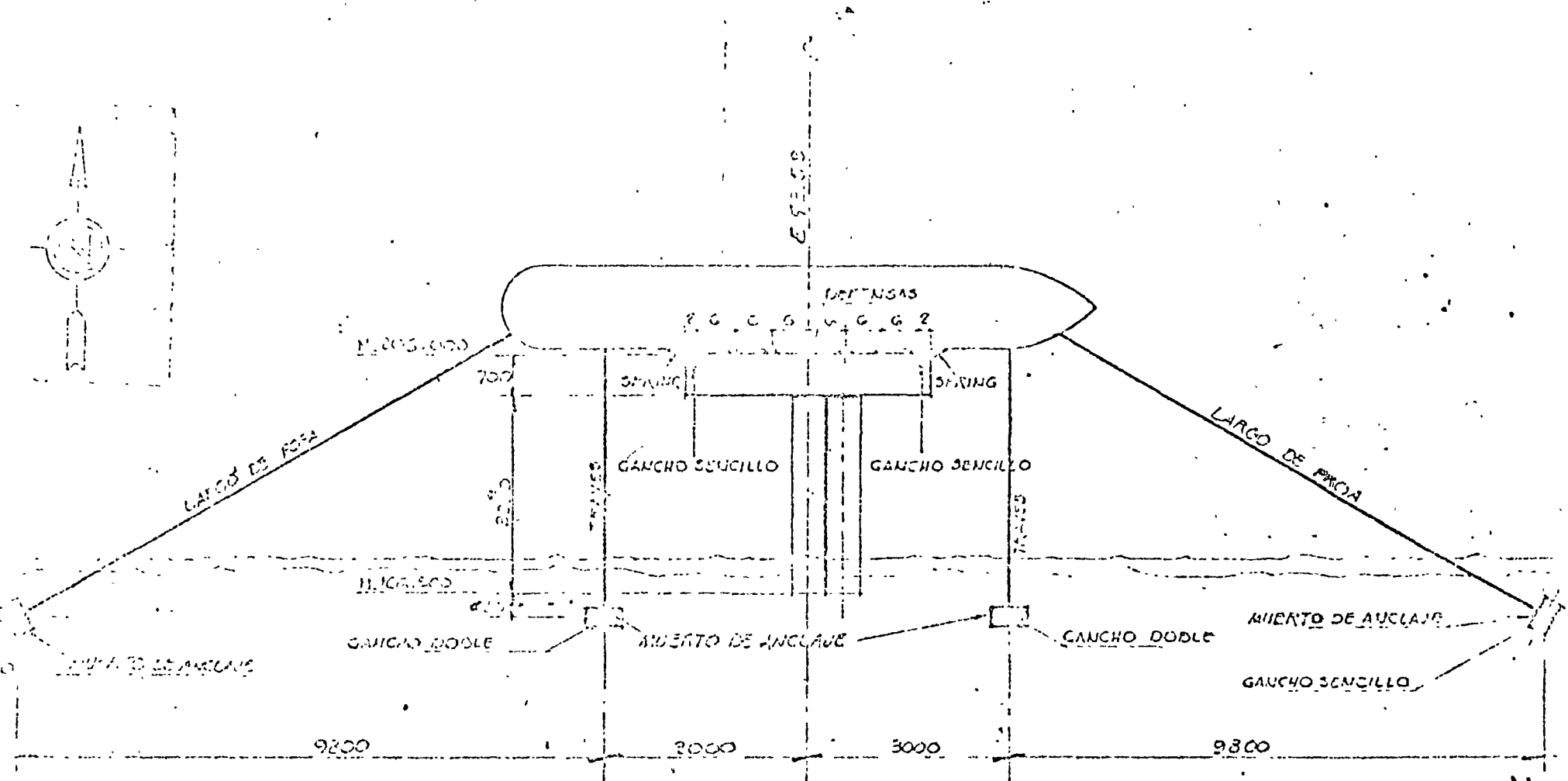
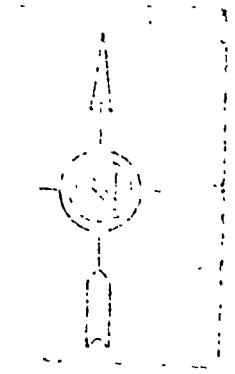




CROQUIS DE LOCALIZACION

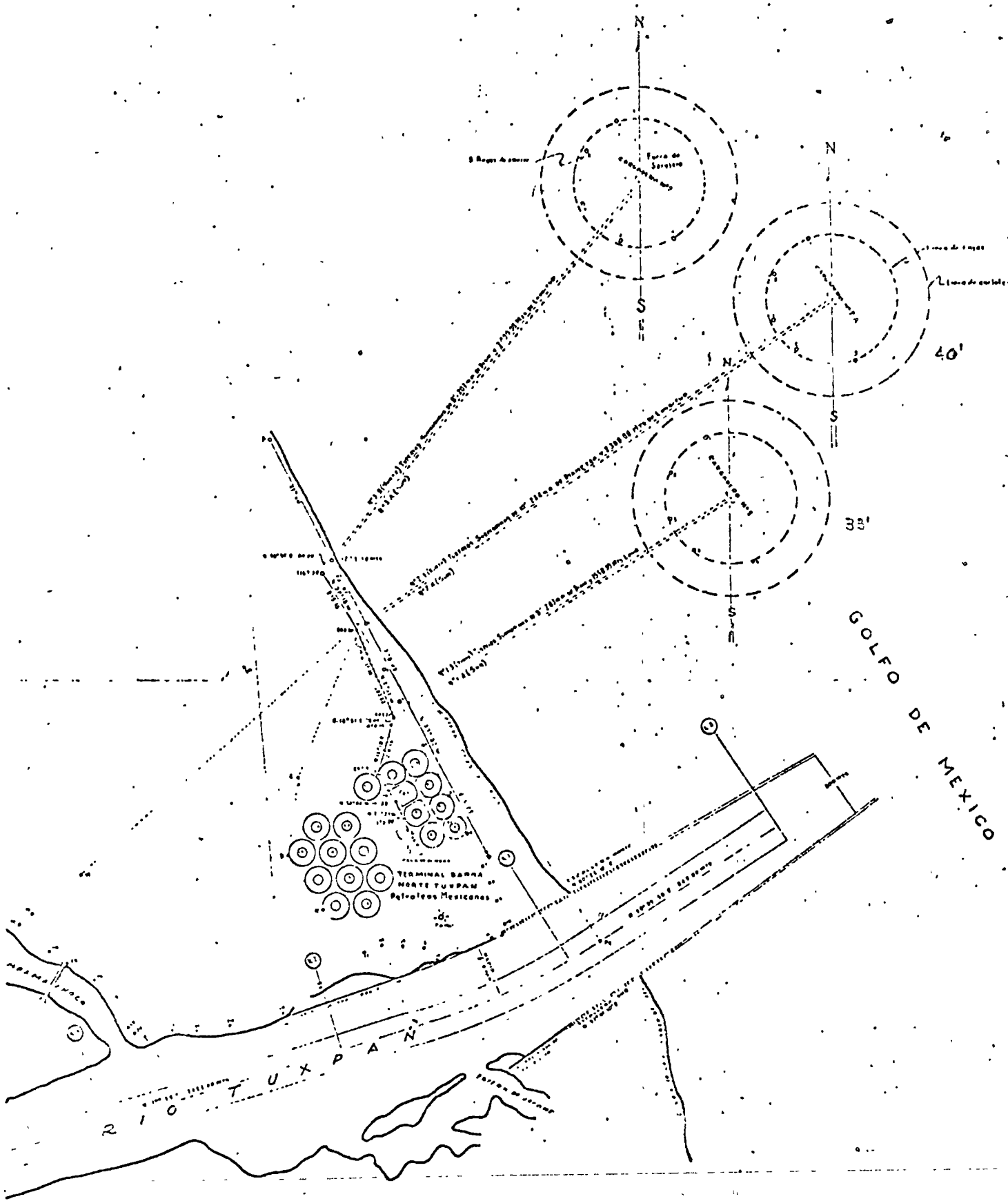
ESC. 1: 3000 APROX.

000.00



LOCALIZACION DE DEFENSAS, GANCHOS Y MUERTOS
PLANTA

25



S 24° 13' 56"

BOYA UNIVERSAL	
Y:	147 630.66
X:	148 197.03
Long W de G	97° 15' 45"
Lat. N	21° 01' 18"

VERT Km 5
 Y: 146 807.352
 X: 141 555.253

A
HOCO

S 64° 32' 28" W
 6 472.428 m.

N-75° 23' 43"
 13 571.105 m

VERT TORRETA
 Y: 144 842.399
 X: 142 353.127
 Long W de G 97° 19' 10"

FARO TUXPAN
 Y: 14. 905.735
 X: 143 497.972
 Long W de G 97° 18' 30"
 Lat N 20° 58' 15"

S 36° 13' 22" E
 1 877

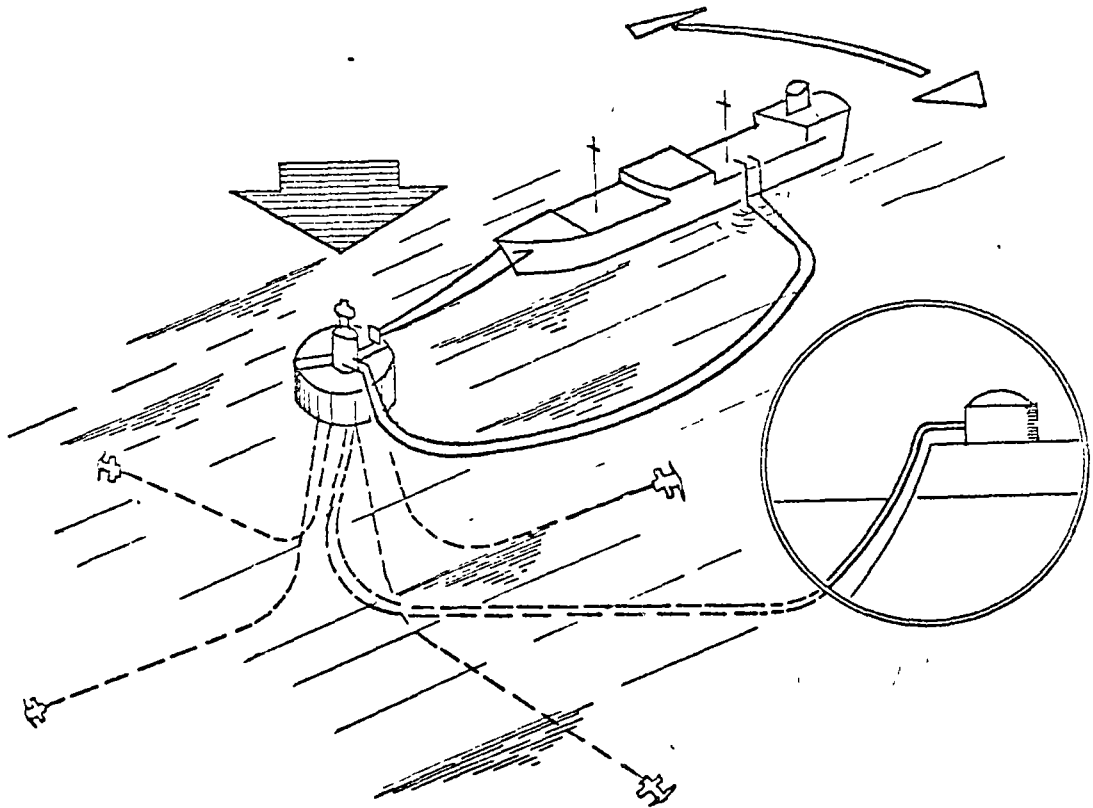
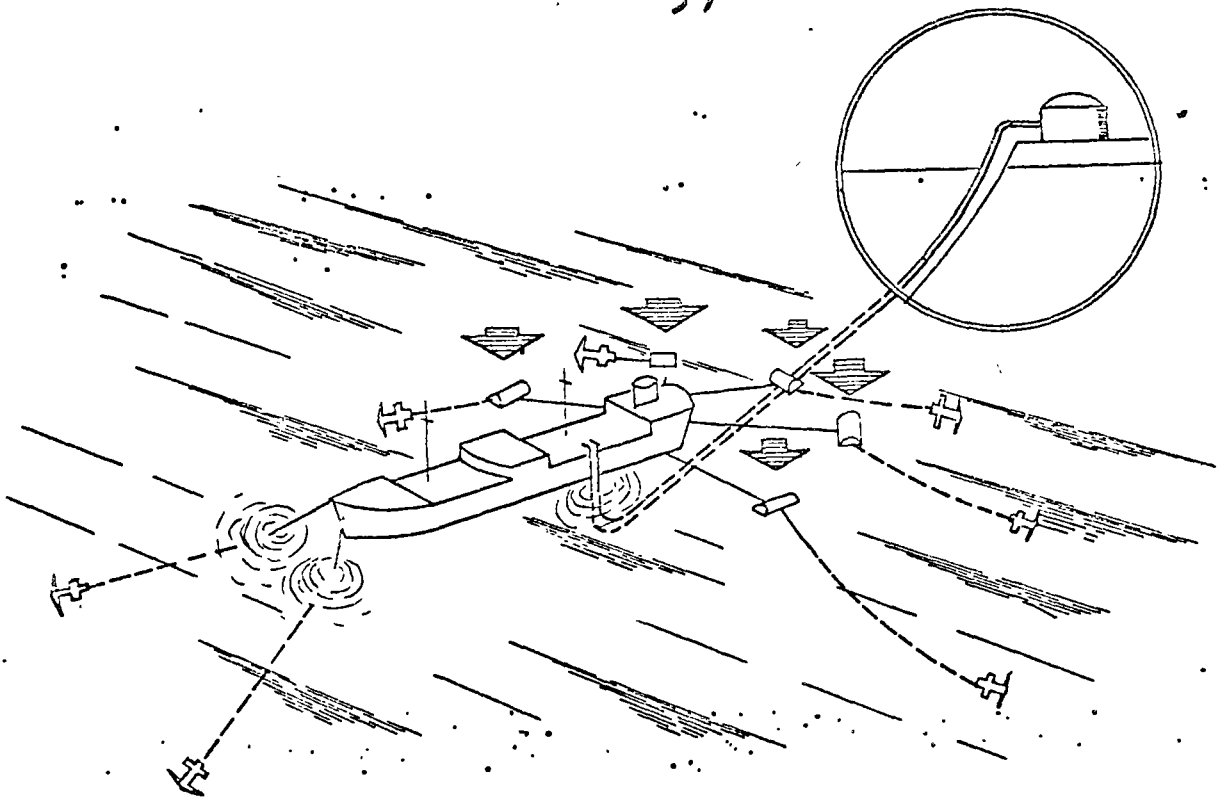
2 300
 1 550
 CARGADERO-1 CARGADERO-2
 N 35° 18' 28" E
 6 675.134 m

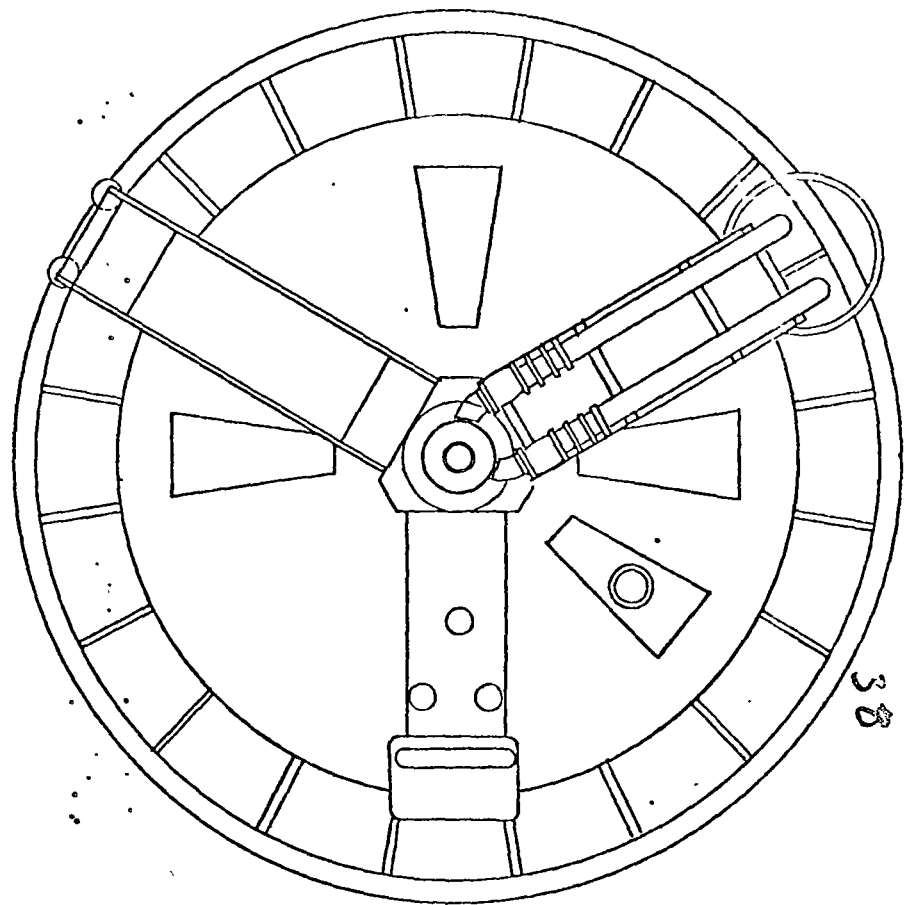
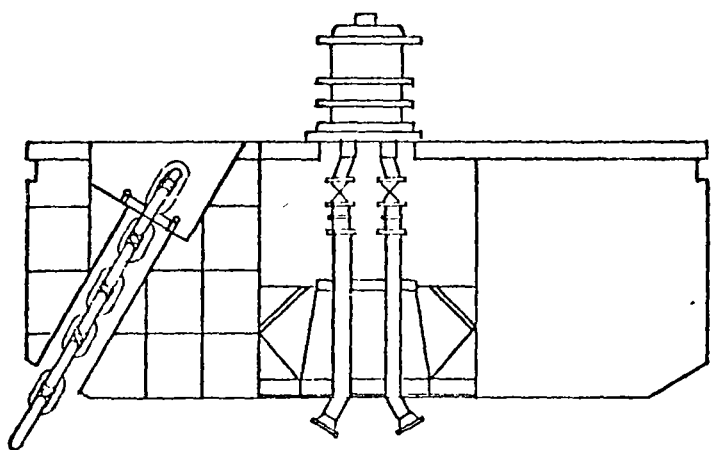
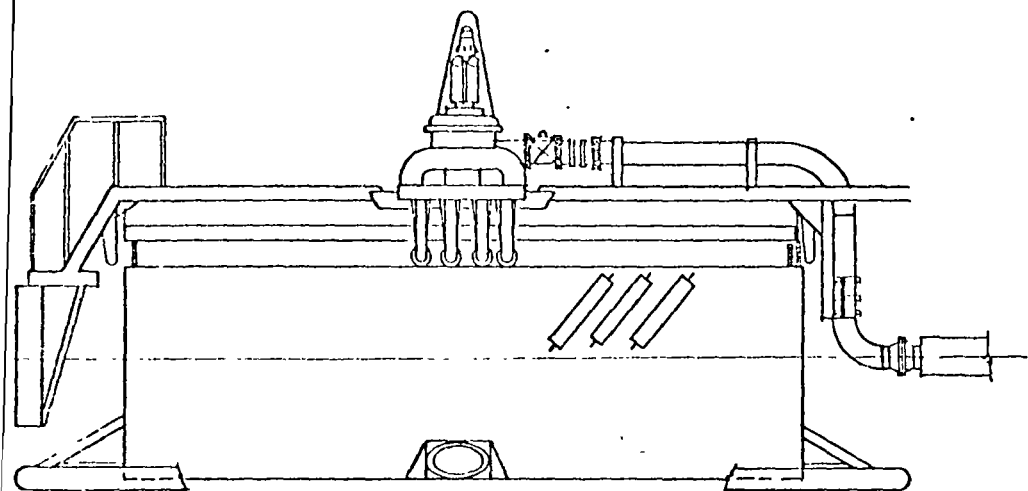
S-62° 02' 06" W 13 572.546
 N-61° 21' 43" E 12 700.406 m

FARO TUXPAN

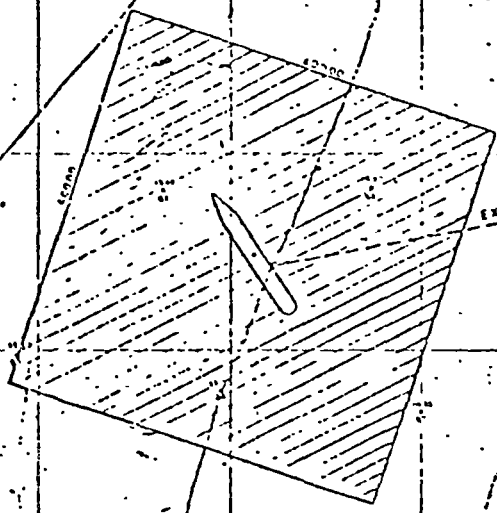
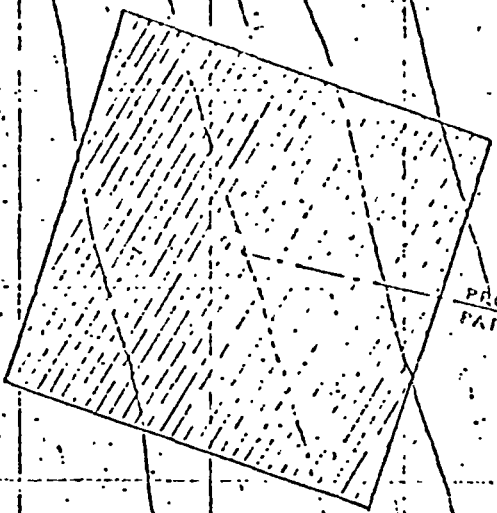
VERT. BALIZA ESCOLLERA (Nueva)
 Y: 142 183.355
 X: 144 339.007

T U X P A N





38



PROPOSICION GERENCIA DE MARINA
PARA AMARRADERO ANCHIACO

PROPOSICION LUMMUS

EXTREMO TUBERIA SUBMARINA

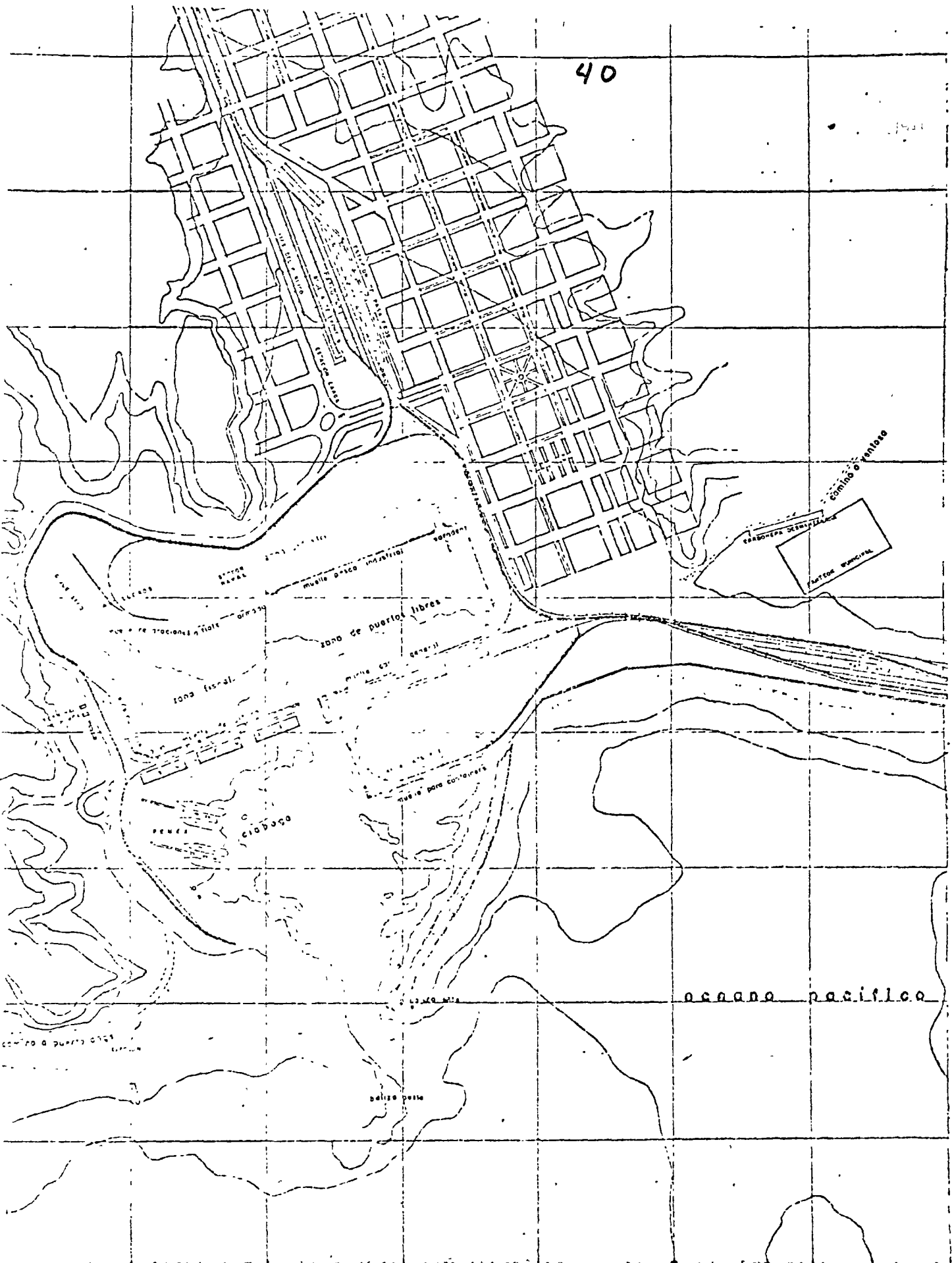
H-1930
E-1070

H-2400

E-1945



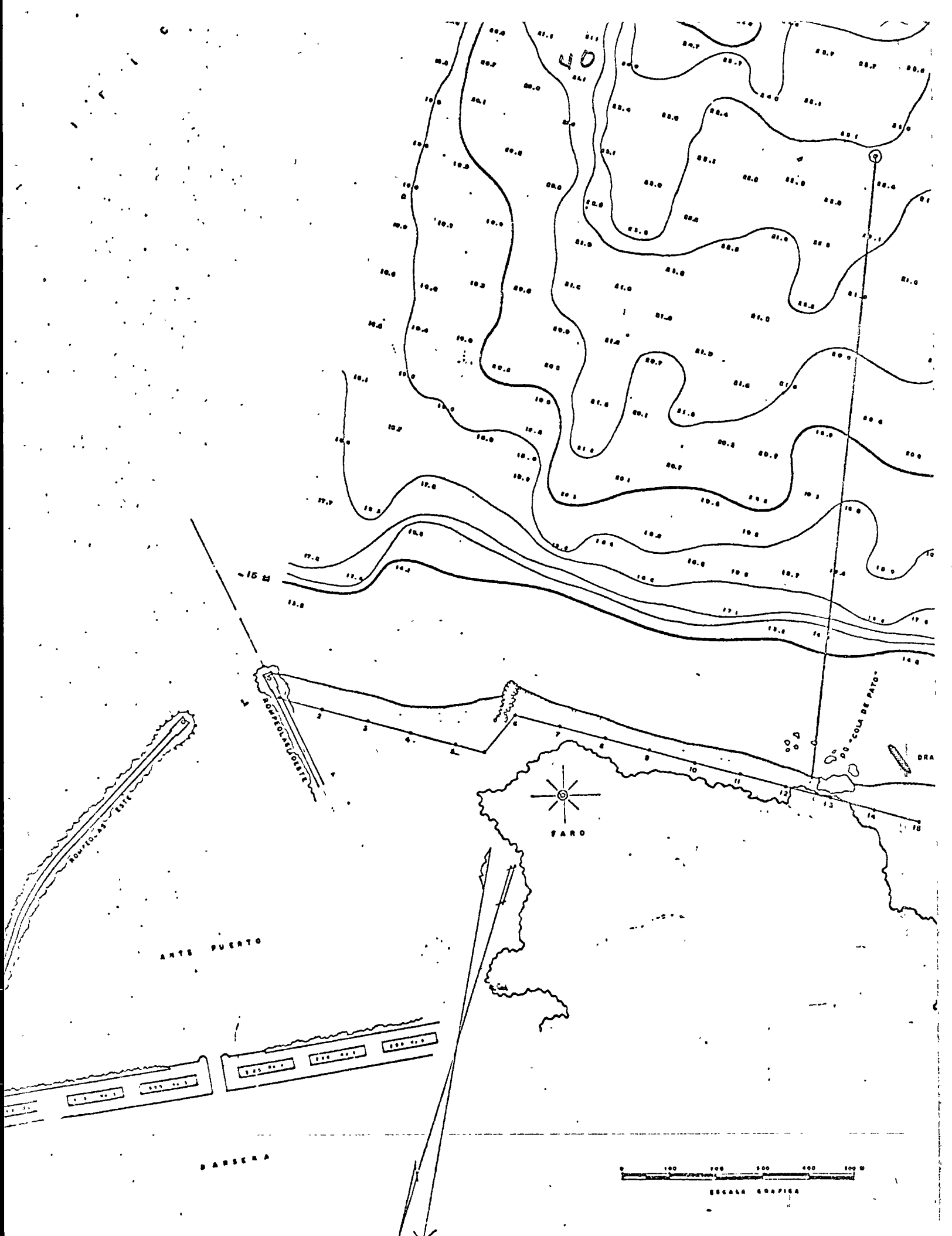
40



oceanos pacifico

belice costa

centro de puerto de...



EQUIPO DE PERFORACION

SUPERESTRUCTURA

SUBESTRUCTURA

CONTRAVIENTOS HORIZONTALES

PILOTES

CONTRAVIENTOS DIAGONALES

COLUMNAS

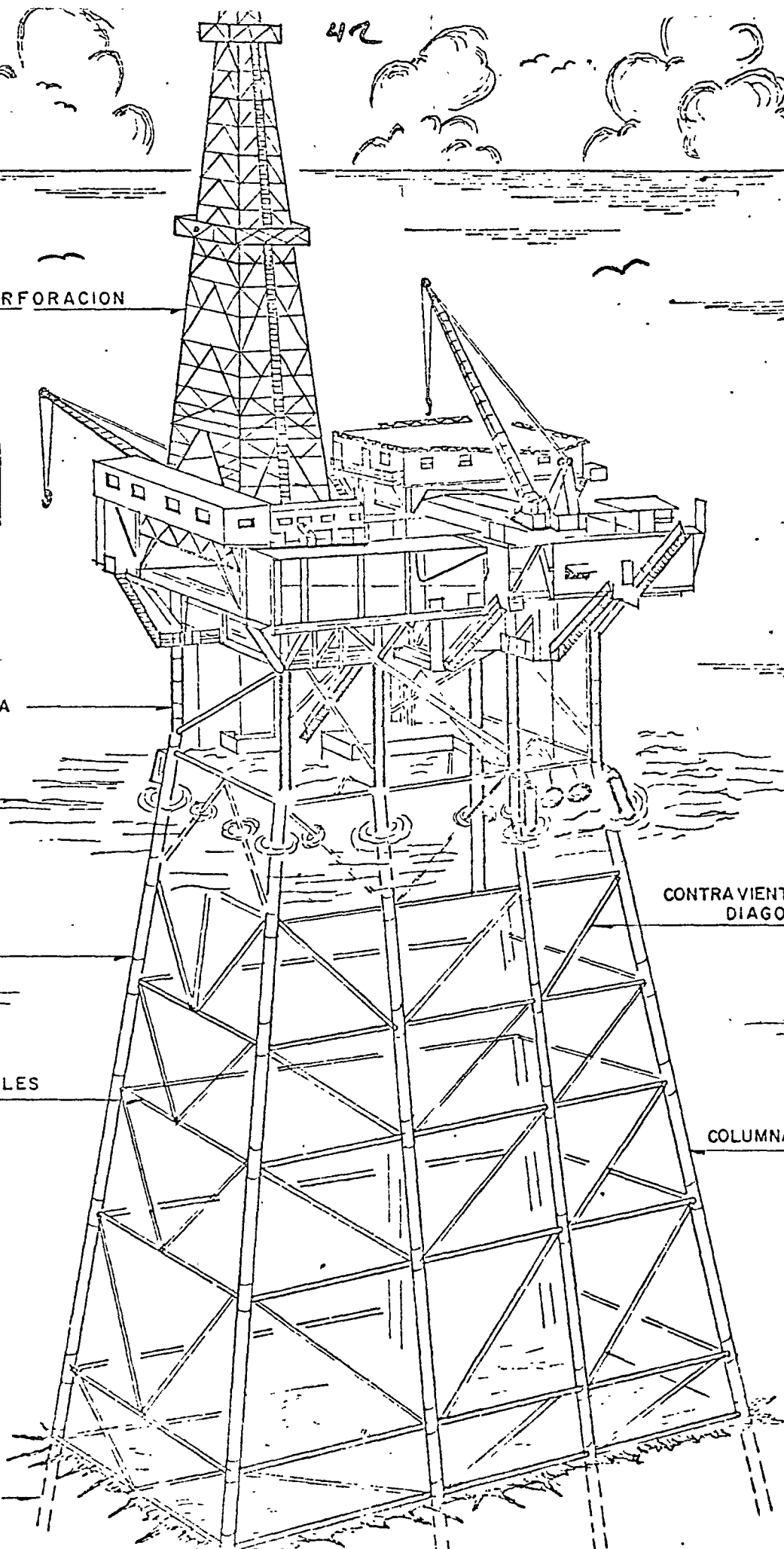
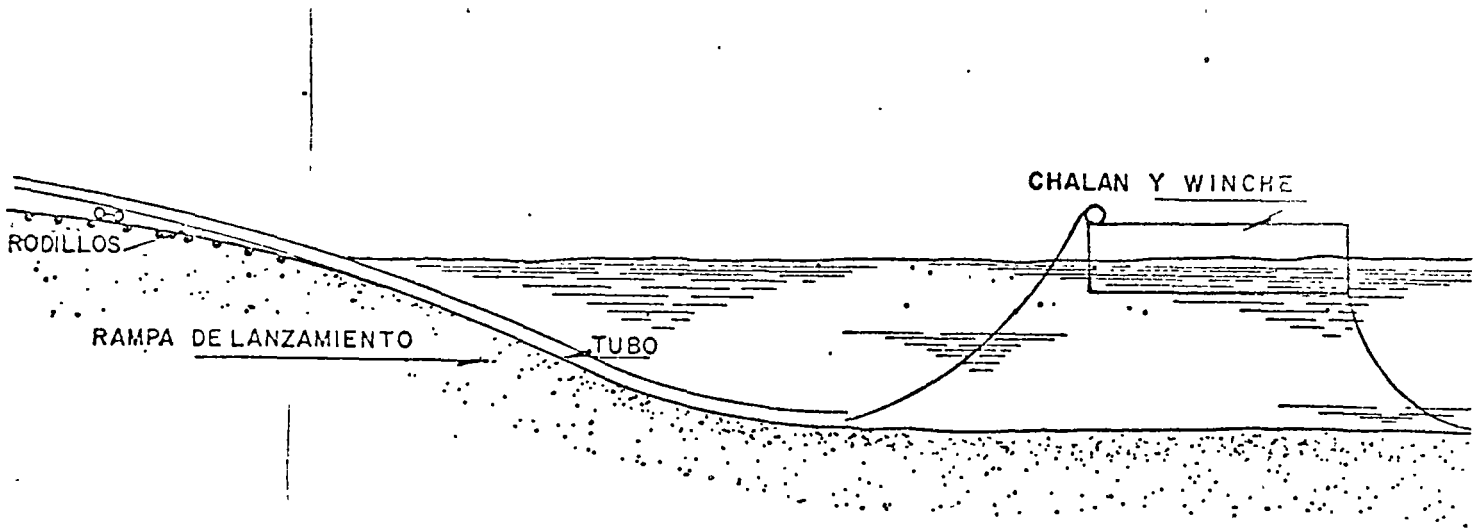
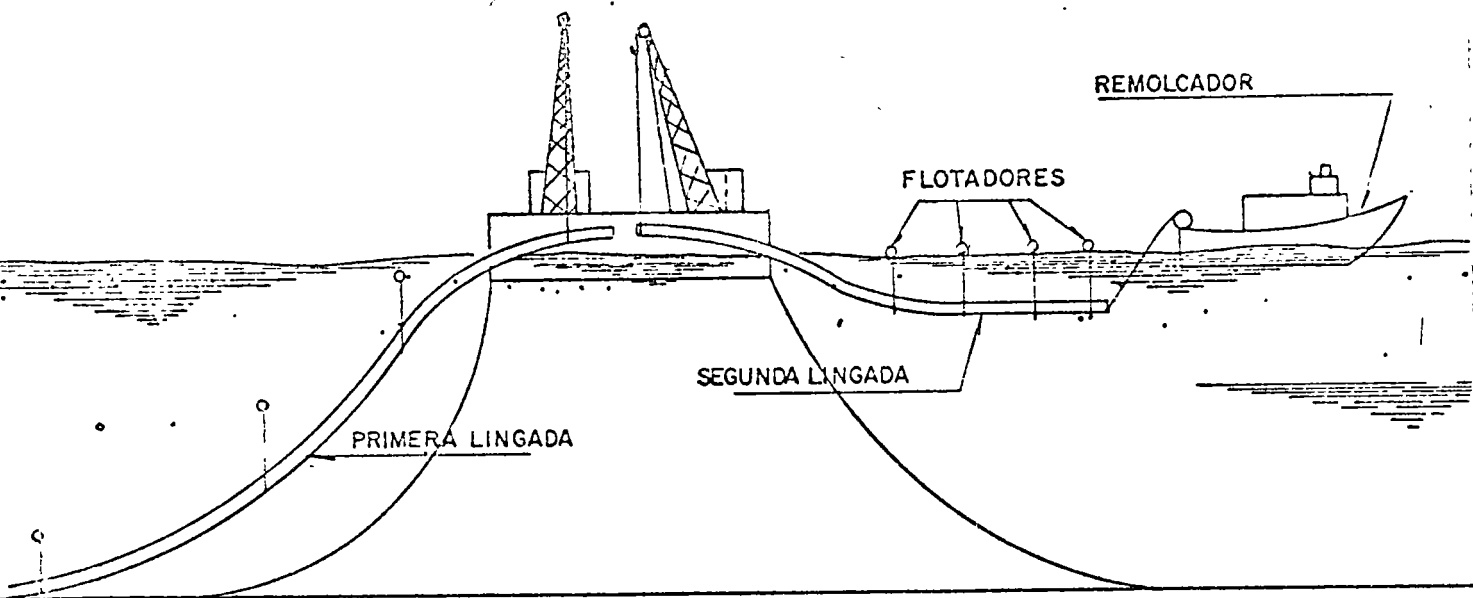


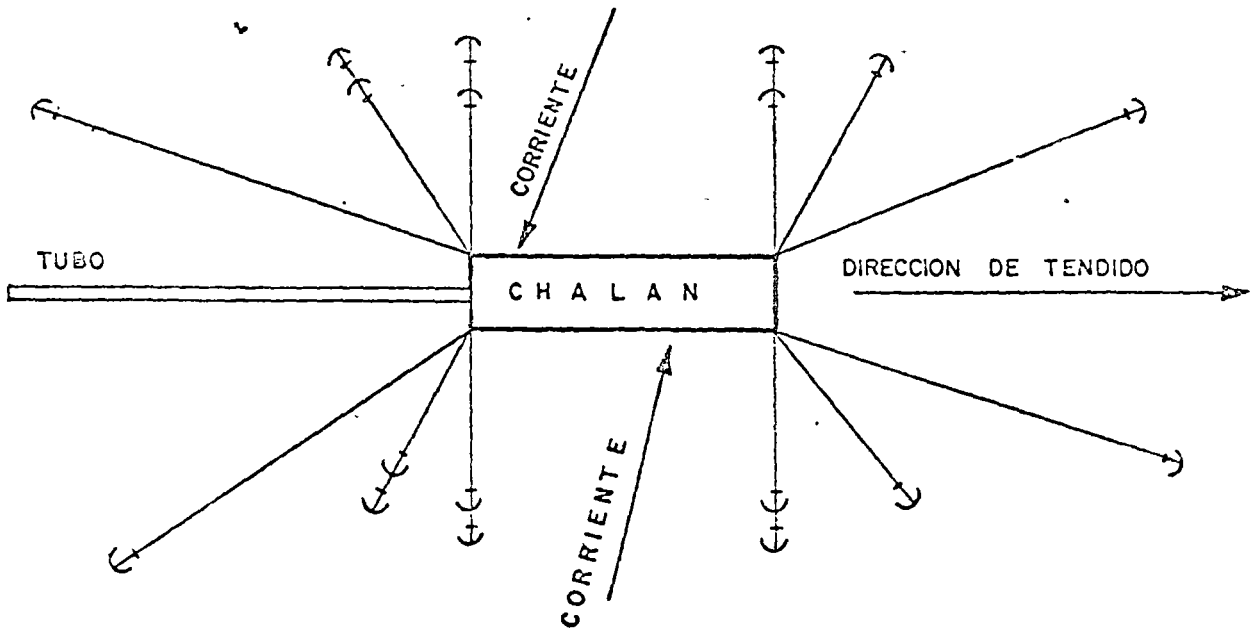
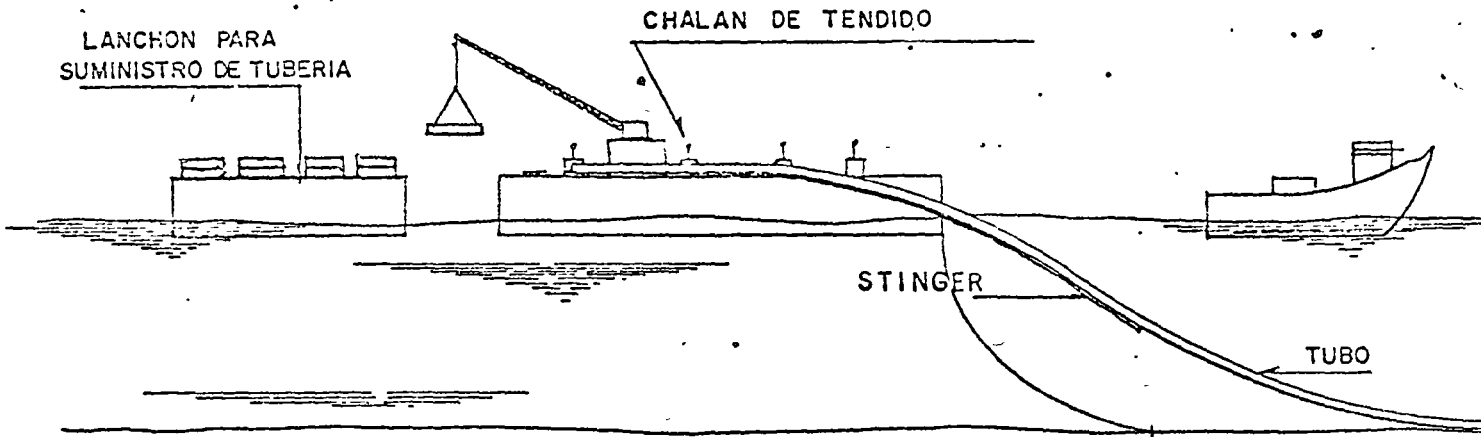
Fig. 69

44



UNION EN EL CHALAN





centro de educación continua de la facultad de ingeniería, unam



FABRICACION DE PLATAFORMAS Y TENDIDO DE TUBERIAS SUBMARINAS

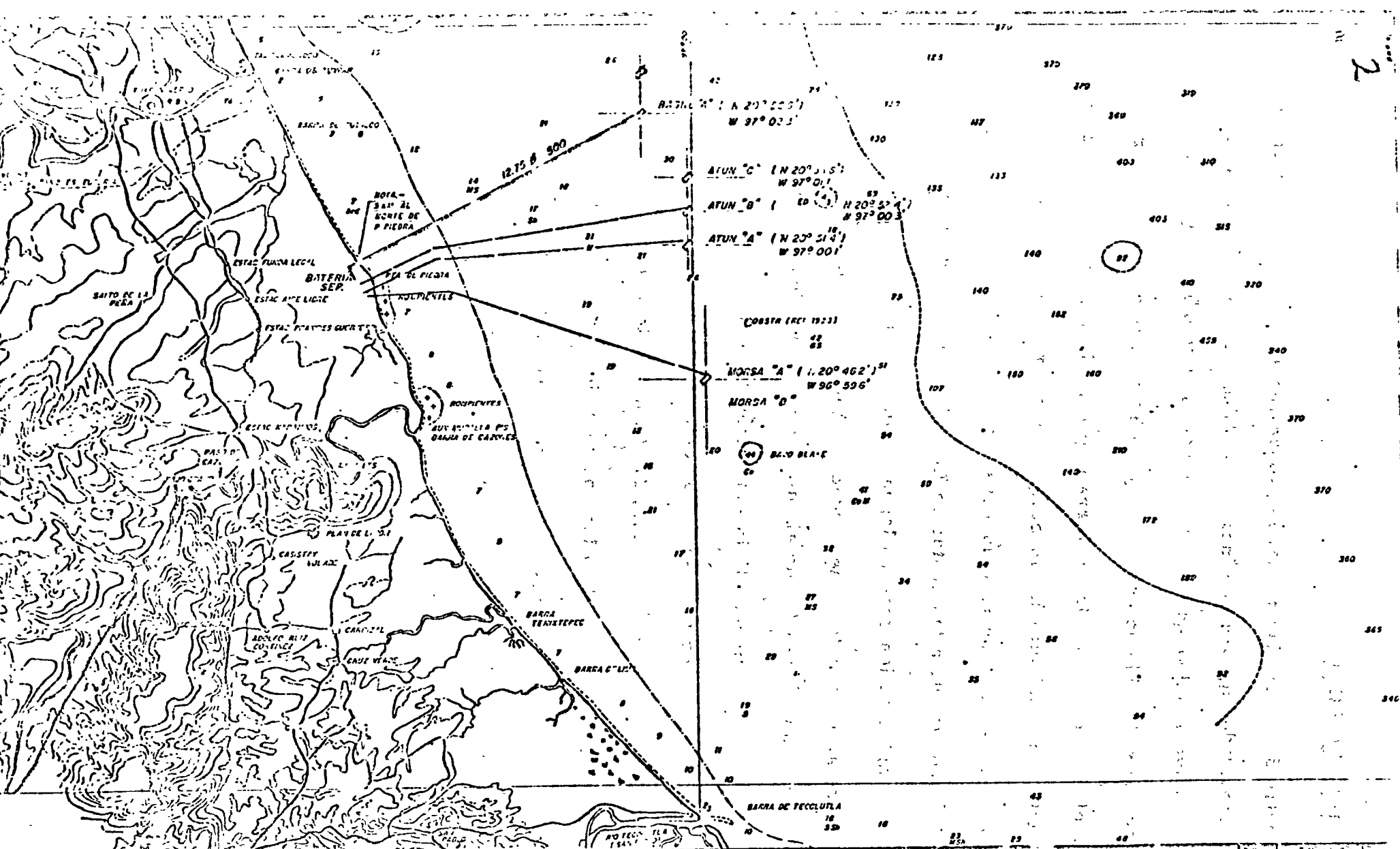
ING. FELIX CANTU

A. - INTRODUCCION

Dentro de la década pasada, la producción de aceite y gas en áreas sumergidas, ha mostrado un marcado incremento, dando por resultado un crecimiento para los trabajos de fabricación e instalación de plataformas para perforar en el mar y a su vez el tendido de tuberías bajo el agua entre dichas plataformas y la costa con el fin de transportar a tierra la producción de aceite y gas obtenida.

Hasta años recientes las investigaciones para explotar los yacimientos de aceite y gas bajo el agua se reducía a las áreas de la plataforma Continental del Golfo de México, frente a las costas de Lousiana, el Golfo de Arabia, el Golfo Pérsico y unos cuantos de los grandes lagos del mundo, tales como el Lago Maracaibo en Venezuela. La constante necesidad en el mundo de mantener adecuadas reservas, con el fin de hacer frente al aumento de los productos derivados del petróleo, ha obligado a incrementar la investigación de nuevos yacimientos, razón por la cual podemos ver como se desarrollan actualmente las plataformas continentales al Oeste de Africa en el Mar Rojo, las Costas Este y Oeste de los Estados Unidos, en el Mar del Norte frente a las costas de Inglaterra y finalmente en el Golfo de México frente a las costas de Lousiana, Texas, Tampico y Tuxpan, Sin embargo, el área que ha despertado mayor interés en el mundo, por su gran actividad, corresponde al Mar del Norte.

El amplio horizonte en estas costas ha indicado que a medida que avanzan las investigaciones en aguas cada vez más profundas, lógicamente deberán prolongarse los yacimientos, dando por resultado un aumento en el conocimiento sobre las áreas productoras de aceite y gas, así como un continuo desarrollo y perfeccionamiento de las técnicas actuales principalmente por el tendido de líneas submarinas.



FECHA	REVISIONES
1	DESCRIPCION
2	FECHA POR
3	FECHA POR
4	FECHA POR
5	FECHA POR
6	FECHA POR
7	FECHA POR
8	FECHA POR
9	FECHA POR
10	FECHA POR

NUM	DIJUNOS DE REFERENCIA

APROBADO POR	

PETROLEOS MEXICANOS
GERENCIA DE PROYECTOS Y CONSTRUCCION

DIB.	T. Morales
PROY.	
APROB.	
REV.	
ECORR.	
ESC.	1:50,000

B. - TOPOHIDROGRAFIA Y MECANICA DE SUELOS.

Para llevar a cabo cualquier trabajo en el mar, ya sea la instalación de una plataforma para perforación, el tendido de una tubería o bien la exploración para perforación de alguna zona, es indispensable contar con un estudio previo de las condiciones meteorológicas y oceanográficas más desfavorables y sus efectos sobre las estructuras o tuberías que se pretendan instalar.

Dividiremos el tipo de estudio para tres condiciones diferentes de trabajo:

- a.- **EXPLORACION.**- Para los trabajos de exploración de un yacimiento es necesario contar con una Batimetría del lugar para conocer la profundidad del mar en dicha zona; estudio de corrientes y vientos dominantes con su magnitud y dirección así como frecuencia y períodos con que se presentan; además de esto es muy importante contar con las tablas anuales sobre predicción de mareas para que con base en estos datos poder ajustar en la baroaza las variaciones en la profundidad y no afectan al equipo de perforación. Durante el período de la perforación exploratoria se van obteniendo muestras de las diferentes capas del sub-suelo, para así poder conocer sus características y finalmente estos resultados son de mucha utilidad para determinar previamente en forma teórica la profundidad de hincado de pilotes, aunque al final la penetración se determina por el rechazo práctico del pilote.
- b.- **INSTALACION DE PLATAFORMAS Y TENDIDO DE TUBERIAS.**- Antes de efectuar cualquier trabajo relacionado ya sea con la instalación de una plataforma marítima autocontenida para perforación ó bien el tendido de una tubería submarina, es necesario llevar a cabo los siguientes trabajos de investigación.
 - b.1.- **Batimetría de los perfiles del fondo a lo largo del trazo propuesto,** para lo cual se utiliza generalmente un equipo de "Ecosonda Hidrográfico de Precisión", acoplado a un sistema electrónico para el control del posicionamiento de la embarcación en el mar abierto.

En el caso del tendido de una tubería se hacen tres recorridos completos, con el fin de tener en un ancho de aproximadamente 200 metros todas las características del fondo. Al navegar para levantar los perfiles, la embarcación se mantiene a una velocidad constante, el rumbo se controla mediante la brújula de la propia

ombarcoación y visuales directas ya sea a la plataforma ó bien a balizas colocadas en la costa; posteriormente se pasan todos estos datos a un dibujo con sus observaciones complementarias.

b.2.- Enseguida se procede al muestreo de los materiales del fondo marino, mediante la obtención de núcleos; para ello se utiliza un muestreador de caída libre con tubo muestreador cuya longitud será de acuerdo con la muestra que se desea obtener. El tubo muestreador lleva en su interior un tubo de plástico para extraer las muestras inalteradas y poder preservarla para su análisis de laboratorio.

Con las muestras del material obtenido y los resultados del laboratorio se clasifican los tipos de suelos y se determina su grado de dureza para seleccionar posteriormente donde se desee enterrar la tubería, cual será el equipo ideal a utilizarse, así como su rendimiento probable.

Esta investigación es muy conveniente complementarla con la gráfica obtenida por el "PROFILER", la cual indica la posición de la zona de intersección agua-sedimentos, la capa de "lodo fluido" el material semiconsolidado, consolidado y cualquier otro cambio significativo del suelo marino, en función de la conductividad del sonido, los cuales se pueden correlacionar con cambios en el tipo y densidad del suelo.

b.3.- CONDICIONES METEOROLOGICAS.- Los fenómenos que es necesario estudiar y que más afectan a los trabajos de construcción son: vientos, oleajes, mareas, corrientes y huracanes.

b.3.1.- VIENTOS.- Se cuenta con informaciones estadísticas recopiladas por oficina hidrográficas que cubren cuando menos períodos de observación de 10 años.

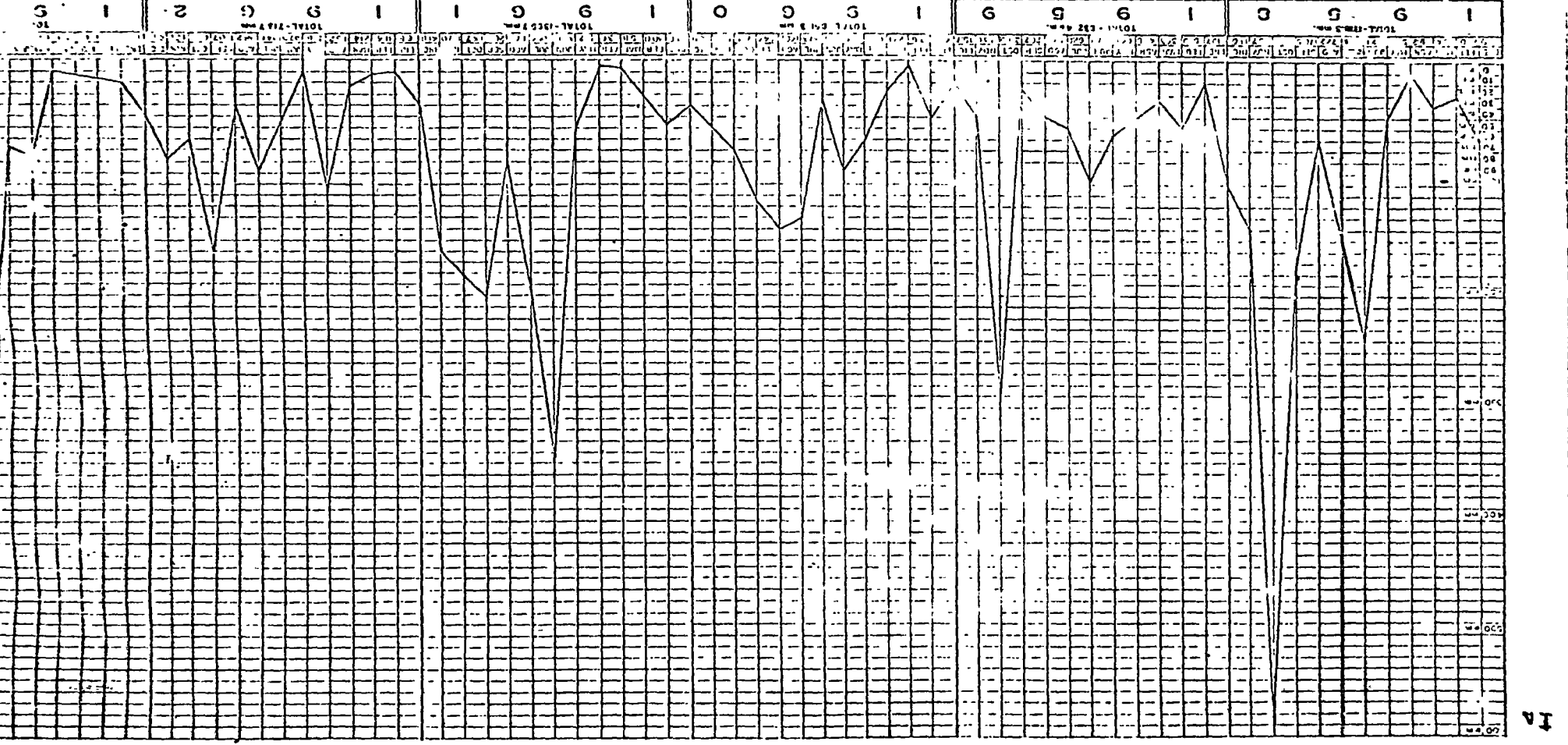
b.3.2.- OLEAJES.- El viento al soplar sobre el océano origina corrientes y oleajes, debido al esfuerzo tangencial que ocasiona sobre la superficie, que junto con las variaciones de presión sobre dicha superficie hace que el agua se mueva en su dirección de incidencia, con una velocidad que varía del 2 al 3% de la del viento. La magnitud del oleaje es un factor muy importante durante los períodos de construcción ya que de esto depende el número de horas disponibles para trabajar en el mar.

6

1A

APROBADO POR	DEPTO ING. PROY.	DEPTO. DIRECT. PROY.	Ing. J. Calderon C.	Vº Bº
COST EST REC TUB ELEC INST ARO MCA FECHA	REVISIONES	DIBUJO	REV.	NUM.
DIBUJO	REV.	NUM.	DIBUJOS DE REFERENCIA	APROBADO POR

1. TEMPERATURA MAXIMA EN 24 HRS. EN 27.0°C - JUN 12
 2. TEMPERATURA MAXIMA EN 24 HRS. EN 27.0°C - JUN 12
 3. TEMPERATURA MAXIMA EN 24 HRS. EN 27.0°C - JUN 12
 4. TEMPERATURA MAXIMA EN 24 HRS. EN 27.0°C - JUN 12
 5. TEMPERATURA MAXIMA EN 24 HRS. EN 27.0°C - JUN 12
 6. TEMPERATURA MAXIMA EN 24 HRS. EN 27.0°C - JUN 12
 7. TEMPERATURA MAXIMA EN 24 HRS. EN 27.0°C - JUN 12
 8. TEMPERATURA MAXIMA EN 24 HRS. EN 27.0°C - JUN 12
 9. TEMPERATURA MAXIMA EN 24 HRS. EN 27.0°C - JUN 12
 10. TEMPERATURA MAXIMA EN 24 HRS. EN 27.0°C - JUN 12



Con los datos resultantes de las observaciones de vientos y sus efectos que éstos producen sobre el oceano se hacen gráficas de oleaje y vientos en forma estacional y anual. Estos datos son de mucha utilidad para determinar las fechas y periodos más convenientes en que es posible realizar los trabajos.

Por lo que al Golfo de México corresponde el periodo del año ideal para trabajar es el de primavera y verano, siendo los meses más propicios los de mayo a agosto.

b.3.3.- MAREAS.- Durante el tendido de una línea o la instalación de una plataforma es necesario contar con las Tablas de Predicción de Mareas para conocer los niveles que alcanza y los efectos originados por las corrientes, ya que esto influye en una forma considerable sobre las tuberías ya tendidas en el fondo del mar.

Actualmente el Departamento de Oceanografía del Instituto Geofísico de la Universidad Nacional Autónoma de México, conserva en operación 21 estaciones mareográficas, de las cuales 13 se localizan en el Oceano Pacífico y 8 en el Golfo de México. Este Departamento se encarga de la instalación, operación y mantenimiento de las estaciones mareográficas, así como de la interpretación de los mareogramas y la obtención de planos de referencia, medidas de temperatura, salinidad y densidad del agua del mar, en cada una de las estaciones.

Las tablas de predicción de mareas contienen la hora en la que ocurren las pleamares y bajamares, así como la altura con relación al plano de referencia. Los pleamares y los bajamares pueden ser identificados por la comparación de alturas consecutivas correspondiendo las pleamares a las de mayor valor y viceversa.

b.3.4.- CORRIENTES.- Para la medición de corrientes superficiales se utiliza generalmente un correntímetro electrónico tipo "COBERTS", capaz de detectar la velocidad y dirección de la corriente en forma simultánea.

También es posible calcular teóricamente las corrientes superficiales inducidas por el viento por medio de la expresión de Bretschneider; dicha expresión es la siguiente:

$$\frac{V}{U} = D^{1/6} \sqrt{\frac{k}{K} \text{ sen } e} \tan h \left(\frac{U t}{\sqrt{\frac{kK \text{ sen } e}{D^{1/3}}}} \right)$$

- V = Velocidad de la corriente (Pies/Seg.)
- U = Velocidad del viento (Pies/Seg.)
- D = Profundidad (Pies)
- k, K = Parámetros
- e = Angulo entre dirección, viento y normal a la costa
- t = Tiempo de duración (Seg.)

b.3.5.- HURACANES.- Las zonas de trabajo se ven afectadas en determinadas épocas del año por movimientos ciclónicos. En terminos generales se ha observado que la frecuencia promedio de presencia de huracanes que en una u otra forma afectan la zona es de un (1) huracán por año. Para determinar los efectos que estos meteoros producen en el Golfo de México se cuenta con la información basada en datos estadísticos y registros de la Oficina Meteorológica de Miami, la cual consigna datos desde 1880; con esta información se ha determinado el porcentaje y frecuencia de distribución en cuanto a dirección de movimiento de ciclones tropicales en el área, para el lapso comprendido entre los meses de Junio a Octubre anotando al mismo tiempo el número de ciclones que se han observado directamente en dicha zona.

HURACAN ESTANDAR DE PROYECTO.- Considerando la gran variabilidad de este tipo de movimiento, el cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos, ha establecido el huracán estandar de proyecto, en analogía con la tormenta estandar de proyecto que se usa para problemas de diseño de drenajes. El indice del huracán estandar de proyecto está basado en la envolvente de los registros de estos efectos meteorológicos, con la eliminación de los valores extremos, los valores derivados de él se consideran como un conjunto consistente de datos que permiten establecer un criterio de diseño para condiciones particulares.

La utilización del huracán estandar de proyecto facilita los procesos normales de predicción de oleaje en virtud de que se parte de campos de viento en lugar de hacerlo de

8

formaciones isobáricas como sucede en casos normales, lo anterior permite, si la velocidad de desplazamiento del huracán fuese alta, utilizar métodos de predicción dinámicos. El criterio de manejo del huracán estandar de proyecto es similar en cuanto a predicción de oleaje al seguido cuando se utilizan campos béricos, por otra parte la selección de dicho huracán está regida por una serie de variables características que dependen principalmente de la zona en la cual se considera el problema, de la distancia del centro del huracán a la zona de vientos máximos y de la velocidad media de desplazamiento.

Con las consideraciones anteriores queda definida totalmente en trayectoria y características el "huracán estandar de proyecto", la siguiente fase es desplazar el meteoro a diversos puntos de su trayectoria con el objeto de producir las condiciones de oleaje más desfavorables tanto para posiciones individuales como etapas sucesivas.

b.3.6.- CONCLUSIONES.- Del examen de los diversos factores analizados podemos establecer conclusiones relativas a los posibles efectos de dichas condiciones sobre los trabajos de construcción; además de determinar la época de trabajo más favorable de acuerdo con las condiciones de oleaje, vientos susceptibles a generar corrientes y conocer si las condiciones del fondo son las ideales para trabajar ó bien considerar las medidas precautorias que es necesario pre-establecer antes de iniciar los trabajos de construcción.

C- PROTECCION ANTICORROSIVA Y LASTRADO.

Después de la fabricación de la tubería se transporta a una área cerca de la costa donde se cuenta con las instalaciones necesarias para protegerla mecánicamente contra los efectos externos de la corrosión y enseguida lastrarla con concreto para evitar que la tubería flote en el fondo del océano. A continuación se describe la secuencia del procedimiento para llevar a cabo esta fase de construcción.

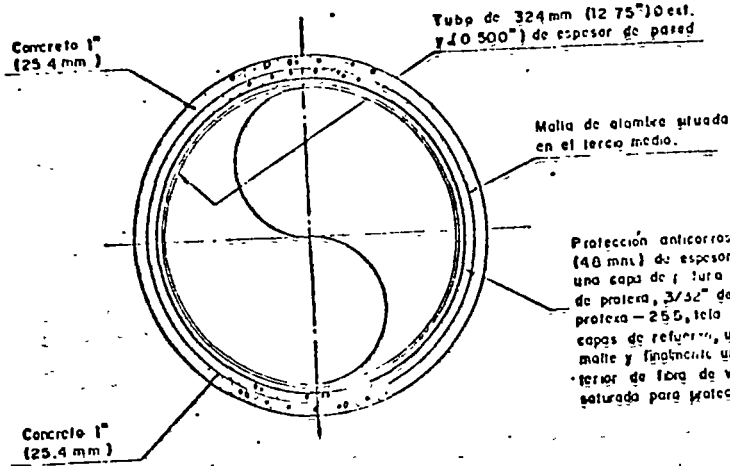
C.1.- LIMPIEZA.- Para la limpieza exterior de la tubería se utilizan máquinas rasqueteadoras automáticas, completando el trabajo con cepillos y rasquetas de mano, donde no haya quedado perfectamente limpia.

C.2.- PINTURA PRIMARIA.- Enseguida de la limpieza se procede a la aplicación de la pintura primaria. Esta pintura deberá extenderse uniformemente, sin dejar puntos sin cubrir ni partes con exceso de pintura o con glóbulos. Se aplicará en forma de película, de modo que cubra aproximadamente 12.7 metros cuadrados (tres milésimos de pulgada en el espesor de película húmeda), de superficie de la tubería por litro de pintura. Detrás de la máquina imprimadora, deberán ser corregidos a mano todos los defectos resultantes de aplicación de la pintura.

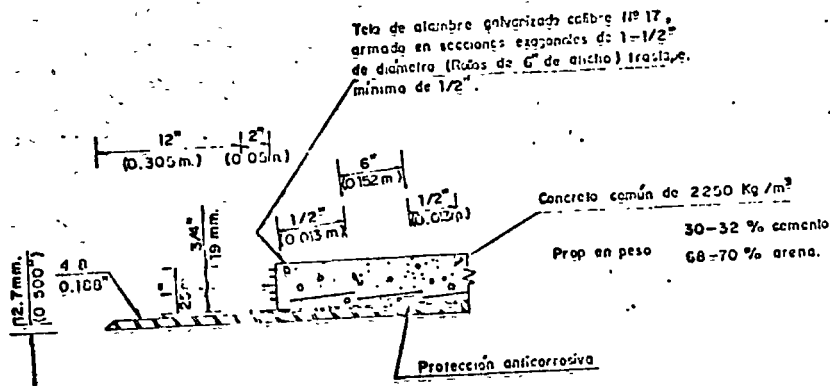
C.3.- ESMALTADO.- Antes de proceder a la aplicación del esmalte, la superficie del tubo pintado, deberá dejarse libre de polvo, tierra o cualquier materia extraña que afecte la adherencia entre el esmalte y el tubo ya pintado. Sobre la pintura de imprimación se aplicará una capa de esmalte a una temperatura que variará entre los 200 y 240° C, dependiendo de las condiciones del tiempo. La máquina para esmaltar deberá estar en buenas condiciones, para evitar que se contamine con aceite, agua, o cualquier materia extraña.

C.4.- FIBRA DE VIDRIO Y FIELTRO ASFALTICO.- Simultáneamente con la aplicación del esmalte, la tubería se forra en forma de espiral con tela de fibra de vidrio (vidrioflex). El forrado se hace con una máquina automática, con un traslapo mínimo de 6 mm. y máximo de 19 mm., de modo que dicha tela

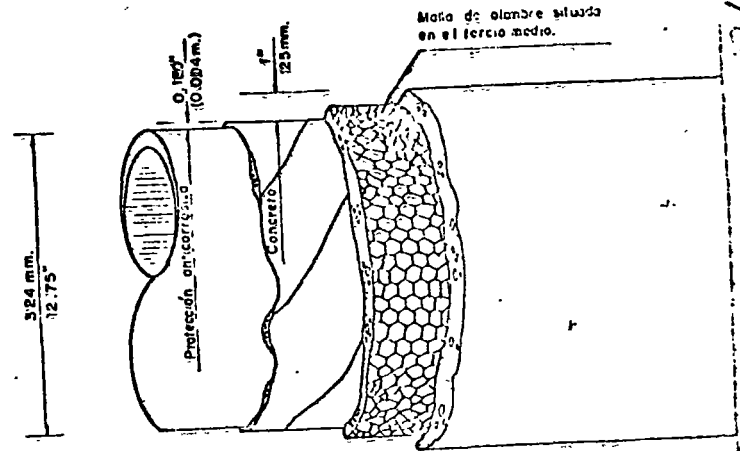
J: A



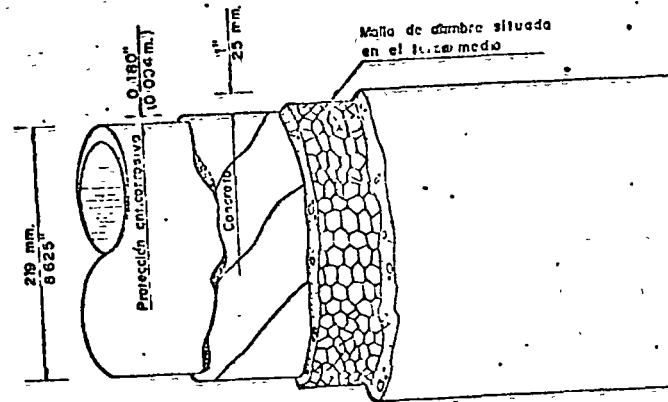
CORTE TRANSVERSAL



DETALLE RECUBRIMIENTO



LONGITUDINAL



LONGITUDINAL

1. b

5" Ø ext.
de pared

ambros situada
medio.

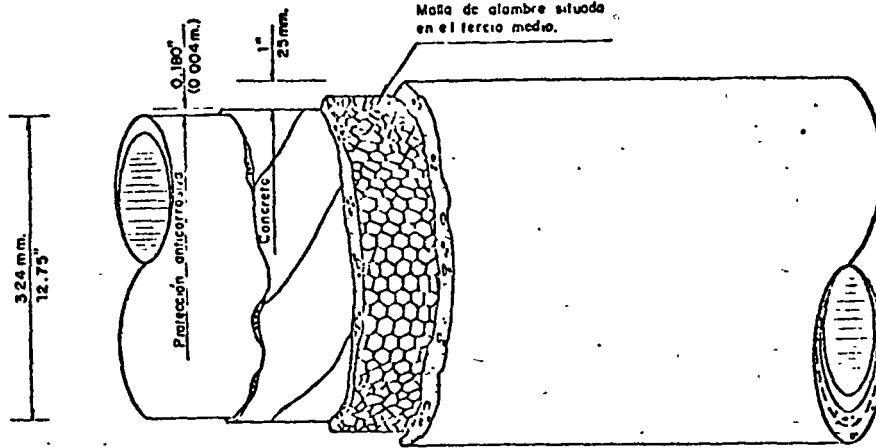
ión anticorrosiva de 0108 (3/16")
de espesor, compuesta de
pa de, lura primaria UNI-SEC
ca, 3/32" de esmalte plastificado
- 255, tela de fibra de vidrio 2
de refuerzo, una segunda capa de es-
y finalmente una capa ex-
de fibra de vidrio (Vidromat)-
la para protección mecánica del refuerzo.

gobinado calibre N° 17,
res expuestas de 1-1/2"
s de 6" de ancho) traslapo.

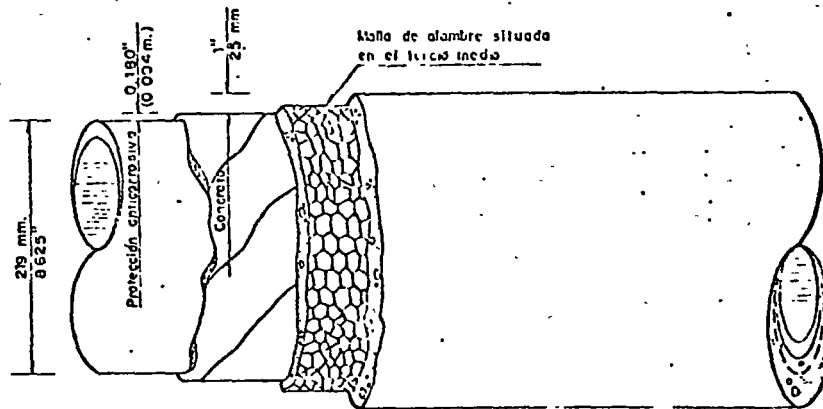
Concreto común de 2250 Kg /m³

Prop en peso 30-32 % cemento
68-70 % arena.

anticorrosiva



LONGITUDINAL



LONGITUDINAL

12" Ø

Cantidades de material por KM para tubería
de 324 mm (12 75") diam ext y 12.7 mm (0 500") de
esp. de pared, sin costura API-STD-SLX-Gr.-Y-42

90 Lts. Pintura primaria UNI-SEC.
11 2 Ton. Esmalte plastificado PROTEXA-2550H
24 Rollos VIDRIOFLEX (305 mm de ancho).
31 5 Rollos VIDROMAT (305 mm de ancho)

8" Ø

Cantidades de material por KM para tubería
de 219 mm (8 625") diam ext. y 12.7 mm (0 500")
de esp. de pared, sin costura API-STD-SLX-Gr. X-42.

60 Lts. Pintura primaria UNI-SEC
76 Ton. Esmalte plastificado PROTEXA 255 OH
25.15 Rollos VIDRIOFLEX (223 mm. ancho)
31.6 Rollos VIDROMAT (223 mm. ancho).

NOTA:

1.- Se usará concreto común de 2250 Kg /m³ (140 Lbs / Pcs³)
para una densidad de 130 Gal líquido desalajado

quede embebida y centrada en el esmalte, además de las dos capas de fibra de vidrio llevará una de fieltro asfáltico (Vidriomat), quedando un revestimiento final con un espesor de 3/16".

C.5.- INSPECCION.- Terminado el esmaltado y la envoltura de la tubería, se procede a medir el espesor del recubrimiento mediante un medidor de profundidad de hoyos. La continuidad del mismo se verificará con un detector eléctrico de fallas, el cual deberá producir un arco que salte un espacio cuando menos igual al espesor del revestimiento. Se dispondrá de un potencial de 2400 volts por cada treinta-idosavo de pulgada de espesor (ver dibujo E-2977).

D - DESCRIPCION DEL EQUIPO.

Para los trabajos de tendido de tubería, es necesario contar con una barcaza, un remolcador para transportar la barcaza y mover las anclas durante el tendido, barcos abastecedores o bien chalanes de carga para transportar los tramos de tubería lastrada de los muelles a la barcaza de tendido y una lancha para transportar el personal con capacidad para cincuenta personas mínimo.

A continuación se describen las características principales de cada una de estos equipos:

D.1.- BARCAZA PARA TENDIDO DE TUBERIA.

Tonelaje neto	2546
Tonelaje bruto	3859
Eslora	105 m.
Manga	21 m.
Calado	7 m.
Costo (En dólares)	7'000,000.00 Dls.
(Ver fotografía anexa).	"

D.2.- REMOLCADOR.

Tonelaje neto	135
Tonelaje bruto	200
Eslora	33 m
Manga	9 m
Calado	4.5 m
Potencia de motores (2 unidades)	3500 H.P.
Costo (En dólares)	500,000.00 Dls.

D.3.- BARCOS ABASTECEDORES.

Tonelaje neto	131
Tonelaje bruto	195
Eslora	50 m
Manga	11 m
Calado	7 m
Potencia de motores (2 unidades)	1500 H.P.
Costo (En dólares)	400,000.00 Dls.

(Ver fotografía anexa).

D.4.- LANCHA PARA TRANSPORTE DE PERSONAL.

Tonelaje neto	38
Tonelaje bruto	56
Eslora	21 m
Calado	2.5 m
Potencia de motores (2 unidades)	900 H.P.
Costo(en dólares)	150,000.00 Dls.

Cabe aclarar que los datos de embarcaciones corresponden a los tipos promedio que se utilizan para estos trabajos.

Las barcazas de tendido que actualmente se utilizan para la instalación de líneas submarinas, son por necesidad grandes unidades de equipo flotante, por lo mismo dichas barcazas tienen el tamaño suficiente y la adaptabilidad requerida para proporcionar una plataforma de trabajo estable, por su diseño especializado puede contener un equipo valiente a un campamento para construcción y tendido de ductos, y además poder operar en aguas agitadas, las cuales normalmente se encuentran en alta mar. Las características en cuanto a dimensiones ya se indicaron anteriormente. Estas barcazas son impulsadas normalmente por ocho anclas de 5 ton. cada una; desde una torre centrada sobre un tablero principal son operadas eléctricamente los ocho malacates que manejan las anclas. Cada malacate tiene un tambor con capacidad de almacenamiento para 915 metros de cable de acero de 38 mm. (1 1/2"φ).

Estas barcazas también cuentan con un transportador automático para lanzar la tubería y un dispositivo para operaciones instantáneas en el área del Pontón, cuenta con cinco (5), pescantes para el bajado de la tubería, cada uno

con capacidad de 50 toneladas para levantar el tramo de tubería soldada y poderla sacar de la rampa de lanzamiento y bajarla al fondo del mar, además cuenta con dos grúas móviles sobre orugas con capacidad de 150 toneladas cada una, aire acondicionado y alojamiento para 176 trabajadores, de manera que las operaciones puedan desarrollarse durante 24 horas, incluye además bodegas con frigorífico para alimentos refrigerados, planta para potabilizar el agua, cocina y comedor para 75 personas, bodegas, cuarto de máquinas y almacenamiento de tubería con capacidad para hacer posible que la barcaza permanezca en el mar y sea autosuficiente durante períodos considerables de tiempo.

E.- PROCEDIMIENTOS PARA TENDIDO DE TUBERIAS.

Los métodos para tendido pueden clasificarse dentro de tres categorías generales:

- a - REMOLQUE POR EL FONDO O TIRON
- b - FLOTACION
- c - CARRETE O METODO DE BOBINA
- d - BARCAZA DE TENDIDO

a.- REMOLQUE EN EL FONDO.- Cuando se utiliza el método de ti rón, la tubería se fabrica en tierra, en una o varias secciones según el caso, en seguida se bota al agua mediante rodillos de lanzamiento y se estira por el fondo hasta su posición final ya sea por medio de un malacate fijo sobre una barcaza o bien jalandola con un remolador adecuado.

El sistema de botado cuenta con una zona en pendiente y rodillos sobre los cuales la tubería se coloca montándola por medio de tractores con pluma lateral equidistantes según el caso. Con frecuencia la tubería debe ser fraccionada debido a lo reducido del área de botadura. Cuando este sea el caso, el tirón debe ser interrum pido por el cambio de amarre y la soldadura de un tramo con otro.

La longitud del tirón queda limitada por la capacidad del malacate, la tensión permisible del tubo y el peso de la tubería. El peso de la tubería en el agua puede reducirse colocando flotadores pero una boyancia ligeramente negativa expone a la línea al movimiento de corrientes y oleajes.

Este método es utilizado principalmente en cruces de agua limitados (ríos), y tuberías relativamente cortas desde la línea media de mareas en la costa hasta las instalaciones (descargaderos).

b.- FLOTACION.- Para tender una tubería por el método de flotación debe primero soldarse los tubos para formar tramos de cierta longitud en tierra. Los flotadores se colocan para proporcionar boyancia y sección por sección se llevan los tramos a su posición. Una barcaza sujeta un extremo del tramo tendido hasta que la siguiente sección llega y se une. Los flotadores son liberados sistemáticamente para bajar la tubería hasta el fondo. Este procedimiento se repite hasta que la línea queda completa.

Una ventaja del método de flotación es que este supera las limitaciones en longitud inherente al método de tirón por el fondo. Por otro lado, es altamente vulnerable en mareas moderadas. La mayor aplicación para el método de flotación es en lagunas, pantanos y en general en aguas protegidas.

c.- CARRETE O METODO DE BOBINA.- Si la tubería no es de gran diámetro y su longitud es relativamente corta, esta puede ser tendida por el método de bobina. El procedimiento consiste en fabricar la tubería en forma continua y de bobina dentro de un carrete de gran diámetro. La línea es tendida simplemente desenbobinándola, mediante el movimiento de la barcaza o cualquier otra embarcación, más o menos en la misma forma que un cable. Debe aplicarse tensión para limitar la catenaria en la tubería durante su tendido, especialmente en aguas profundas. Una tubería tendida por este método puede ser probada e instalada a mayor velocidad.

d.- BARCAZA DEL TENDIDO

La barcaza del tendido es utilizada cuando la tubería está constituida por tubo de gran diametro, de considerable longitud y debe tenderse en mar abierto.

La tubería se transporta de los muelles a la barcaza utilizando barcos abastecedores o chalanes de carga, al llegar a la barcaza se acodera a una banda y utilizando la grúa móvil de 150 toneladas se procede a descargar la tubería del abastecedor y estibarla sobre la cama alimentadora. En el área de estiba se revisan todos los biseles del tubo para ver si no existen laminaciones y en algunos casos en que aparezcan golpes o abolladuras se rebislará de nuevo.

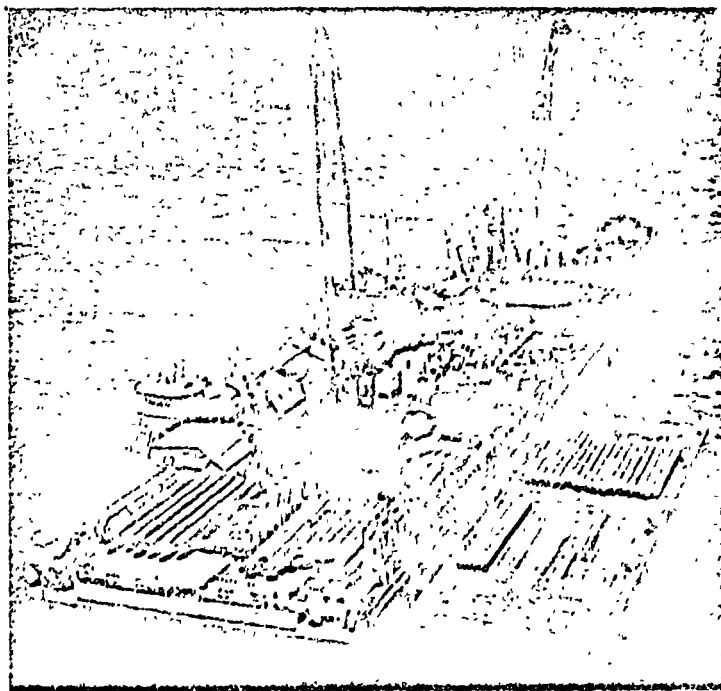
Las juntas del tubo deben soldarse sobre la barcaza, la cual está equipada con cinco estaciones de soldadura, dispuestas para manejar la tubería, cualquiera que sea la forma de unión; en el interior de la barcaza se dispone como promedio de 25 máquinas de soldar con extensiones de cables a cada una de las diversas estaciones instaladas sobre la cubierta.

El procedimiento para soldar es el siguiente: cada tubo se alinea con el ya instalado por medio de un alineador interior con una potencia tal que en caso de estar ovalada a la tubería, se regrese a su forma circular, se dejará una separación entre los topos de los biseles de 1/16".

Las varillas para soldar siempre serán del tipo y clase adecuada para el trabajo, de acuerdo con la última edición de las normas de la "AMERICAN WELDING SOCIETY" y la "AMERICAN SOCIETY OF TESTING MATERIALS".

Para el caso de una tubería de 12" de diámetro siempre deberán utilizarse dos soldadores que operen simultáneamente en cuadrantes opuestos sol-

E



TENDIDO DE TUBERIAS

dando siempre de arriba hacia abajo. El primer cordón que se deposita es el de fondeo e inmediatamente después, los soldadores de acabado (rellenadores), podrán colocar el segundo cordón sobre el primero, (paso caliente), y después continuar depositando nuevos cordones hasta completar el número requerido. Cada cordón, después del primero, tendrá un espesor máximo de $1/8''$ y el número de cordones de acabado, será el necesario para lograr un refuerzo arriba de la superficie del tubo, no menor de $1/32''$, ni mayor de $1/16''$. El ancho de refuerzo deberá ser $1/8''$ mayor que el ancho entre la parte exterior de los dos biseles.

La calidad de la soldadura siempre es verificada por medio de una unidad de "rayos X" la cual está ubicada en la barcaza entre las estaciones 4 y 5. En caso de existir fallas que se requieran ser reparadas se harán en la estación de soldadura ubicada al final de la rampa de lanzamiento.

Terminada la soldadura y con el visto bueno de la unidad de radiografías se procede a proteger contra la corrosión la junta; en seguida dentro del agua deslizándose sobre el pontón se permite que la línea alcance el fondo del océano sin ningún esfuerzo perjudicial a la misma.

El "pontón" es una rampa articulada a la barcaza la cual se prolonga mediante un ángulo controlado desde ésta casi hasta el fondo del océano. Esto limita la catenaria en la tubería.

Una barcaza de tendido es fijada, mediante varias líneas de anclas. A medida que la barcaza avanza, los remolcadores mueven periódicamente las anclas hacia adelante una a una. La secuencia de estos movimientos está limitada por la velocidad de avance en la soldadura ya que después de haber terminado el fondeo y verificar con la estación de parcheo o protección antico-

rosiva se cobra cable en las anclas de proa hasta desplazar la barcaza una distancia igual al tramo de tubo que se va a soldar y así sucesivamente hasta completar el tendido de la tubería.

ESFUERZOS EN LA TUBERIA.

El tendido de tuberías submarinas de cualquier diámetro en aguas con profundidad hasta de 30 m. (100') puede considerarse como rutina. En aguas profundas se presentan nuevos problemas. A medida que la profundidad aumenta, el peso propio de la tubería produce esfuerzos de flexión que puede deformarla o fallar sin la aplicación de ninguna carga externa. Además aumentan las dificultades para anclar y sostener la barcaza de tendido, a medida que la profundidad aumenta por el efecto de catenaria en las líneas de ancla. Un oleaje moderado normalmente causa movimientos significantes a la barcaza en aguas profundas.

Otro factor aparejado con el tendido en aguas profundas (60 m. o más), es la dificultad en el rendimiento del trabajo bajo el agua a tales profundidades. Los buzos pueden permanecer solamente bajo el agua, durante corto tiempo, a menos que realicen buceo de saturación. El buceo de saturación requiere considerable equipo extra y tiempo, particularmente el tiempo que el buzo pasa en la cámara de descompresión. La descompresión dentro de la cámara puede tomar varios días si los buzos han trabajado en profundidades de aguas mayores de 90 m. (295').

Normalmente la fuerza del oleaje que actúa sobre la tubería y el aguijón es mucho mayor cerca de la superficie del agua que en la profundidad. Esto es una verdad en particular si el oleaje se presenta en cortos períodos. La ola

de longitud corta en períodos de oleaje corto, limita su efecto sobre el sistema de barcaza y tubería. El efecto integrado de este oleaje de corto período, actuando a toda la longitud de la barcaza, puede ser muy próximo o igual a cero.

Por otro lado, las corrientes pueden ser tan significantes a grandes profundidades como lo pueden ser en la superficie, excepto en condiciones de tormenta. No deja de ser sorprendente que las corrientes puedan ser en lo profundo como lo son en la superficie, porque las corrientes normalmente conducidas por el viento se consideran como corrientes controladas dentro del océano, excepto bajo condiciones de tormenta.

Durante cortos períodos, el oleaje con baja amplitud tiene un pequeño efecto sobre las operaciones de tendido. En períodos largos, el oleaje de cierta amplitud puede jugar un papel más importante en la reducción de tales operaciones. Los largos períodos de oleaje son con frecuencia los precursores de tormentas. Puesto que el período de acción del oleaje sobre la tubería resulta crítico, es conveniente colocar instrumentación a bordo para determinar períodos y amplitud sobre la barcaza en movimiento. Con este equipo, el desarrollo de condiciones peligrosas para la operación de tendido, pueden ser anticipadas, antes de que se presente un problema serio.

Cuando se alcanza una profundidad en el agua de 10 m. (30') se conecta a la barcaza un pontón recto convencional para continuar la operación de tendido de tubería, con el pontón soportando el tubo a medida que avanzaba el extremo de popa sobre el fondo del mar. En aguas profundas, la pendiente del fondo aumenta en forma significativa, resultando también un aumento en las dificultades en la operación de tendido. El aumento en la complejidad para las operaciones de tendi

do, se refleja en la disminución del número de metros tendidos diariamente.

A medida que la profundidad del agua aumenta, debe aplicarse tensión sobre la tubería para prevenir un exceso en los esfuerzos flexionantes resultantes al disminuir el radio de curvatura del tubo al llegar a una mayor profundidad.

La tubería de diámetro pequeño puede ser doblada sobre relativamente pequeños radios de curvatura. La tubería de diámetro grande queda mucho más restringida en su radio de curvatura, al no poder desarrollarse dentro de la seguridad sin exceder los niveles de esfuerzos permisibles. La tubería de gran diámetro queda sujeta a problemas más severos a medida que la profundidad del agua aumenta.

Con el fin de aplicar tensión a la tubería, se cuenta en la barcaza con un dispositivo para este fin. El dispositivo (figura 6) tiene diez pares de ruedas con llantas neumáticas, cada par de ruedas es accionado mediante un motor hidráulico.

La tensión que se aplica a la tubería es controlada por la presión hidráulica de los motores. En forma separada, un pistón hidráulico, suministra la fuerza normal requerida para sujetar la tubería entre cada par de neumáticos.

Una limitación de este sistema para aplicar tensión a la tubería es la calidad del revestimiento anticorrosivo y el lastrado para resistir daños causados por las ruedas. Sin embargo, cuando es necesario aplicar alguna tensión adicional durante el tendido del tubo en aguas profundas, siempre hay daños en el revestimiento. Una segunda limitación al aplicar tensión, es la habilidad

de soportar las cargas por el sistema de anclas.

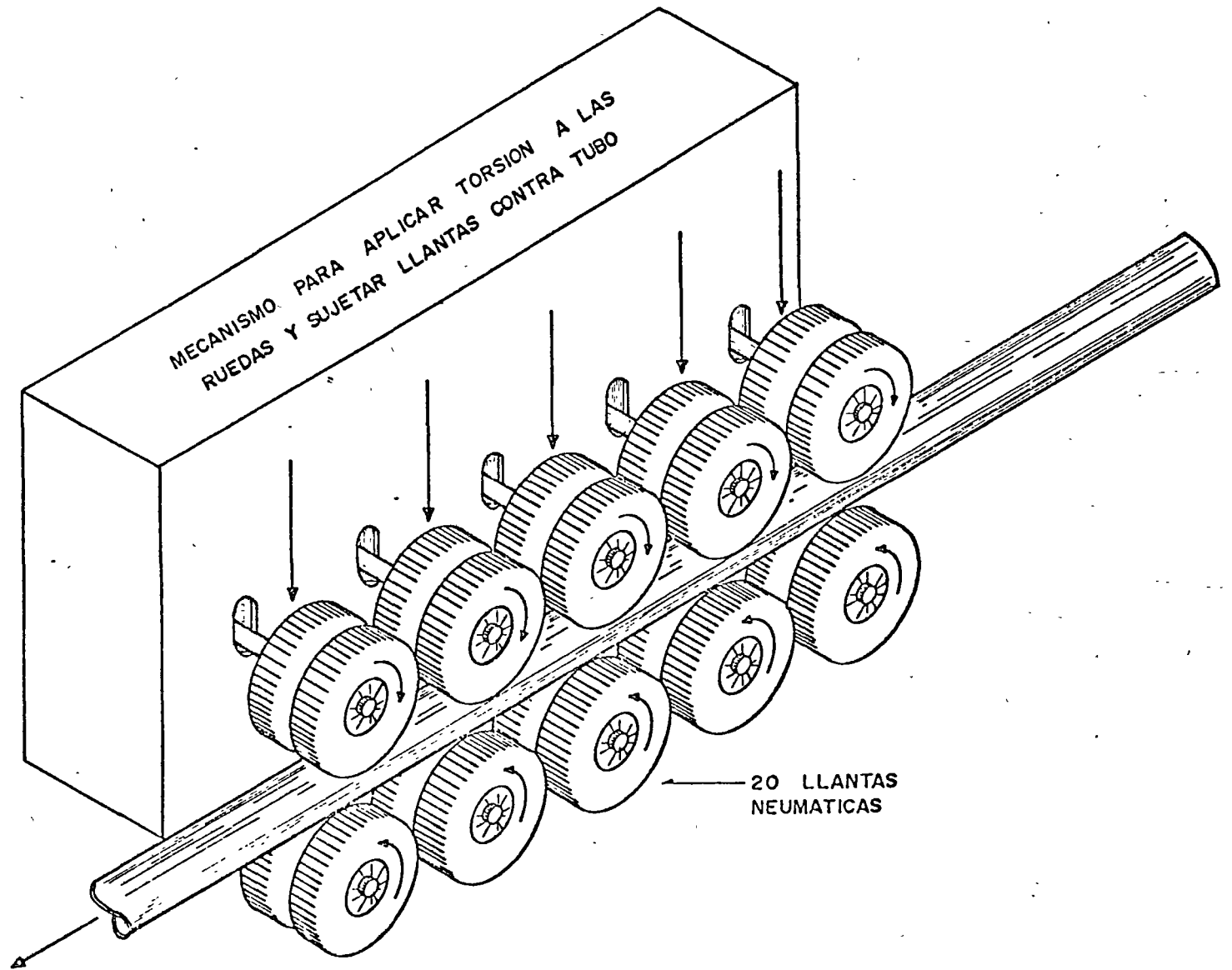


Fig. - 6 - DISPOSITIVO PARA TENSIONAR TUBERIA.

Haciendo uso de un análisis teórico de esfuerzos encontrados durante la construcción, pueden dictarse especificaciones que prevengan daños al tubo.

Los esfuerzos en el tubo durante la construcción de ductos submarinos son más críticos que para la construcción en tierra, debido al gran gasto en tiempo y dinero al reparar cualquier falla. También las condiciones que causan esfuerzos excesivos, cuando se presentan, pueden probablemente prolongar esos períodos de tiempo.

Hay tres tipos de daño a la construcción contra los cuales hay que protegerse:

- * Pandeo o debilitamiento del tubo transportador.
- * Descascaramiento del revestimiento de concreto debido al excesivo doblez.
- * Agrietamiento excesivo del revestimiento de concreto.

En todos los casos verificados, la tercera condición es la que ocurre primero, por lo tanto, si el procedimiento de tendido es satisfactorio y se previene el excesivo agrietamiento, los otros tipos de daños quedan eliminados.

La tubería debe siempre ser instalada, en forma tal que los esfuerzos queden dentro del límite cuando ésta quede en su lugar. Es de importancia para la estabilidad de la tubería que el revestimiento de lastre permanezca intacto y así la línea mantendrá su alineamiento y profundidad.

Un concepto generalmente aceptado es, que al flexionarse el concreto, éste se agrieta debido a la tensión. Los inspectores deben revisar ocularmente para determinar cuando el agrietamiento es excesivo.

Cálculo Teórico.- El momento flexionante se ha considerado es la única fuerza con magnitud suficiente que posiblemente dañe al tubo o su revestimiento.

La siguiente ecuación muestra la relación entre momento, radio de curvatura y esfuerzo para miembros elásticos a flexión.

$$M = \frac{SI}{C} = \frac{EI}{R} \quad (1)$$

Despejando a S

$$S = \frac{EC}{R} \quad (2)$$

Si bien el concreto se comporta plásticamente bajo el esfuerzo y prácticamente su resistencia es nula a la tensión, las ecuaciones (1) y (2) dan el método para comparar el esfuerzo sobre el revestimiento de concreto. El esfuerzo contra el radio de curvatura se traza para tubería de varios -- diámetros con revestimiento de concreto desde 2.5 hasta 15 cm. (1"-6") usando una 'E' para concreto = 3×10^6 . La figura 1 muestra curvas trazadas para tubo de 40.6 cm. (16") de diámetro exterior.

En experiencias previas con tubería revestida de concreto, un esfuerzo indicado de 2,500 psi sobre el concreto aparece como el máximo dentro de la seguridad.

El radio de curvatura fué tomado de la gráfica preparada como sigue:

66.0 cm. (26")	-	518 m. (1700')
50.8 cm. (20")	=	427 m. (1400')
40.6 cm. (16")	-	305 m. (1000')
30.5 cm. (12")	=	229 m. (750')

Estos radios de curvatura producen un esfuerzo en el acero de aproximadamente 20,000 psi, el cual es considerado como un seguro esfuerzo de trabajo.

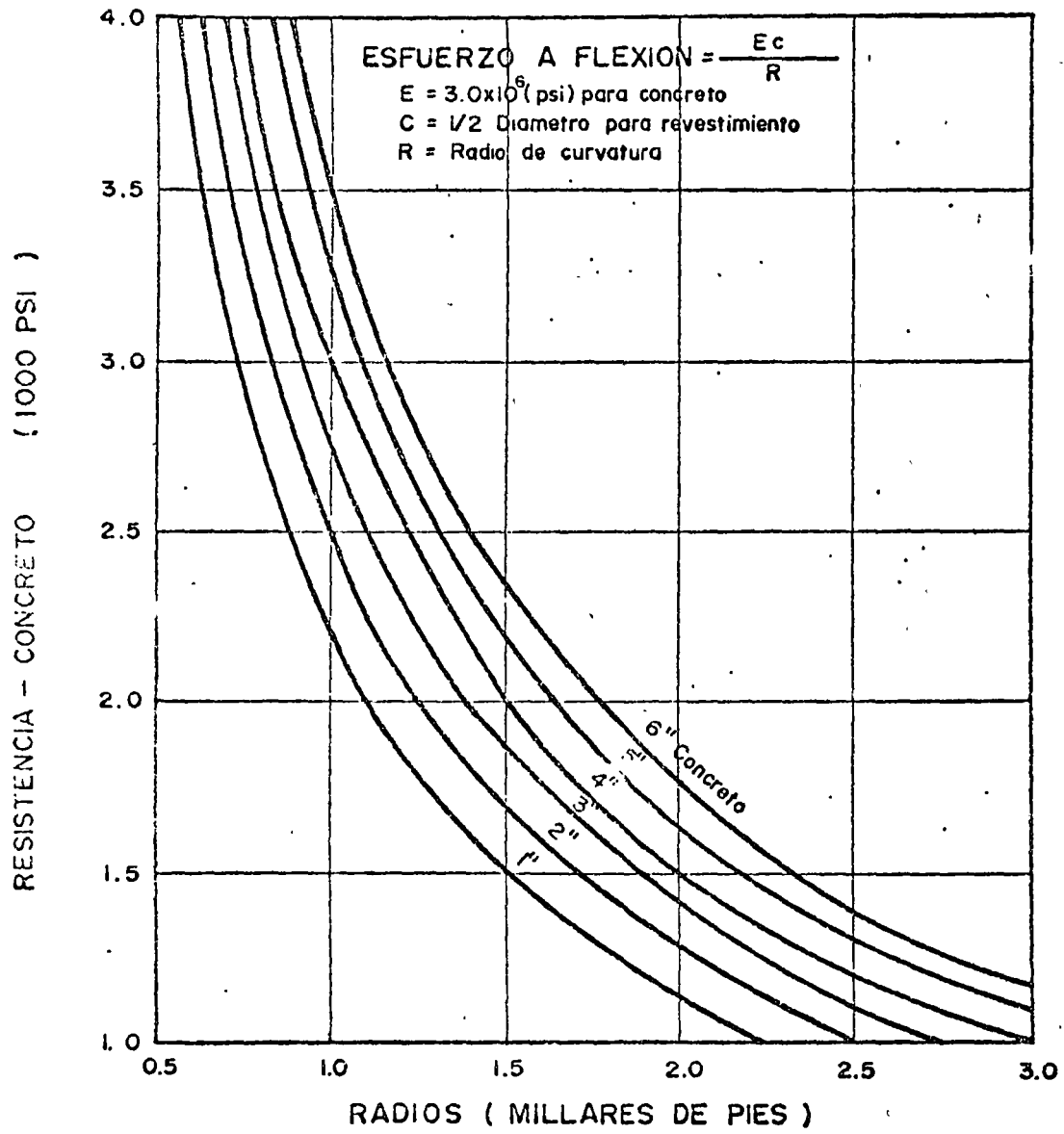


FIGURA I

El concreto crece plasticamente bajo el esfuerzo, pero practicamente no tiene resistencia a la tension. Las curvas se han trazado para el radio minimo permisible, al cual una tuberia revestida de concreto, puede doblarse. Experiencias previas han indicado un esfuerzo maximo de 2.500 psi. para el tubo revestido de concreto.

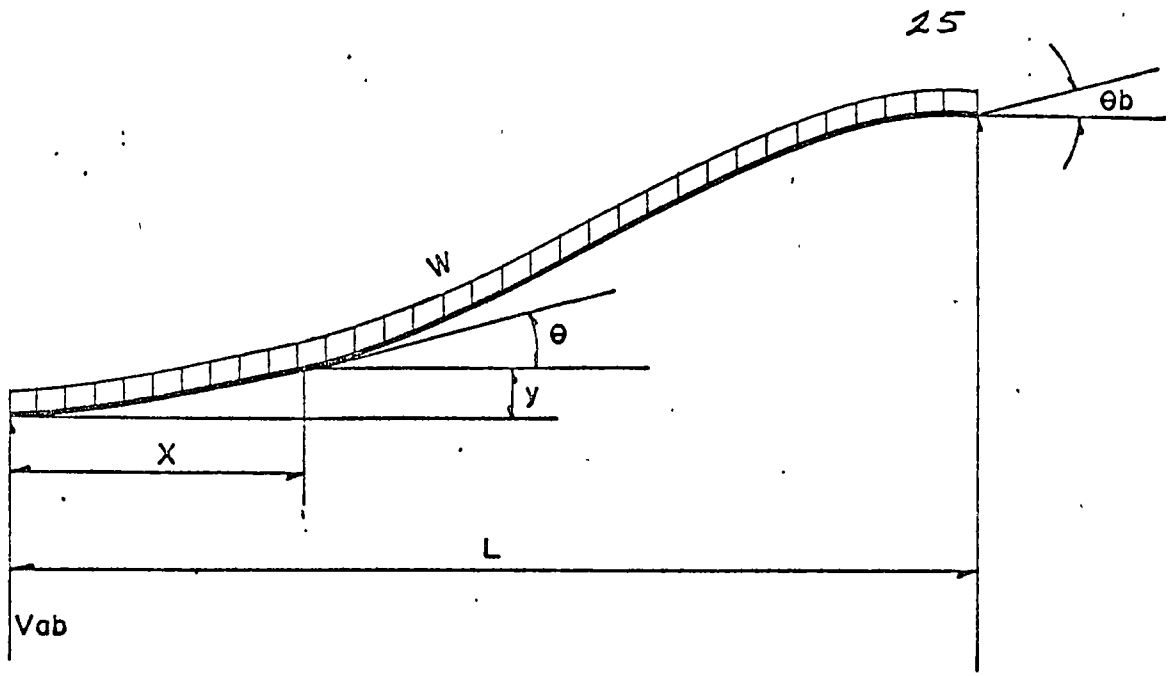


FIGURA 2

El método de boyancia negativa para el lanzamiento de una tubería se ajusta estrechamente a una viga con carga uniformemente repartida, sujeta en el extremo superior y de longitud infinita, el extremo inferior descansa en una superficie a nivel.

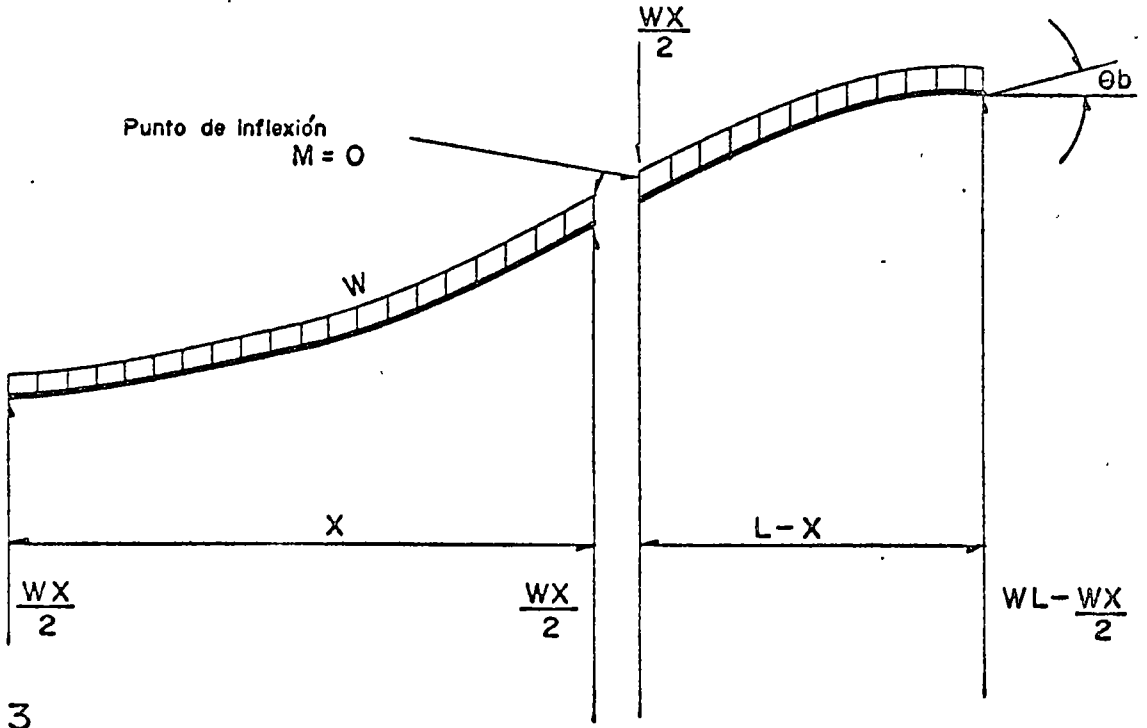


FIGURA 3

La tubería puede considerarse como dos porciones separadas, la conca como una viga simplemente apoyada y la convexa como un cantiliver con una carga concentrada en el extremo y una carga uniformemente distribuida. Este diagrama muestra el punto de inflexión.

En este sistema, el radio mínimo de curvatura para varios diámetros de tubo ha sido determinado. Teniendo establecida la relación entre momento, - esfuerzo a flexión y radio de curvatura, el análisis de fuerzas sobre el tubo permite determinar el momento presente bajo cualquier condición de carga.

Ecuación Derivada de Momento.- En el análisis de esfuerzos, el método de boyancia negativa se conforma estrechamente a una viga con carga uniforme, sujeta en su extremo superior e infinita en longitud, el extremo inferior descansa sobre una superficie a nivel. El fondo del Golfo de México tiene una pendiente muy suave en un gran número de áreas.

En el punto donde la línea descansa, el momento y la pendiente tienen un valor de cero. La ecuación general para momentos de una viga con carga uniforme es:

$$M = M_a + V_{ab} X - \frac{wX^2}{2} \quad (3)$$

pero $M_a = 0$ por lo tanto $M = V_{ab} X - \frac{wX^2}{2}$,
(integrando)

$$EI\theta = \frac{V_{ab} X^2}{2} - \frac{wX^3}{6} + C_1 \quad (4)$$

para $X = 0$, $\theta = 0$, por lo tanto $C_1 = 0$

para $X = L$, $\theta = \theta_b$, por lo tanto

$$EI\theta_b = \frac{V_{ab} L^2}{2} - \frac{wL^3}{6}$$

(Despejando a V_{ab})

$$V_{ab} = \frac{2EI\theta_b}{L^2} + \frac{wL}{3} \quad (5)$$

(V_{ab}) es también la reacción en el fondo.

Combinando (3) y (5)

$$M = \frac{2EI\theta_b X}{L^2} + \frac{wLX}{3} - \frac{wX^2}{2} \quad (6)$$

(Despejando a $M = M_b$ para $X = L$)

$$\begin{aligned} M_b &= \frac{2EI\theta_b}{L} + \frac{wL^2}{3} - \frac{wL^2}{2} = \\ &= \frac{2EI\theta_b}{L} - \frac{wL^2}{6} \end{aligned} \quad (7)$$

Combinando (4) y (5)

$$EI\theta = \frac{EI\theta_b X^2}{L^2} + \frac{wLX^2}{6} - \frac{wX^3}{6} \quad (8)$$

Integrando (8)

$$EIy = \frac{EI\theta_b X^3}{3L^2} + \frac{wLX^3}{18} - \frac{wX^4}{24} + C_2 \quad (9)$$

para $X = 0$, $y = 0$, por lo tanto $C_2 = 0$

Resolviendo (9) para $X = vL$ $y = y_b$

$$\begin{aligned} EIy_b &= \frac{EI\theta_b L}{3} + \frac{wL^4}{18} - \frac{wL^4}{24} = \\ &= \frac{EI\theta_b L}{3} + \frac{wL^4}{72} \end{aligned} \quad (10)$$

También $(y_b = \frac{\theta_b L}{3} + \frac{wL^4}{72 EI})$

Esfuerzo y Radio de Curvatura Calculados.- Si el ángulo de lanzamiento, la carga sobre la línea y la profundidad del agua son conocidos, el tramo sin apoyo puede ser calculado mediante la ecuación (10). La longitud sin soporte puede ser substituida en la ecuación (7) para determinar el momento en la cima. Con la ecuación (1) el esfuerzo y el radio de curvatura pueden ser calculados por comparación con valores seguros.

Despejando (w) de la (10)

$$\frac{wL}{72EI} = y_b - \frac{\theta_b L}{3} \quad \delta \quad \left(w = \frac{72EIy_b}{L^4} - \frac{24EI\theta_b}{L^3} \right) \quad (11)$$

El valor del radio de curvatura es dado por

$$M = \frac{EI}{R}$$

Combinando (1), (6) y (11)

M_b puede verse que es menor de cero.

$$M_b = \frac{-EI}{R} = \frac{2EI\theta_b}{L} - \frac{L^2}{6} \left(\frac{72EIy_b}{L^4} - \frac{24EI\theta_b}{L^3} \right)$$

$$\frac{-EI}{R} = \frac{2EI\theta_b}{L} - \frac{12EIy_b}{L} + \frac{4EI\theta_b}{L} \quad (12)$$

Multiplicando (12) por $\frac{RL^2}{EI}$

$$-L = 6R\theta_b L - 12Ry_b$$

Ordenando términos y completando los cuadros

$$L^2 - 6R\theta_b L + 9R^2\theta_b^2 = 12Ry_b + 9R^2\theta_b^2$$

sacando raíz cuadrada en ambos términos

$$L + 3R\theta_b = (12Ry_b + 9R^2\theta_b^2)^{\frac{1}{2}}$$

$$L = (12Ry_b + 9R^2\theta_b^2)^{\frac{1}{2}} - 3R\theta_b \quad (13)$$

Si el radio de curvatura, el ángulo de lanzamiento y la profundidad - del agua son especificados. La ecuación (13) puede ser utilizada para encontrar la longitud sin soportar. Entonces la ecuación (11) puede darnos - la carga para hacer que el tubo tome su forma.

Momento Máximo Determinado. Muy distante, solamente el momento en el extremo superior será considerado, no siendo este el máximo momento.

El punto de inflexión puede ser determinado haciendo $M = 0$

$$M = \frac{2EI\theta_b X}{L^2} + \frac{wLX}{3} - \frac{wX^2}{2} = 0$$

$$\frac{2EI\theta_b}{L^2} + \frac{wL}{3} - \frac{wX}{2} = 0 \quad (6)$$

Despejando a X

$$\frac{wX}{2} = \frac{2EI\theta_b}{L^2} + \frac{wL}{3}$$

$$X = \frac{4EI\theta_b}{wL^2} + \frac{2L}{3} \quad (14)$$

De donde $L - X = \frac{L}{3} - \frac{4EI\theta_b}{L^2} = \frac{-2}{wL}$

$$= \left(\frac{3EI\theta_b}{L} - \frac{wL}{6} \right) \quad (15)$$

$$L - X = \frac{-2Mb}{wL}$$

La tubería puede ser considerada en dos secciones separadas: la comba, como una viga simplemente apoyada y la curva superior como una viga volada -

(cantilever) con una carga concentrada en el extremo y otra uniformemente repartida (Figura 3).

El momento máximo para la sección de la comba se obtiene así:

$$= \frac{wX^2}{8} = M_0 \tag{16}$$

El momento máximo en la curva superior es

$$\frac{-wX}{2} (L - X) - \frac{-w(L-X)^2}{2} = M_b \tag{17}$$

Si ambos momentos son igualados pero con signo opuesto:

$$\frac{wX}{8} = \frac{wLX}{2} - \frac{wX^2}{2} + \frac{wL^2}{2} - wLX - \frac{wX^2}{2}$$

$$0 = \frac{wX^2}{8} + \frac{wLX}{2} - \frac{wL^2}{2}$$

$$X^2 + 4LX = 4L^2$$

$$-X^2 + 4LX + 4L^2 = 8L^2$$

$$(X + 2L) = 2\sqrt{2L}$$

$$X = 2(\sqrt{2}-1)L$$

$$L - X = (3 - 2\sqrt{2})L, \dots L = (3 - \sqrt{8})L$$

$$L = 0.17157 L \tag{18}$$

Por lo tanto, si $\frac{2M_b}{wL^2}$ es menor que $(3 - \sqrt{8})$, el momento máximo se presenta en la comba y puede ser calculado mediante la ecuación (17)

Otra fórmula muy útil, derivada de las mismas conclusiones, es aquella

que permite conocer la profundidad hasta la cual la tubería puede levantarse con cierta boyancia negativa.

$$Y = \frac{3EI}{wR^2} \quad (19)$$

(Utilizando las mismas unidades que en las anteriores).

El Tubo, una estructura estáticamente indeterminada. Para el Método de la Zapata de Lanzamiento, las mismas fórmulas dan una buena aproximación, pero el momento de inercia debe ser para toda la estructura. Para el Método de Puntos de Soporte así como para el de Zapata de Lanzamiento, la tubería debe ser considerada como una estructura estáticamente indeterminada.

Cuando se proponga utilizar el método de puntos de soporte, el diagrama de cargas debe ser integrado gráficamente para determinar su exactitud. Las ecuaciones para verificar o diseñar son:

$$M_a = M_{fa} - \frac{2EI}{L} \left(2\theta_a + \theta_b - \frac{3y_b}{L} \right) \quad (20)$$

$$M_b = M_{fb} - \frac{2EI}{L} \left(2\theta_b + \theta_a - \frac{3y_a}{L} \right) \quad (21)$$

$$M = M_{at} + V_{ab} X - \frac{wX^2}{2}$$

Estas ecuaciones pueden utilizarse para la tubería por entero o entre dos soportes cualesquiera.

En el estudio todas las alternativas consideradas han sido analizadas, pero se ha mostrado un particular interés para el método de boyancia negativa. Del análisis al método de la zapata de lanzamiento, parece dar buenos resultados en el estudio de esfuerzos, este método parece ser el más práctico.

Espaciamento Tipo para Boyancia.- En la figura (4) se ilustra el tendido de una tubería de 32.4 cm. (12.75") de D.E. x 8.7 mm. (0.344") espesor de pared (E.P.) con un peso en agua salada 64.93 Kg. por metro (43.63 #/pie) -

con 803 Kg. (1,770 #) de boyas con separación de 13.2 m. (43.3') a centros. La profundidad del agua fué de 16.8 m. (55').

El ángulo de lanzamiento mostrado en el dibujo fué de 11°-30' y un radio mínimo de 343 m. (1,124').

Los valores conocidos son:

$$E = 30 \times 10^6 \text{ psi (libras por pulgada cuadrada)}$$

$$I = 258 \text{ pul.}^4$$

$$w = \frac{43.63}{12} - \frac{1770}{43.3} = 0.396 \text{ #/pul. (libras por pulgada)}$$

$$\theta_b = 0.2007 \text{ Radianes.}$$

$$y_b = 660 \text{ pul.}$$

Resolviendo la ecuación (10) para "L", asumiendo valores hasta "L" en ambos términos, dentro de la tolerancia deseada.

$$y_b = \frac{\theta_b L}{3} + \frac{wL^4}{72EI}$$

Asumiendo: $L = 3,000''$ en $\frac{\theta_b L}{3}$ y calculando (L) en otros términos, nos dá:

$$L^4 = 646.36 \times 10^{12}$$

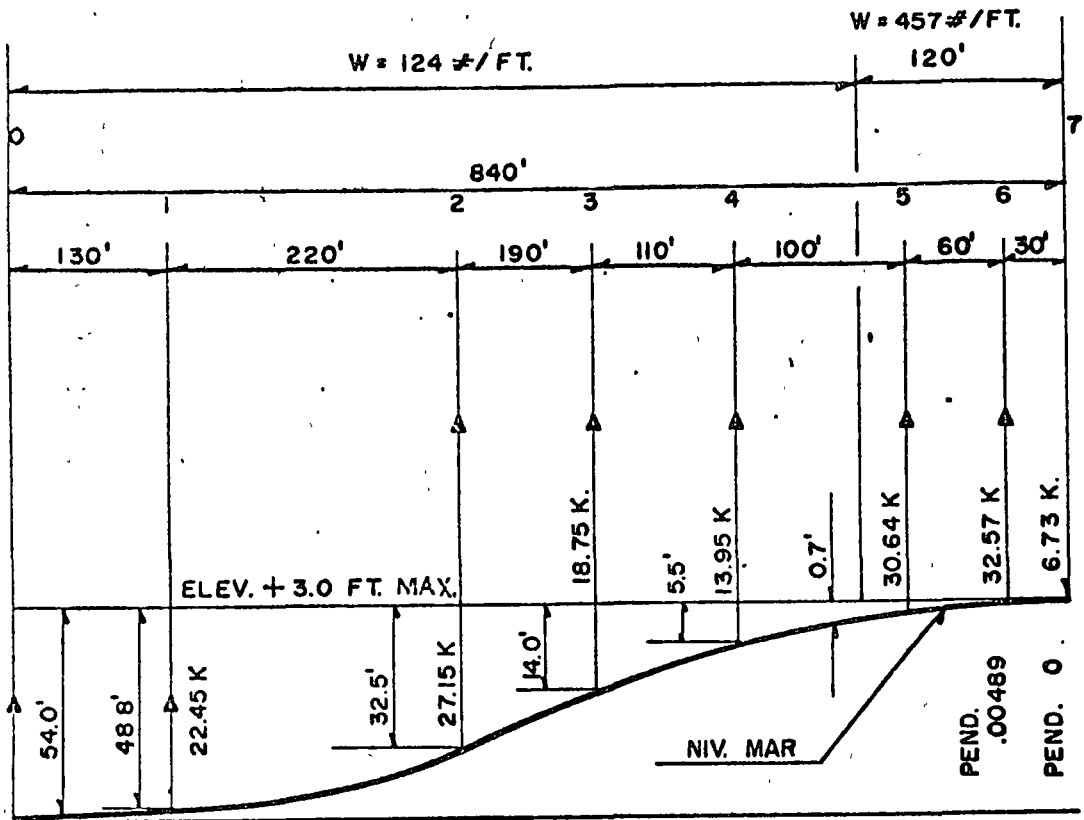
$$L = 5,042 \text{ pul.}$$

Por lo tanto (L) se considera entre 3,000 y 5,042 pul.

Asumiendo: $L = 4,700 \text{ pul.}$ en el primer término, el otro término nos dá:

$$L^4 = 486.31$$

$$L = 4,696 \text{ pul.}$$



5.37 K

NOTA.—
 Fuerzas en KIPS
 Deflexiones vert. aprox.
 (Mas o menos 0.5FT.)

FIGURA 4

Proposición para tendido de tubería de 26 pulg. en agua salada a 50 FT. de prof., radio mínimo deseado, 2,040 FT. Los soportes son boyas con cámara de lastre, la deflexión fue determinada, integrando el diagrama graficamente.

PONTON.

El pontón, agujón o stinger, lo podemos definir como un puente que provee apoyo a la tubería durante su recorrido desde el momento en que ésta abandona la barcaza, hasta que reposa en el fondo.

Dentro del Golfo de México, en el área costera, se cuenta con un método aprobado para el tendido de tubería, mediante el empleo del agujón de pontones. Este dispositivo es necesario para soportar y deslizar la tubería desde la popa de la barcaza de tendido hasta el fondo del océano sin sobre-fatigar el tubo. Un pontón trabaja satisfactoriamente en aguas relativamente calmadas. En aguas con fuertes corrientes no puede ser empleado con éxito.

La técnica recomendada consiste en el empleo de un agujón con armadura puente, que se prolonga (en algunos casos) hasta el fondo del mar y se fija mediante articulaciones a la popa de la barcaza. El extremo del agujón se fija a la popa de la barcaza, de tal forma que resista las fuerzas laterales originadas por las corrientes. Tiene diferentes compartimentos para lastrarlo y dar la curvatura requerida según la profundidad.

Ha sido necesario hacer algunas modificaciones en los pontones, tensionando la tubería. Si la tensión aplicada sobre la línea se aumenta, la tubería abandona el contorno del pontón más rápidamente. La reducción en la tensión sobre la línea, permite que el tubo haga contacto sobre el agujón en una mayor longitud. En uno u otro caso, la longitud de la tubería sin soporte, desde el punto de partida del pontón al punto del contacto con el fondo del océano, es una función no lineal del diámetro del tubo, de la profundidad del agua y de la tensión sobre la tubería.

La idea original sobre un agujijón curvado rígido, fue fabricado con secciones de tubo rectas soldadas hasta producir una curva de 106.70 m. (350') de radio; con el fin de hacerlo adaptable a una gran variedad de trabajos. Posteriormente el diseño fue cambiado de modo que las secciones rectas, se unieron con juntas hidráulicas ajustables. El radio original de 106.70 metros fue mantenido ajustando las diferentes secciones del agujijón.

Se han desarrollado curvas de esfuerzos para varias tensiones y varias profundidades de agua para tuberías de 12" a 18" ϕ . Estas curvas fueron desarrolladas y trazadas usando un sistema de computación IBM-1130. Un ejemplo del tipo de información obtenido mediante estas curvas se muestra en la figura 9. Esta figura muestra la forma de una tubería de 12" ϕ después de abandonar el agujijón en aguas con profundidad de 7 - metros (230') y el esfuerzo en esta línea es función de la distancia para una tensión de 4500 kg. (10 000 lbs). El grupo completo de curvas generadas, proporciona una base para determinar los relativos niveles de esfuerzos sobre la línea a medida que las operaciones de tendido avanzan.

Se recomienda ver detenidamente las figuras 1A, y 1 a 9, donde se ilustra en forma esquemática, el pontón y su comportamiento.

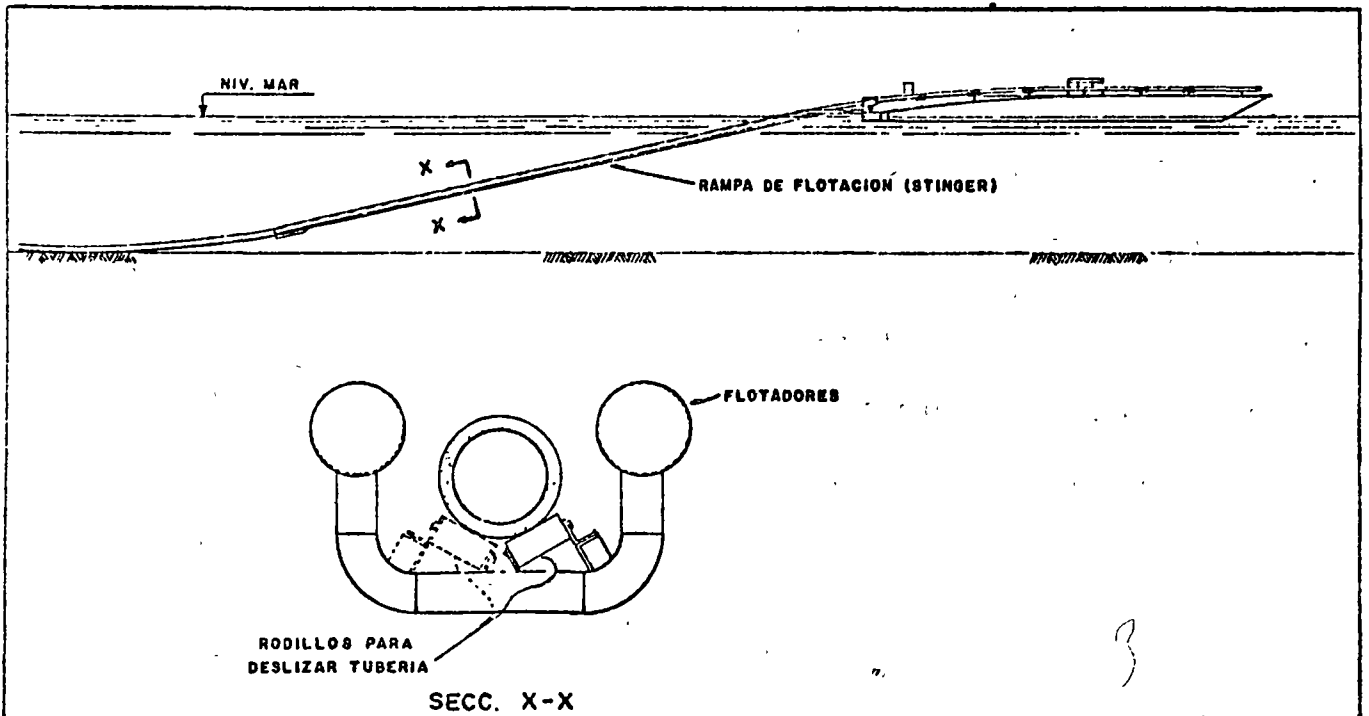


FIGURA 1-A.- BARCAZA CON RAMPA DE FLOTACION (STINGER)

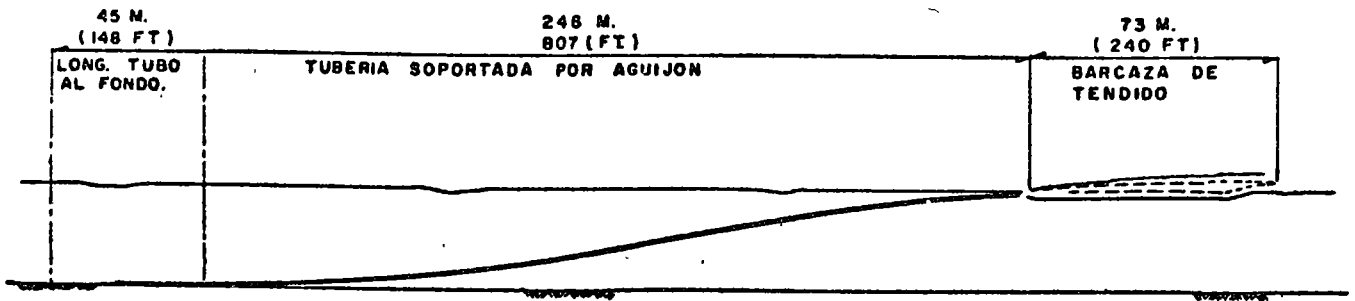


FIGURA 1-Tubería, Aguijón y Barcaza de tendido en 30 m. Prof. de Agua.

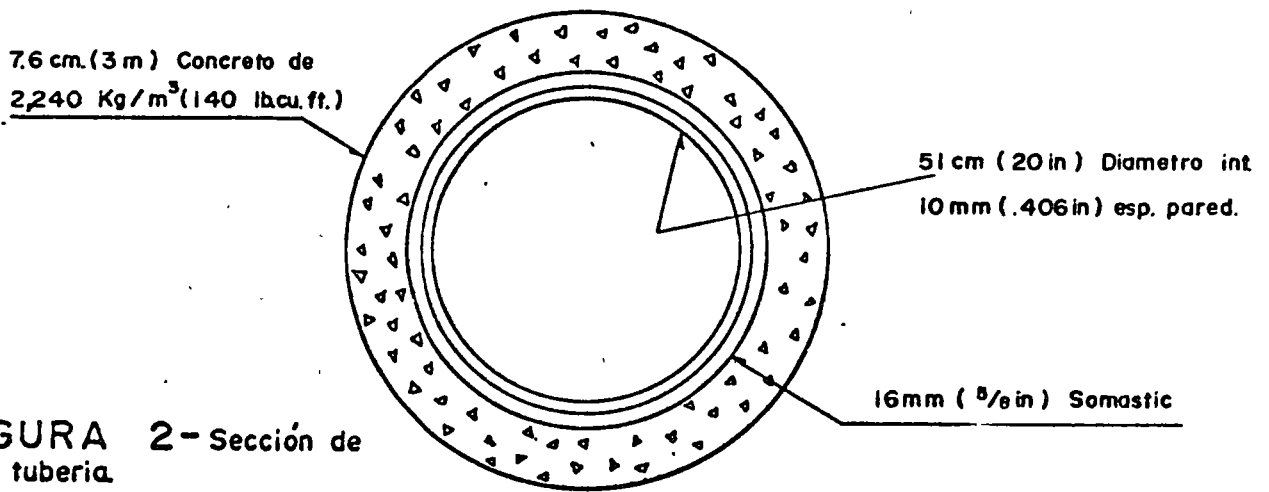
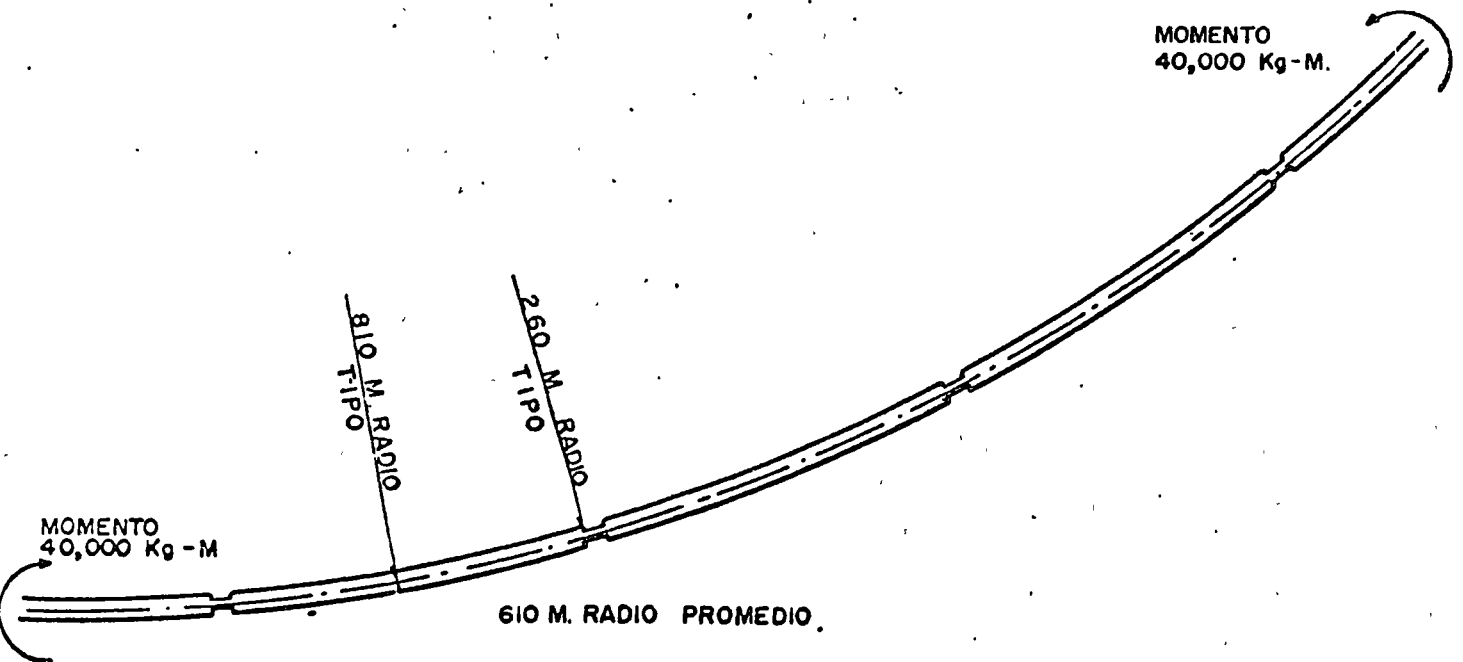


FIGURA 2- Sección de tubería.



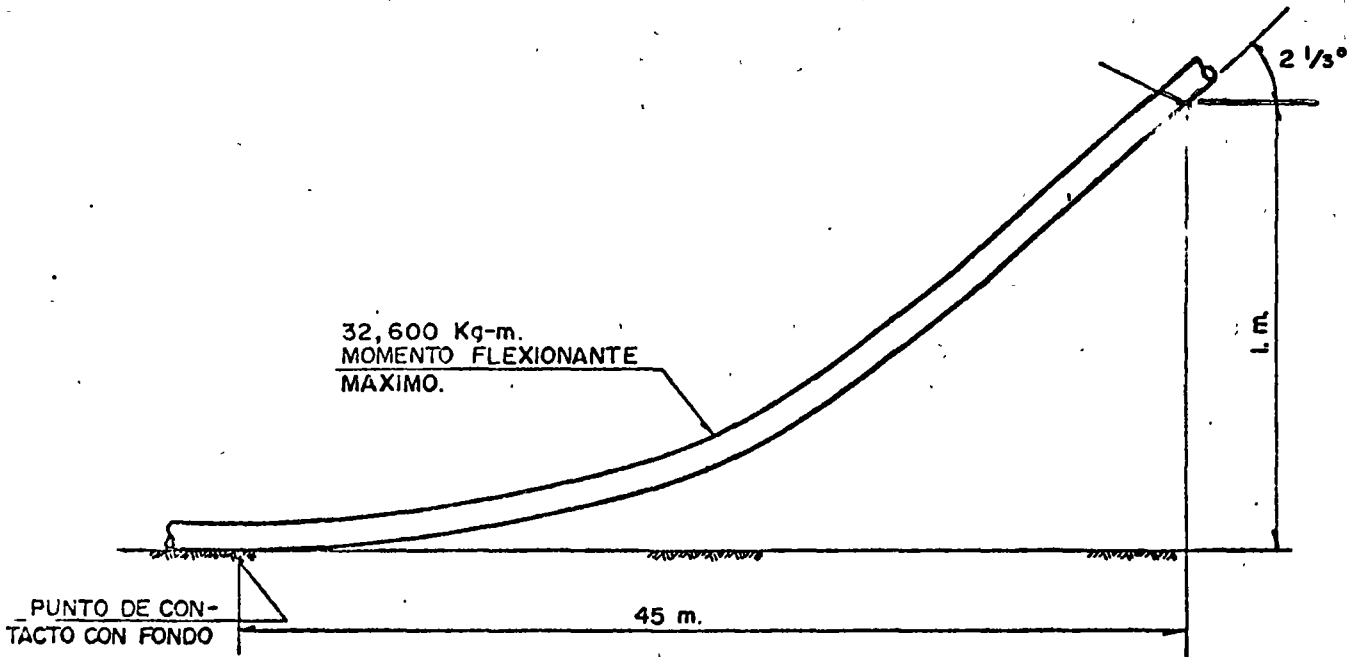


FIGURA 4- Perfil de la Tubería desde el fondo hasta el extremo del agujón.

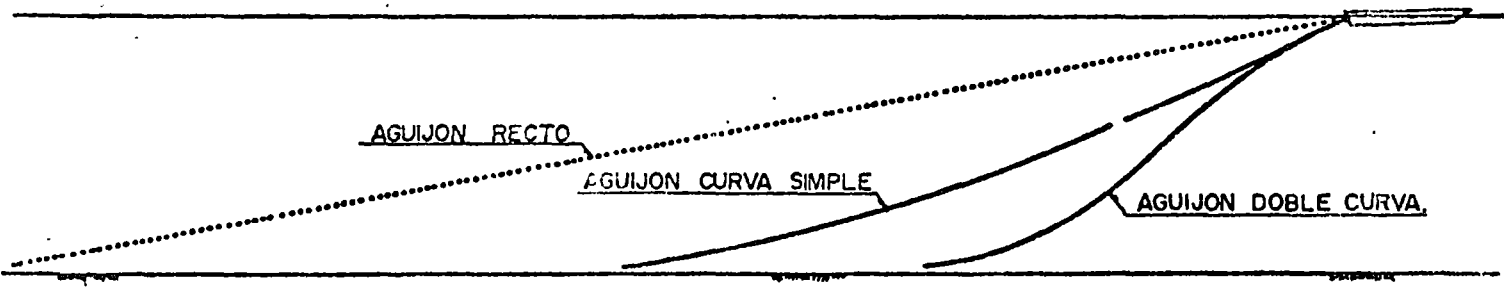


FIGURA 5- Efecto de Curvatura a lo largo del agujón para una profundidad de 30 M. de agua.

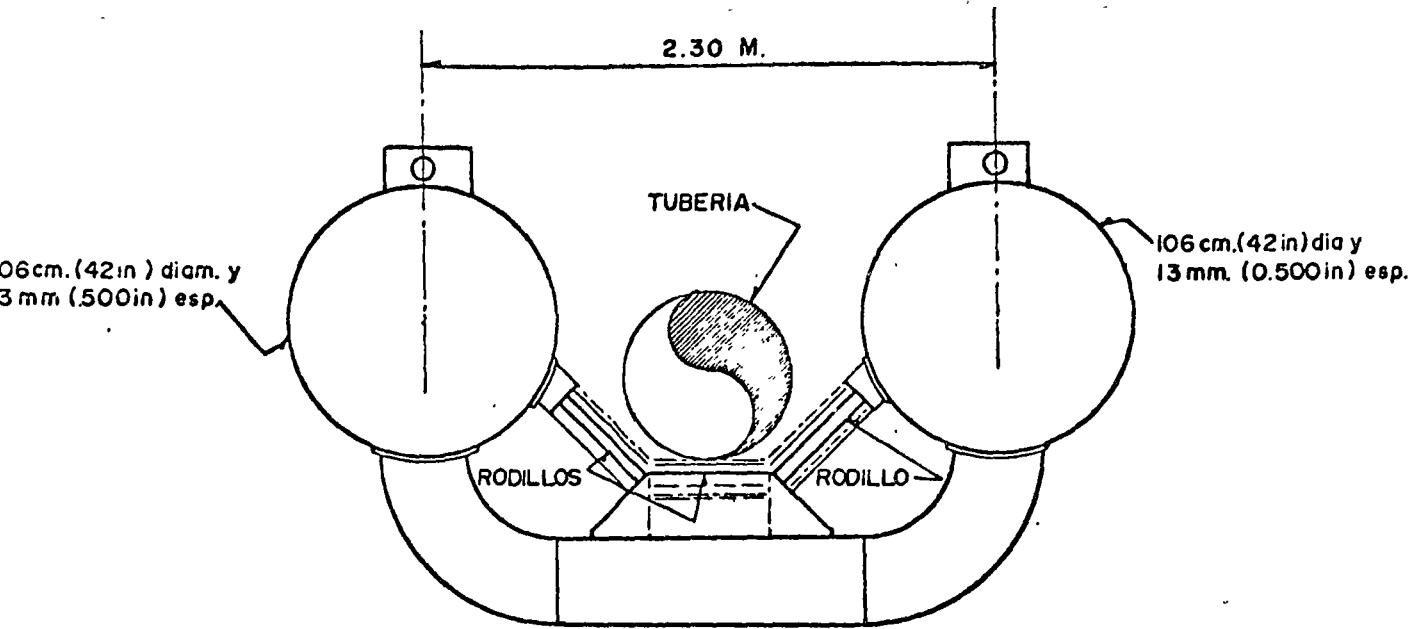


FIGURA 6 - Sección transversal del agujón.

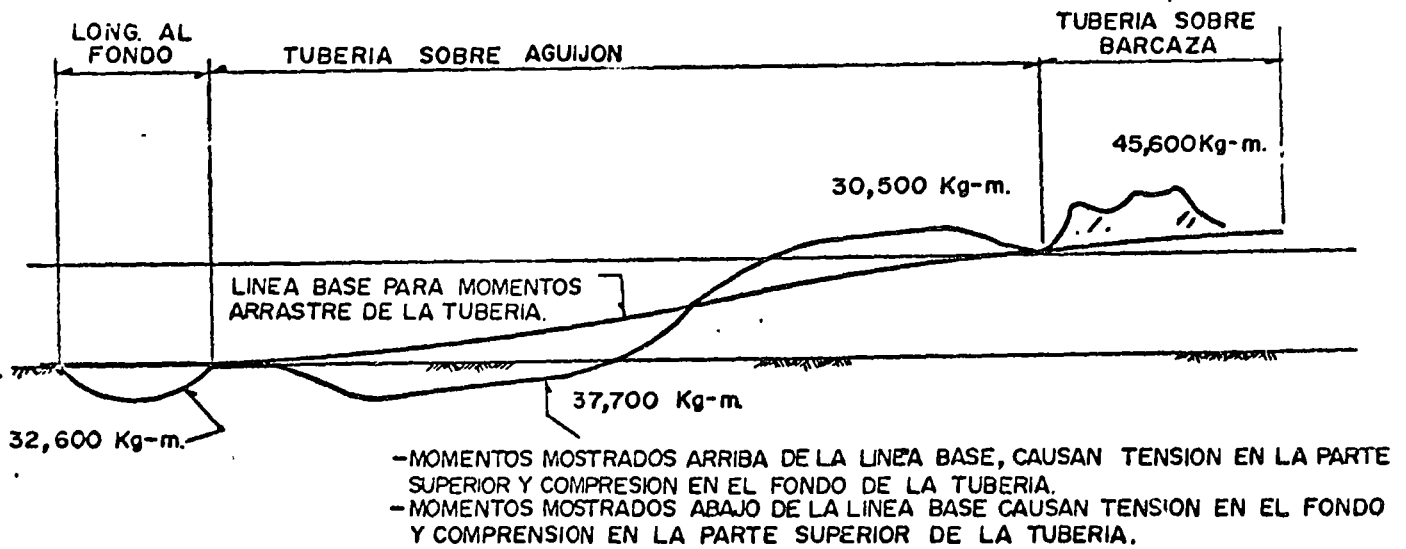


FIGURA 7 - Diagrama de momentos en la tubería a 30 m. prof. de agua.

FIGURA 8 - Tubería, Agujón y Barcaza a 8 m. prof. de agua.

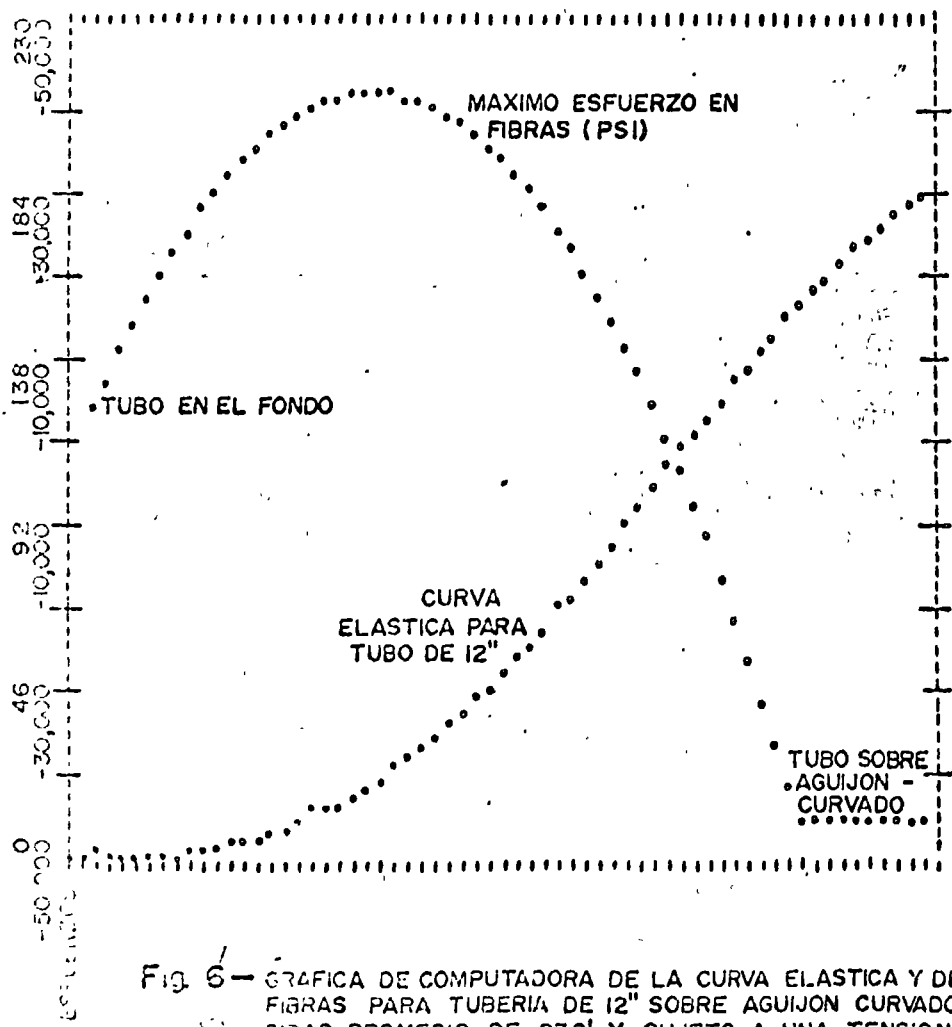
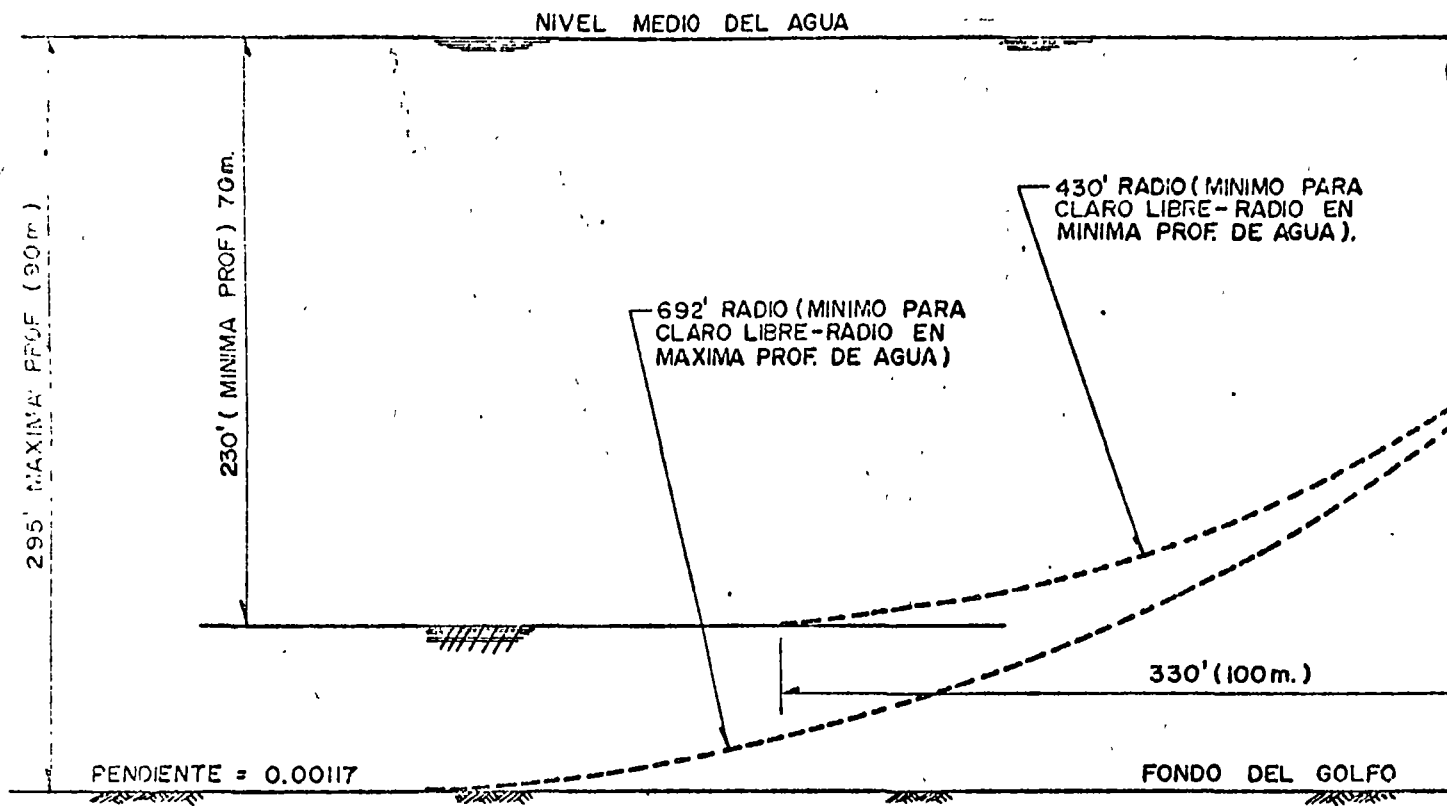
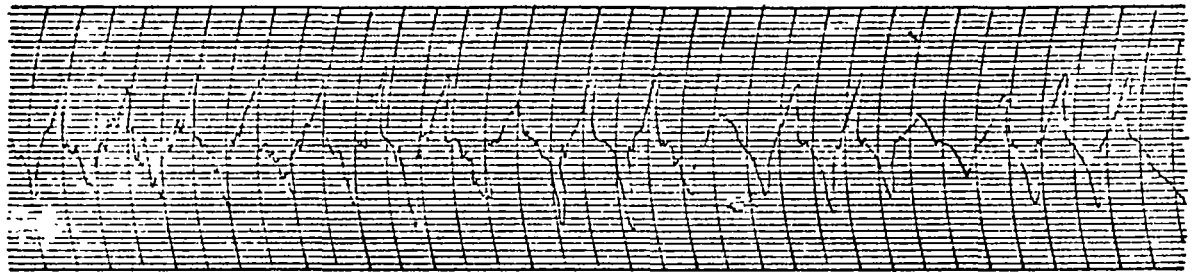
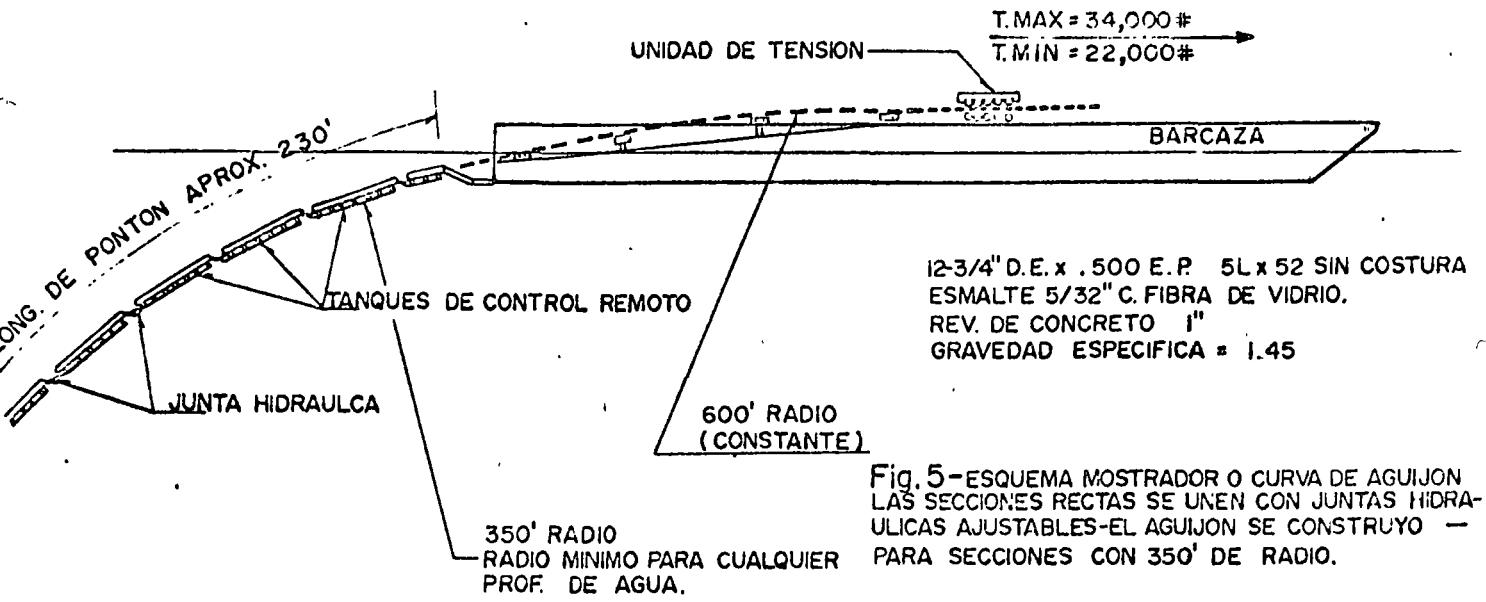


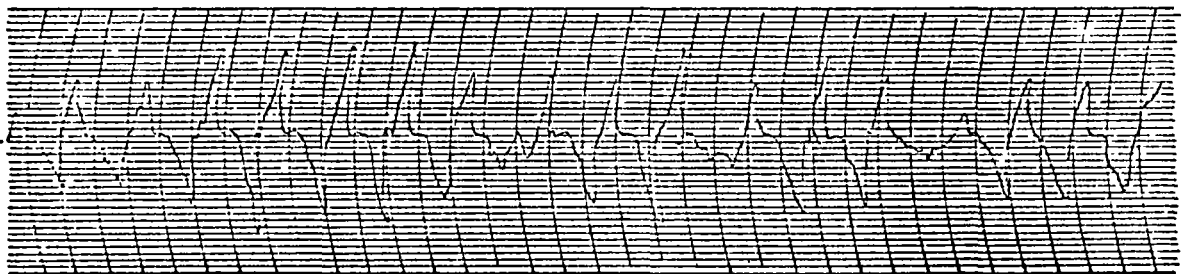
Fig 6 - GRÁFICA DE COMPUTADORA DE LA CURVA ELASTICA Y DE MAXIMO ESFUERZO EN LAS FIBRAS PARA TUBERIA DE 12" SOBRE AGUIJON CURVADO A 350' DE RADIO EN PROFUNDIDAD PROMEDIO DE 230' Y SUJETO A UNA TENSION DE 10,000 #.



2.0 mm /seg.

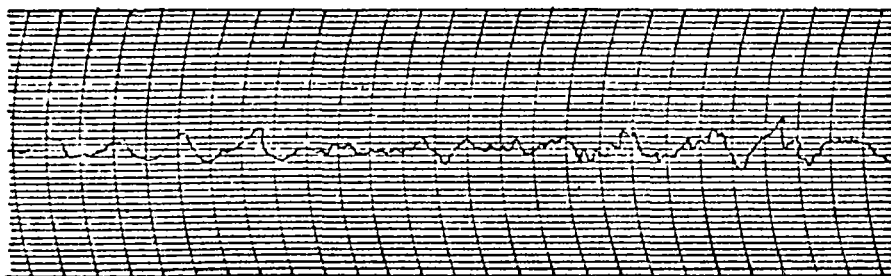
ALZAR E INCLINAR (Z)

0.5 VOLTS/DIV.



2.0 mm /seg.

DESVIAR Y GUINDAR (Y)



2.0 mm /seg.

OLEAJE (X)

1.0 VOLTS/DIV.

Fig. 7- GEOFONOS FUERON UTILIZADOS PARA DETERMINAR LOS MOVIMIENTOS DE LA BARCAZA Y AYUDAR ASI A LOS INGENIEROS EN MANIOBRAS ANTICIPADAS Y EFECTOS DE OLEAJE, EL REGISTRO MUESTRA OLAS DE 1.8 m. (6').

INSTALACION DE TUBO ASCENDENTE (RISER)

La instalación de ascendentes en las plataformas de producción, no presenta ningún problema irresoluble en aguas cuya profundidad, sea tal que las técnicas de tendido puedan ser aplicables, pero se requerirá una grúa con capacidad considerable, montada sobre la barcaza de tendido o una barcaza-grúa auxiliar, mas el empleo de buzos para hacer las necesarias mediciones, cortes y asegurar el correcto ajuste de las abrazaderas del tubo ascendente.

Para casos donde se requiera la instalación de un ascendente y tender tubería que se aleje de la plataforma, hace necesario el prefabricar el tubo ascendente y mantenerlo verticalmente, con el auxilio de una barcaza-grúa, mientras se suelda al extremo de la línea, la cual es mantenida bajo la superficie mediante la barcaza de tendido y su pontón, luego se bajan lentamente y en forma simultánea la línea y el tubo ascendente a medida que la barcaza se aleja. Esto, naturalmente requiere de un control muy preciso de los pontones, lo cual es realizado por los buzos, así como una continua coordinación hasta que el ascendente está en el fondo y las abrazaderas sean aseguradas.

En otros casos, es necesario que el tubo ascendente llegue junto a la plataforma. En este caso, se requiere generalmente que la barcaza de tendido, tienda su línea lo más cerca posible a las patas de la plataforma, para que ésta descansa a un costado y sobre el fondo, mediante sus pescantes de descenso y pontón, se hará una medición precisa de la distancia entre el extremo de la tubería y una de las patas de la plataforma. La sección horizontal del tubo ascendente, es posteriormente cortada subiendo la tubería hasta la superficie donde el ascendente es soldado a la línea y luego bajado nuevamente al fondo, con la

ayuda de la grúa de la barcaza o de la barcaza-grúa auxiliar, sosteniendo el tubo ascendente en posición vertical, a medida que la línea es bajada hasta dejarla segura sobre el fondo y puestas las abrazaderas.

Ambos métodos, requieren un control muy exacto de la longitud del tubo ascendente y la coordinación de los diferentes equipos, además de señalar que esto no es posible en aguas con profundidad a la cual los buzos que utilizan el equipo de aire convencional no puede funcionar.

Nuevo Método. - Hay un método radicalmente distinto para la instalación de tubo ascendente en aguas profundas, que elimina las desventajas anteriores. Este método consiste en pasar la tubería a través de un tubo preformado en (J), tubo conductor que es construído dentro de la estructura de la plataforma como se muestra en la Figura.

Cuando se instala el ascendente al extremo de la línea suficiente tubería extra debe tenderse, pasando la plataforma para permitir el tirón dentro del tubo J, aproximadamente 90 m. (300'). Después de que la soldadura ha sido terminada, toda la tubería es bajada al fondo del océano, después un cable es unido al extremo del tubo y pasado a través del tubo J. Mediante remolcadores se hace el tirón del tubo que adopta una forma de (S) en el fondo. En el proceso, el extremo del tubo es introducido un corto tramo dentro del tubo J.

Finalmente la línea es tirada a través del tubo J, mediante el cable atado al extremo de la línea y unido a un malacate sobre la plataforma, el malacate de la barcaza asiste para mover el tubo según se requiera, además de soportar el peso del tubo y así reducir la fricción sobre el fondo del océano.

ASCENDENTES CONVENCIONALES. - El ascendente convencional consiste en

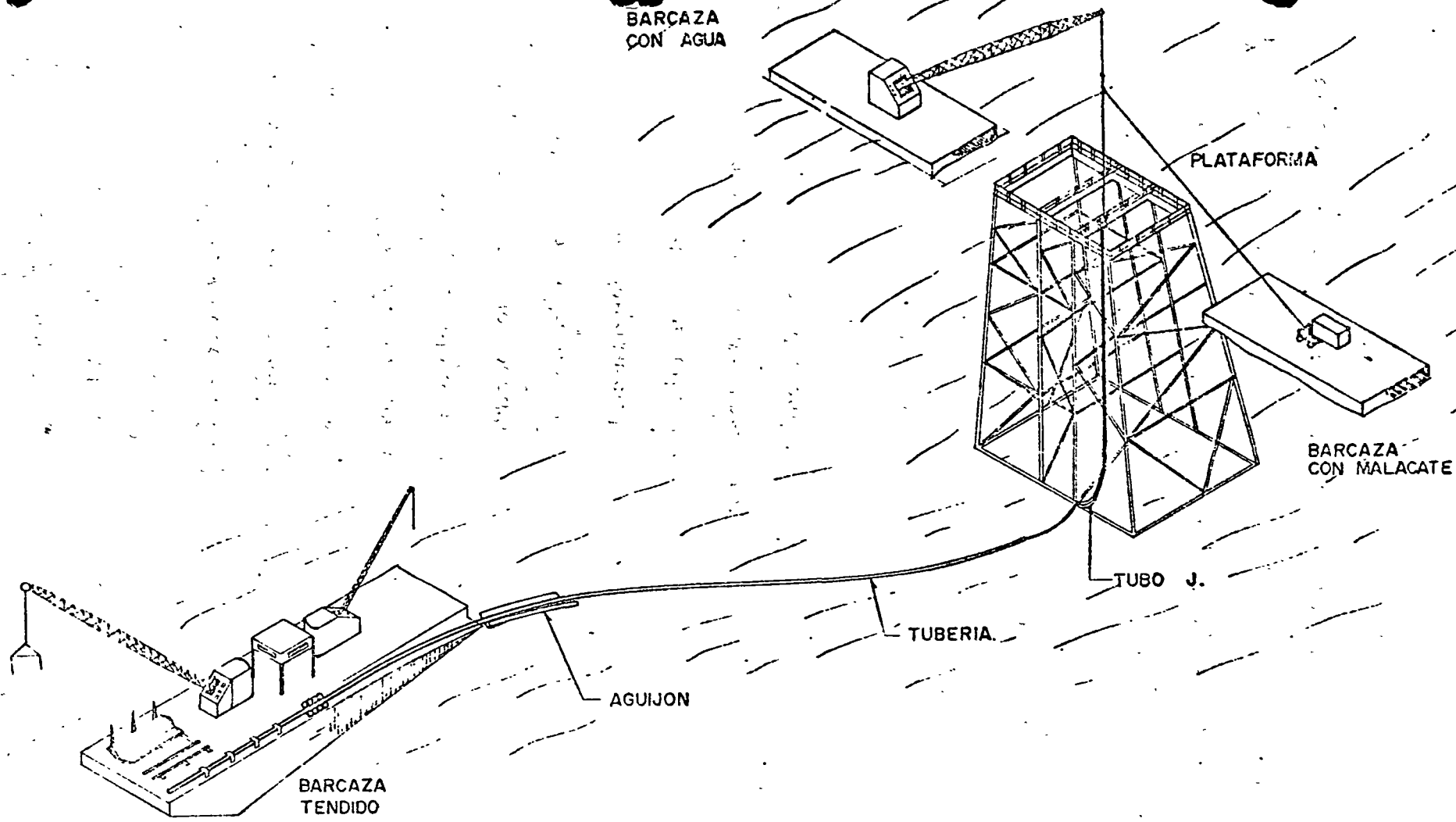


Fig. 7 - MODELO DE PLATAFORMA PARA AGUAS PROFUNDAS

un tubo en forma de "L" soldado a la sección tendida sobre el fondo, ejecutándose el ensamble, a un lado de la plataforma mediante una barcaza con grúa. - La grúa se opera coordinadamente con la barcaza de tendido y el agujón para bajar la línea y la sección "L" en forma progresiva hacia el fondo, a medida que nuevos tramos se sueldan a la parte vertical del ascendente. A continuación el ascendente es sujetado a una pata de la plataforma mediante abrazaderas colocadas por buzos.

Una modificación relativamente reciente a este método, consiste en una vía o riel H a lo largo de una de las patas de la plataforma, por donde la pieza "L" puede ser guiada. Sin embargo, aún con la vía guía, el talud o pendiente con que usualmente se construyen las patas de las plataformas, causan considerable dificultad al enviar el ascendente (riser) hasta el fondo y que adopte la forma conveniente para permitir la colocación de abrazaderas en los puntos determinados previamente.

No obstante las técnicas de manejo y experiencia en este tipo de maniobras, para que esta operación sea razonablemente económica, se requiere que la profundidad del agua sea mayor de 30 m. (100') y durante los períodos de mar calmado. El problema del manejo y el costo de la asistencia de buzos, aumentan rápidamente con la profundidad del agua.

ZAPATA DE DOBLADO. La figura muestra esquemáticamente los pasos básicos para formar el ascendente. Una zapata para doblado con la curvatura especificada, sirve como punto de apoyo y a la vez limitada la curva durante el doblado del tubo en el sitio y a lo largo de una de las patas de la plataforma. En algunas ocasiones, el sistema para manejar la tubería durante la opera-

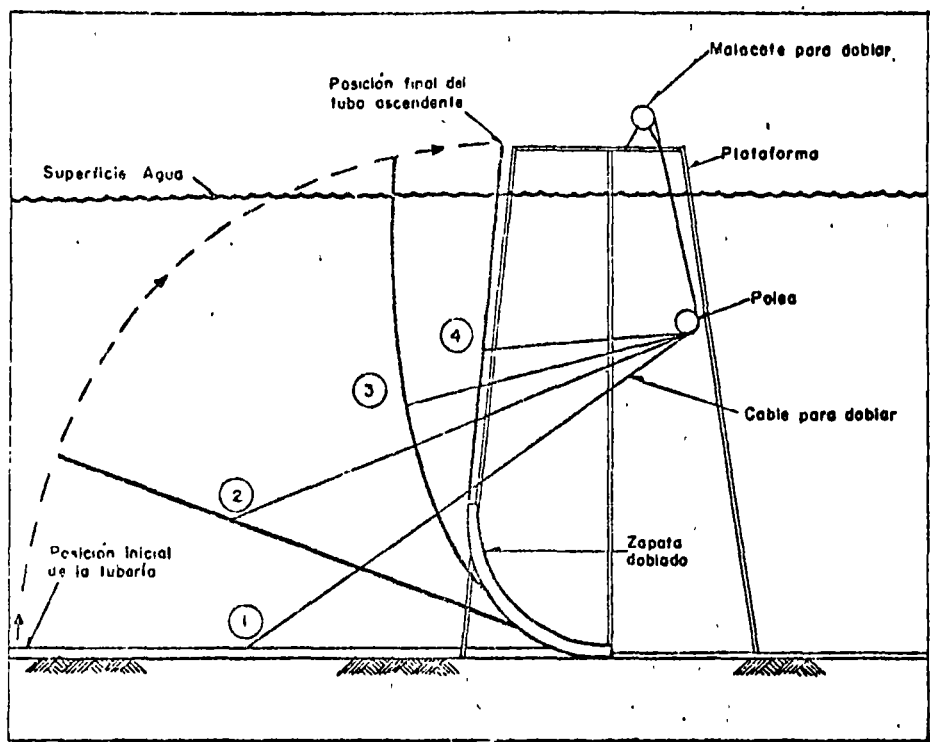


Fig. 1 - Esquema para formar ascendente en sitio

ción del doblado, puede ser justamente tan simple como se muestra en la Figura. 1.

En esta situación, un cable para el doblado se fija a la tubería en un punto determinado, y una polea colocada sobre la plataforma, pueden desarrollar con seguridad el momento flexionante requerido para doblar plásticamente el tubo, conforme a la curvatura de la zapata, mientras al mismo tiempo y evitando una instalación permanente se obtiene el tramo vertical del ascendente. En otras situaciones tiene que utilizarse un procedimiento de manejo para la tubería, más elaborado para lograr el dobléz del tubo ascendente. El diseñar una particular instalación, no es precisamente difícil, sin embargo esto requiere el conocimiento de las características del tubo y de experiencia con los mecanismos.

CONSIDERACIONES PARA DISEÑO. Las primeras consideraciones para el diseño, comprenden la selección del radio de curvatura del dobléz. Generalmente este debe ser el menor posible, a juicio del ingeniero considerando los efectos que resulten de los esfuerzos de flexión (radio de curvatura) sobre:

El tubo y sus materiales de revestimiento.

Aplastamiento u ovalado del tubo en su sección transversal (debiendo al dobléz).

Rigidéz límite a la flexión y/o pandoe límite del tubo bajo las cargas de instalación, las cuales incluyen los efectos combinados del momento, pre

sión externa y cargas axiales.

Los resultados de una investigación apropiada sobre los efectos de los grandes esfuerzos de flexión en tubería de acero típica y en juntas soldadas, indican que no se han presentado efectos adversos a las propiedades del material, como resultado al haberlos sometido a uno de dos ciclos de esfuerzos abajo aproximadamente del 2.5 %. En forma similar para pruebas de doblez con especímenes de tubo de acero de 32 cm. (12-3/4"), llevando un revestimiento consistente en 1 cm. (1/2") de Somastic y 2.5 (1") de concreto reforzado, mostró no haber efectos adversos substanciales sobre un sistema de revestimiento cuando el material del tubo fué doblado hasta un esfuerzo del 2%. Durante esta prueba, fueron observadas grietas circunferenciales en el revestimiento de concreto, pero no se consideró como un detrimento al revestimiento de lastro, que es la función del concreto.

La Figura 2 muestra la carga-deformación característica de una tubería de 32 cm. x 12 mm. pared Grado B (12-3/4" x 1/2") en pura flexión. La forma de esta curva es típica para la mayoría de diámetros y grados de tubo usado para duotos submarinos. Al principio y a medida que una línea va siendo cargada, queda sujeta a flexión, el momento resistente del tubo - - aumenta linealmente con los incrementos del esfuerzo flexionante. Después de que las fibras extremas del material alcancen el límite elástico (esfuerzo flexionante entre 0.1% y 0.15%), la pendiente de la curva de momentos - decrece rápidamente con el aumento de flexión. Si la flexión continua, el momento resistente del tubo alcanzará un máximo (pendiente = 0), la cual - para el caso particular del tubo descrito en la Figura 2 ocurre con un esfuerzo flexionante de 3.5 %, equivalente a un radio de curvatura de aproximadamente 4.3 m. (14.1'). Durante el proceso de doblado, la sección transversal del tubo puede ovalarse o aplastarse, decreciendo el diámetro para el plano de doblez. La cantidad de aplastamiento para la mayoría de diámetros y materiales es despreciable para momentos dentro del rango elástico. Sin embargo, a medida que la flexión continua, el aplastamiento aumenta y la sección transversal puede fallar o deformarse cuando el esfuerzo en las cercanías se aproxima al límite del momento resistente del tubo.

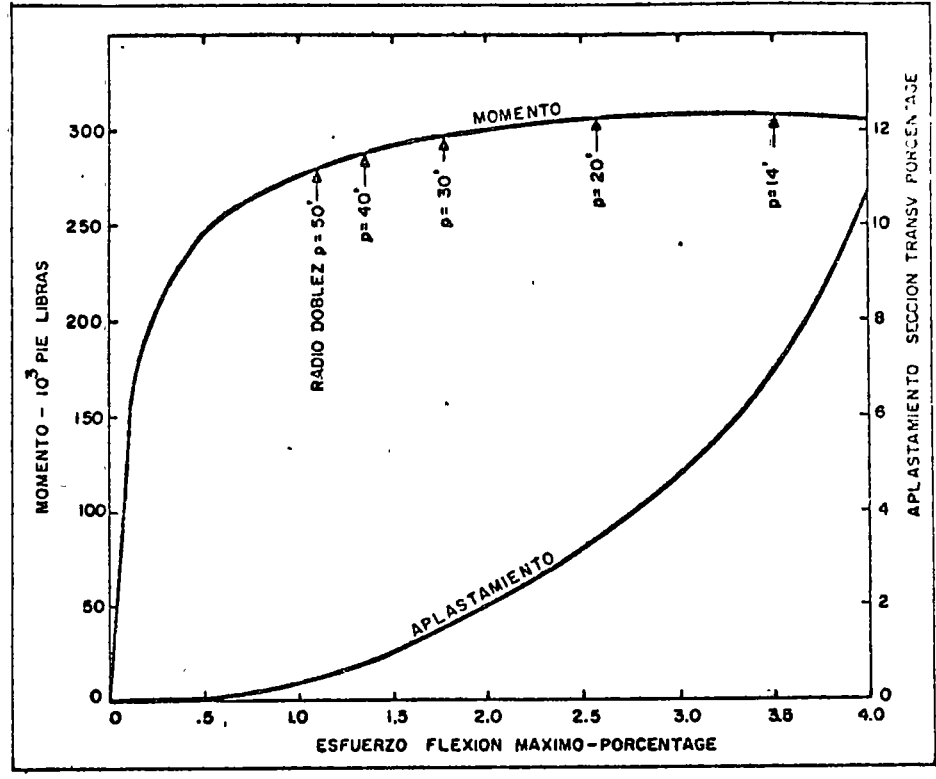


Fig. 2 - Características doblando tubo 12-3/4" D.E. x 1/2" E.P. Grado B.

EL RADIO DE CURVATURA DE LA ZAPATA DE DOBLADO.-

Es seleccionado dentro de la seguridad para evitar la posible deformación del tubo y también para desarrollar un aplastamiento no muy severo de la sección transversal. El aplastamiento permisible hasta el cuatro o cinco por ciento no restringirá el flujo o la operación de rutina de pasar el diablo en el flujo de la línea.

Para la tubería mostrada en la Figura 2, se recomienda una zapata de doblado con un radio no menor de 7.6 m. (25'). Este radio mínimo puede ser aumentado (esfuerzo permisible decrece) en situaciones donde una considerable presión hidrostática externa pueda existir y donde grandes cargas axiales, actúen sobre el tubo durante la operación de doblado. Cualquiera de las cargas adicionales aumentarán el aplastamiento de la sección transversal y la tendencia de la tubería a deformarse (pandeo).

Después que el radio de la zapata para doblado se ha seleccionado, el sistema para manejar la tubería debe diseñarse para alcanzar la configuración final del tubo ascendente. Esto requiere que los momentos flexionantes aplicados a la tubería en el punto de contacto con la zapata, sean suficientes para originar un esfuerzo de flexión equivalente a la curva de la zapata. El sistema de manejo (maniobra) debe prevenir cargas excesivas sobre las secciones del tubo que deban permanecer rectas.

El diseño del sistema de manejo para la instalación del ascendente, necesariamente deberá variar con cada aplicación específica. La discusión de un sistema sencillo se muestra en la Figura 3 y sirve para ilustrar algunas de las consideraciones básicas. El dobléz inicial del tubo alrededor de la zapata de doblado, es realizado por el tirón de un cable vertical a un punto sobre la tubería. La tubería ha sido colocada sobre el fondo, debajo de la zapata con una longitud, L , que se prolonga más allá. La longitud L debe ser lo suficiente para alcanzar arriba el nivel del agua, después que el tubo se haya formado alrededor del perímetro de la zapata. Para iniciar el doblado, el cable debe transmitir una fuerza F , suficiente para soportar --

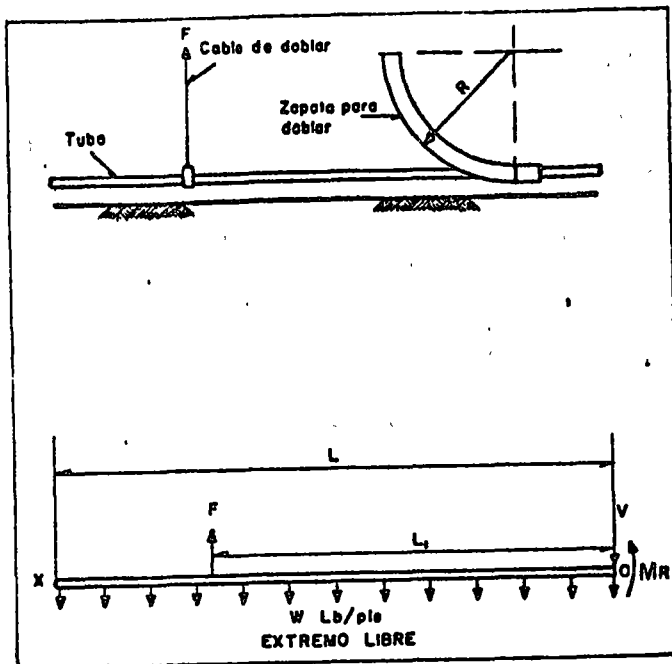


Fig. 3 - Dibujo y Diagrama del extremo libre para un sistema sencillo de manejo de tubería al iniciar su doblar.

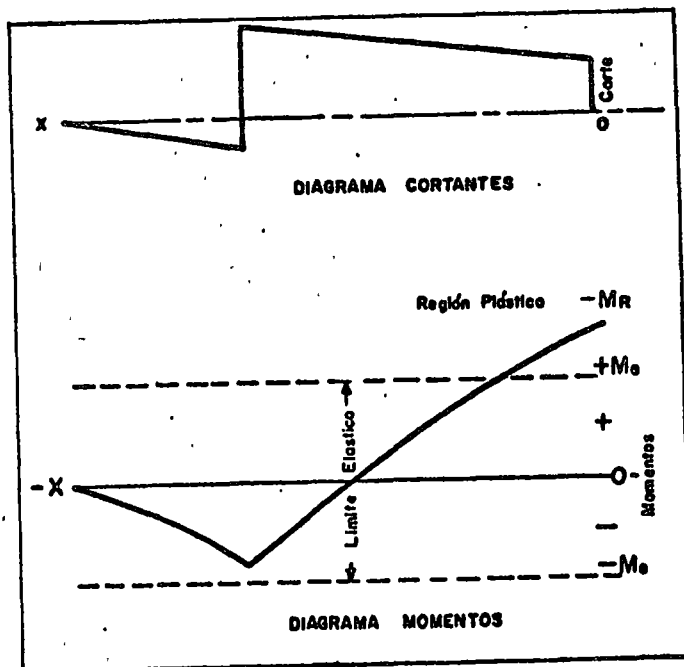


Fig. 4 - Diagrama de Cortantes y momentos para un sistema sencillo de manejo de tubería

una longitud L de tubo desde el fondo y desarrollar adicionalmente una reacción V en la zapata de doblado.

Entonces,

$$F - WL = V \quad (1)$$

El momento en el tubo, sobre el punto de tangencia con la zapata debe ser igual a la rigidez del tubo (M_R), para una deformación equivalente al radio de la zapata.

Entonces

$$FL_1 = \frac{WL^2}{2} = M_R \quad (2)$$

ó

$$F = \frac{M_R + \frac{WL^2}{2}}{L_1} \quad (3)$$

Para la situación mostrada, el momento será máximo en la zapata y decrecerá hasta cero en el extremo del tubo. Los diagramas para cortantes y momentos se muestran en la Figura 4. El momento M_x , a una distancia X desde la zapata de doblado, puede evaluarse por la expresión:

$$M_x = F(L_1 - X) - \frac{W(L-X)^2}{2} \quad (4)$$

El dispositivo de cable para el doblado, no debe quedar demasiado lejos del extremo del tubo, pues de otra manera el momento originado por el extremo colgante del mismo, puede exceder al momento elástico y resultar un doblez adicional. Por otro lado, la longitud L_1 , la distancia entre el punto de contacto del tubo con la zapata y el punto de aplicación del cable para el doblado, puede resultar una longitud suficiente de brazo de palanca (momento), de manera que la tensión del cable F caiga dentro de la fuerza práctica; sin embargo, ser lo suficiente corta para poder desarrollar un

gradiente apreciable de momentos, a lo largo de la longitud del tubo, desde $X = 0$ hasta $X = L_1$. Si la longitud L_1 es demasiado grande, una porción apreciable de esa longitud de tubo, quedará sujeta a momentos más allá del límite elástico y originar un doblado permanente en la sección del tubo ascendente (riser), que debe permanecer recta.

Para situaciones donde la longitud L es grande y el peso unitario W , es también grande con respecto a la rigidez elástica del tubo (tubería pesada de diámetro pequeño en aguas profundas), debe planearse un sistema de manejo (maniobra) más elaborado. En estos casos, es con frecuencia favorable ayudarse con dispositivos de cable adicionales, aplicados próximos al extremo del tubo, para mantener una fuerza de tensión axial durante la operación de doblado. Esta tensión sirve para reducir los momentos en el tubo, entre el punto de aplicación del cable de tensión y $X > 0$, además aumentar el momento en $X = 0$, lo cual ayuda a desarrollar el momento M_r , para doblar el tubo sobre la zapata

INSTALACION DEL PRIMER ASCENDENTE DOBLADO.

La primera instalación de un tubo ascendente mediante este procedimiento fué en las costas de Luisiana a 104 m. (340') de profundidad. Esta instalación incluyó doblar una tubería de 30 cm. (12") sobre una zapata con radio de 12.2 m. (40') en la base de una plataforma y abrazarla en su sección vertical a una de las patas de la plataforma. La zapata de doblado y las abrazaderas para la parte vertical fueron instaladas al fabricarse la plataforma. Debido a la extrema profundidad del agua y a la baja rigidez elástica del tubo de 30 cm., se requirió de un sistema de maniobra, perfectamente elaborado para la operación del doblado. Las fuerzas requeridas para doblar la tubería y llevarla a su posición vertical, fueron transmitidas por un cable sencillo, desde una barcoza de tendido y dos cables de un malacate de doble tambor, montado sobre el nivel inferior de la plataforma.

Una curva horizontal de 90° en dirección a la tubería, fué requerida para alinear plataforma y zapata. La curva fué trazada con un radio de 610 m. (2,000') para reducir la cantidad de tubo, las proximidades a la curva aún -

requirieron 915 m. (3,000'), cantidad adicional de tubería sobre la distancia directa a la plataforma y no obstante este radio fué considerado como muy cerrado para 108 m. (350') de profundidad, la curva horizontal fué realizada sin que se experimentara algún problema.

El primer paso consistió en tender la tubería, pasando la plataforma y paralela a la zapata, con longitud suficiente para el dobléz y alcanzar la superficie del agua. Debido a la necesidad de atar varios cables a la tubería en puntos definidos con toda precisión, se utilizó un procedimiento por medio del cual, la posición final de cualquier punto sobre la tubería pudiera determinarse cuando la línea aún se encontrase sobre la barcaza.

Un pequeño cable fué atado a la tubería cuando la barcaza se encontraba aproximadamente a 458 m. (1,500') de la plataforma. A medida que la barcaza se acercaba a la plataforma, se midió con toda precisión la tubería instalada en la línea. Después de que el cable fué colocado en el punto seccionado, la línea se apoyó en el fondo del océano, un barco con instrumentos de medición fué ubicado sobre dicho punto y con la ayuda de un medidor se determinó el ángulo del cable, la unidad de registro eléctrico de barco midió la distancia horizontal desde su posición hasta la plataforma. Comparando esta distancia horizontal, con la longitud de tubería en la línea, el resultado permitió predecir la posición de cualquier punto sobre la tubería con relación a la plataforma, después la tubería se colocó sobre el fondo y a un lado de la plataforma.

UBICACION DE LA LINEA,

Una de las etapas más difíciles fué la colocación de la tubería bajo la zapata. Se planeó realizarla mediante un cable índice, como se muestra en la Figura 5. Este cable fué conectado desde la base de la zapata a la parte superior de la estructura. Mientras la barcaza permaneció al lado de la plataforma, el cable índice fué pasado bajo la tubería y unido a una boya, fija en su posición mediante un barco de trabajo. Inesperadamente, el cable que unía a este barco, fué cortado por una línea de ancla y la parte del cable

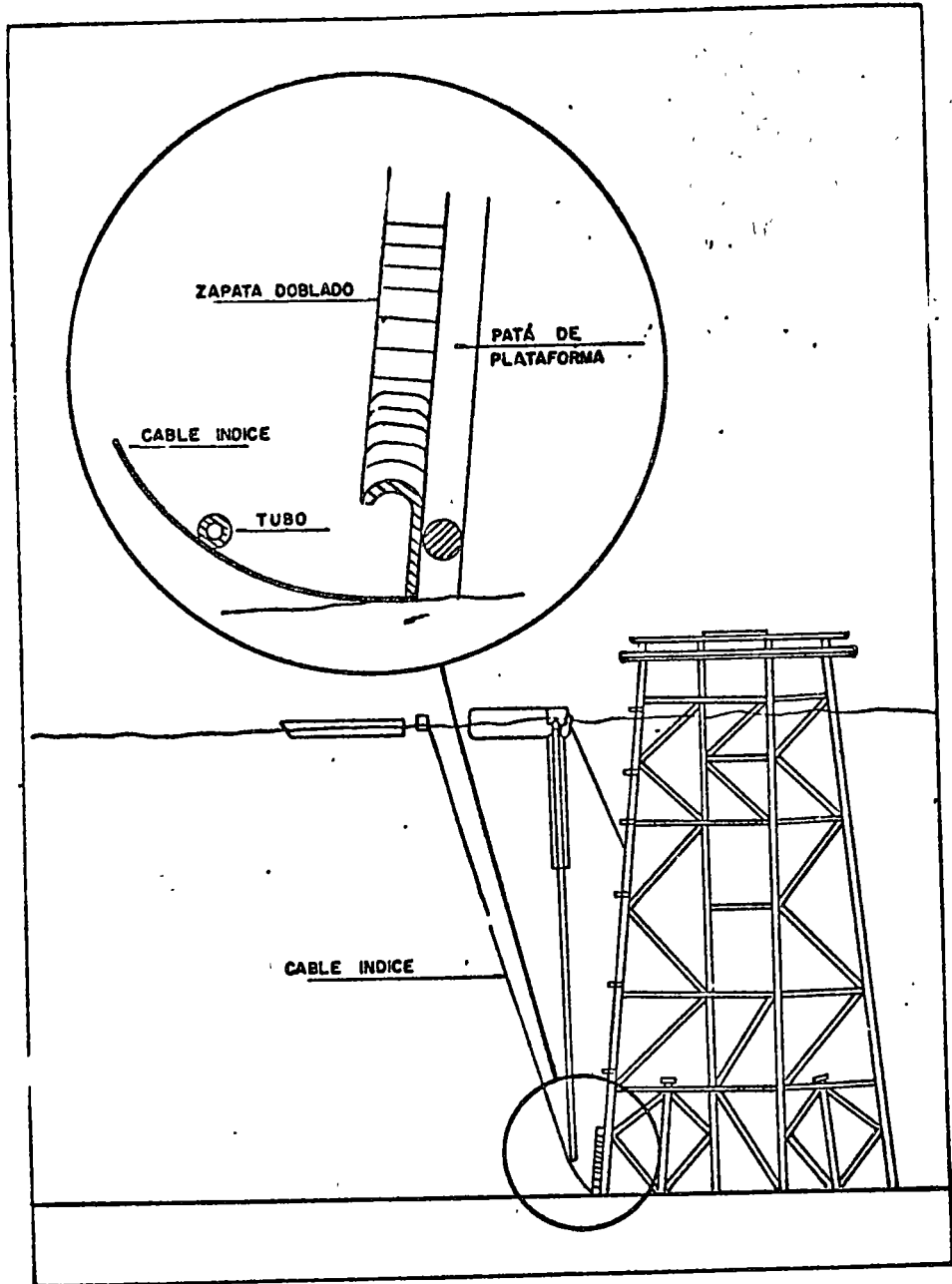


Fig. 5 - Dispositivo para colocar la tubería bajo la zapata de doblado

índice se hundió bajo la superficie. Puesto que el cable índice perdió su tensión, la línea se fué al fondo a una considerable distancia de la zapata. Al moverse la barcaza de tendido, más allá de la plataforma, el cable destinado a doblar el tubo, fué pasado desde la plataforma y atado a la tubería. Este cable fué conectado a un malacate de dos tambores a través de una polea localizada sobre una pata de la plataforma en un punto a 32 m. (105') bajo la superficie del agua. Una muy pequeña fuerza fué aplicada sobre el cable para mantenerlo en tensión, a medida que la línea era tendida sobre el fondo.

La tubería fué bajando hasta el fondo mediante un cable sencillo (cable de abatimiento) atado al extremo de la tubería y mantenido en tensión a medida que la barcaza se movía 300 m. (1,000') más allá de la plataforma. El cable de abatimiento fué eliminado hasta que el extremo de la tubería descansó en el fondo del océano. Se dá principio a la operación de doblado. Las amarras de las tres abrazaderas inferiores fueron abiertas por buzos y la posición de la tubería con relación a la zapata de doblado fué revisada.

La tubería fué encontrada a una distancia considerable de la zapata. Después que la boya del cable índice fué localizada por los buzos, el segundo cable del malacate de doble tambor fué atado a la boya y el cable guía fué pasado por una pasteca en la base de la plataforma como se muestra en la Figura 6. La parte de la tubería que se prolonga, pasando la zapata fué elevada desde el fondo mediante el cable de abatimiento y la tubería fué arrastrada bajo la zapata por medio del cable índice.

La operación fué suspendida en una ocasión, durante 12 horas debido a las malas condiciones del tiempo. El intento de doblado fué muy crítico, hasta que la barcaza de tendido pudo sostenerse en su posición sin riesgo de dañar el cable de sus anclas.

La operación de doblado se inició cobrando el cable de abatimiento desde la barcaza, hasta que alcanzó una tensión de 6.8 tons. (15,000#). El cable para el doblado fué sostenido desde la plataforma aproximadamente entre 450-900 Kg. (1,000# - 2,000#) para evitar la formación de senos. La barcaza

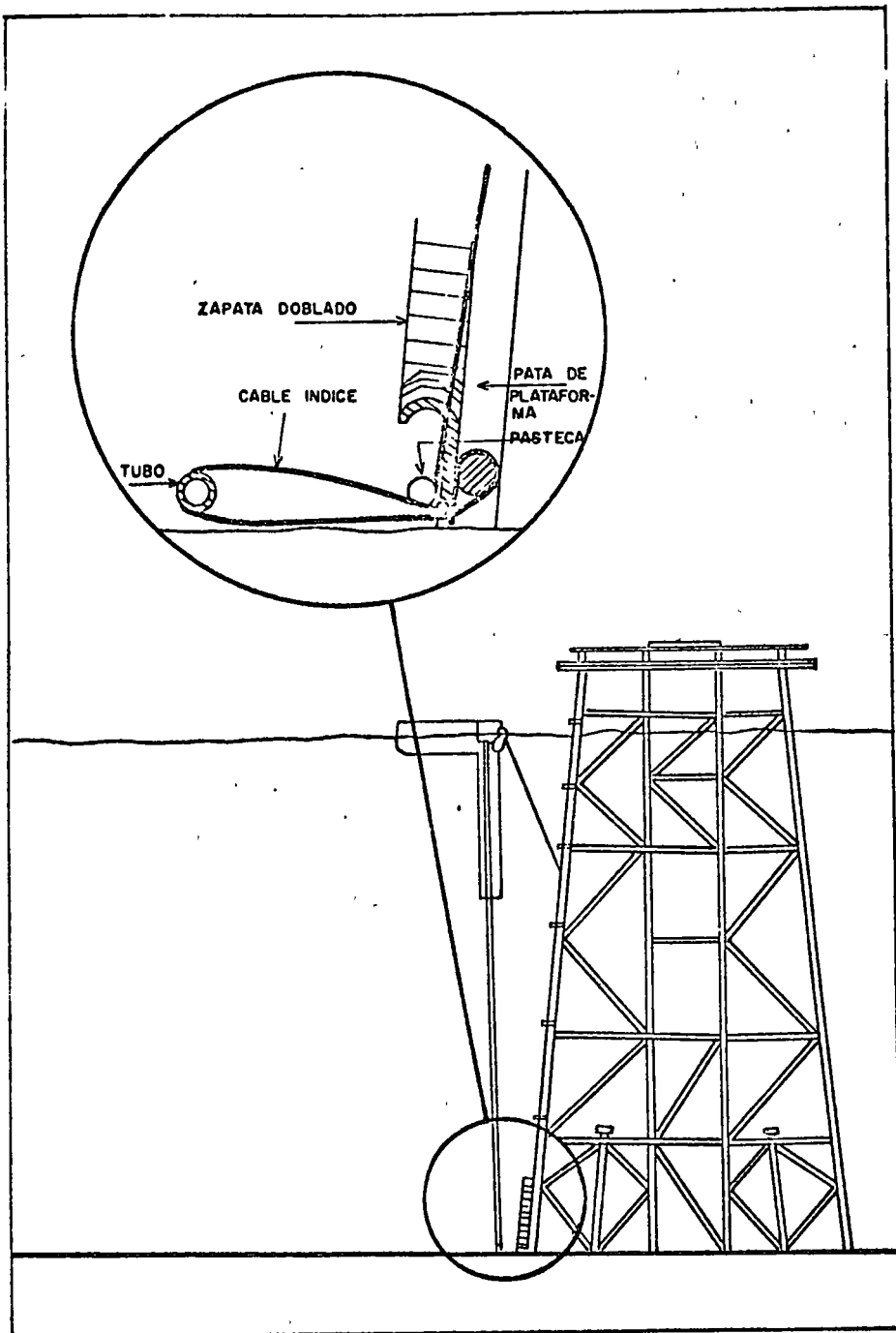


Fig. 6 - Dispositivo emergencia para colocar la tubería bajo la Zapata

se movió lentamente hacia la plataforma y la tensión en el cable de abatimiento se aumentó a un máximo de 16 tons (35,000#). Cuando el extremo de la tubería emergió a la superficie del agua, un cable de tirón fué pasado desde la plataforma y conectado a un cable de eslinga que previamente fué colocado en el extremo de la tubería. El cable de abatimiento fué unido a la tubería en un punto a 13.7 m. (45') del extremo con un amarre posterior hacia el mismo extremo indicado. Esto permitió que el punto de aplicación del cable de abatimiento permaneciera bajo la superficie del agua, mientras el cable era arrollado en la popa de la barcaza, al nivel del agua. Después de que el amarre que sujetó el cable de abatimiento fué soltado, la barcaza continuó su retroceso hacia la plataforma y la tubería quedó sujeta a maniobra para llevarla hacia la pata de la plataforma.

El único accidente sufrido, ocurrió durante las etapas finales del doblado. Debido a la interrupción de las comunicaciones, fué imposible coordinar el arrollamiento del cable de tirón con el retroceso de la barcaza. Tensión impropia sobre el cable de abatimiento, originó que su conexión a la tubería fallara. El tubo ascendente se encontraba muy próximo a la vertical cuando esta falla ocurrió y afortunadamente fué parcialmente soportado por el cable de doblado. El extremo superior del ascendente, teniendo solamente un cable atado, osciló lentamente contra el lado de la estructura. Finalmente mediante maniobra, se regresó a la pata de la plataforma y fué colocado dentro de la abrazadera superior con la ayuda de la grúa de la barcaza. Debido a que el tubo ascendente se salió del plano de doblez, cuando osciló libremente, fué necesario colocar un cable adicional como a 15 m. (50') bajo la superficie para tirar de la tubería y colocarla dentro de las tres siguientes abrazaderas. El cable de doblado fué entonces utilizado para tirar del ascendente y colocarlo dentro de las dos abrazaderas más profundas y los buzos fueron enviados para inspeccionar el tubo.

Después que se determinó que el tubo ascendente no había sufrido daños, se hicieron los preparativos para cerrar las abrazaderas.

Las llaves de impacto hidráulicas que fueron usadas para este fin, no operaron adecuadamente y las cuatro abrazaderas superiores tuvieron que apre-

arse con llave neumática. Las dos abrazaderas inferiores no fueron apretadas en esta ocasión, porque las llaves neumáticas no funcionaron debido a la extrema profundidad. A los buzos les fué asignada otra embarcación para que continuaran con su trabajo y se decidió retirar la barcaza de tendido y posteriormente cuando las llaves hidráulicas fuesen reparadas, apretar las abrazaderas inferiores. Debido al mal tiempo y a otra falla de las llaves hidráulicas, se requirió de otros cuatro viajes de la embarcación de trabajo y una considerable pérdida de tiempo para terminar la operación. La tabla 1 da la secuencia cronológica de la instalación de este tubo ascendente.

No obstante haberse encontrado varios problemas durante la instalación de este tubo ascendente mediante la zapata de doblado, probó ser este un método satisfactorio y económico para la instalación de tubos ascendentes de gran diámetro en aguas profundas.

T A B L A 1

REGISTRO CRONOLOGICO DE EVENTOS MAYORES EN LA INSTALACION DE TUBO ASCENDENTE MEDIANTE ZAPATA DE DOBLADO.

Octubre 24, 1967

- 06:00 - 12:00 Tendido de 356 m. (1,200') de tubería próxima a la plataforma.
- 12:00 - 16:00 Pasar cable índice bajo barcaza. Fijar cable para doblado.
- 16:00 - 20:00 Moverse fuera de la tubería sumergida y tenderla sobre el fondo.
- 20:00 - 22:00 Relocalizar y recuperar el cable índice. Quitar agujón.
- 22:00 - 24:00 Hacer inspección con buzos para localizar tubería.

Octubre 25, 1967

- 00:00 - 03:00 Remover amarras del agujón.
- 03:00 - 08:00 Levantar extremo tubería con barcaza y colocarla mediante el cable índice junto a la zapata.
- 08:15 - 19:30 Suspensión de operación por mal tiempo. Olas de 2-3 m. por el costado.
- 19:30 - 24:00 Inspección de buzos con TV para localizar tubería.

Octubre 26, 1967

- 00:00 - 04:00 Estudiar problema para decidir próximo movimiento.
- 04:00 - 10:30 Bucear para instalar polea sobre cable índice y sujetar a plataforma.
- 10:30 - 12:00 Esperar al buzo por formarse pequeños senos.
- 12:00 - 12:30 El buzo termina la instalación de la polea sobre el cable índice.
- 12:30 - 15:00 Mover tubería bajo zapata mediante cable índice.
- 15:00 - 16:15 Instalar guía para cable de abatimiento en parte posterior barcaza.
- 16:15 - 18:30 Levantar tubería hasta superficie con cable de abatimiento.
- 18:30 - 19:00 Fijar cable para tirón en el extremo del tubo.
- 19:00 - 20:00 Remover guía del cable de abatimiento sobre la parte posterior de la barcaza.
- 20:00 - 22:00 Maniobrar con el extremo del tubo hacia la plataforma, hasta que el cable de abatimiento se rompió.
- 22:00 - 24:00 Recuperación de la tubería con grúa y colocación dentro de la abrazadera superior.

Octubre 27, 1967

- 00:00 - 04:00 Se hace inspección de buzos para determinar la posición y condiciones del tubo ascendente.
- 04:00 - 06:00. Unir cable y tirar del tubo ascendente y colocarlo dentro de 2a., 3a. y 4a. abrazaderas.
- 06:00 - 08:00 Jalar el tubo ascendente hacia 5a. y 6a. abrazaderas, mediante cable de doblado.
- 08:00 - 11:00 Intento de cerrar abrazaderas con llave hidráulica.
- 11:00 - 12:00 Utilizando llave neumática, se cierran la 2a., 3a. y 4a. abrazaderas.
- 12:00 - 16:00 Corte de la punta del tubo ascendente e instalación de brida -- aislante.
- 16:00 - 21:00 Levantar anclas y regreso en remolcador.

ENTERRADO DE TUBERIA.

El desarrollo de las técnicas para enterrar la tubería después de que ésta ha sido tendida, representa un lento y costoso trabajo. La tubería debe enterrarse para asegurar una mayor protección contra el peligro de huracanes, barcos, remolcadores y barcazas y en general para protegerla contra cualquier fenómeno que suceda en el fondo del mar. La vulnerabilidad a estos peligros -- aumenta para las tuberías de grandes diámetros.

Los métodos actuales para enterrar tuberías en el mar, emplean dragas de chorro y de chorro y succión, para cortar una trinchera debajo de la tubería, después de que ésta ha sido tendida. Las tuberías de gran diámetro requieren de un gran volumen de dragado para la excavación de las trincheras. Actualmente el enterrado de líneas submarinas tiene un promedio de colchón sobre la parte superior del tubo de 60 a 90 cms. y estos equipos pueden operar hasta en profundidades de 60 metros. Estas capacidades pueden extenderse con pequeñas modificaciones. Ver fig. donde se detalla en forma esquemática un tipo de barcaza para enterrar tuberías diseñada por la Compañía "BROWN AND ROOT". Esta barcaza combina el efecto de corte de chorro de agua con alta presión y una bomba de succión para el dragado. Este dispositivo corta la zanja y la limpia sacando de debajo de la tubería el lodo; la unidad chorro-succión, es operada mediante un patín montado sobre la tubería y remolcado mediante un cable que corre bajo la proa de la barcaza. La barcaza de dragado se mueve sobre las líneas de anclas. Rodillos con llanta de hule sobre y a los lados de la tubería, permiten el desplazamiento de la unidad chorro-succión. Estos rodillos de hule evitan cualquier daño al revestimiento, están montados sobre marcos móviles que se apoyan sobre dispositivos sensores, los cuales registran la

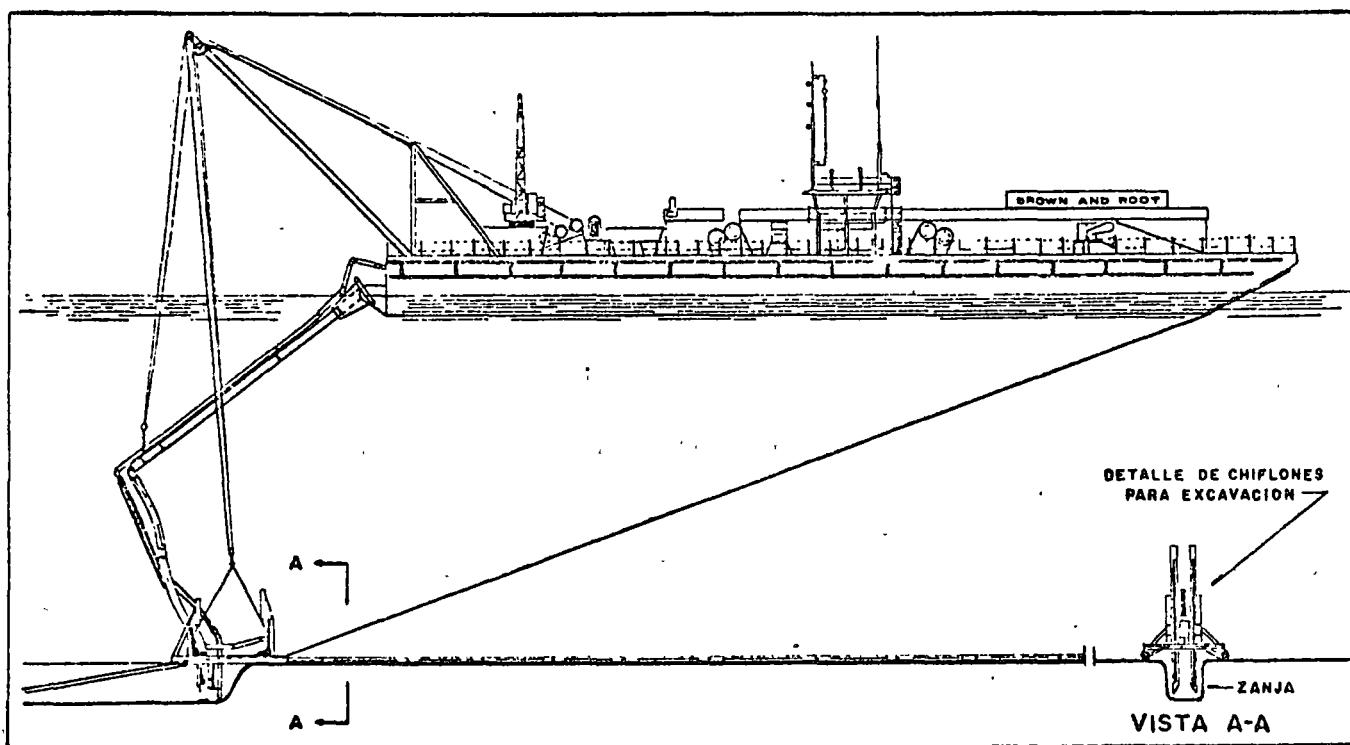


FIGURA 3-A.- DETALLE TIPICO DE BARCAZA CON EQUIPO PARA EXCAVACION EN EL FONDO DEL MAR

presión aplicada contra el tubo durante el remolque del patín. La barcaza es controlada para mantener esa presión bajo 400 libras por pulgada cuadrada.

Previamente las bombas de los chorros deben desarrollar 300#. Se ha encontrado que esta presión no permite cortar zanjas lo suficientemente rápido en el fondo de algunos océanos. En los últimos trabajos de dragado para enterrar tubería, se ha incrementado la presión del chorro a 1000# y se ha requerido una energía en el bombeo de 5400 H.P. Este nuevo equipo de draga para enterrar tubería puede cortar zanjas hasta de 1.20 x 1.80 m. (4' x 6') de profundidad a una velocidad de 300 metros por hora en fondos con lodo muy blando y arenas sueltas. En materiales duros, la velocidad de corte se reduce hasta 30 metros por hora. Cabe aclarar que estas unidades no están diseñadas para trabajar en suelos con formaciones de grava ni pequeños cantos rodados de arcilla.

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

DE T U B E R I A S

La reparación a daños en tuberías submarinas es muy costosa y requiere mucho tiempo en mano de obra y equipo. Después de las tormentas, las reparaciones deben terminarse al mismo tiempo, cuando tanto mano de obra como equipo son más solicitados, debido al gran volumen de trabajo en reparaciones. Si se considera la pérdida en producción, estas reparaciones resultan más costosas que la instalación original.

Observaciones y pruebas han indicado la presencia de fuerzas de alzado y dragado, similares en su forma de actuar, a las que se presentan en el ala de un avión durante su vuelo, actuando sobre las tuberías submarinas. -
Figura 1. El efecto de las fuerzas que originan el oleaje, la marea, las corrientes y las tormentas, ocasionan en la tubería variaciones de cierto grado que pueden formar oscilaciones excesivas y dañar tanto e incluso destruir al propio tubo como a su revestimiento. El flujo sobre el tubo, en el fondo del océano, origina fuerzas que tienden a levantar la tubería del fondo, cambiando la forma, el factor y el patrón de flujo. Los remolinos cambian la magnitud de las fuerzas y la gravedad empuja la tubería hacia el fondo para repetir el ciclo.

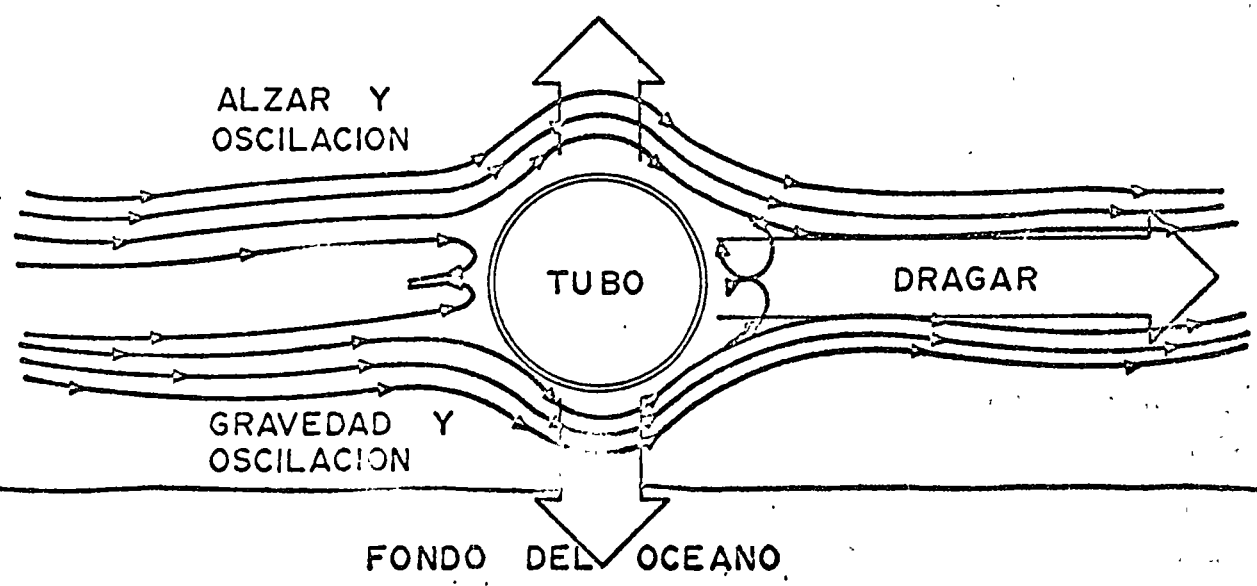
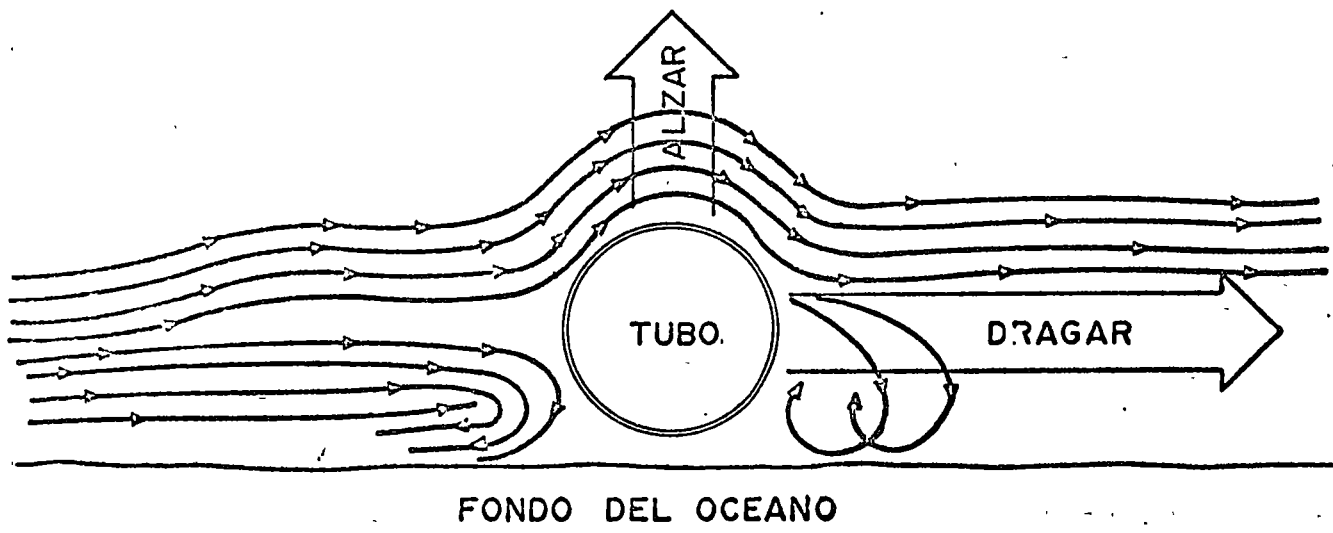


FIGURA 1
Oleaje, Marea y Corrientes. Fuerzas actuando sobre tubo.

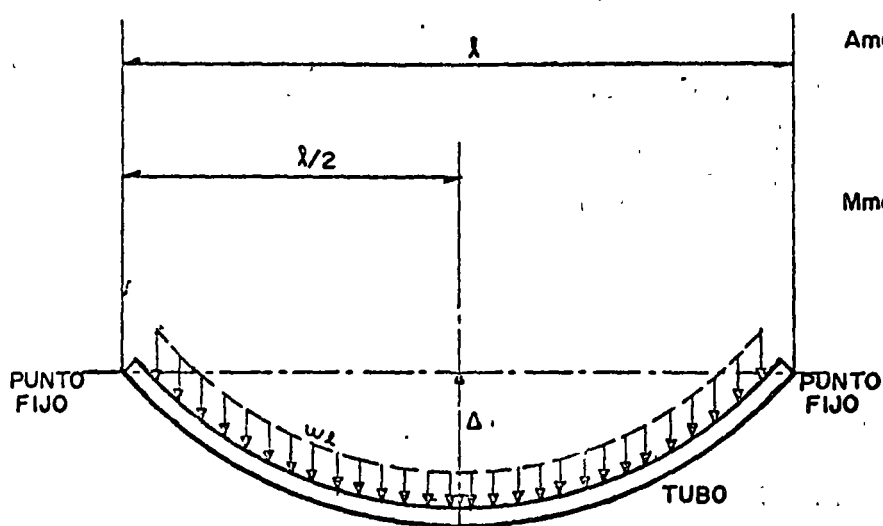
Cuando estas oscilaciones llegan a un ritmo crítico sobre la tubería, no es difícil imaginar como en el límite de las fuerzas puede destruirse el tubo. Esto es semejante a la vieja historia de los soldados marchando que incrementan el ritmo hasta llegar a destruir el puente.

Conocemos la fuerza requerida para dar la misma deflexión a varias longitudes de la misma tubería, sujeta en ambos extremos y la carga uniformemente repartida, que puede ser rápidamente aumentada a medida que la longitud de la viga decrece. Por lo tanto, suponiendo un tramo de tubería de 300 m. de longitud en el fondo del océano, donde su movimiento no es restringido y comparado con un tramo de 30 m. de la misma tubería, sujeta en ambos extremos y cada uno sometido a los mismos esfuerzos por unidad de longitud. No será difícil ver que la deflexión causada por las fuerzas de alzado y dragado, — pueden ser críticas, si la distancia entre los apoyos fijos de la viga, es aumentada (Figura 2).

La mayoría de las veces, la resistencia de la viga o la resistencia a la deflexión en tuberías de diámetro pequeño, es mucho menor que en las de gran diámetro. Encontrando que el daño causado por las fuerzas del océano en grandes longitudes irrestringidas de tubería de diámetro pequeño, es aumentado, no obstante lo pequeño de dichas fuerzas.

El sistema de anclaje mecánico, elimina el problema de estos movimientos, fijando la tubería al fondo del océano a intervalos tales, que contrarresten las fuerzas de alzado y dragado (Figura 3). La separación entre piezas de anclaje, también limita la longitud de tubería que actúa como viga simple, acortándola y disminuyendo la deflexión para las mismas fuerzas. La capacidad de sujeción para los anclajes de tornillo, resisten las fuerzas de empuje vertical y horizontal sobre la tubería, transfiriéndolas a través de las varillas de anclaje a las hélices hincadas en el fondo del océano.

Teoría sobre el Anclaje Mecánico.— Cualquier diseño razonable con capacidad de sujeción puede ser desarrollado para un juego de anclas con su propia combinación de hélices y varillas con la longitud requerida para las condiciones del suelo del fondo. Esto permite al ingeniero encargado del diseño, de-



$$A_{\max} = \frac{5 w \lambda^4}{384 E I} \text{ (en el centro)}$$

$$= \frac{5 f \lambda^2}{48 E y}$$

$$M_{\max} = \frac{w \lambda^2}{8}$$

FIGURA 2

Tubería apoyada hacia el fondo del Océano

- Δ = Deflexión en Centímetros
- λ = Longitud del claro en centímetros
- w = Peso de la viga por unidad de long. y carga uniformemente repartida
- E = Modulo de elasticidad (Kgs/cm^2) = 2'039,000 para tubo de acero.
- I = Momento de inercia de la viga en (cm^4).
- f = Esfuerzo unitario Flexion en (Kg/cm^2).
- y = Distancia del eje neutro a la fibra extrema en centímetros
- M_{\max} = Momento flexionante maximo (en Kg. m.)

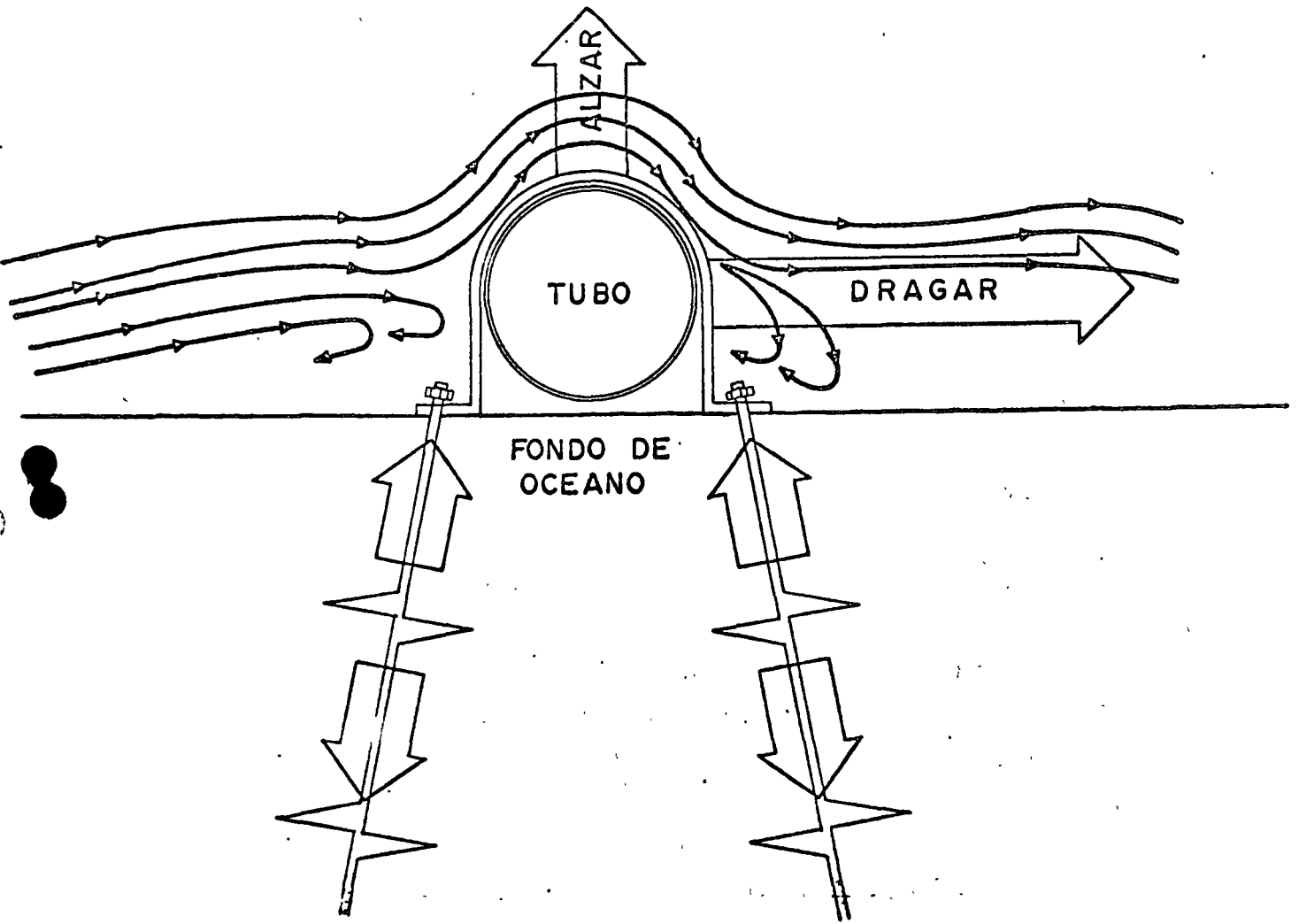


FIGURA 3

desarrollar un sistema económico de anclaje para cualquier fuerza específica que pueda esperarse sobre la tubería.

Para anclajes en tubería tierra adentro, se han desarrollado probadores de suelos, portátiles, ligeros y que proporcionan datos numéricos cm.-Kg. -- (pulg-lib) relacionados a la resistencia del subsuelo bajo la carga. Partiendo de la capacidad de sujeción de los sistemas de anclaje actuales, pueden desarrollarse a un bajo costo y sin pérdida de tiempo, pozos de investigación en el suelo. Después la capacidad de carga se calcula con la información obtenida del probador, mediante la siguiente fórmula:

$$B = \frac{P - 25}{100}$$

- B = Capacidad de Carga en Tons. por metro cuad. (Tons per square foot).
- P = Lectura del probador en cm-kg (inch pounds).

Se puede observar por comparación del perfil típico de suelos obtenido para las pruebas de penetración ASTM y las lecturas del probador, que son muy semejantes al reflejar los estratos duros y blandos del suelo (Figura 4).

La información relativa al subsuelo, obtenida con el probador ha sido muy satisfactoria cuando se emplea en tierra, pero no es un método práctico o económico, para determinar la capacidad de sujeción de anclajes mecánicos en el fondo del océano.

Una evaluación de muchas pruebas de tirón en anclas submarinas en diferentes áreas han ayudado a los análisis de los laboratorios de suelos, que mediante la información disponible han permitido la correlación entre las pruebas de suelos durante los últimos 50 años, con la capacidad de sujeción en el fondo del océano.

La gráfica (Figura 5) compara la capacidad de sujeción de las anclas en KIPS con el movimiento de las anclas en varios sitios del Golfo de México. Nótese que incluso después de que el ancla se mueve, requiere más fuerza pa-

GOLPE / PIE	PROF.	PRUEBA	DESCRIPCION
13	0 — 0	—	CAPA SUP. SUELO
	—	100	ARCILLA GRIS
	—	150	
	—	225	
10	5 — 5	200	ARCILLA GRIS
	—	175	
	—	175	POCA
	—	150	ARCILLA ROJA
	—	125	
13	10 — 10	150	ARCILLA ROJA POCA
	—	175	
	—	175	ARCILLA GRIS HUELLAS DE ARENA
	—	225	
	—	225	
20	15 — 15	250	ARCILLA ROJA CLARA. HUELLAS DE ARCILLA- GRIS CON ARENA.
	—	225	
	—	250	ROCA LIGERA HU- MEDA.
	—	300	
	—	225	
	20 — 20		

FIGURA 4

Perfil tipico de suelos. Comparando prueba de penetracion del ASTM y datos tomados del suelo. (Pruebas).

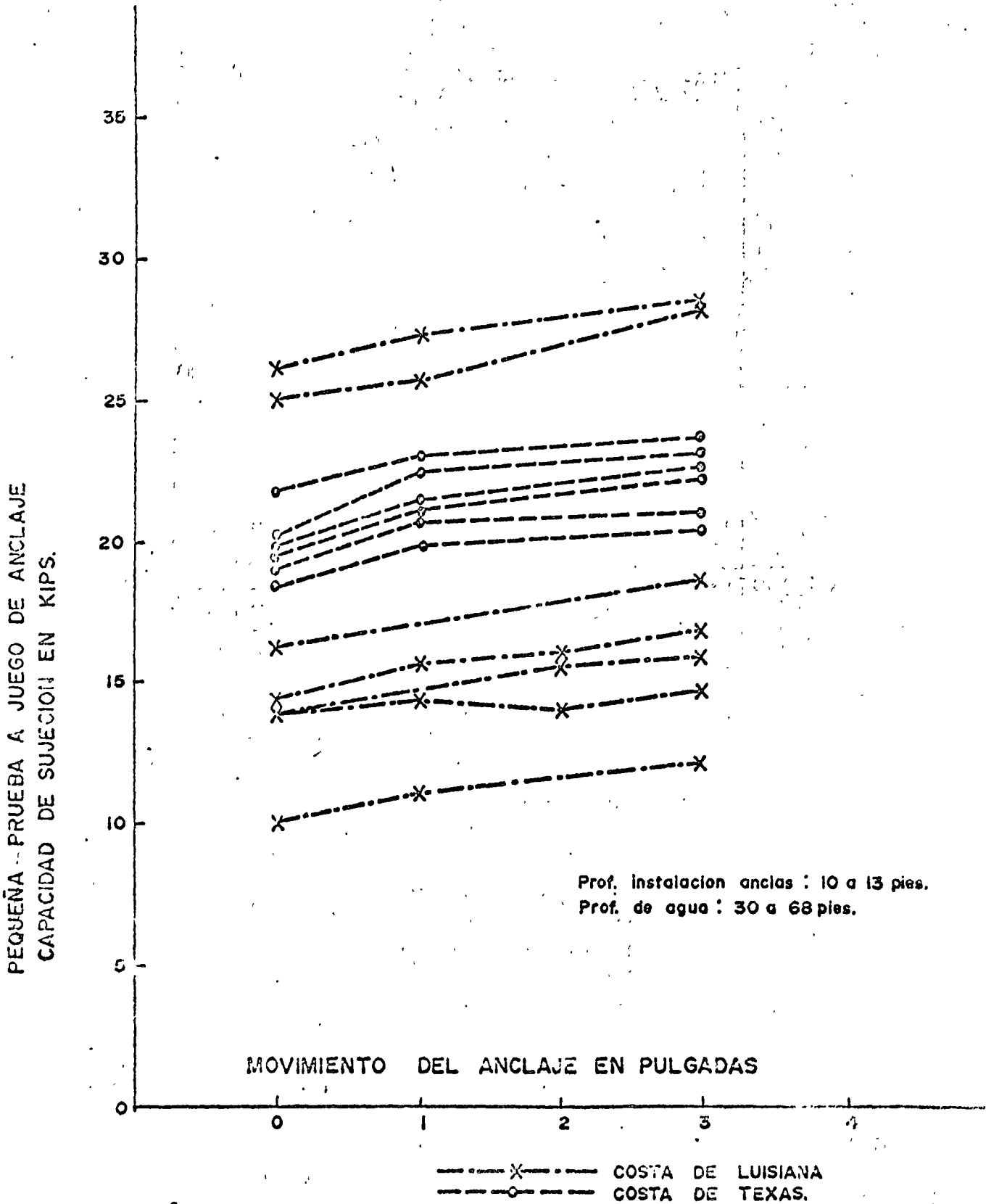


FIGURA 5 Prueba tipo para Anclajes en el Golfo de Mexico.

ra moverla. Esta pequeña prueba a la capacidad del ancla puede convertirse en capacidad de sujeción para grandes hélices, determinantes para el sistema de anclaje.

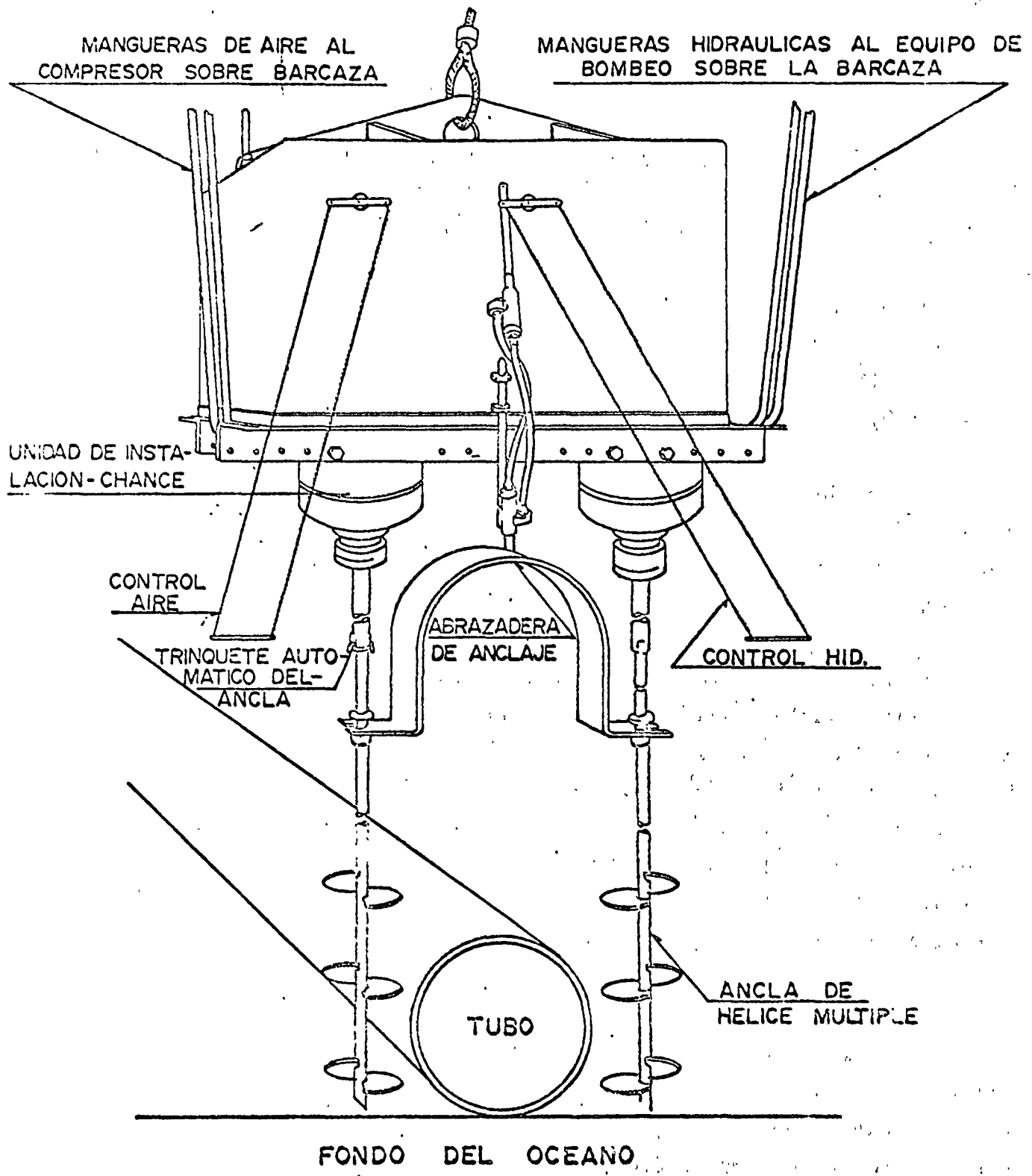
La fuerza de torsión requerida para la instalación, representa una doble comparación para asegurarse que el anclaje tiene la adecuada capacidad de sujeción con base en los diseños estandar.

En los últimos 50 años, numerosas teorías y fórmulas se han desarrollado para calcular la capacidad de sujeción de anclajes mecánicos, pero la mayoría de ellas son limitadas o inadecuadas. La teoría de "Distribución de Presiones", es la más comunmente aceptada hoy en día. Ella asienta que la tierra directamente bajo la hélice del anclaje mecánico, es elástica, hasta que la carga de compresión del suelo alcanza un valor en el cual se vuelve plástica y escurre sobre la hélice. La capacidad de sujeción del ancla depende del suelo directamente sobre la hélice y es independiente de la profundidad de instalación, dentro de ciertos límites.

Una fórmula desarrollada a partir de esta teoría, da por sentado que la distribución de presiones es uniforme sobre la cara de la hélice y que la profundidad de instalación excederá cinco veces el diámetro de la hélice. Sin embargo, hay indicaciones de que la distribución de presiones sobre la hélice aumenta a lo largo de la varilla. Bajo estas condiciones el escurrimiento plástico puede ser observado dentro de un arrastre de 15 cm. (6 in) - mínimo. Esto constituye una falla aún cuando el ancla siga manteniendo su capacidad de sujeción.

Sin hacer caso de la teoría o fórmula empleada, el conocimiento práctico y la experiencia en suelos, es necesaria para determinar las constantes correctas por aplicar a los valores calculados para la capacidad de sujeción de las anclas. Se estima que es posible el anclaje, cuando existe información de los suelos, en el área donde se ha planeado instalar la línea.

LINEA SOSTEN A BARCAZA



Incremento en el Diseño y Oportunidad de Construir.- El anclaje de tuberías submarinas ofrece al diseñador de este tipo de líneas, más flexibilidad que en años pasados, debido a las mayores ventajas que ofrece la ingeniería y los sistemas constructivos actuales.

El revestimiento de concreto como lastre puede ser eliminado ó reducido en un volumen tal, que permita una positiva boyancia de la tubería en agua - de mar. Esto representa un ahorro substancial en costo de revestimiento, -- con una reducción considerable de peso sobre el agujón. Por ejemplo, una - reducción de 75 Kg. por metro en peso de revestimiento, puede resultar en -- 4,500 Kg. o 5 tons. menos de peso, para un agujón de 60 metros de longitud. Una reducción de 150 Kg. por metro, representa 9,000 Kg. ó 10 tons. La eliminación de este peso, reduce considerablemente la resistencia de la tubería, durante la operación de tendido y posiblemente permita una reducción en el - espesor de pared de la tubería, si ese fuera el criterio de diseño.

El ahorro en el costo de dragado con chorro, con frecuencia excede el costo del anclaje y la posibilidad de que la tubería sea descubierta en una fecha -- posterior, queda eliminada. También es posible anclar líneas que hayan sido - enterradas mediante chorro, dentro de la trinchera, para asegurarse que no se - rán expulsadas cuando se haga el relleno. Quedando la tubería clavada al' pi- so del océano e impedido su movimiento, facilita su localización para cual- - quier trabajo futuro.

La eliminación de las costosas juntas de concreto y la reducción de su - peso, hacen más manejable el tendido y el suministro en las barcazas, con un posible ahorro adicional.

La posibilidad de diseñar contra las grandes fuerzas esperadas en la tor- menta de los 100 años, a solamente un ligero costo adicional en materiales, - da al ingeniero encargado del diseño, la oportunidad de hacer una completa -- evaluación.

Instalación de las Anclas.- Una pequeña barcaza fué aparejada en 1963 con equipo para trabajar en tierra, con el fin de anclar una tubería de gas de --

35 cm. (14 in) a través de la Bahía de Galveston que fué desalojada por el huracán Carla. Con anclajes para tierra modificados y un buzo, la línea fué anclada al fondo con todo éxito. Resultó una solución práctica para controlar el movimiento, pero el costo fué muy alto y la instalación demasiado difícil, todo esto con relación a la construcción de una tubería submarina regular en agua profundas.

Para asegurar la instalación rápida y económica de anclajes, se ha desarrollado una unidad hidráulica potente para absorber torsión que coloca ambas anclas a la vez. El diseño utiliza tanques de boyancia controlados, con el fin de eliminar soportes desde la barcaza, línea de abastecimiento y permitir al buzo, una mayor eficiencia con un mínimo de esfuerzo.

Para eliminar movimientos costosos y cargos por ensamble en las diferentes partes del mundo, la unidad de instalación se ha diseñado en forma flexible para utilizar los diferentes tipos de soportes requeridos. Esto permite el uso de una gran variedad de equipo de soporte, que puede obtenerse cerca de los lugares de trabajo y además no se depende de costosos botes o barcazas especializados que tienen que ser transportados de otros lugares.

Lo sencillo de la operación hace fácil el entrenar buzos locales y mano de obra en general en el lugar del trabajo, sin pérdida de tiempo o períodos costosos de entrenamiento. La unidad que instala el par de anclas es un paquete compacto y fuerte, el supervisor y el buzo principal tienen todo lo necesario para ejecutar cualquier proyecto de anclado.

La unidad de instalación es cargada con un par de anclas, una abrazadera sobre la barca o bote y bajado a un lado. El buzo guía la unidad a su posición sobre la tubería, lo cual es fácil debido al tanque de boyancia que lo mantiene vertical y controla el peso de la unidad dentro del agua. El buzo puede ajustar la boyancia como lo desee para facilitar su manejo.

Los últimos dos más grandes huracanes en el Golfo de México ocasionaron

daños por \$ 200 millones de dolares en equipo de perforación, producción e - instalaciones de tuberías en las costas de Luisiana.

En estas pérdidas no se ha tomado en consideración el capital que representa la falta de producción y la demora ocasionada por los trabajo de reparación.

Los sistemas de anclaje subacuático previenen daños a las tuberías al fijarlas en el fondo del océano, evitando movimientos.

Es un tanto difícil proporcionar costos generales para el anclado subacuático, puesto que cada caso es diferente. Sin embargo, incluyendo todas las posibles economías, se puede afirmar que se ha reducido el costo respecto a los pasados métodos y se ha dado protección a las tuberías contra daños físicos y se han evitado pérdidas en la producción.

FABRICACION E INSTALACION DE PLATAFORMAS MARINAS

Antecedentes.

Exploración: se entiende por exploración petrolera, el conjunto de actividades de campo y de oficina, cuyo objetivo principal, es descubrir nuevos depósitos de hidrocarburo o nuevas extensiones de las ya existentes.

Los volúmenes de petróleo y gas natural que pueden ser extraídos de los yacimientos y cuya existencia está comprobada por la perforación de pozos constituyen las Reservas Probadas.

Exploración Petrolera en México. - México se conoce como país petrolero desde el año de 1901, en el que se encontró la primera producción comercial. Durante el período de 1915 a 1924, fue considerado entre los países productores más importantes del mundo, gracias a las grandes producciones de petróleo del Distrito Eban-Pánuco y a la vieja Faja de Oro, a la que se le atribuyeron reservas fabulosas.

La exploración petrolera en nuestro País, se inició en forma incipiente a partir de 1900, haciéndose sistemáticamente y con organización a partir de 1942.

En la actualidad, se emplean todas las técnicas exploratorias geológicas y geofísicas de valor reconocido.

Las exploraciones recientes llevadas a cabo en la plataforma continental del Golfo de México, ha revelado la existencia de ricos yacimientos petrolíferos que actualmente están en explotación, pues durante largos períodos ha sido tierra seca o mar profundo y ha recibido sedimento arrastrados por las aguas de las tierras altas del norte y el oeste. Finalmente hace aproximadamente 60

millones de años, el fondo se hundió bajo el peso de su carga y de esta manera se formó su cuenca actual.

Resumiendo, podemos ver enormes perspectivas que nos presenta la existencia de tales yacimientos submarinos y en consecuencia, la importancia de su correcta utilización para la cual resulta indispensable contar con elementos técnicos adecuados para su racional explotación.

Durante los últimos años, la construcción de plataformas en el mar abierto ha tenido un incremento considerable, en la industria petrolera principalmente, ya que el potencial existente para la obtención de petróleo en zonas localizadas bajo el mar es muy grande, se comprenderá la necesidad de contar con ellas y por lo tanto es lógico pensar que dichas estructuras seguirán teniendo una importancia creciente, y su construcción registrará un auge cada vez mayor.

Estas estructuras no se limitan a la explotación de petróleo, sino que además se les ha instalado faros, estaciones de radar, muelles móviles para uso militar y comercial y estaciones oceanográficas.

Tanto los métodos de perforación en mar abierto, como el diseño estructural de las plataformas presentan un estado de cambio continuo, así como un desarrollo constante; todo esto como consecuencia del deseo de conquistar aguas más profundas cada vez.

El primer pozo que se perforó bajo el agua fue en el Lago Caddo, situado a 32 kilómetros al norte de Shreveport, Louisiana; en el año de 1911. La producción de éste era de 450 barriles por día, lo cual puede considerarse como un auspicio del futuro que presentaría la explotación bajo el agua.

En el año de 1925, la Creole Petroleum Corporation, hizo el primer

intento de explotación de petróleo en aguas relativamente bajas (4.80 Mts.) en el Lago Maracaibo, Venezuela. Sin embargo, estas estructuras no tuvieron una larga duración, en virtud de que los pilotes eran de madera y fueron atacados por el "Toredo".

Como puede observarse, las primeras plataformas se construyeron en aguas bajas, pero en años más recientes y en el mismo Lago Maracaibo, se han construido plataformas en donde las profundidades llegan hasta los 35 Mts.

En el Golfo de México y en el Océano Pacífico, los Estados Unidos han construido varias plataformas en las que sus profundidades varían entre 15 y 120 metros. Es importante hacer notar que los problemas que se presentan en mar abierto son mucho más difíciles que en un lago, ya que el oleaje presenta condiciones más desfavorables para el primer caso que para el segundo.

En México la perforación de pozos petroleros tiende a seguirse en el mar sobre la prolongación de la "Faja de Oro", por lo que en los últimos años se ha iniciado la construcción de plataformas para dicho propósito.

ESPECIFICACIONES REQUERIDAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION.

El dueño debe fijar las especificaciones correspondientes al diseño y construcción de plataformas según sean sus necesidades; apegándose a las de la localidad y sancionadas por las autoridades competentes. Se mencionan a continuación las especificaciones de diseño y construcción más utilizadas.

API-R. P. 2A Especificaciones generales para planeación, diseño y construcción de plataformas marinas fijas.

ACERO ESTRUCTURAL

Todo el acero de forma estructural rolado en caliente y placas, deberá estar de acuerdo con una de las siguientes especificaciones a menos que el diseñador indique otra cosa:

1. - Acero estructural para barcos ASTM A131
2. - Acero estructural ASTM A36
3. - Acero estructural alta resistencia de baja aleación manganeso-vanadio ASTM- A441
4. - Acero estructural alta resistencia baja aleación columbian-vanadio, calidad ASTM-A-572, Grados 42 y 50.

TUBERIA DE ACERO ESTRUCTURAL.

Toda la tubería para estructura deberá estar de acuerdo con alguna de las especificaciones siguientes a menos que el diseñador la indique de otra manera.

1. - Tubería API Std 5L Gr. B.
2. - Tubería de acero sin costura para soldar, ASTM- A53 Grado. B.

- 3.- Tubería de acero al carbón sin costura para servicio de alta temperatura ASTM 106 Grado B.
- 4.- Tubería de acero soldada por arco eléctrico ASTM- A 139 Gr. B.
- 5.- Tubería de acero soldada por resistencia eléctrica ASTM- A 135 Grado B
- 6.- Tubería de acero soldada con arco metálico para servicio de transmisión alta presión ASTM- A 381 Grado Y35.

SOLDADURA.

Toda la aplicación de soldadura, procedimientos para soldar, calificación de soldadores, operadores, puntuadores y equipo, inspección y pruebas, serán conforme a los requisitos del AWS D2. Para puentes soldados de carreteras y vías férreas. Todos los electrodos usados en la soldadura deberán cubrir los requisitos establecidos por el AWS A5.1, ASTM-A-233 última edición.

MADERA:

Toda la madera que se emplee en las estructuras deberá ser de pino amarillo desecado de grado estructural, cepillado como lo requiera el proyecto y aquella que queda en forma permanente deberá estar tratada a base de cloruro de cinc cromatado de acuerdo con lo estipulado en las especificaciones del ASTM- D-1760 última edición.

CORROSION.

Para efectos de protección anticorrosiva, la plataforma se divide en 3 zonas.

- 1.- Zona de oleaje se considera entre los límites de 6 pies arriba de la marea lunar alta y 4 pies abajo de la marea lunar baja.

2. - Zona atmosférica es el área que está encima de la zona de oleaje

3. - Zona sumergida en el área que está abajo de la zona de oleaje.

La protección de la zona de oleaje se hace generalmente adicionando acero extra más del requerido por resistencia o con revestimiento metálico no corrosivo.

En la zona atmosférica se han desarrollado y probado satisfactoriamente varios métodos de pintura, galvanizado y preparación de la superficie entre ellos:

· Limpieza con chorro de arena a metal blanco con anclaje de 1.5 milésimas de pulgada.

Aplicación de inorgánico de zinc autocurante o postcurado con espesor de 2.5 a 3.00 milésimas de pulgada, posteriormente se aplica, ya sea acabado epóxico catalizado o enlace de vinil epóxico catalizado y finalmente acabado de vinil acrílico.

Para la zona sumergida debe usarse uno de los dos métodos siguientes para protegerla.

1. - Protección catódica a base de ánodos de sacrificio.

2. - Protección catódica con corriente aplicada.

SEGURIDAD.

Con el fin de proteger contra daños tanto al personal que labora en la operación de la plataforma como en su construcción y evitar al máximo las colisiones de barcos y embarcaciones, deben seguirse todas las reglamentaciones de seguridad correspondientes que emite el gobierno y especificaciones respectivas.

FABRICACION.

ARMADO.

Toda la fabricación que no sea soldada estará de acuerdo con la espe-

cificación del AISC para diseño, fabricación y erección de acero estructural para edificios, a no ser que se especifique otra cosa.

Criterio Seguido en el Diseño de las Plataformas que se Construyen para Petróleos Mexicanos.

- 1.- Número de columnas que forman la subestructura ocho (8), cuyo diámetro interior es de 43 3/4", y espesor variable entre 5/8" y 1".
- 2.- Número de pilotes ocho (8), cuyo diámetro exterior es de 42" y espesores variables entre 3/4" y 2".
- 3.- Número de cubiertas dos (2), una destinada a contener los equipos de perforación, unidad habitacional y helipuerto; y otra destinada a las instalaciones de producción.
- 4.- Entre las cubiertas de perforación y producción existe una altura mínima de 4.28 Mts.
- 5.- La cubierta y el sistema soporte de la torre de perforación permite la perforación de 12 pozos, por medio de doce conductores de 30" de diámetro exterior y 1" de espesor.
- 6.- Ampliando lo señalado en el punto 3 se especifica la construcción de un múltiple de producción, trampa de envío de esferas é interconexión de los tubos de producción (Riser's).
- 7.- Para el diseño de las cubiertas de producción y perforación se considerarán las siguientes, valores de cargas vivas.
 - a).- 6,250 Kgs/M2., en el área de la cubierta de perforación correspondiente a los tanques.
 - b).- 2,500 Kgs/M2., en el área correspondiente a la perforación de pozos.
 - c).- 5,000 Kgs/M2., en el resto de la cubierta de perforación.
 - d).- 1,500 Kgs/M2., en la cubierta de producción .
- 8.- Los pilotes se diseñan para una penetración de 73.20 Mts. (240 pies) pero se considera la posibilidad de que esta penetración puede llegar a 100.65 Mts. (330 pies). Para lo cual se requieren extensiones que en un momento dado pueden utilizarse.
Estos pilotes se diseñan con un factor de seguridad de 1.7, tanto en compresión como en tensión.
- 9.- Especificaciones de material.
El material que se usa en la fabricación de las plataformas estará de acuerdo con las siguientes normas.

ASTM A-36.- Para placas y perfiles de acero.

ASTM A-53.- Grado B.- Para tuberías hasta de 20" de diámetro exterior. Se usará siempre grado estructural.

API-5L Grado B.- Para tuberías de conducción de fluidos.

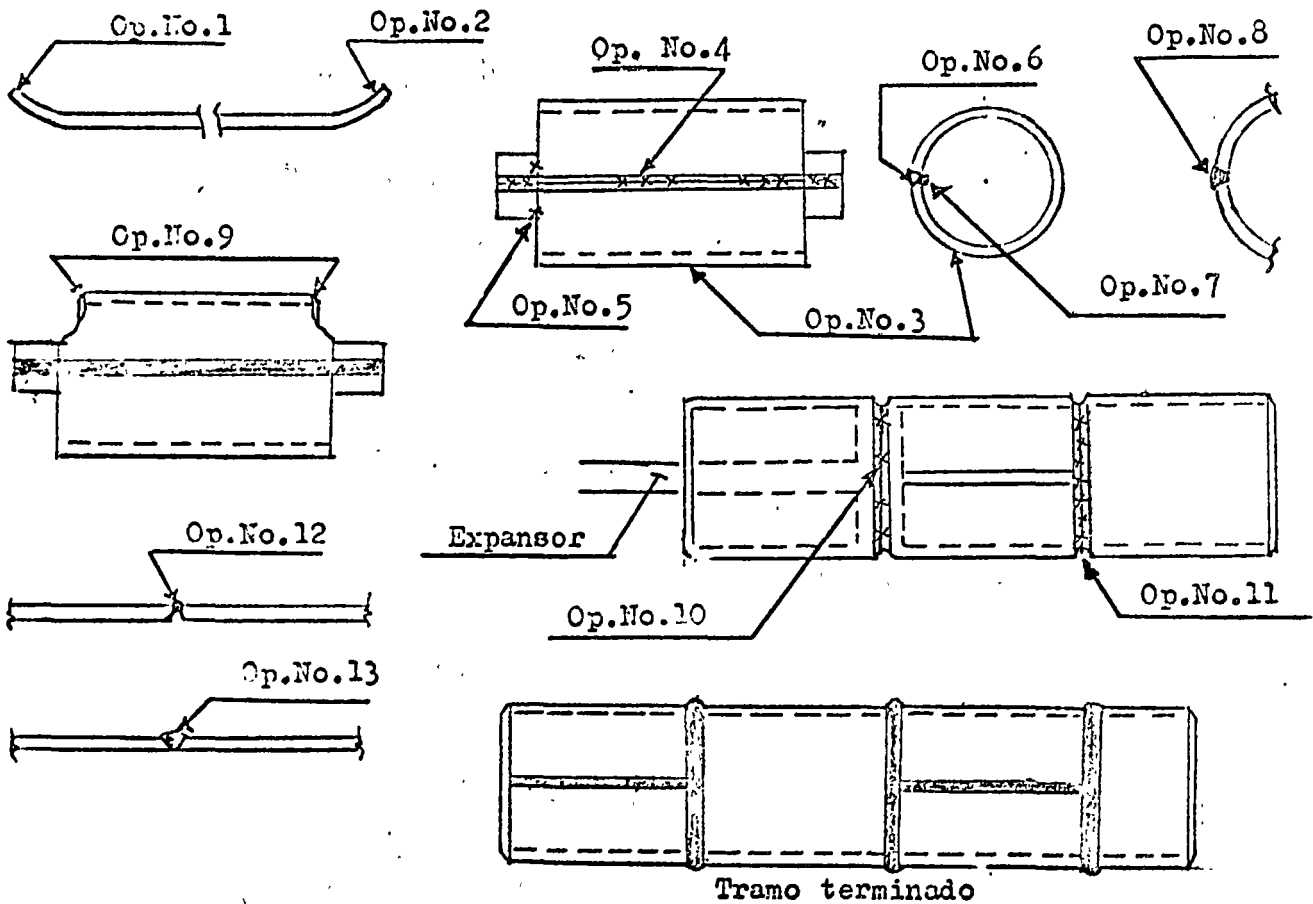
ASTM A-252 Grado 2.- Para tuberías de diámetro mayor a 20", pilotes y conductor. Estas serán roladas con placa A-36.

Esta tubería podrá ser de primera calidad (Mill Prime) o de la calidad designada como grado estructural con excepción de la que específicamente esta destinada a la conducción de fluidos.

Fabricación.- Para fines de fabricación la estructura se divide en dos partes que son: Subestructura y Superestructura.

Subestructura.- Los elementos estructurales que intervienen en su fabricación son de sección tubular cuyos diámetros y espesores varían entre 85/8" a 45 3/4 y 3/8 a 1". La fabricación de la tubería se hace en planta de acuerdo con lo requerido por el proyecto, y limitada su longitud por transportación.

Para la fase de fabricación de tubo (con costura longitudinal), de diámetros grandes, se sigue el orden de operaciones de trabajo: Ver tabla No.1 y figuras.



Operación No.	Descripción de la Operación.	Mesa ó Area de trabajo.	Equipo principal ó herramienta usada.
1	Corte y biselado	Mesa de corte	2 Cabezales con sopletes de corte.
2	Cerchar	Area de prensa.	Prensa dobladora.
3	Rolado	Area de rolado.	Roladora
4	Puntear	Area de rolado.	Equipo manual de gas inerte.
5	Soldar placas de continuidad.	Mesa uno	Equipo manual de gas inerte.
6	Depositar primer cordón exterior longitudinal.	Mesa uno	Equipo manual de gas inerte.
7	Depositar cordón interior longitudinal.	Mesa dos	Equipo automático de arco sumergido.
8	Terminar cordón exterior longitudinal.	Mesa tres	Equipo automático de arco sumergido.
9	Bizelar extremos de anillo.	Mesa cuatro	2 cabezales con sopletes de corte.
10	Armar tramos (hasta 40' de longitud)	Mesa cinco	Expansor y equipo manual de gas inerte.
11	Depositar primer cordón exterior circunferencial.	Mesa cinco	Equipo automático de gas inerte.
12	Depositar cordones interiores circunferenciales.	Mesa Seis	Equipo automático de arco sumergido.
13	Terminar cordones exteriores circunferenciales.	Mesa siete	3 Equipo automático de arco sumergido.
14	Checar dimensiones y marcar.	Mesa ocho	Cinta métrica y creyón.
15	Inspeccionar soldadura.	Area de Insp.	Equipo de ultrasonido ó Rayos X.

La subestructura está formada por cuatro marcos unidos entre sí por contravientos (horizontales y verticales).

Los marcos están formados cada uno de ellos por dos camisas ó columnas, cuya función principal es hacer posible el hincado de los pilotes, de los que hablaremos más tarde.

La función de los contravientos (horizontales y diagonales), es la de rigidizar la estructura contra las fuerzas horizontales producidas por el oleaje.

Las camisas están formadas por piezas de sección tubular cuyos diámetros (exteriores), y espesores varían (de acuerdo con el proyecto) entre 45" a 45 3/4" y 5/8" a 1". Las de mayor espesor quedarán localizadas en los "nudos" y las de menor entre éstos.

En el campo reciben estas piezas, generalmente en longitudes de 10' y 20'.

Para arrastrar las juntas a tope en campo, se colocan las piezas a unir sobre tramos de vías de ferrocarril previamente nivelados posteriormente el operario y sus ayudantes proceden hacer el armado valiéndose para ello de herramientas y equipo como son: sietes, candados, punzones, tercas, montacargas, macros, martillos, cinceles, gatos hidráulicos, plomada, escuadras, niveles, maquina de soldar (para el puntuado), esmeril, equipo de corte para afinar los biseles y una grúa de 35 Ton. de capacidad.

Una vez que se tiene bien alineada y nivelada la junta se procede a hacer el puntuado de soldadura. Posteriormente sigue la limpieza y resaca de las áreas dañadas durante el armado, y finalmente el soldado de la junta.

Soldadura.- El trabajo de soldadura se hace por los procedimientos: Manual de arco metálico (arco eléctrico con electrodo metálico consumible), protegido y automático de arco sumergido.

Métodos de soldadura en campo.

Los métodos utilizados son dos:

- 1) Manual.
- 2) Manual y automático.

Método Manual.- Consta de los siguientes pasos:

- 1.- Tondeo con (un cordón) electrodo E-6010 de 3/16", de espesor por la parte externa.
- 2.- Paso caliente (un cordón) con electrodo E-6010 de 3/16" de espesor.

- 3.- Relleno (el número de cordones depende del espesor del tubo), con electrodos E-7018 de $1/8''$ y de $5/32''$, de espesor.
- 4.- Vista (un cordón), con electrodo E-7018 de $5/32''$, de espesor.
- 5.- Vaciado por la parte interna del tubo con Arco-Aire, utilizando carbonos de $1/4''$ de diámetro.
- 6.- Finalmente se depositan dos cordones de fondeo por la parte interna con electrodo E-7018 de $5/32''$ de espesor.

Los pasos 5 y 6 son con el objeto de evitar la falta de penetración que se presenta en este tipo de soldadura.

Método Manual y Automático -

Consiste de los siguientes pasos:

1 y 2) Idem. al método manual.

3 y 4) Relleno y vista con máquina automática, el número de cordones depende del espesor del tubo a soldar.

5 y 6) Idem. al método manual.

El promedio de juntas de campo por camisa es de 15 actualmente.

Este se reducirá cuando en planta se fabrique tubería de mayor longitud, como actualmente se está haciendo en la fabricación de nuevas plataformas.

La longitud total de cada una de las camisas es variable y depende de la profundidad del nivel medio del mar del lugar en donde se instale la plataforma.

Por ejemplo para una profundidad de 156' (47.55 Mts.), la longitud de cada uno de ellas será de 180' (54.86 Mts.).

Una vez teniendo armadas y soldadas se procede a formar los marcos de la subestructura.

Previamente se han habilitado los contravientos ó riostras (horizontales y diagonales), de los marcos. Estas piezas cuyas secciones son tubulares también y de diámetros y espesores entre 12 3/4 a 20" y 3/8" a 1/2", respectivamente, se reciben en campo en longitudes de 30' a 40' pies. Se procede a unir estas piezas para lograr la longitud requerida por el diseño, estas uniones o juntas son del tipo llamado a tope.

A continuación se procede a localizar el área más conveniente para el armado de los marcos ya que este se efectúa en un plano horizontal y la localización de estas deberá ser la más ventajosa para su erección, de lo cual hablaremos más adelante.

Para el armado de los marcos se colocan las camisas sobre apoyos (pequeñas estructuras hechas con canal ligero de 12 pulgadas), nivelados y con la separación que deberán tener éstas conforme el proyecto. Una vez terminada esta etapa se procede a la presentación de los contravientos ó riostras, se les afinan los biseles a éstas piezas y se procede a nivelar perfectamente las piezas, posteriormente se puntúan las uniones ó juntas entre camisa y riostra.

Durante toda esta etapa de armado se requieren herramientas y equipo como son; Montacargas, gatos hidráulicos, tractor pluma, niveles, máquina de soldar, equipo de corte y dos grúas de 45 Ton. c/u.

Una vez que se tiene armado el marco se procede a soldar las juntas perpendiculares y diagonales entre camisas y riostras.

La soldadura de estas juntas se realiza con el método de arco eléctrico con electrodo recubierto. En el cordón de fondo se usa el electrodo E-6010, y en los siguientes el E-7018.

Toda la soldadura es inspeccionada con Rayos X y ultrasonido, las juntas a tope y longitudinales se inspeccionan con Rayos X y las uniones (entre camisas y riostras), que por su geometría no sea posible radiografiar la soldadura se utilizó el ultrasonido para su inspección.

Las normas aplicadas para la calificación de equipo, procedimientos y soldadores son las del AWS-D 1.0 (Normas para puentes soldados para carreteras y ferrocarril), en su última edición.

Durante la etapa de armado de los marcos se hace también la fabricación del Sistema de Inundación de las camisas.

Sistema de Inundación.- Este, está compuesto por: bastagos, manivelas, guías para los bastagos, válvulas de compuerta de $3/4"$ ϕ , válvulas macho de $4"$ ϕ , bridas especiales, tapas de neopreno especiales y placas para los extremos superiores.

A cada una de las camisas se le sueldan las guías para los bastagos que están hechos con tubería de $3"$ ϕ std., espaciadas a lo largo de toda la camisa, posteriormente se coloca el bastago, el cual consiste en un tubo de $2"$ ϕ std., que va unido en su extremo inferior a una válvula macho de $4"$ ϕ , en el extremo superior se le adapta una manivela también de sección tubular de $2"$ ϕ std.

La manivela y el bastago servirán para accionar la válvula durante la erección de la subestructura en el mar.

Las bridas de fabricación especial de $43 3/4"$ ϕ , (interior), se sueldan en el extremo inferior de cada una de las camisas, posteriormente se coloca la tapa de neopreno especial, y se procede a colocar la brida compañera.

Las válvulas de compuerta de $3/4"$ ϕ , van localizadas en los extremos superiores de las camisas, la función de estas es de controlar la salida del aire durante la erección de la subestructura en el mar.

En los extremos superiores de las camisas se sueldan placas circulares, cuya función es la de sellar las camisas, únicamente.

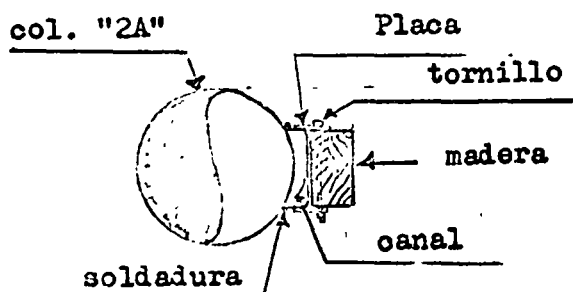
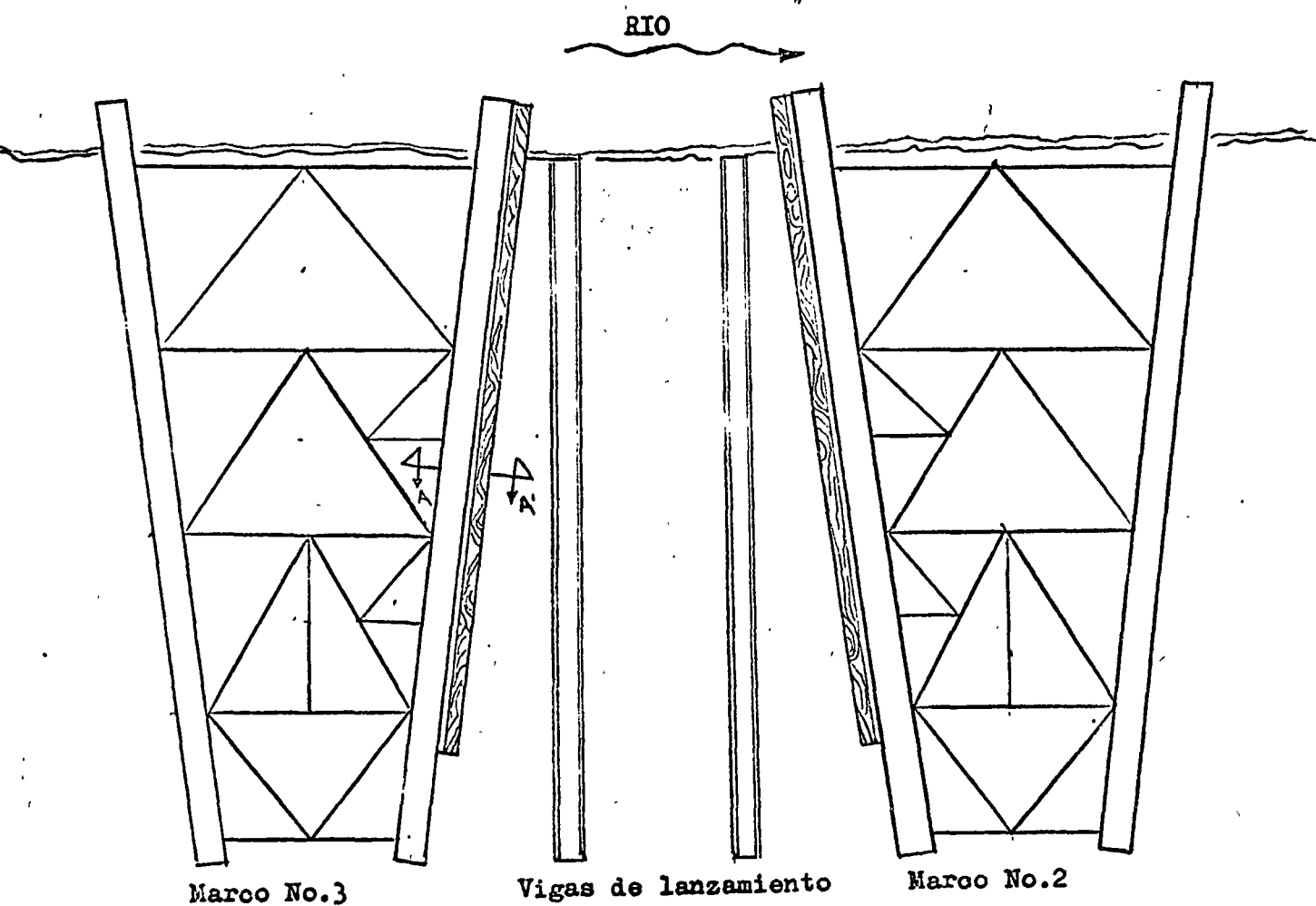
Antes de la erección de los marcos se instala también la Cuna de Lanzamiento.

La función de ésta es facilitar las operaciones de carga de la subestructura al chalán de transporte (entre los patios de fabricación y el lugar de instalación de la plataforma), y el lanzamiento ó botadura de la misma al mar.

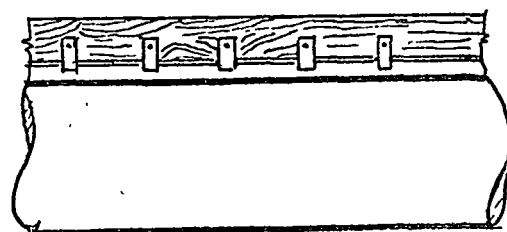
Se da el nombre de Cuna de Lanzamiento al sistema formado por canales (de fabricación especial) y madera, este queda localizado en dos de las columnas de los marcos centrales (las cuales llamaremos Col. 2A y 3A).

Los canales se sueldan a las columnas y la madera se une a éstas por medio de pequeñas placas rectangulares, que van soldadas al canal y atornilladas a la madera.

La longitud de la cuna de lanzamiento es variable, por ejemplo para una longitud de columnas de 180', ésta es de 153'.



Sección A-A'



Detalle de la cuna de lanzamiento

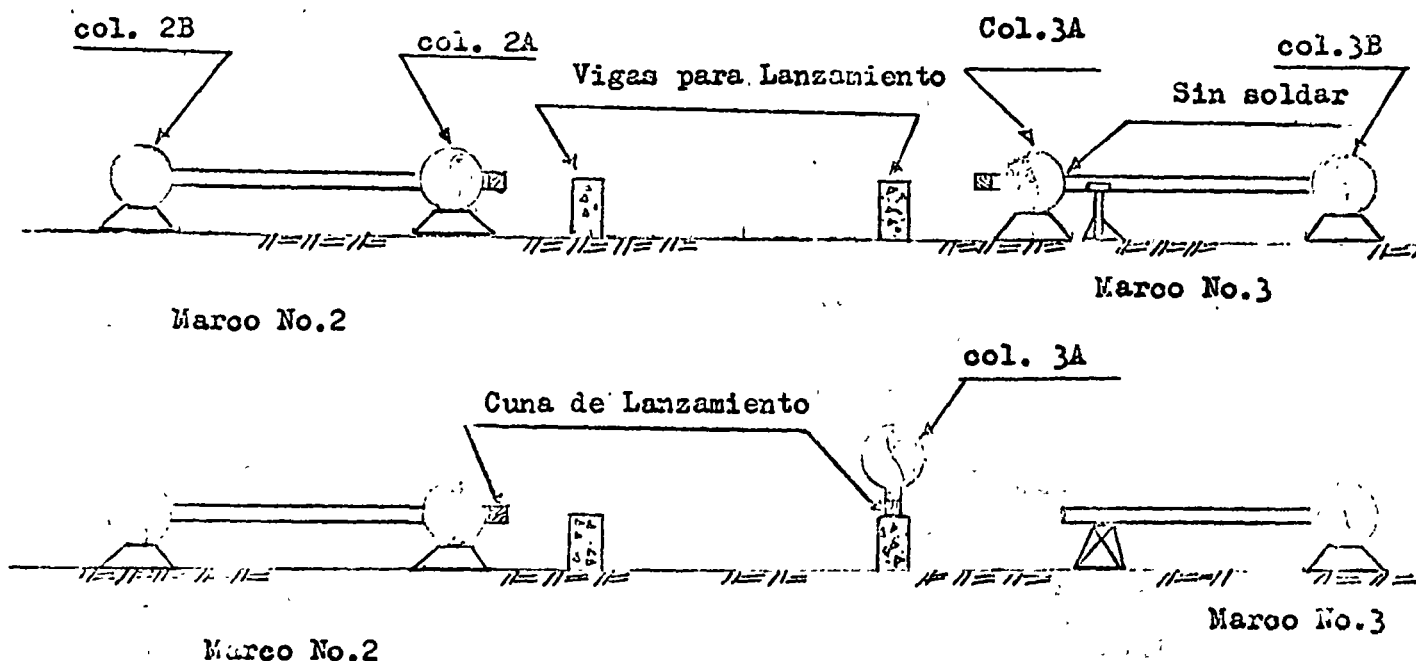
Terminada la instalación del Sistema de Inundación y la Cuna de Lanzamiento, así como el armado y soldado de los marcos se procede a la erección de estos, enumeraremos los marcos del 1 al 4.

La etapa de erección de marcos comprende las siguientes operaciones:

- a) Montaje de la columna "3A", sobre una de las vigas[≠] de concreto especialmente proyectadas para la carga de la subestructura al chalán de transporte.

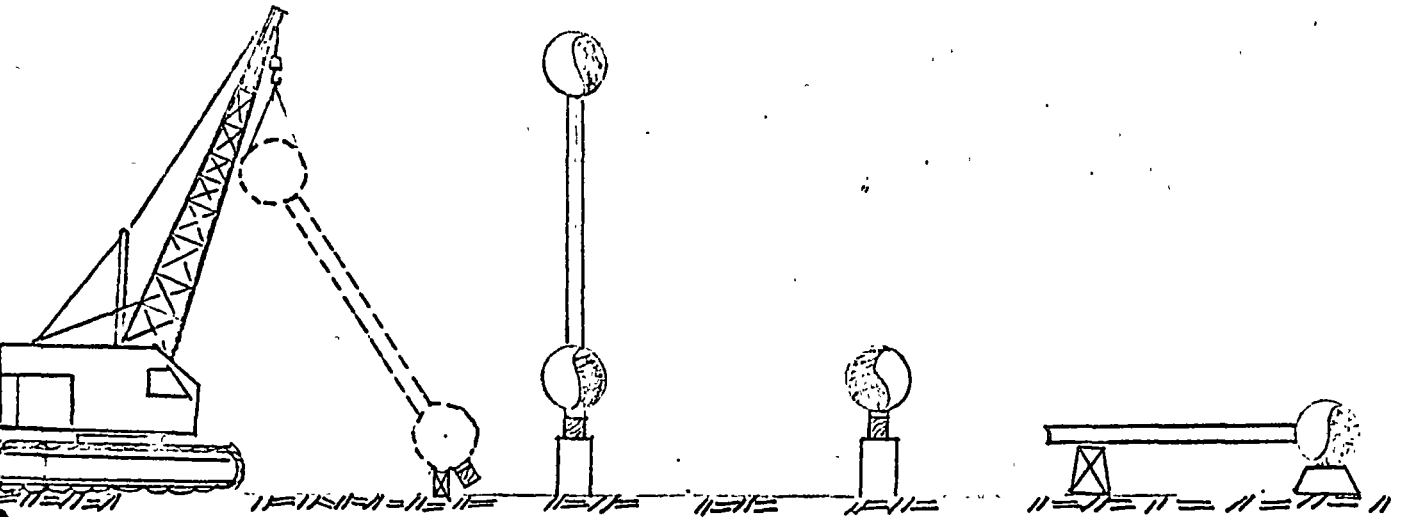
Debemos aclarar que esta columna no ha sido soldada a las piezas de arriostramiento (horizontales y diagonales), del marco a la que pertenece esto con el objeto de facilitar la etapa de erección de los marcos.

≠ Las partes superiores de las vigas van forradas con placa de acero. Y esta se impregna de grasa para facilitar el deslizamiento

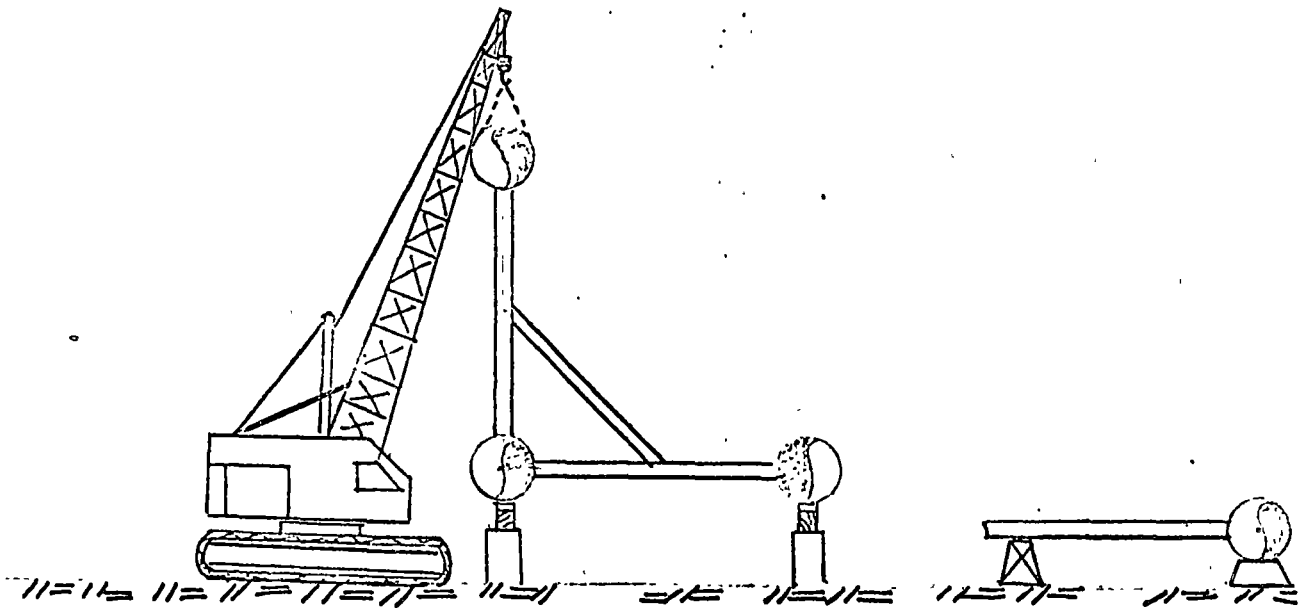


Una vez que se tiene la columna sobre la viga se procede a su alineado y nivelación.

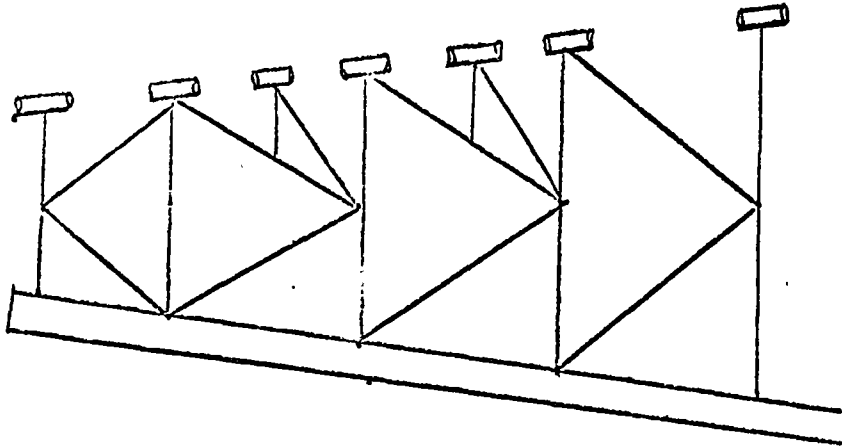
- b) Erección y montaje del marco No.2 sobre la otra viga de concreto. Se alinea y se nivela este marco.



- c) Presntación, puntuado y soldado de las riostras (horizontales y diagonales), entre el marco No.2 y la columna "3A".

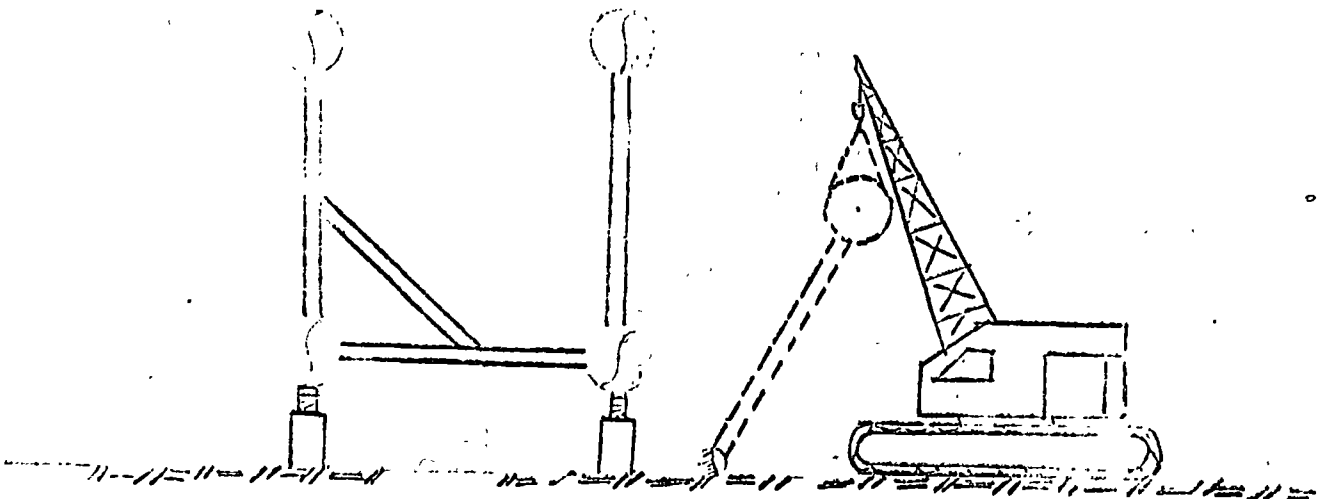


- d) Erección y montaje de la estructura que formara el marco No.3, sobre la columna "3A".



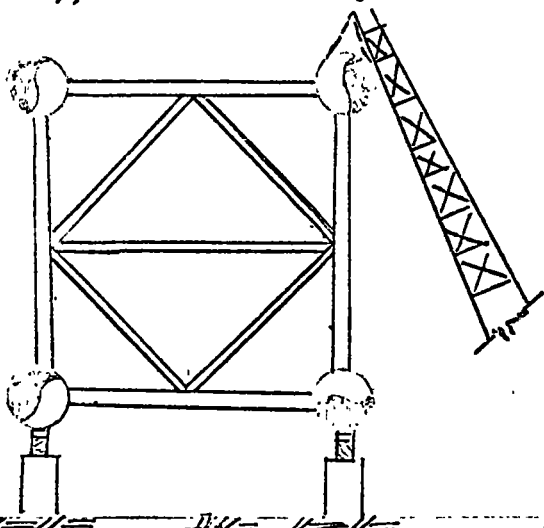
Se alinea y se nivela, continuando con el puntuado y soldado de las uniones entre la columna "3A", y el arriostramiento del marco a que pertenece ésta.

Nota. - Para evitar que se deformen las riostras durante la erección de esta estructura se le puntúan carretes de sección tubular en los nudos formados por las riostras y en los extremos de las mismas.

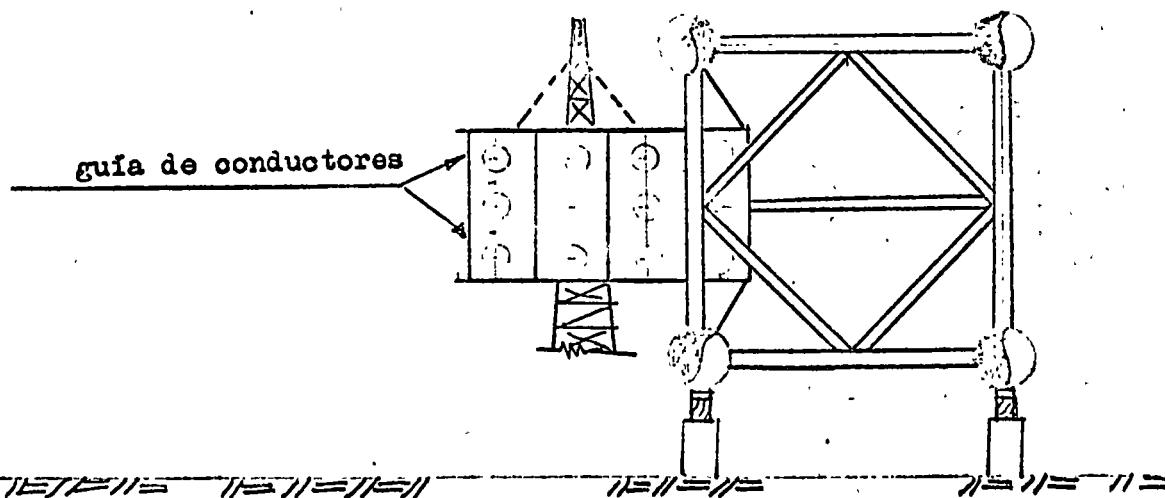


Estos carretes se quitan una vez que esta erigida la estructura, antes de que sea apoyada sobre la columna en cuestión "3A".

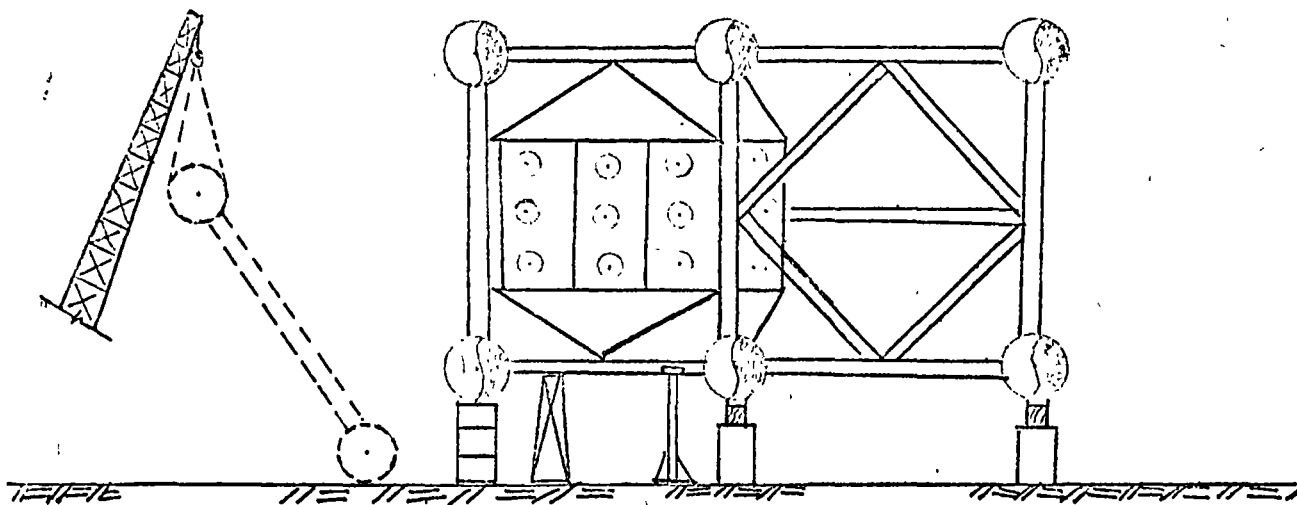
- e) Presentación, puntuado y soldado de las riostras (horizontales y diagonales), entre marcos 2 y 3.



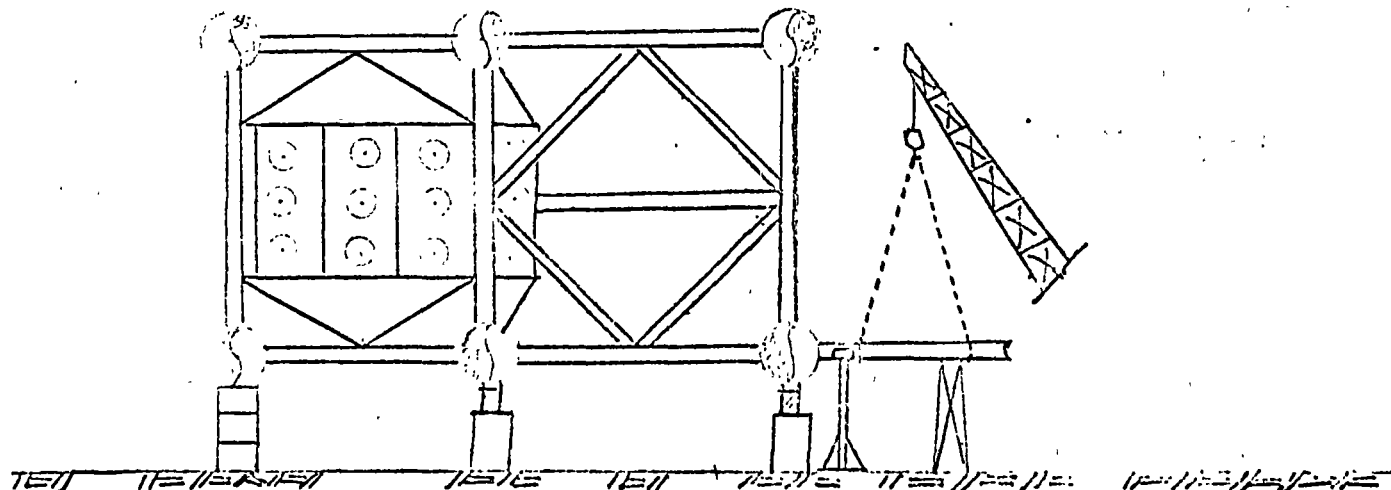
- f) Montaje de las guías de conductores. La función de estas estructuras es como su nombre lo indica, la de guiar los tubos conductores (12 piezas de 30" ϕ x 1" de esp.), en el hincado de estas, durante la instalación de la Plataforma. El número de estas estructuras es cuatro y quedan localizadas en diferentes niveles.



- b) Erección y montaje del marco No.1, este marco al igual que el No. 4 quedan apoyados sobre soportes provisionales. Se alinea y se nivela. Procediendo a soldar todas y cada una de las uniones entre marcos (1 y 2), y riostras correspondientes, así también se sueldan las guías de conductores.

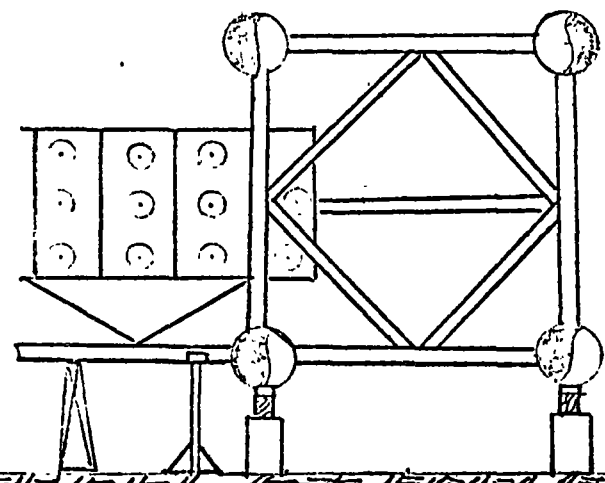


- i) Presentación y puntuado de las riostras entre marcos 3 y 4, (marco No.4 sin erigir todavía).

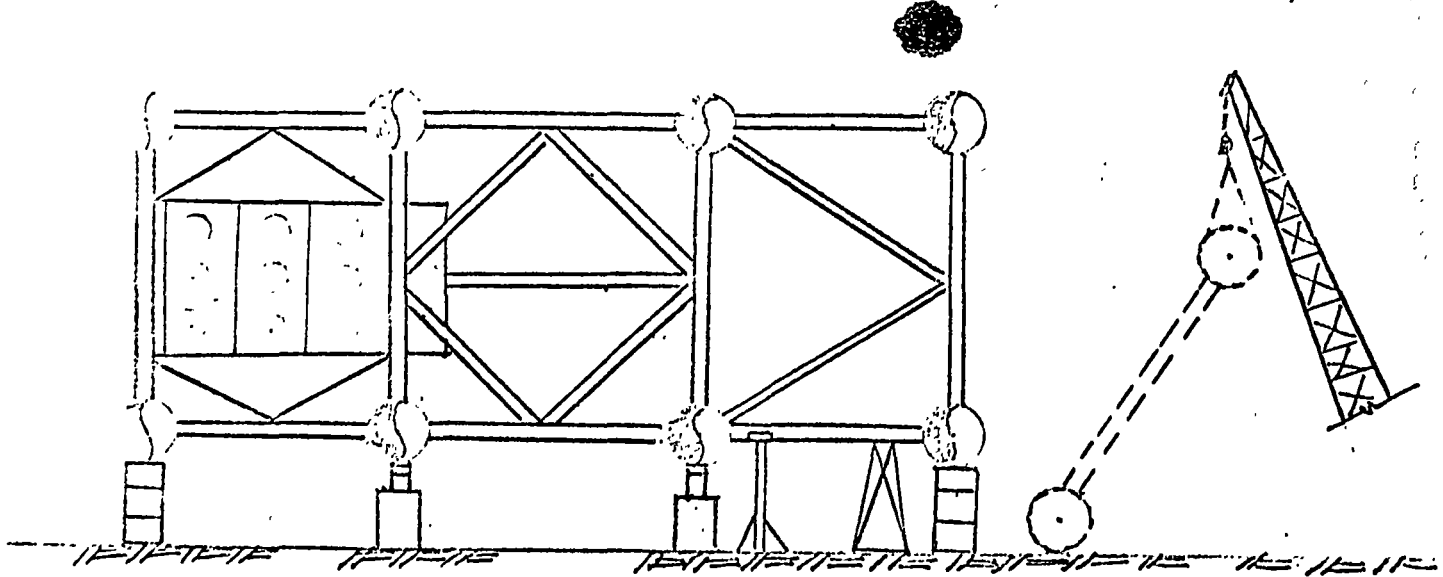


La fabricación de estas estructuras es previa ó paralela a la de los marcos.

- g) Presentación y puntuado de las riostras entre marcos 2 y 1 (marco No.1 sin erigir todavía).



j) Erección y montaje del marco 4. Se alinea y se nivela. Procediendo a soldar todas y cada una de las uniones entre marcos (3 y 4), y riostras correspondientes.

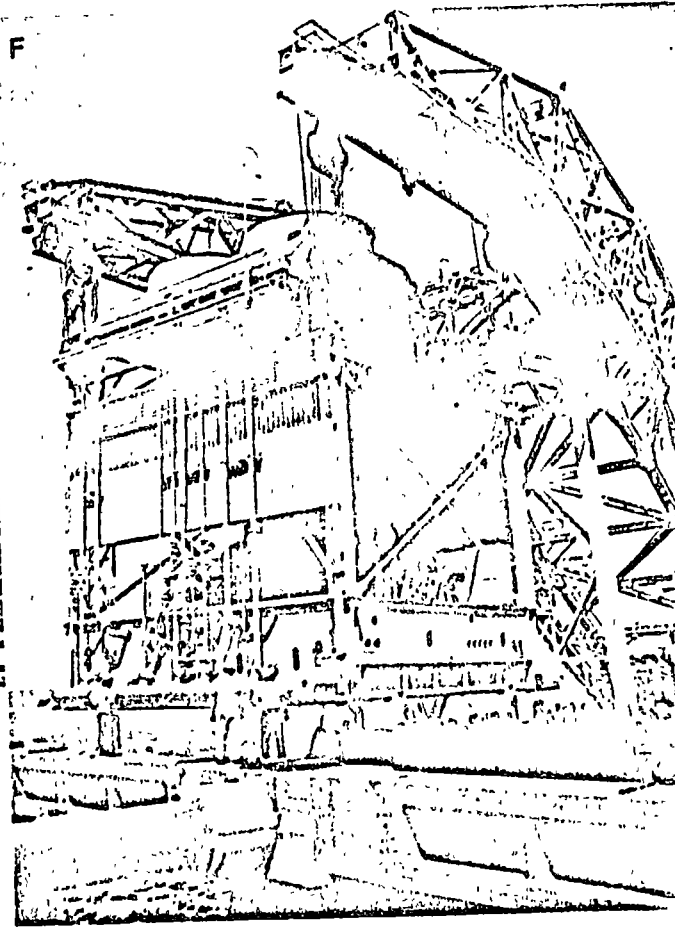
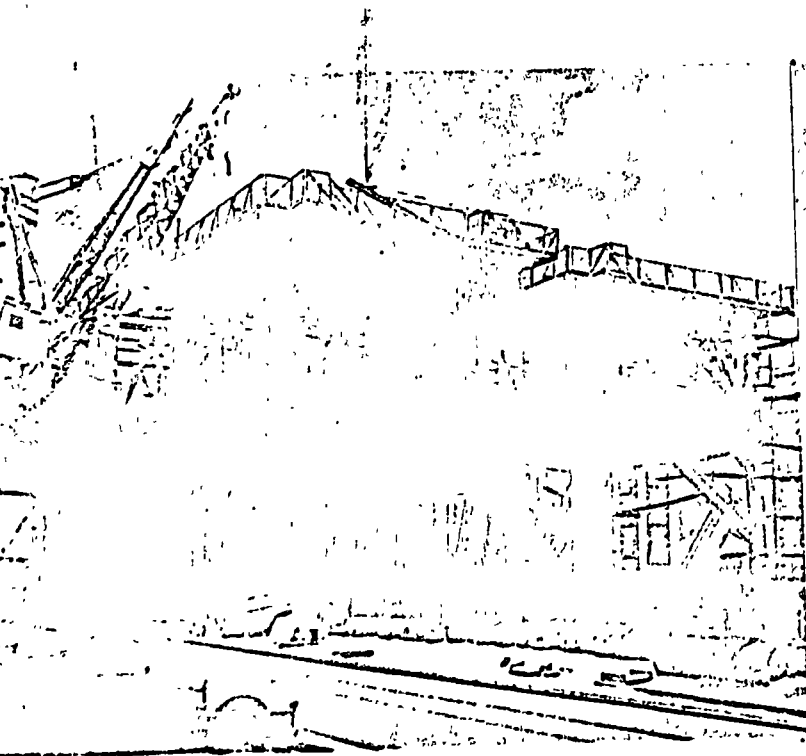
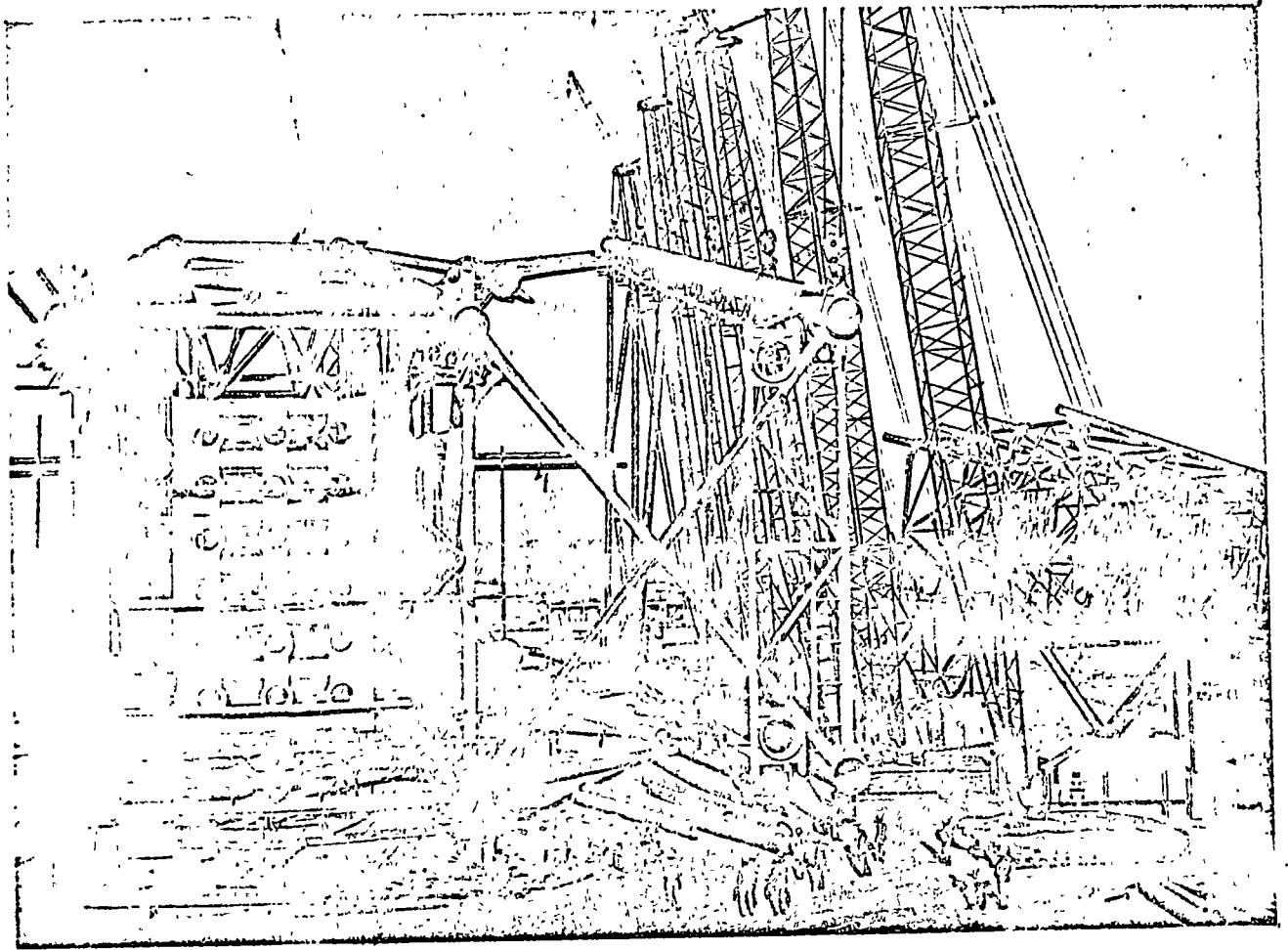


Una vez terminada la erección y montaje de marcos y riostras. (horizontales y diagonales), y guías de conductores se procede a la fabricación de la parcela inferior, donde se localizan los pasillos de acceso entre los atracaderos y las escaleras rebatibles, estas escaleras unen la subestructura con la superestructura.

Los atracaderos a los que nos referimos son dos, y son estructuras diseñadas para embarcaciones menores.

En la subestructura también se instalan abrazaderas para dos o tres tubos ascendentes de producción.

El equipo utilizado en la erección de los marcos es el siguiente: dos grúas sobre orugas de 140 Ton. o/u., una grúa de 45 Ton., dos tractores pluma (D-6), Montacargas, equipos de corte, maquinas de soldar, nivel, teodolito, escuadras etc.



FABRICACION DE PLATAFORMAS

SUPERESTRUCTURA

La Superestructura es la parte de la estructura comprendida entre los niveles de (+) 14'- 6" a (+) 59'- 5", y esta formada por cuatro marcos, dos cubiertas una de producción y la otra de perforación ó principal.

Marcos.- Los marcos estan formados cada uno de ellos por una viga(WF) de 30" de peralte, dos columnas de sección tubular de diámetro variable (de 36" a 42"), unidos entre si por contravientos (horizontales y diagonales), de sección tubular.

La fabricación de los marcos se realiza en una forma similar a la de los marcos de la subestructura. Las columnas estan diseñadas en un extremo inferior para la unión entre superestructura y subestructura.

Cubierta de Producción.- Esta destinada a contener las instalaciones de producción. En esta misma cubierta quedan localizadas dos unidades llamadas cápsulas de supervivencia, estas cápsulas son embarcaciones diseñadas especialmente contra el fuego y la capacidad de cada una de ellas es de 25 personas.

Las dimensiones de esta cubierta son: 45 x 90 pies, y esta formada a base de vigas (WF), de 18" de peralte.

La cubierta se divide en tres secciones (1a., 2a. y 3a.), para fines de fabricación. El armado de estas secciones de la cubierta, se realiza sobre estructuras ligeras previamente niveladas. Las vigas son colocadas y espaciadas conforme el proyecto, se alinean y nivelan estas y se procede al puntuado de riostras (canal ligero de 10" de peralte) entre vigas. Posteriormente una vez armadas las secciones se procede a la soldadura entre vigas y riostras (canales).

Los extremos de las vigas son cortadas, estos cortes estan diseñados para la unión entre estas secciones de la cubierta y los marcos.

El equipo y herramienta requerida para la fabricación de esta cubierta es: un tractor pluma (D-6), montacargas, equipo de corte, maquina de soldar, plomada, escuadra y niveles.

Cubierta Principal ó de Perforación.- Esta destinada a contener los equipos de perforación, unidad habitacional y holipuerto.

Las dimensiones de esta cubierta son: 71 x 116 pies, y esta formada a base de vigas (WF), de 24" de peralte. La cubierta esta formada de tres secciones, dos laterales de seis vigas c/u. y una central formada por once vigas.

Fabricación.- La fabricación de las vigas (WF), se realiza en plantas y en campo, se reciben estas en longitudes limitadas por transportación..

Como la longitud de cada una de las vigas que intervienen en la fabricación de la cubierta es grande (116 pies), es necesario hacer uniones de campo.

La fabricación de la cubierta principal en el campo se inicia con el armado de juntas a tope en vigas (WF).

Armado de juntas a tope en vigas (WF), El armado se hace colocando los tramos de viga a unir sobre apoyos previamente nivelados. Se cortan los extremos de las vigas y se biselan conforme al proyecto, y se procede al armado de las juntas.

Las herramientas y equipos que se usan son similares a los utilizados en el armado de juntas a tope en tubería.

Una vez que se tiene bien alineada y nivelada la junta se hace el puntado de soldadura. Despues se hace la limpieza y resanes de las áreas dañadas por el armado, y finalmente la soldadura de la junta.

Soldadura.- Los trabajos de soldadura se hacen por el procedimiento manual de arco metálico ((arco eléctrico con electrodo metálico consumible) protegido. Este consta de los siguientes casos:

- 1.- Fondo (un cordón), con electrodo E-6010, de 3/16", de espesor.
- 2.- Paso caliente (un cordón), con electrodo E-6010, de 3/16" de espesor.
- 3.- Relleno (el número de cordones depende del espesor del alma y del patin de la viga), con electrodo E-7018 de 3/16" de espesor.
- 4.- Vista (tres cordones), con electrodo E-7018 de 1/8", de espesor.
- 5.- Vaciado por la parte posterior con arco-aire, utilizando carbones de 1/4" de espesor.
- 6.- Finalmente se depositan dos ó tres cordones con electrodos E-7018, de 1/8" y 3/16", de espesor, para rellenar.

Armado de las secciones de la Cubierta Principal.- Sobre apoyos previamente nivelados, se colocan las vigas, se alinean nivelan y se da el espaciamiento entre estas según proyecto. Posteriormente se puntuan las riostras (canales y vigas WF), entre vigas, ángulo de coronamiento, descansos para escaleras (hechos con canal), candelabros para barandales, atizadores de vigas etc.

Una vez que se tiene terminada la etapa de armado se procede a soldar. Los tipos de electrodo que se utilizan son el 6010 y el 7018.

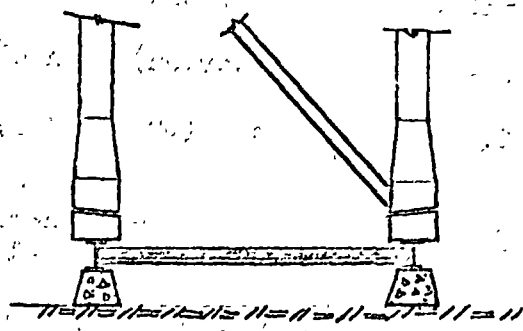
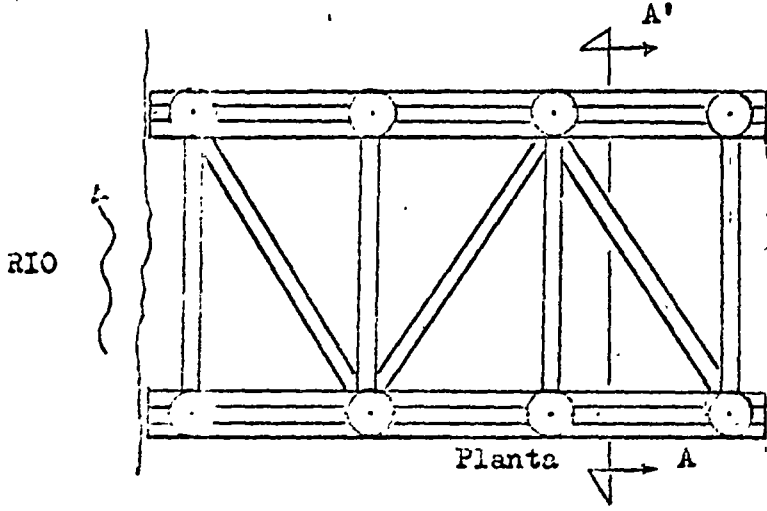
Erección de los marcos de la superestructura y montaje de la Cubierta de Producción.

Al igual que en la subestructura enumeraremos los marcos del 1 al 4.

a) Erección del 1er. marco, se realiza con dos grúas de 140 Ton. c/u. haciendo la observación que esta operación se podría hacer con grúas de menor capacidad.

Como el armado y soldado de los marcos se realiza en un plano horizontal, para su erección se gira 90° y en esta posición se traslada hasta colocarlo en dos apoyos^x de sección tubular diseñados conforme al extremo inferior de las columnas del marco en cuestión, enseguida se procede a nivelar el marco.

Una vez que se tiene nivelado se le sueldan dos contravientos (de sección tubular), provisionales, esto con el objeto de poder soltar las grúas. A continuación se procede a hacer el montaje de la la. sección de la Cubierta de Producción. Para esta operación se utiliza una sola grúa. Uno de los ejes de ésta cubierta queda apoyado en una riostra (de sección tubular), horizontal del marco No.1, el eje opuesto se apoya sobre dos puntales. Se continúa con el nivelado y puntuado de vigas de ésta cubierta con el marco No.1.

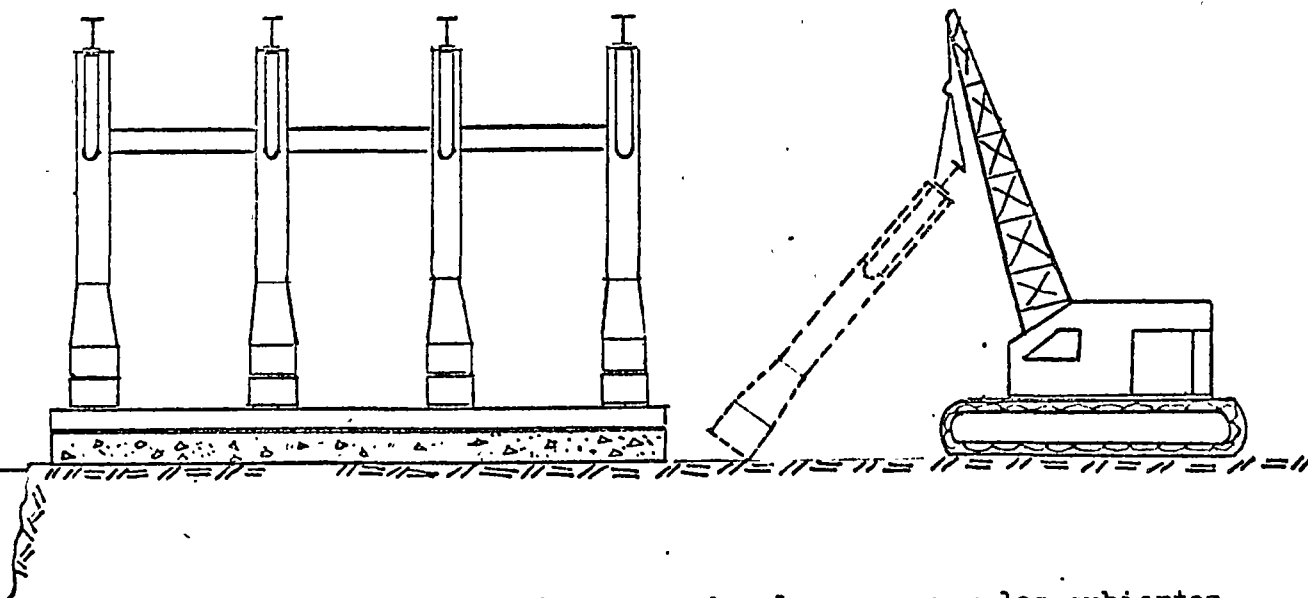


x. Estos apoyos están localizados sobre una estructura, consistente en dos vigas (WF), arriostradas con piezas de sección tubular, la cual se le da el nombre de estructura de deslizamiento.

Las vigas de ésta quedan apoyadas sobre vigas de concreto forradas en la parte superior con placa de acero.

Estas placas se impregnan de grasa, antes de colocar la estructura de deslizamiento esto con el objeto de facilitar la carga de la superestructura.

- b) Erección de los marcos 2,3 y 4, y montaje de la 2a. y 3a. sección de la Cubierta de Producción. Estas operaciones se realizan en forma similar a las del marco No.1 y la. sección de la Cubierta de Producción.



Una vez que se tienen erigidos y armados los marcos y las cubiertas, se procede a soldar las uniones entre estos elementos.

Montaje de vigas (2 piezas), para la torre de perforación (Skid-Beam)
El montaje de estas vigas se realiza una vez que se tienen erigidos los marcos No. 1 y 2 de la superestructura. Se alinean y se sueldan (uniones entre los marcos y estas). Esta operación se realiza con una grúa de 140 Ton.

Arriostramiento entre marcos de la superestructura.- Terminada la etapa de soldadura de las uniones entre las vigas de la Cubierta de Producción y los marcos, se procede al armado y puntuado de las piezas (de sección tubular), que formaran el arriostramiento entre marcos, continuando con el soldado de las mismas.

El equipo que interviene en el armado de estas piezas es: Una grúa de 35 Ton. ó un tractor pluma (D-6), y montacargas.

Montaje de la Cubierta Principal ó de Perforación.- La primera sección que se monta es la No.2 ó central (plancha No.2), continuando con las secciones No.1 y 3 ó laterales (plancha No.1 y 3).

Estas operaciones se realizan con dos grúas de 140 Ton. c/u. Una vez que se tienen las tres secciones sobre los marcos de la superestructura se alinean y se sueldan las uniones entre los marcos y las vigas de esta cubierta.

Para terminar con la fabricación de la Superestructura se procede con la instalación y montaje de:

- a) Sistema eléctrico para el equipo de señalación audio visual.
- b) Escaleras entre cubierta de producción y perforación.
- c) Escaleras rebatibles.
- d) Múltiple de producción y trampas de envío.
- e) Estructuras para cápsulas de salvamento.
- f) Barandales de las cubiertas.
- g) Piso de rejilla en la cubierta de producción.
- h) Soporte del pedestal de la grúa de 50 Ton.
- i) Abrazaderas para tubos ascendentes.

Protección anticorrosiva de la plataforma.

Subestructura.- La protección anticorrosiva de la subestructura se hace por medio de ánodos de aluminio y recubrimientos.

Los ánodos de aluminio son instalados en las piezas que sirven de arrios tramiento (horizontales y diagonales), a los marcos de la subestructura. El número y el peso de los ánodos dependerá de las dimensiones de la subestructura.

El sistema de protección anticorrosiva a base de recubrimientos en la subestructura se hace a partir de la elevación (-) 4 pies hasta el extremo superior de la subestructura (elevación + 12'-6").

Superestructura.- La protección anticorrosiva de toda la superestructura se hace por medio de recubrimientos.

Actualmente se usan dos sistemas de recubrimientos que son:

- a) Una mano de Inorgánico de Zinc Autocurante y dos manos de acabado Epóxico Catalizado de Altos Sólidos.
- b) Una mano de Inorgánico de Zinc Postcurado, una mano de enlace vinil Epóxico y dos manos de acabado Vinil Acrílico.

En ambos sistemas se requiere limpieza con chorro de arena a metal blanco de la superficie.

INSTALACION DE LA PLATAFORMA

La instalación de la plataforma se realiza en las siguientes etapas:

- a) Carga de los componentes de la plataforma a las embarcaciones de transporte.
 - b) Transporte, entre los patios de fabricación y la localización en donde quedará instalada la plataforma.
 - c) Lanzamiento ó botadura y erección de la subestructura en el mar.
 - d) Hincado de pilotes y tubo conductor.
 - e) Montaje de superestructura sobre subestructura.
- a) El Personal que interviene y el equipo requerido para esta operación es el siguiente:

Personal

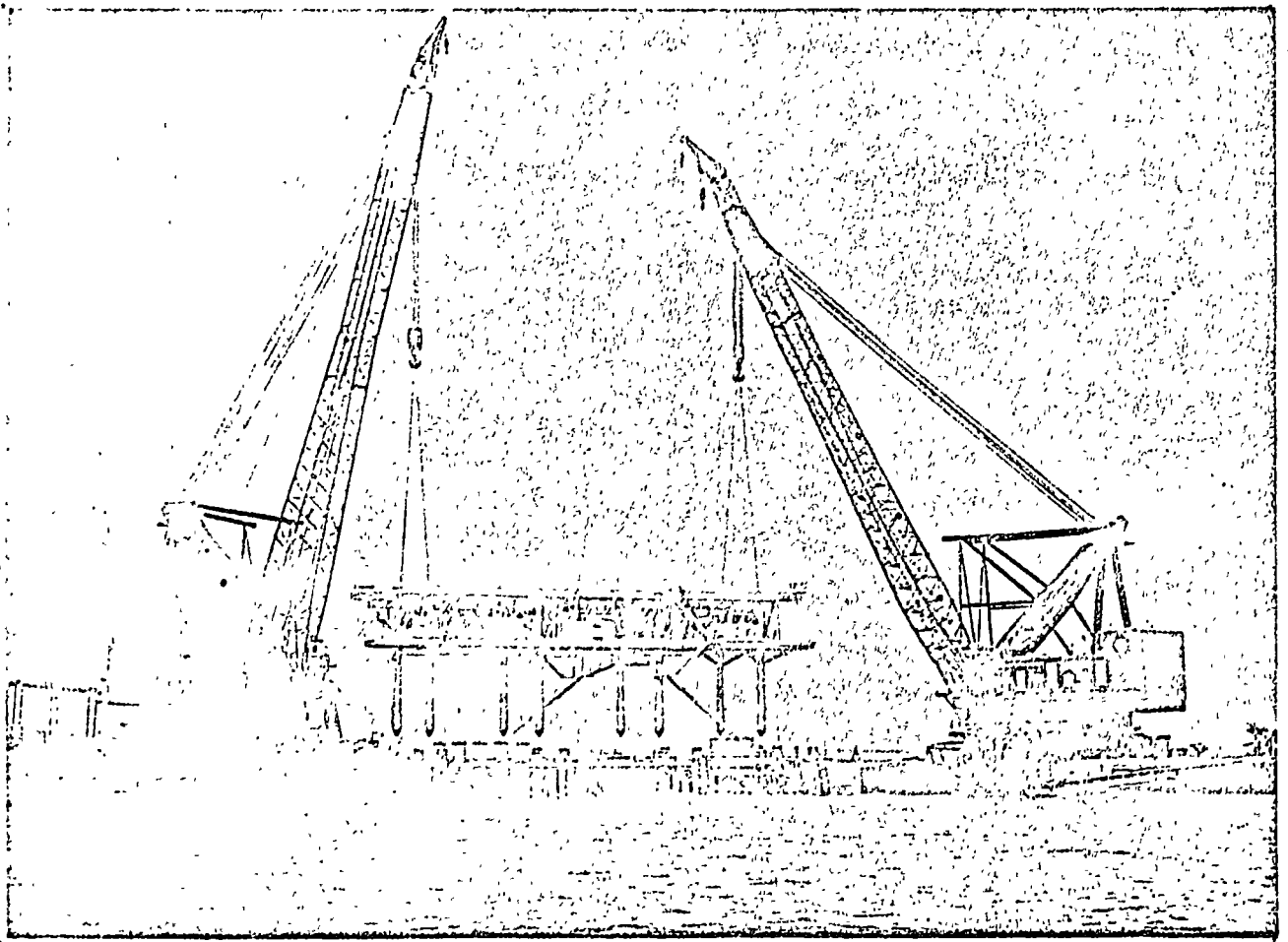
- (1) Ingeniero
- (1) Cabo de Oficios
- (2) Operarios (Cortadores)
- (2) Operadores
- (5) Soldadores
- (5) Ayudantes de Soldador
- (10) Obreros Generales

Nota.- No se incluye el Personal del remolcador.

Equipo.- Dos chalanes uno para la subestructura y el otro para la superestructura, un remolcador, equipo de corte y maquinas de soldar. El chalán para la subestructura es de las siguientes dimensiones 240 X 72 X 15 pies. Este chalán esta diseñado para cargar estructuras con un máximo de profundidad de 200 pies y un peso máximo de 1,000 toneladas.

Sobre la cubierta del chalán se localiza el sistema de lanzamiento. Este equipo de lanzamiento incluye correderas de vía de lanzamiento, balancines, malacates para jalar, bloques y cables, bombas andamio y redcs.

Descripción general de la carga de la subestructura.



INSTALACION DE PLATAFORMA

Por medio del remolcador se coloca en posición de carga el chalán se nivela (por medio de lastre), y se procede a alinear las correderas de vía de lanzamiento con los extremos de la cuna de lanzamiento de la subestructura.

Enseguida se colocan los estrobos entre el polipasto del malacate (winche), y las orejas de deslizamiento de la subestructura y se procede a jalar, iniciando así el deslizamiento de la subestructura.

Una vez terminada la carga se sujeta la subestructura con el chalán, por medio de piezas de sección tubular (12" de diámetro). Estas piezas van soldadas entre las columnas ("2A" y "3A"), y el chalán de carga.

El chalán para la superestructura puede ser del mismo tipo que el utilizado para la subestructura ó un chalán con cubierta libre, en el caso de que se cuente con una barcaza-grúa. Para el primer caso la operación de carga es similar a la de la subestructura y para el segundo la operación de carga se hace con la grúa de 500 Ton. de la barcaza.

En el chalán de carga de la superestructura se transportan también los elementos restantes de la plataforma como son: pedestal de la grúa (sección superior), tubos para succiones de agua salada, barandales de la cubierta de perforación, escaleras etc.

El remolcador con el que se realizan los movimientos de los chalanés es de una potencia de 3,200 H.P. promedio.

b) Transporte.- El chalán de carga de la subestructura es llevado a la localización por el remolcador utilizado en la operación de carga. Una vez que ha sido lanzada la subestructura al mar, el remolcador con el chalán regresan a Puerto para la carga de la superestructura y demás componentes de la plataforma.

c) Lanzamiento ó botadura y erección de la subestructura en el mar.

Personal requerido para esta operación:

- (1) Capitan de barcaza
- (1) Ingeniero de campo
- (2) Sobrestantes de estructura
- (2) Sobrestantes de soldadura
- (2) Oficinistas

- (2) Operadores
- (20) Soldadores de estructura
- (5) Ayudantes de soldador
- (24) Tripulantes

Equipo.-

- (1) Barcaza Grúa
- (1) Chalán de Carga
- (2) Remolcadores
- (10) Equipos de Corte
- (24) Maquinas de Soldar

La barcaza grúa es de las siguientes dimensiones 400 X 100 X 28.5 pies y esta dotada del siguiente equipo: Grúa giratoria de 500 toneladas, grúa de orugas auxiliar de 80 toneladas, cuatro martillos para hincar pilotes (2 de 20,000 Lbs.pie, 1 de 40,000 Lbs.pie, 1 de 60,000 Lbs.pie) ocho anclas de 20,000 Lbs. o/u., cuatro malacates de doble tambor para anclas, carrete para cable de 3,600 pies (2"Ø), y caldera de 35,000 Lbs. hora.

Esta diseñada para alojar 156 personas.

Chalán de carga de subestructura ya fué descrito en el primer inciso.

Remolcadores.- Uno para el ohalán de carga de la subestructura de 3,200 H.P., y el otro para la barcaza-grúa de 4,000 H.P.

Lanzamiento y Erección de la Subestructura.

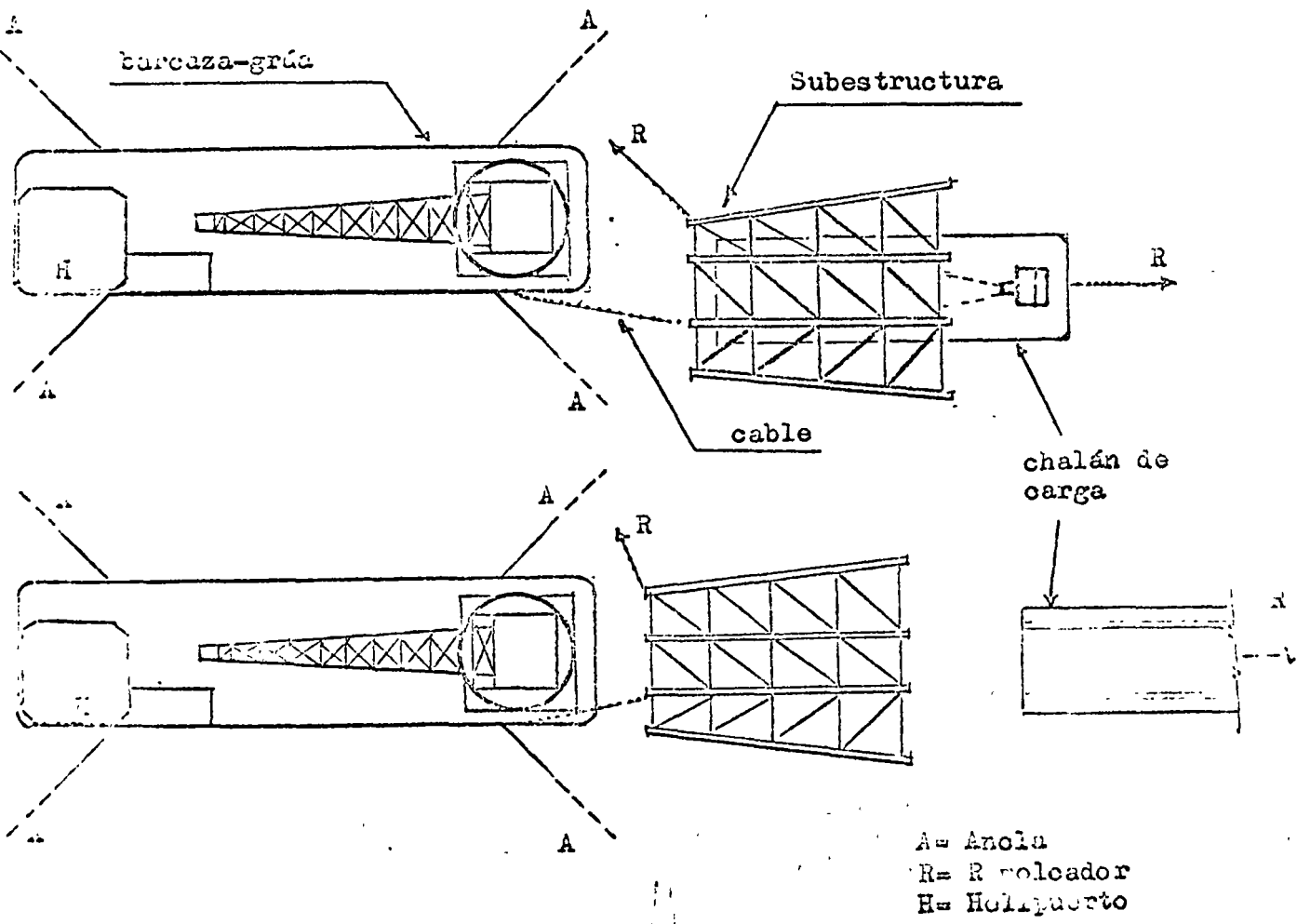
Proviamente a estas operaciones se debe tener lo siguiente:

- a) Localización del lugar donde se instalará la plataforma.
 - b) Estudio batimétrico del área.
- a) La localización del lugar donde se instalará la plataforma, se realiza por medio del Short-Angle, este equipo es llevado a bordo de una embarcación al área donde se encuentra el manto petrolifero a explotar; una vez determinado el lugar se señala éste con boyas.
- b) Estudio batimétrico del área, Este estudio nos dirá si existen obstaculos (naturales ó artificiales), que puedan dificultar la operación de erección de la plataforma. Este mismo estudio será útil para el tendido del oleogoducto de la plataforma.

La barcaza-grúa y el chalán de carga de la subestructura son llevados a la localización por medio de remolcadores.

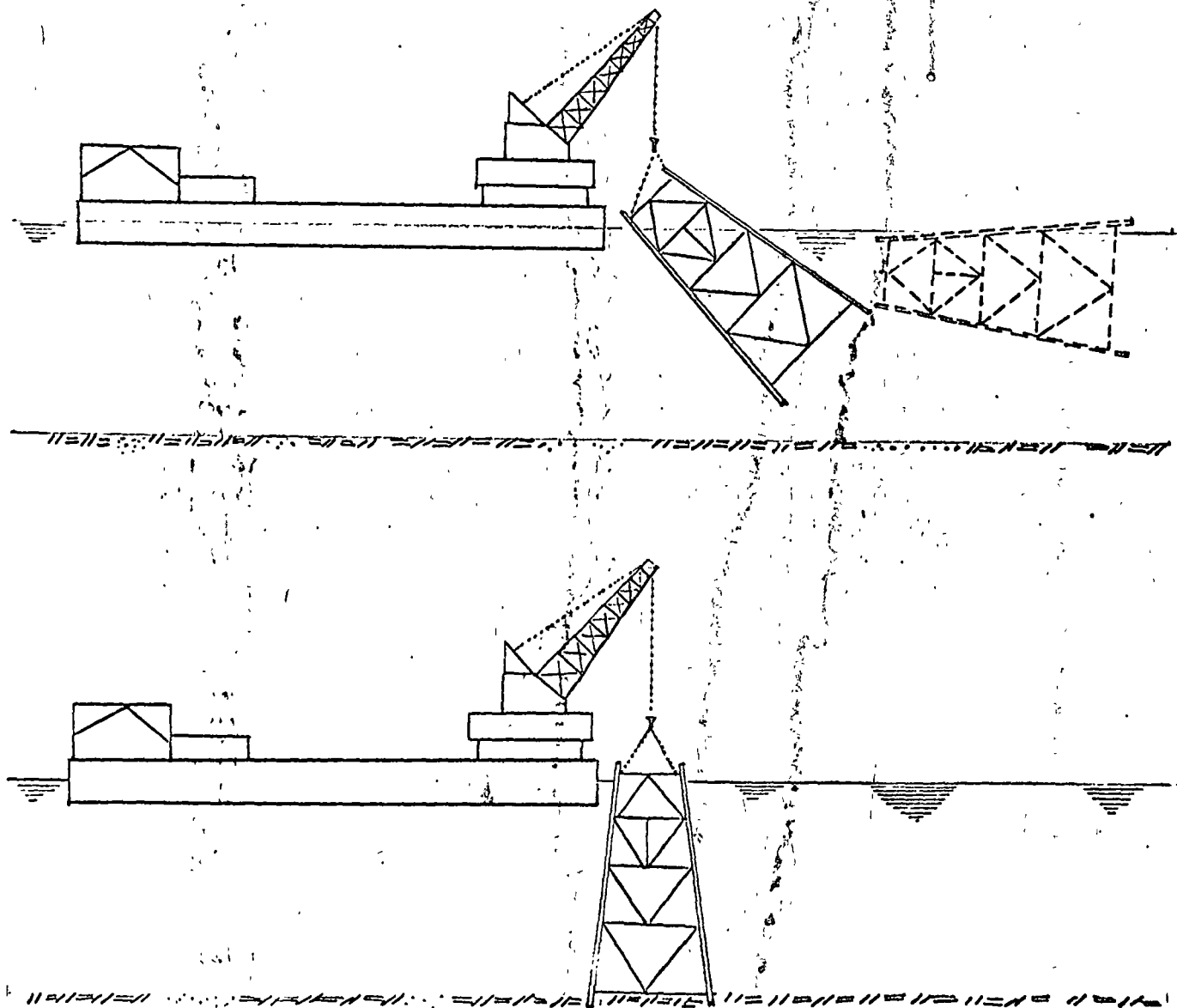
La barcaza-grúa es anclada con la popa hacia la boya de localización (aproximadamente a una distancia de 10 metros), posteriormente se trabaja Personal de la barcaza al chalán de carga de la subestructura, el cual se encargará de las operaciones de corte de las piezas de sujeción (entre chalán y subestructura), y lastrado del chalán, un poco antes de terminar este trabajo se remolca el chalán hacia la barcaza, esto con el fin de engrilletar un cable a un estrobo colocado en la subestructura, así también se amarra un cable de un remolcador a la subestructura, enseguida el chalán de carga es retirado de la barcaza, durante este trayecto se va dando cable y a una distancia aproximada de 150 Mts. se deja de dar cable y se detiene la marcha de los remolcadores, con el fin de cortar las últimas piezas de sujeción.

Se acciona el malacate del chalán y reanudan la marcha los remolcadores y la subestructura es lanzada al mar.



Cable de una de las anclas de la barcaza.

Una vez que se tiene la subestructura en el mar, es acercada aprox. 12 mts.), a la popa de la barcaza para enganchar los estrobos* de levante en la pasteca de la grúa de 500 Ton. A continuación se empieza a levantar lentamente la subestructura para girarla 90°, durante esta operación se abren las válvulas de inundación de columnas y escape de aire de las mismas. Antes de que la subestructura sea asentada en el fondo del mar, se rectifica su localización con el Short-angle y se le da la orientación requerida por el proyecto. Finalmente la subestructura es asentada en el fondo del mar.



* Estos estrobos se engrilletan a las orejas de levantamiento de la subestructura. Estas orejas van soldadas en la parte superior de las cuatro columnas centrales.

d) Hincado de pilotes y tubo conductor.-

Los tramos que formarán los pilotes (de sección tubular de 42"φ y espesores entre 3/4" y 2"), pueden ser llevados a la localización de la plataforma ya sea a bordo de la barcaza-grúa ó en un chalán de carga.

Cada pilote será formado por cuatro ó cinco tramos cuyas longitudes varían entre 70 y 200 pies. La longitud total de los pilotes varía según el estudio de mecánica de suelos y de los datos obtenidos durante el hincado del primer pilote ó pilote de prueba. Este pilote difiere de los siete restantes en lo que respecta a diseño ya que su segundo y tercer tramo son de mayor espesor, con el objeto de que al terminar el hincado, tengamos éste máximo espesor en la línea de lodos ó fondo marino, tal como está establecido en el proyecto, ya que en este punto se presentan los esfuerzos máximos. Además nos definirá la profundidad a la que deberán quedar los pilotes.

Hincado de pilote de prueba.-

1a. Operación.- Se corta cualquiera de las tapas superiores de las columnas centrales y se traslada a la barcaza por medio de la grúa.

2a. Operación.- Por medio de la grúa se introduce lentamente en la columna, el primer tramo del pilote hasta que las placas* de apoyo descansen sobre la columna.
Se corta y se bisela el extremo superior .(Se corta aprox.1 pie).

3a. Operación.- Se colocó y se alinea el segundo tramo con el primero y se procede a soldar la junta.

4a. Operación.- Por medio de la grúa se levanta el tramo formado, aproximadamente dos pies, con el fin de cortar las placas de apoyo, para continuar la introducción hasta que el extremo llegue al fondo marino.

(En la práctica se ha observado que durante ésta operación, el pilote se hinca por su propio peso aproximadamente 10 pies).

5a. Operación.- Hincado.

El hincado se realiza con un martinete de 60,000 libras por pie, suspendido por la grúa; se hinca el pilote hasta que las segundas placas de apoyo descansen sobre la columna.

Se van registrando el número de golpes por pie de hincado. Se corta y se bisela el extremo superior.

6a. Operación.- Se coloca y se alinea el siguiente tramo, se suelda y se cortan las placas de apoyo, se hinca éste hasta sus placas de apoyo, y así se va repitiendo ésta última operación con los siguientes tramos hasta terminar con el hincado de este pilote.

* El número de placas de apoyo son dos y sus dimensiones son aprox. 10"X 10"X 1" y estas van soldadas a 5 pies del extremo superior de los tramos.

Se suspende el hincado de este pilote una vez obtenidos cincuenta golpes por pie de penetración, promedio, durante una profundidad de cincuenta pies, habiendo llegado cuando menos a la profundidad mínima de 180 pies. Si se rebasa esta profundidad y no se han llegado a obtener los cincuenta golpes por pie, se sigue cualquiera de los criterios que se señalan a continuación para suspender el hincado:

- 50 Golpes por pie, durante 50 pies.
- 40 Golpes por pie, durante 80 pies.
- 30 Golpes por pie, durante 130 pies.

Después de veinticuatro horas de reposo del pilote se deberá cumplir con cualquiera de las tres condiciones siguientes.

- 1.- 250 golpes por pie de penetración en 10 pies consecutivos.
- 2.- 300 golpes por pie de penetración en 5 pies consecutivos.
- 3.- 500 golpes por pie de penetración en 1 pie.

Si al llegar a la profundidad mínima (180 pies), se cumplió cualquiera de los incisos (1,2 y 3), últimos, no es necesario esperar las veinticuatro horas.

El hincado de los siete pilotes restantes se realiza en la misma forma que la del pilote de prueba.

Hincado del tubo conductor.-

El número de tubos conductores (30"Ø x 1" esp.), por plataforma es doce pero únicamente uno de ellos es hincado durante la instalación de la plataforma y los once restantes cuando ya se tiene el equipo de perforación.

Entre los marcos uno y dos de la subestructura y a diferentes niveles se localizan las estructuras guías de conductores, cuya función es hacer posible el hincado de los tubos conductores. La penetración de hincado de éstos tubos es de 120 pies.

Una vez terminada la etapa de hincado de pilotes y tubo conductor, se procede a la colocación, puntuado y soldado de placas de ajuste entre los pilotes y columnas.

Para terminar con la instalación de la subestructura se hace una nivelación para determinar los niveles en que se efectuarán los cortes de los pilotes. Estos cortes estan diseñados especialmente para recibir las columnas de la superestructura.

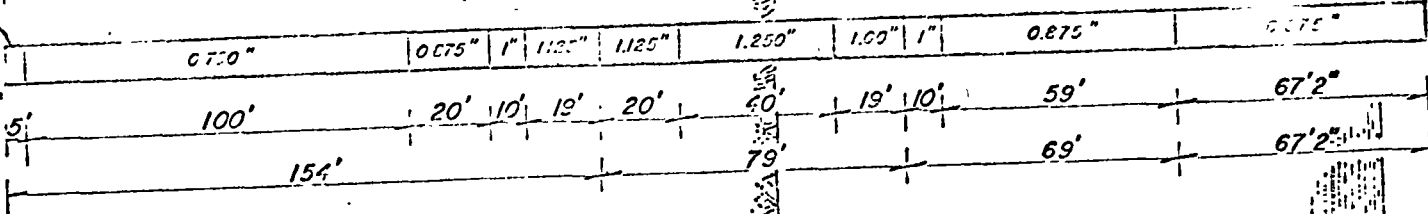
169'

156'

169'2"

200' 180' 160' 140' 120' 100' 80' 60' 40' 20'

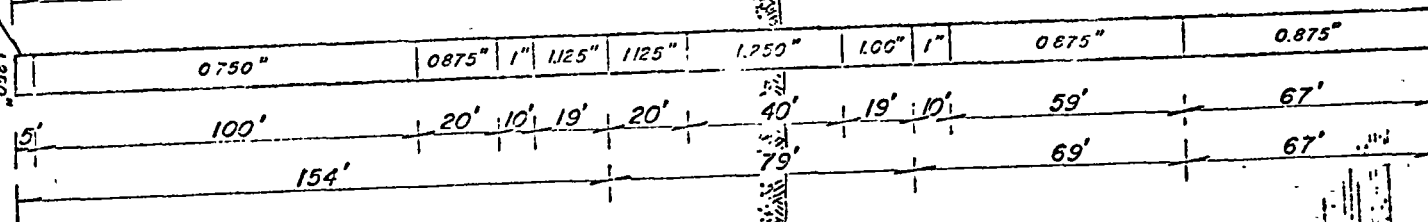
A-1=369'2"
Ø 42"



169'

200'

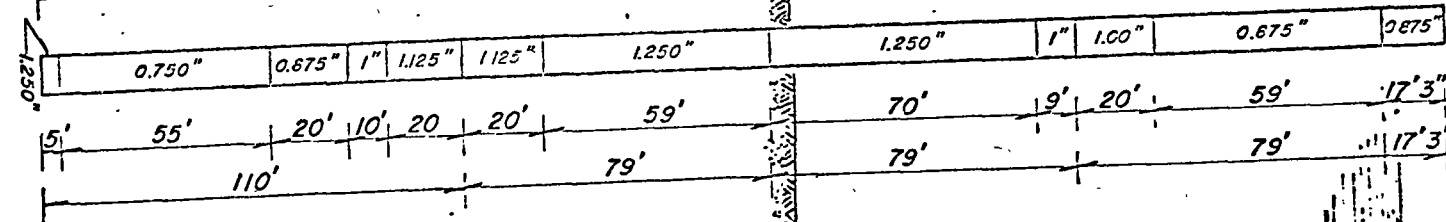
A-2=369'
Ø 42"



169'3"

195'

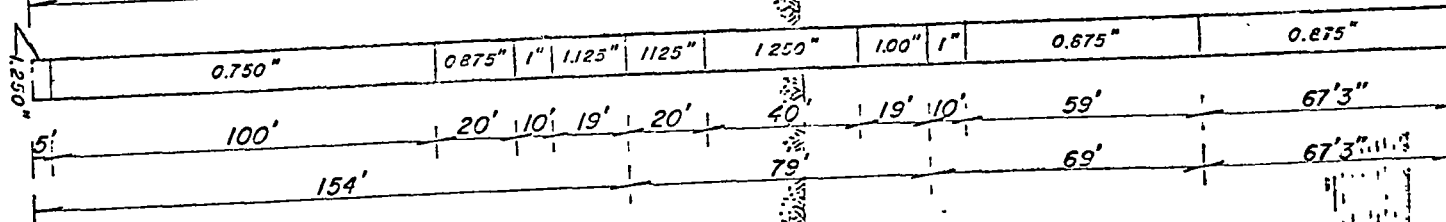
A-3=364'3"
Ø 42"



169'3"

200'

A-4=369'3"
Ø 42"



DETALLE DE PILOTES

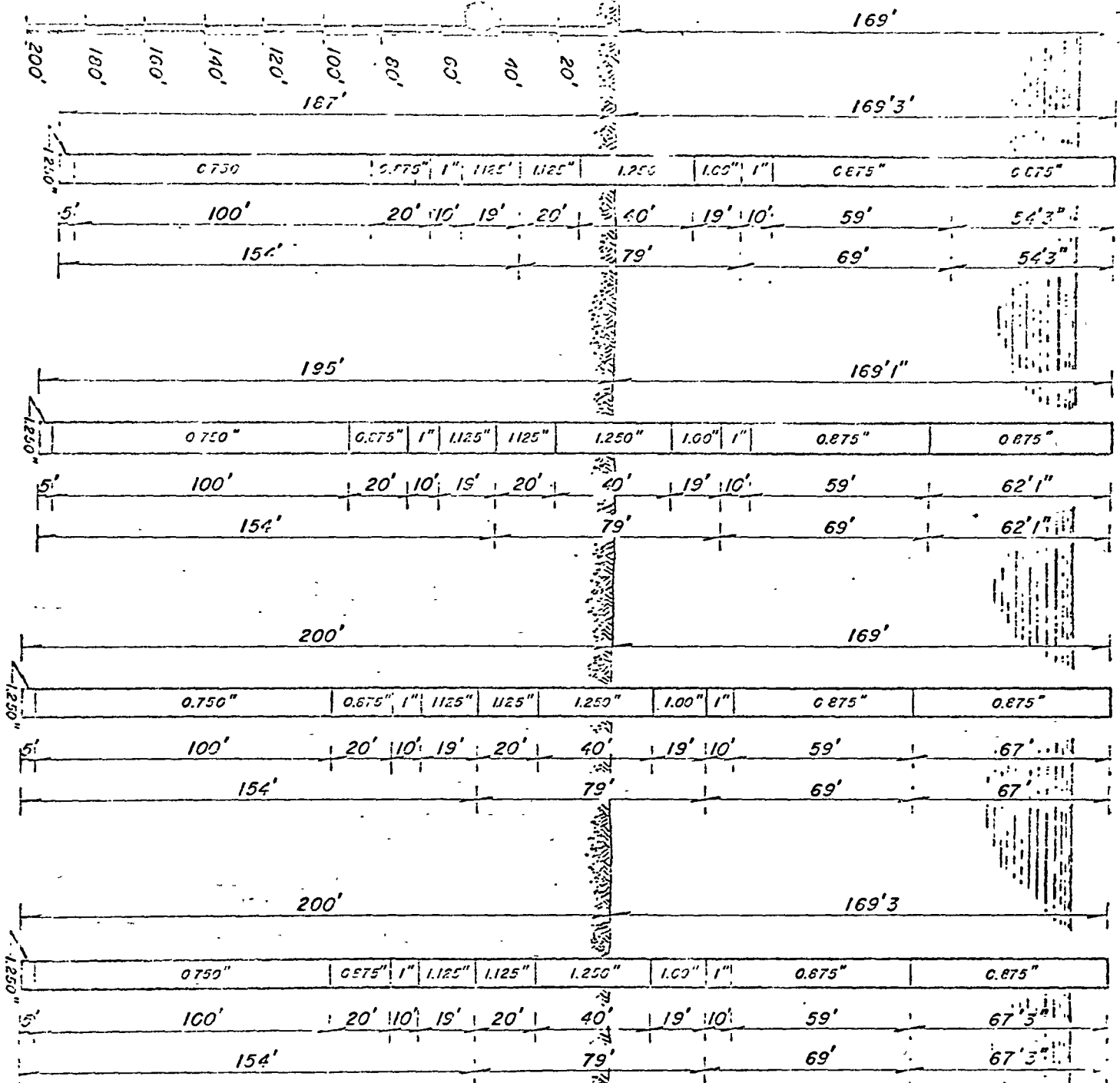
DETAILLE DE PILOTES

B-1=356'3"
Ø 42"

B-2=364'1"
Ø 42"

B-3=369'
Ø 42"

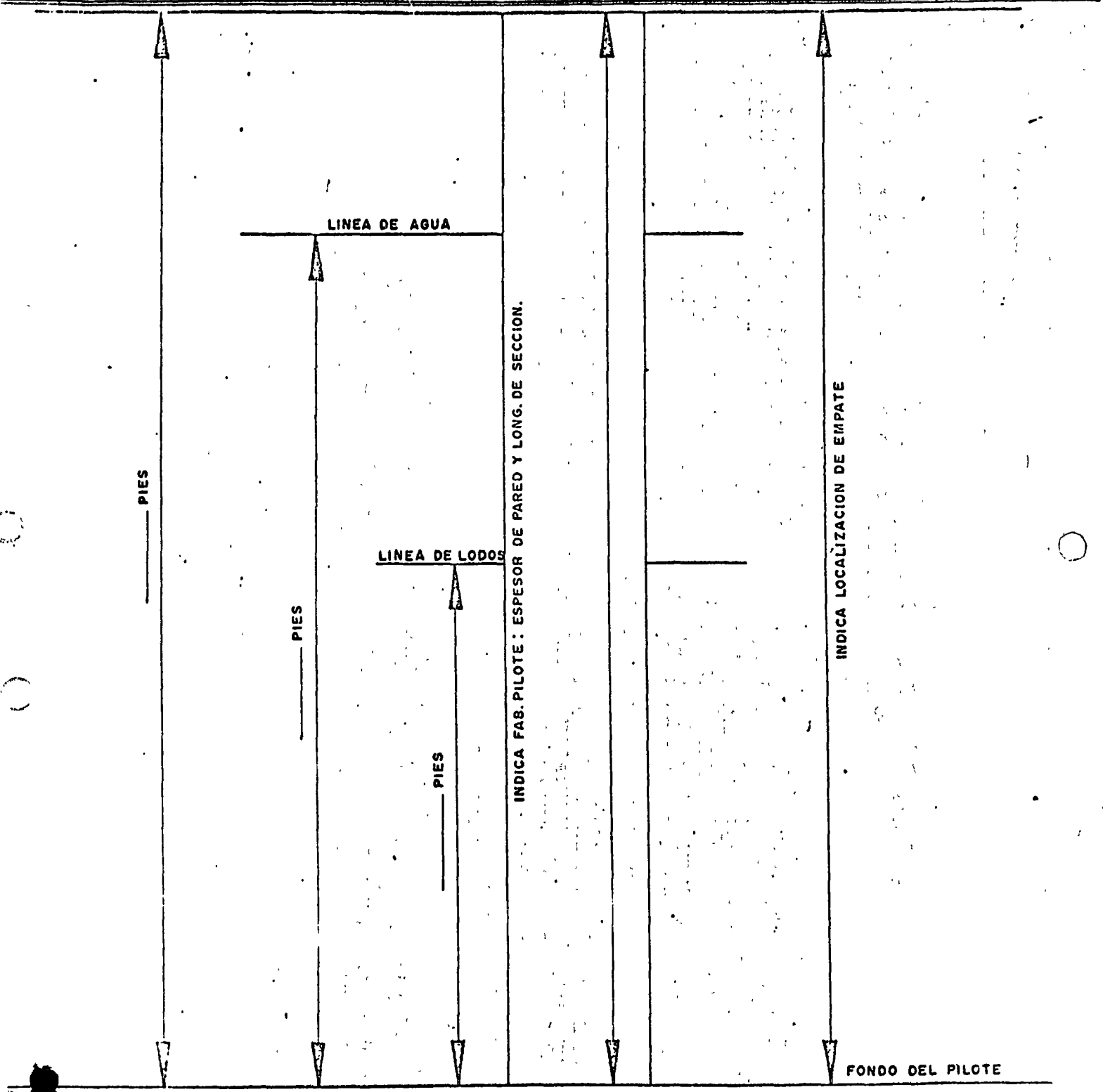
B-4=369'3"
Ø 42"



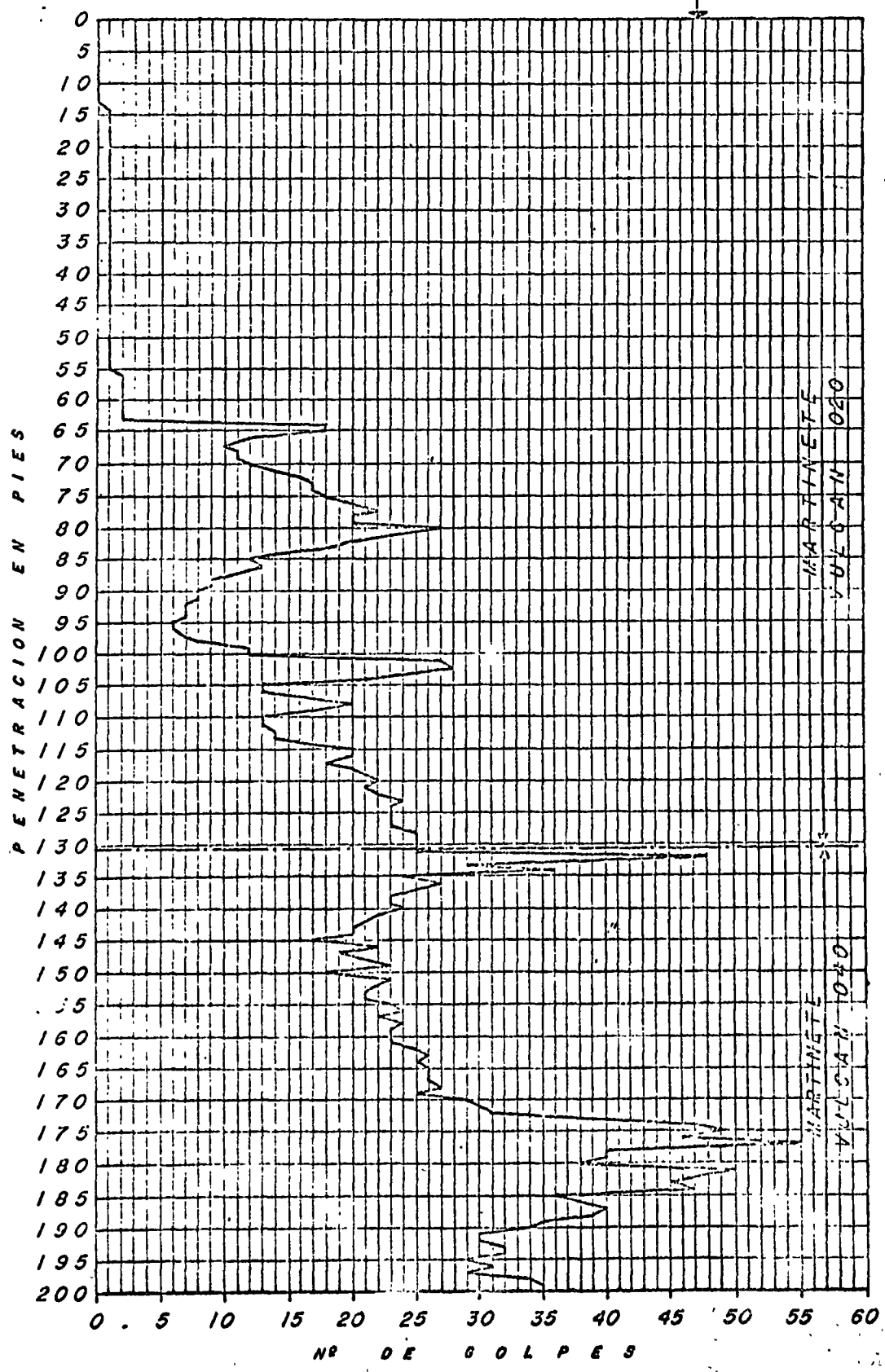
ATOS PILOTE

DATOS DE PILOTES, PARA PILOTE N° _____

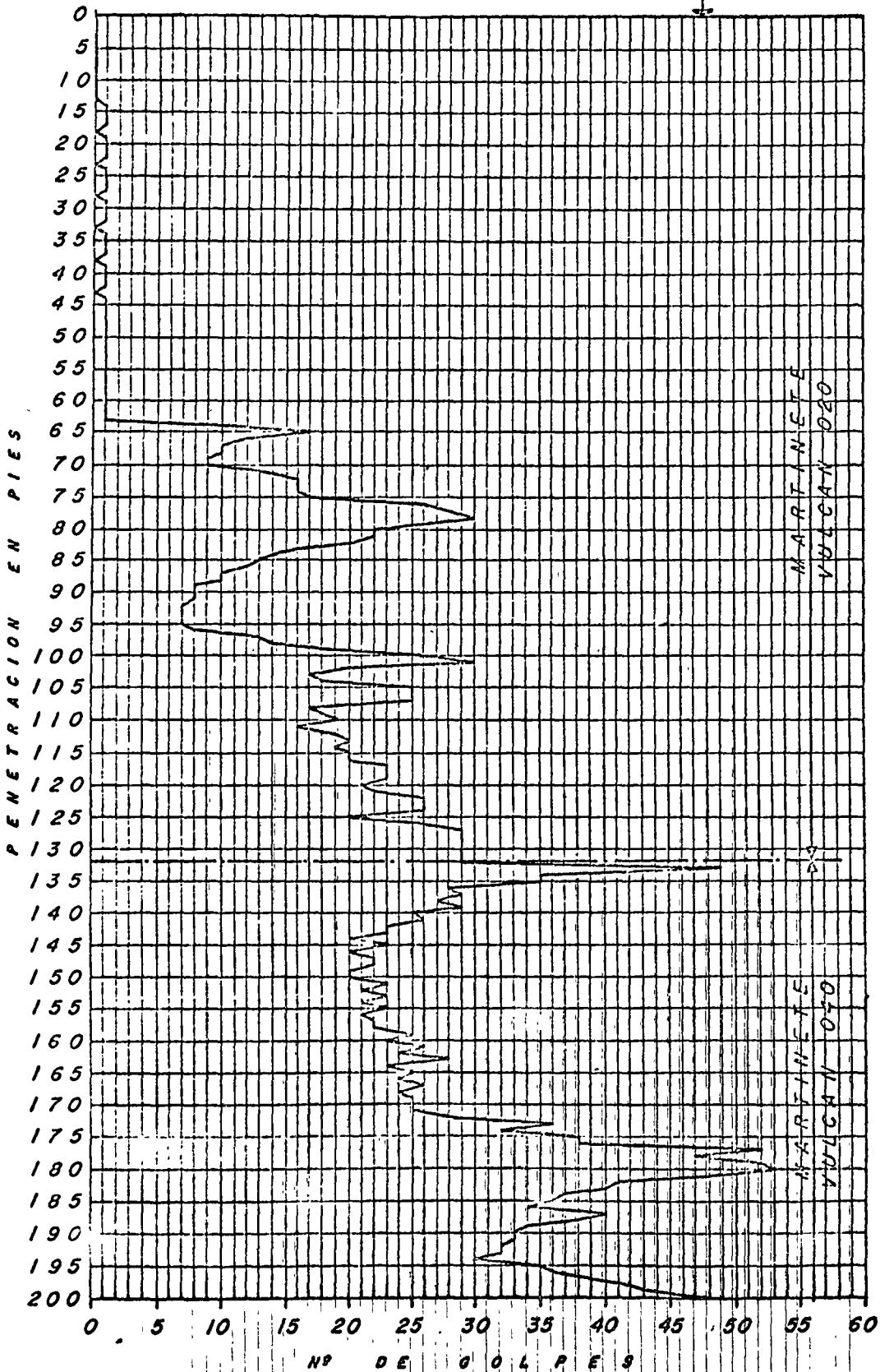
MPAF		AREA		FECHA
RTE E	DYE	LONG. DE CORTE		PIES



SUPERINTENDENCIA GENERAL DE CONSTRUCCION
DE OBRAS MARITIMAS
PILOTE A-1
PLATAFORMA ATUN "C" FONDO MARINO

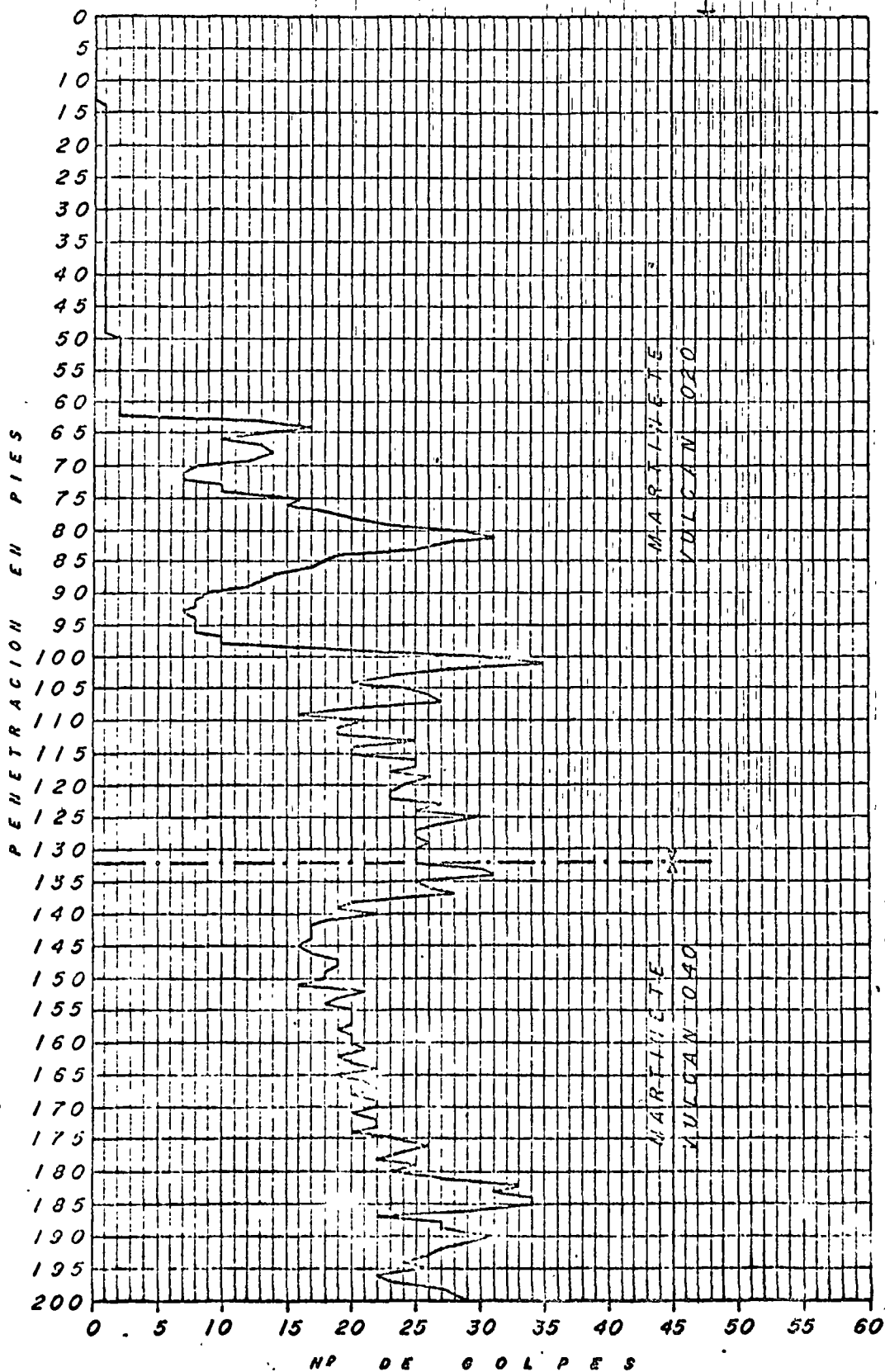


SUPERINTENDENCIA GENERAL DE CONSTRUCCION
DE OBRAS MARITIMAS
PILOTE A-2
PLATAFORMA ATUN "C" FONDO MARINO

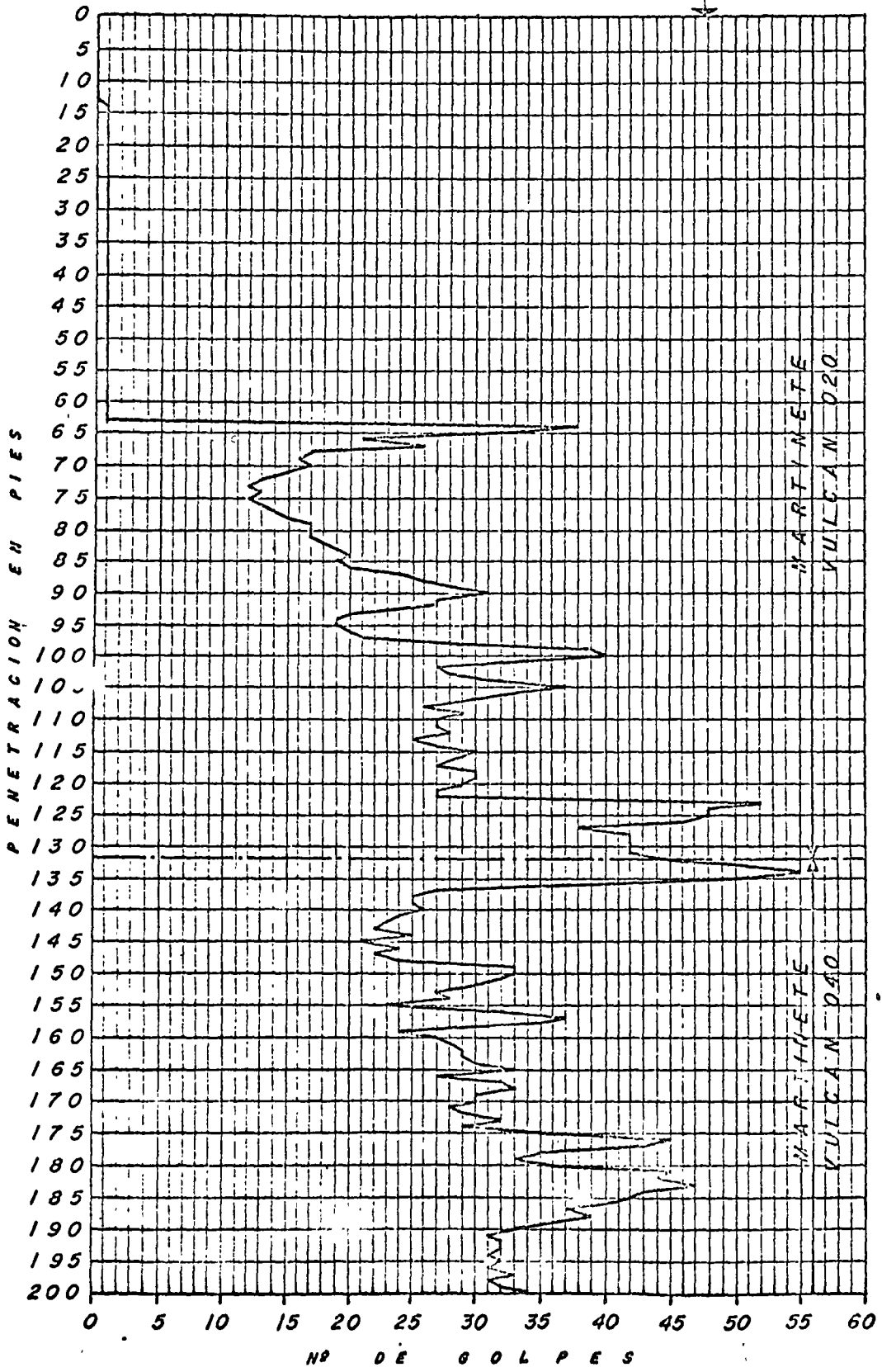


SUPERINTENDENCIA GENERAL DE CONSTRUCCION DE OBRAS MARITIMAS

PILOTE A-4 PLATAFORMA ATUN "C" FONDO MARINO



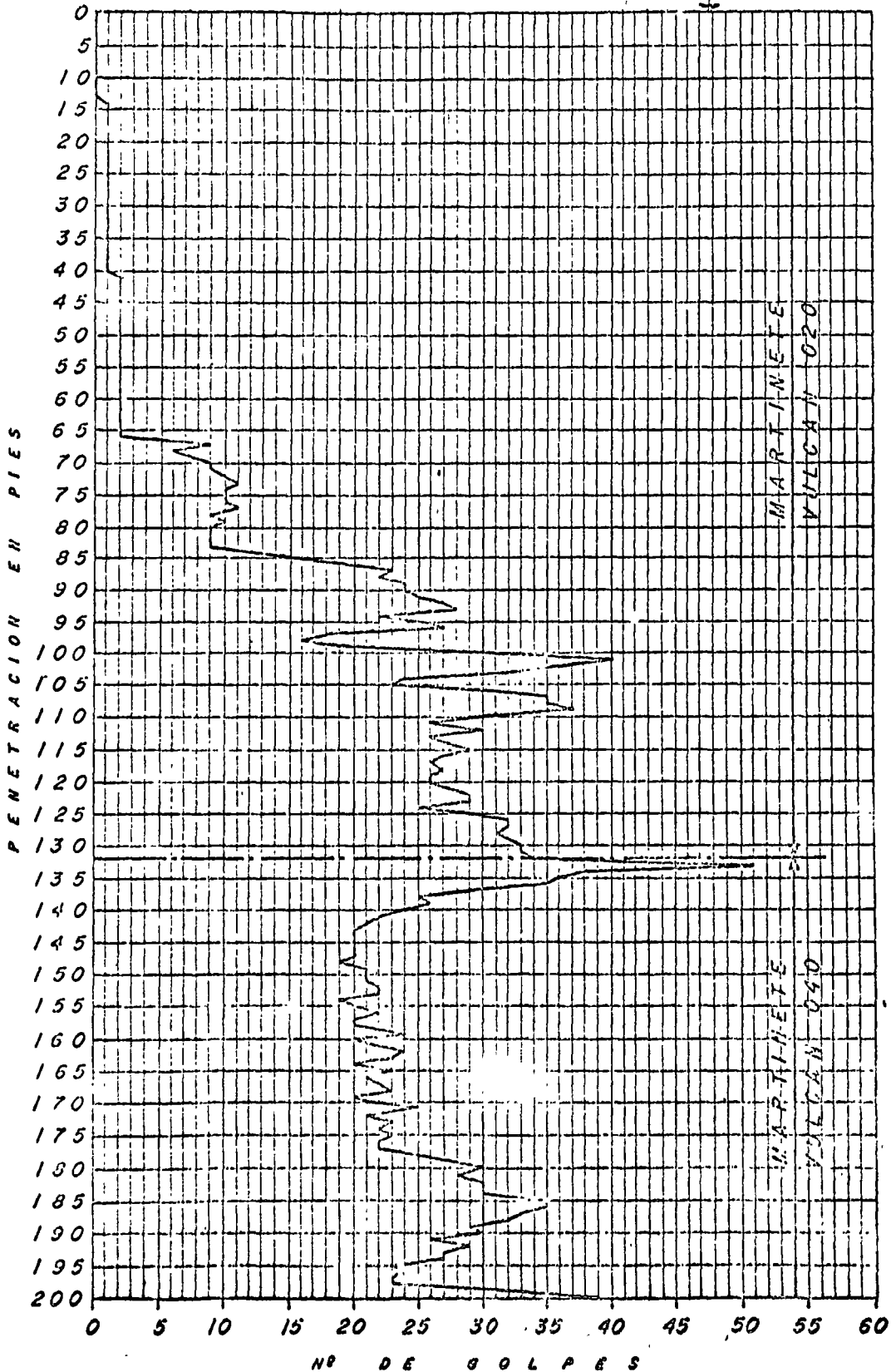
SUPERINTENDENCIA GENERAL DE CONSTRUCCION
DE OBRAS MARITIMAS
PILOTE B-3
PLATAFORMA ATUN "C" FONDO MARINO



SUPERINTENDENCIA GENERAL DE CONSTRUCCION
DE OBRAS MARITIMAS

PILOTE B-4

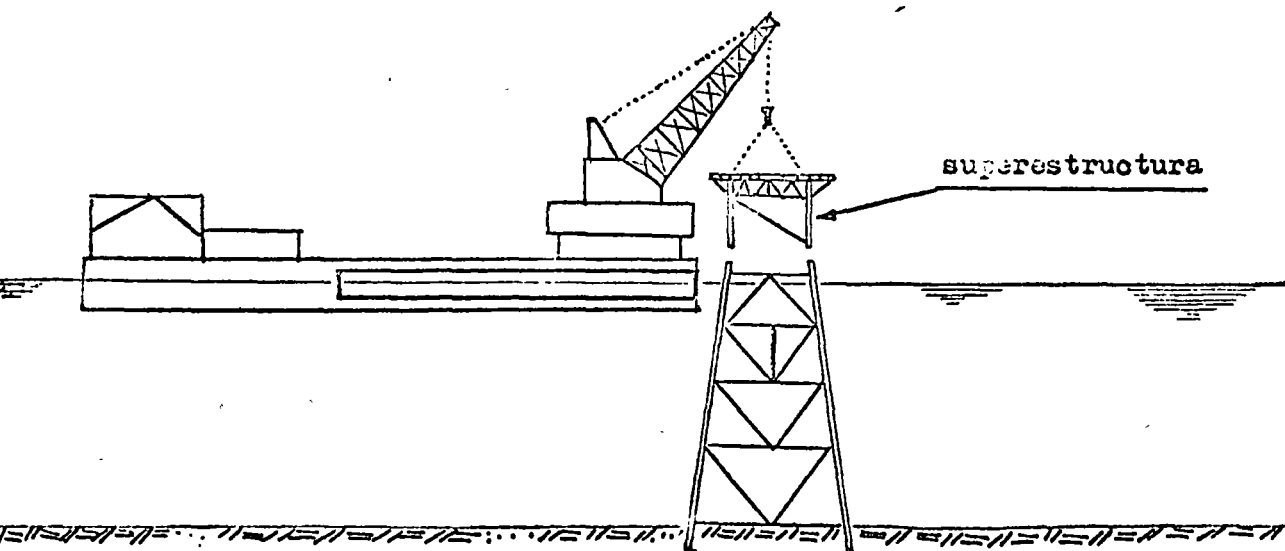
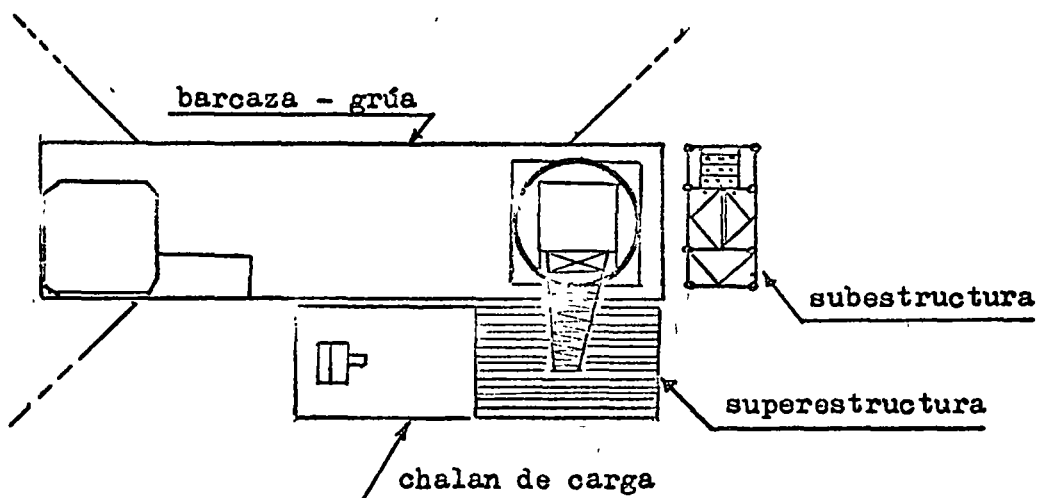
PLATAFORMA ATUN "C" FONDO MARINO



e) Montaje de la Superestructura sobre la Subestructura.

Para ésta operación el chalán de carga de la superestructura generalmente es atracado a la barcaza en el lado de babor, dependiendo de la dirección de la corriente dominante.

Enseguida se procede a engrilletar los estrobo (4) a las orejas de levante de la superestructura, continuando con el corte de las piezas que sujetan la superestructura al chalán de carga. Una vez terminadas estas operaciones se enganchan los estrobo a la pasterca de la grúa de 500 Ton., y se procede a la operación de montaje, la superestructura es levantada ligeramente y llevada hasta la subestructura, una vez que se tienen alineadas las columnas de ésta con los pilotes, la superestructura es colocada sobre la subestructura.

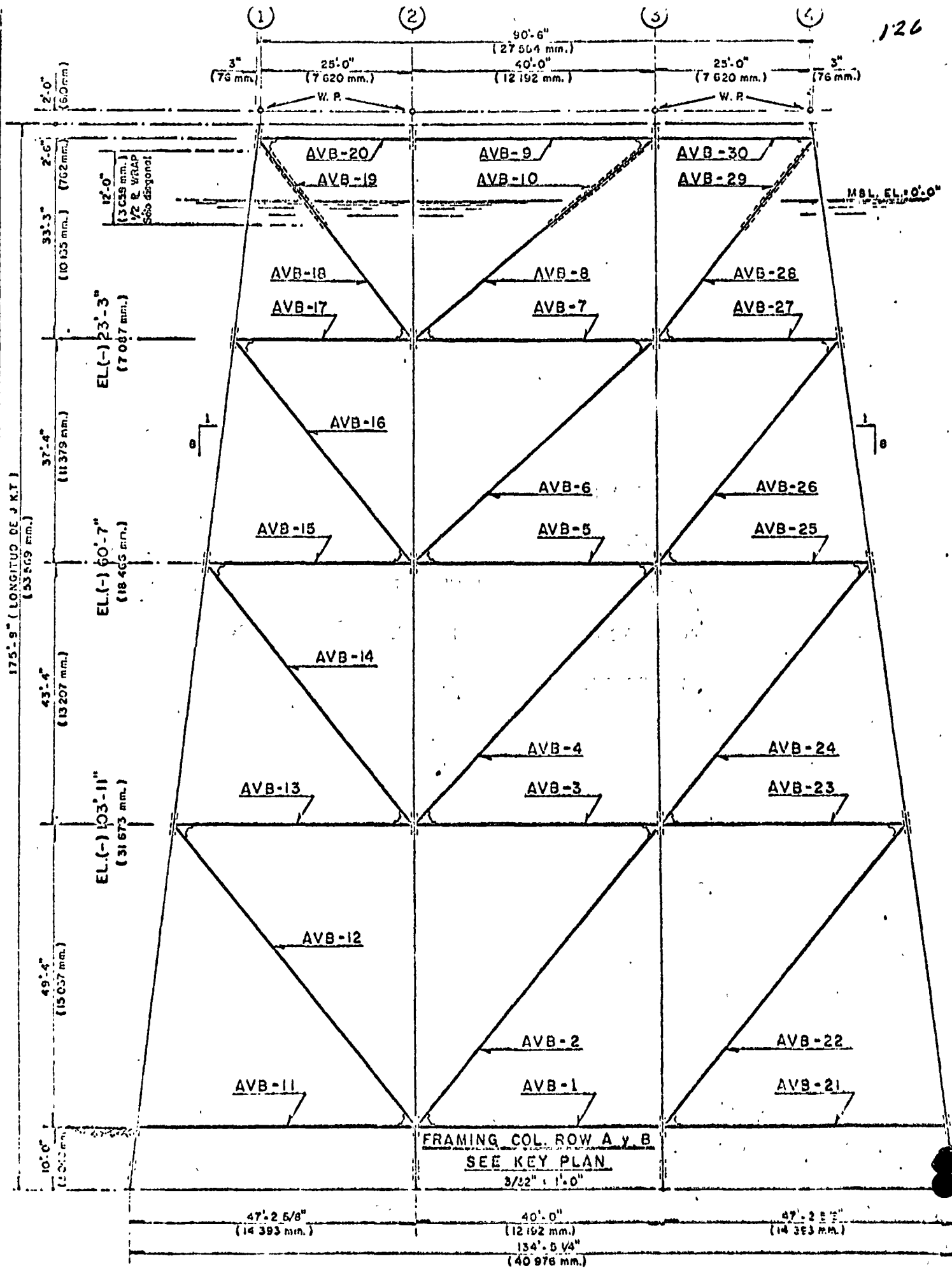


Una vez terminada esta operación se afinan los biseles de las uniones entre pilotes y columnas (de la superestructura), continuando con el soldado de las mismas.

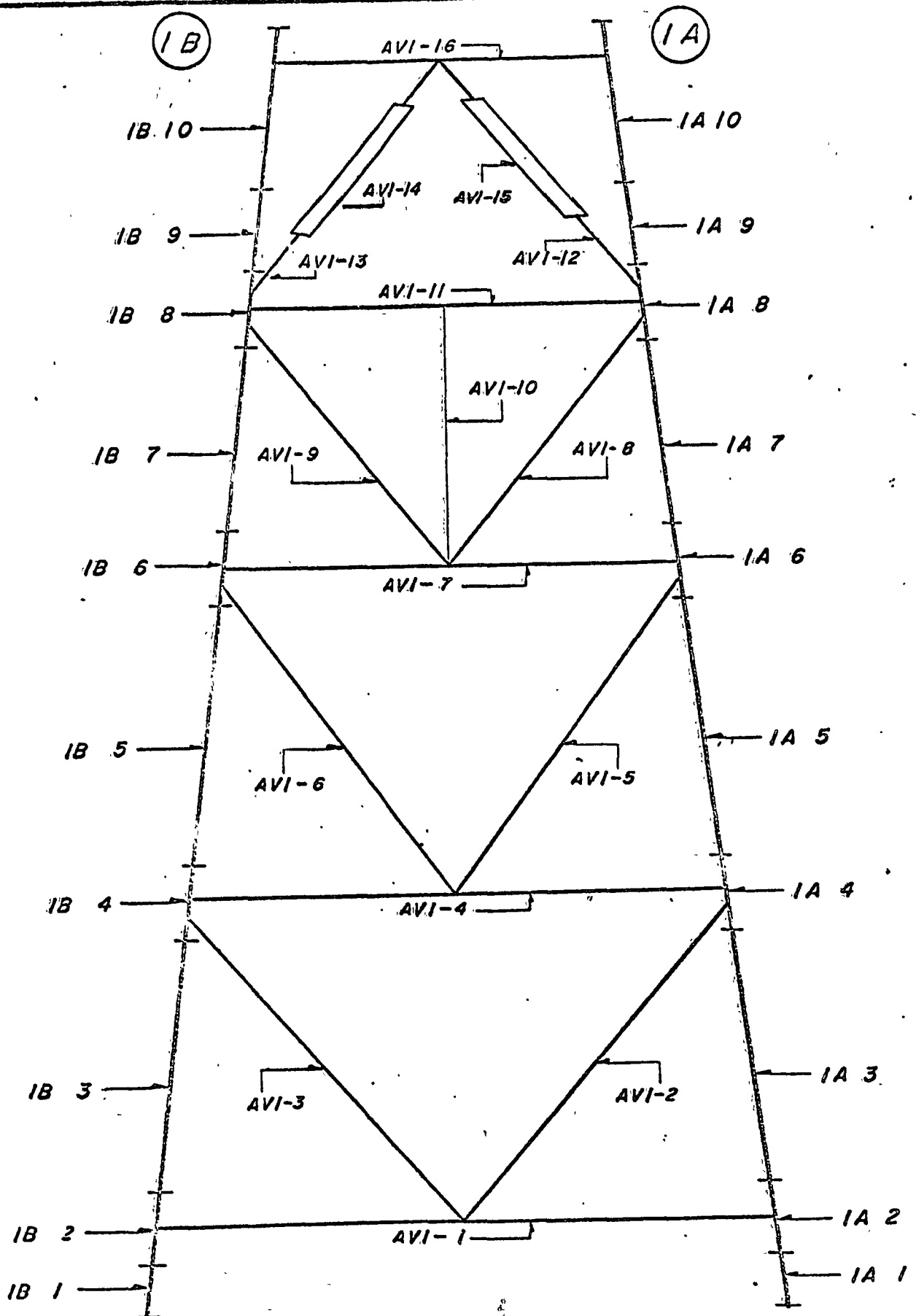
Para terminar la instalación de la plataforma se realizan los siguientes trabajos:

- 1.- Montaje del pedestal de la grúa de 50 Ton.
- 2.- Montaje del último tramo del tubo conductor.
- 3.- Montaje de los tubos (segundos tramos), para succiones de agua sa la da.
- 4.- Montaje del soporte de la pluma de la grúa de 50 Ton.
- 5.- Instalación de madera faltante de la cubierta de perforación y ba ra nda les de la misma.
- 6.- Instalación de las lamparas y sirena del sistema de señalización.
- 7.- Montaje de la escalera de la grúa de 50 Ton.
- 8.- Resanes generales de pintura en las áreas dañadas durante la insta lacion.

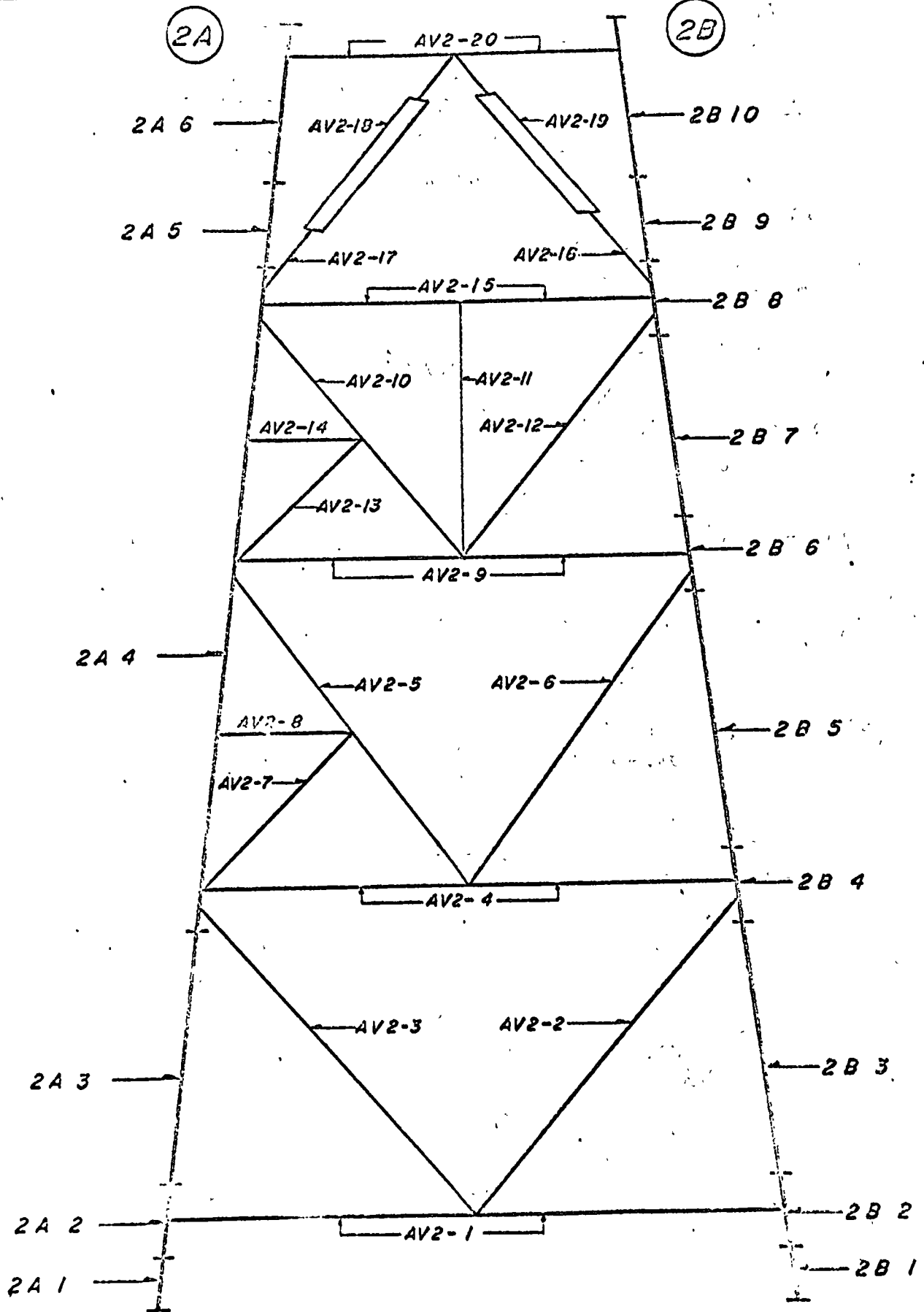
EN LAS 17 HOJAS SIGUIENTES, SE MUESTRAN CROQUIS DE
MARCOS Y CUBIERTAS DE PRODUCCION Y PERFORACION
DE LA PLATAFORMA ATUN "C", QUE FABRICO E INSTALO
PETROLEOS MEXICANOS EN EL GOLFO DE MEXICO, FRENT
TE A LA COSTA DE TUXPAN, VER.



PLATAFORMA ATUN "C" (Morsa B)



TAMPICO, TAMPS.	DIBUJO D. Escobar G.	FECHA	PETROLEOS MEXICANOS	P-288-II-02
PLATAFORMA MORSA "B"	PROYECTO			E-3056
INFRAESTRUCTURA	REVISO Ing. J. C. C.			ESC. NO
marco 1	APROBO			GCIA. PROYECTOS Y CONST.
	CONSTRUYASE			



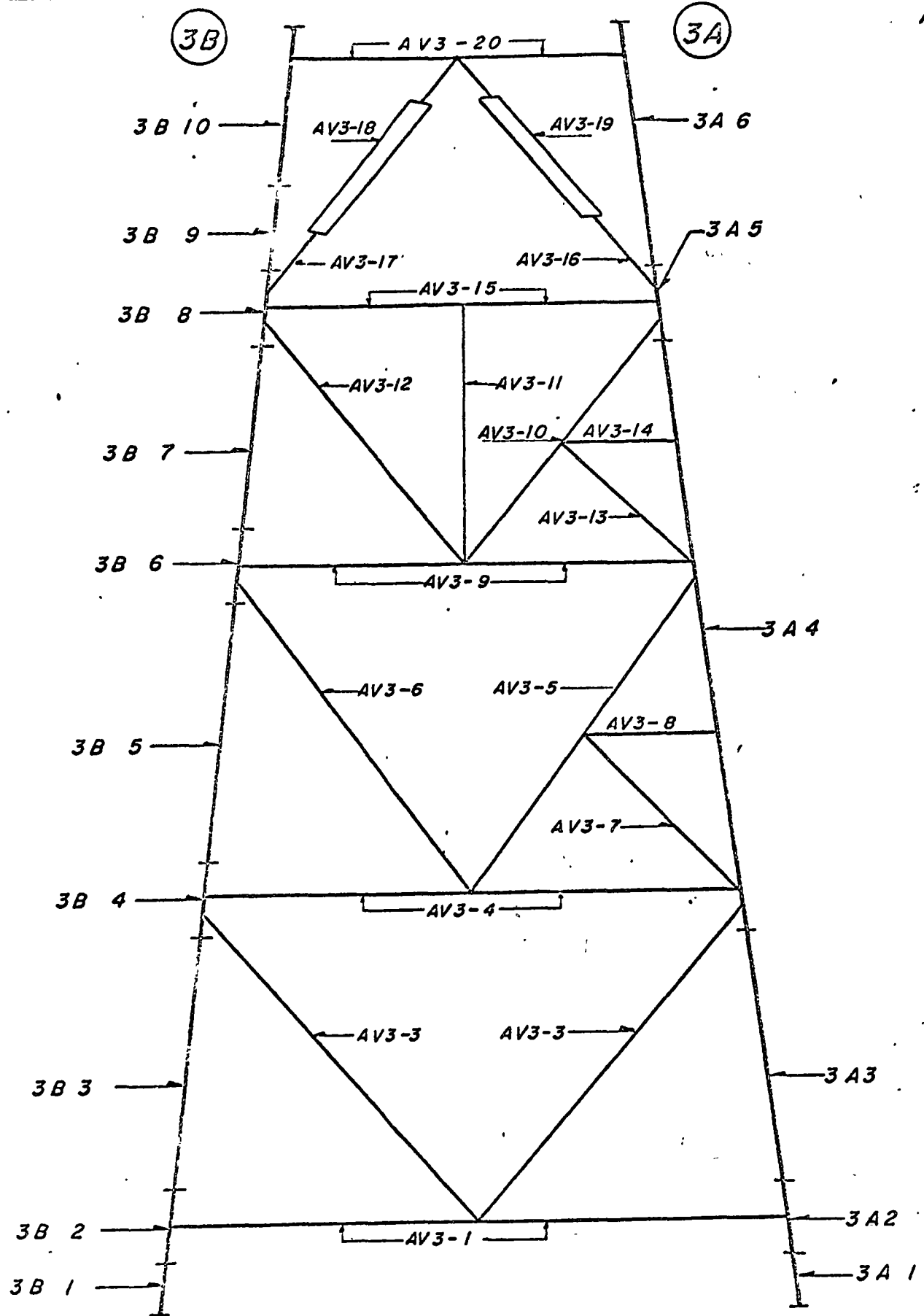
TAMPICO, TAMPS.
 PLATAFORMA MORSA "B"
 INFRAESTRUCTURA
 D. PROJ. 2

DIBUJO D. Escobar G.
 PROYECTO
 R. 150 Ing. J.C.C.
 APROBO
 CONSTRUYASE

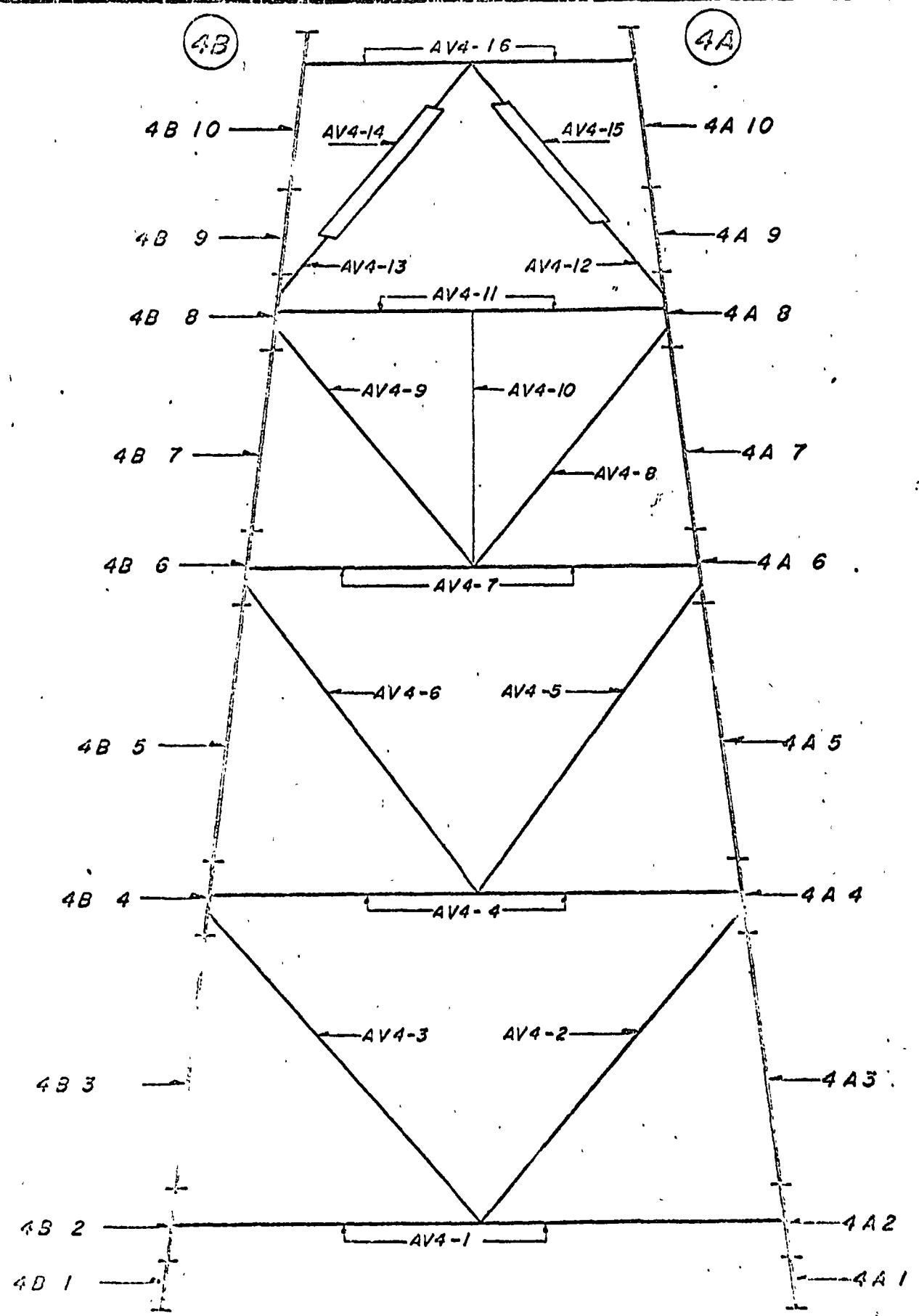
FECHA

PETROLEOS MEXICANOS
 GCIA. PROYECTOS Y CONST

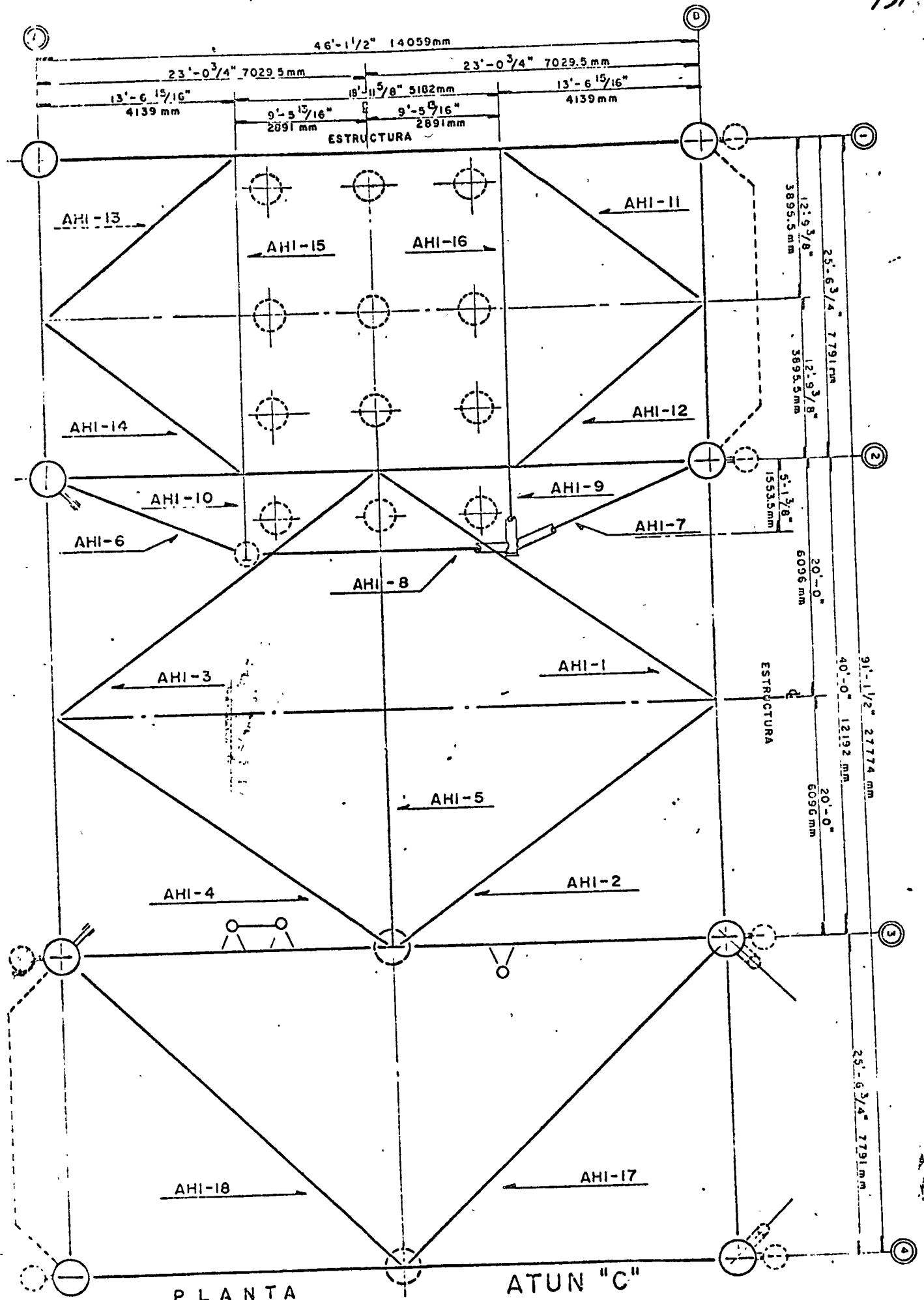
P-206-II-02
 E-3057
 ESC. N.º



TAMP.CO., TAMP.	DIBUJO D. Escobar G.	FECHA	PETROLEOS MEXICANOS	P-288-11-02
PLATAFORMA MORSA "B"	PROYECTO			E-3058
INFRAESTRUCTURA	REVISO Ing. J. C. C.			ESC. NO
marco 3	APROBO			GCIA PROYECTOS Y CONST.
	CONSTRUYASE			

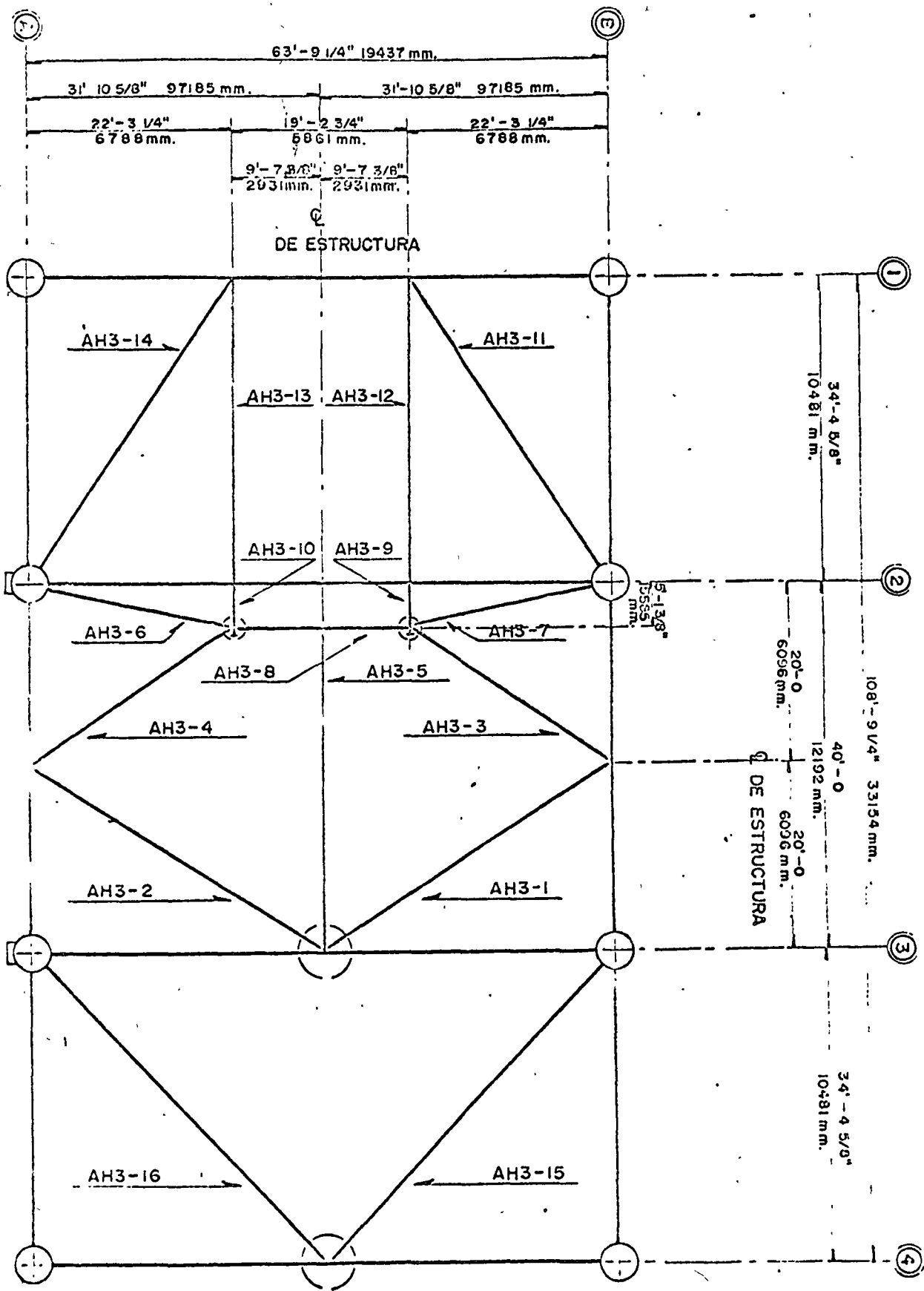


TAMPICO, TAMPS. PLATAFORMA MORSA "C" INFRAESTRUCTURA M. C. C. O. 4	DIBUJO D. Escobar G. PROYECTO REVISO Ing. J. C. C. APROBADO CONSTRUYASE	FECHA 	PETROLEOS MEXICANOS GCIA PROYECTOS Y CONST	P-280-II-02 E-3059 ESC NO
---	---	-----------------------	---	---------------------------------



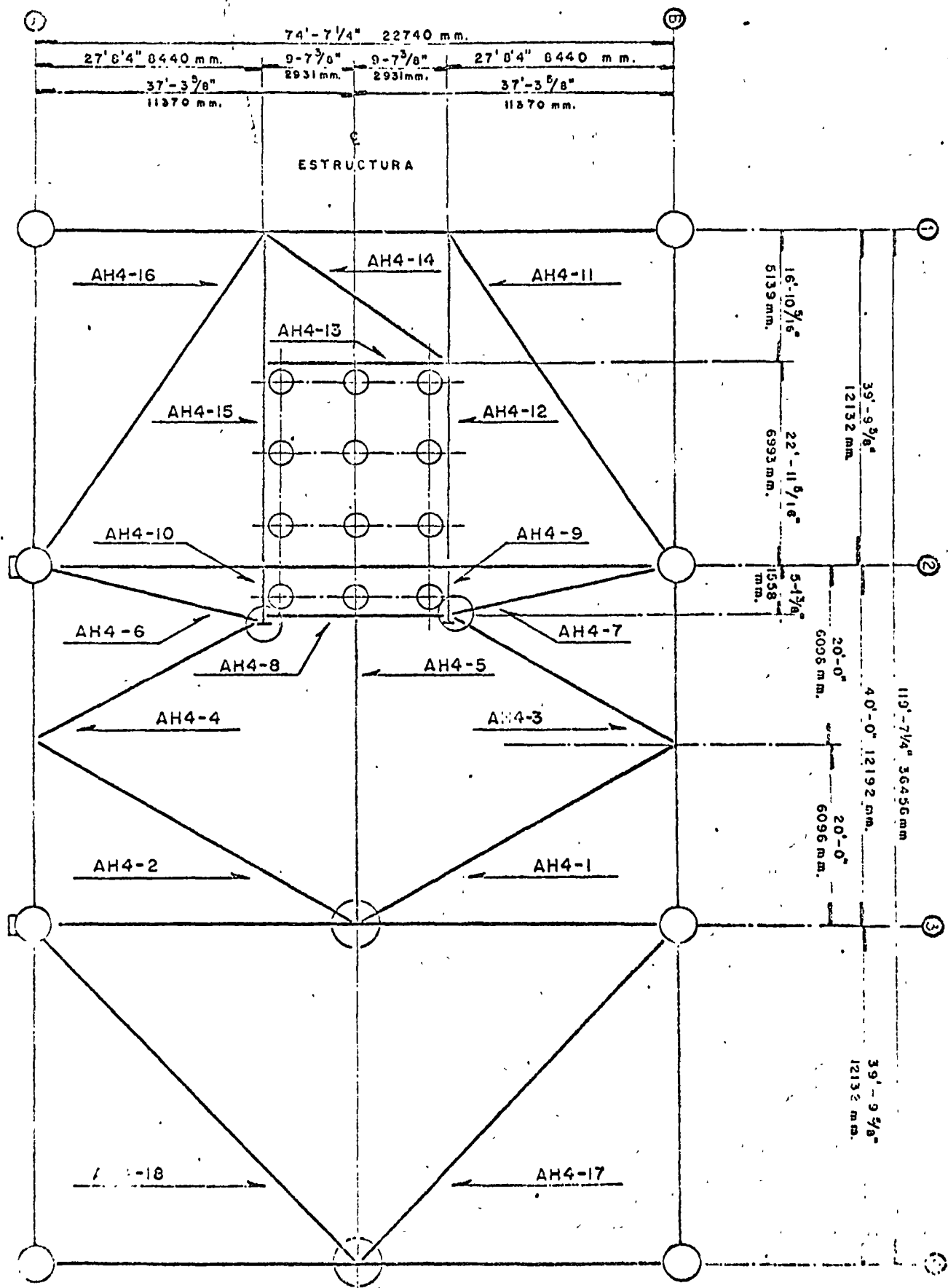
P.LANTA
5'-5V (+) 10'-0"

ATUN "C"
infraestructura



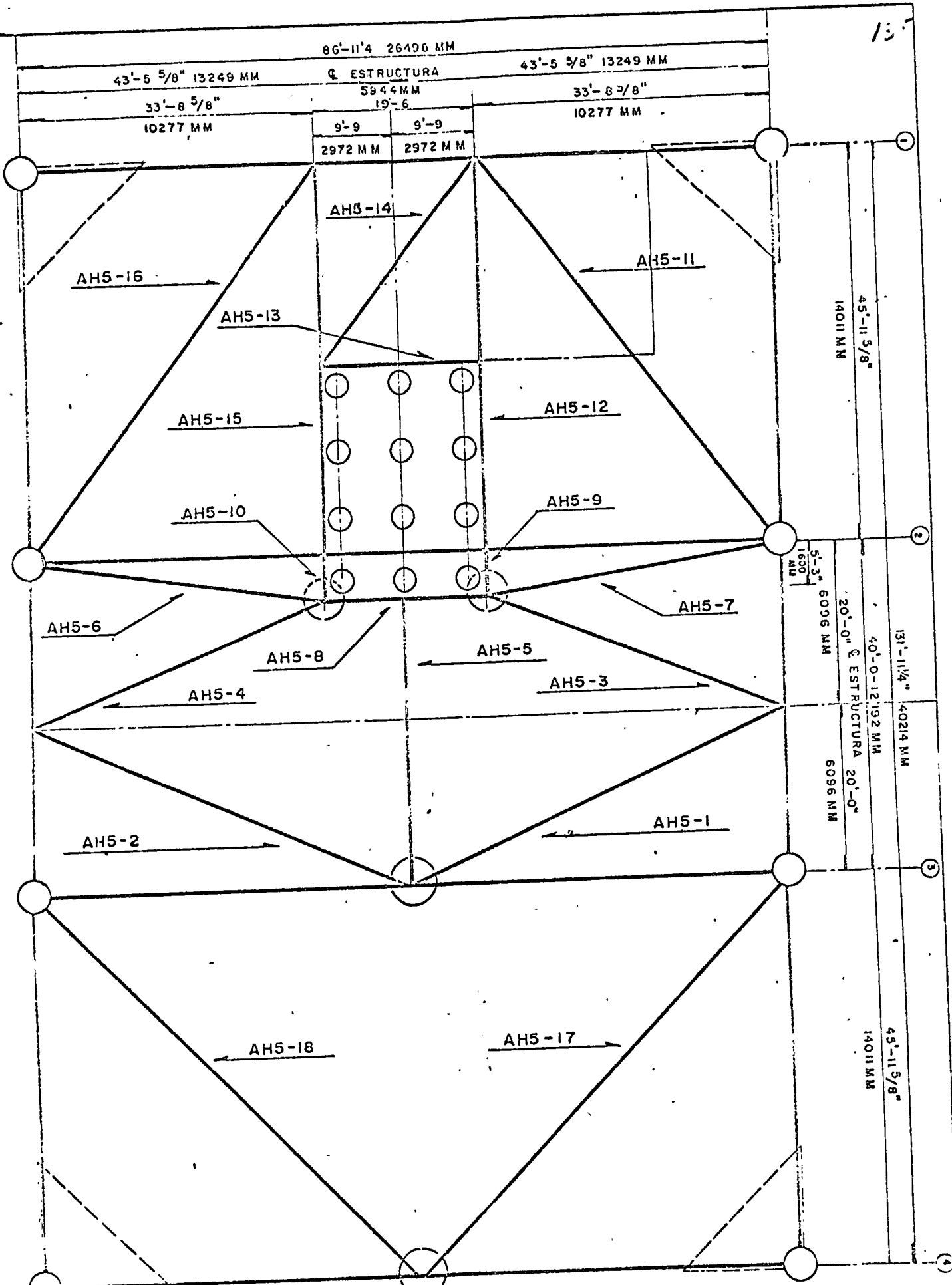
PLANTA
ELEV. (-) 60'-7"

ATUN "C"
infraestructura



PLANTA
ELEV. (-) 103'-11"

ATUN "C"
infraestructura



PLANTA
ELEV (-) 153'-3"

ATUN "C"
infraestructura

PETROLEOS
MEXICANOS

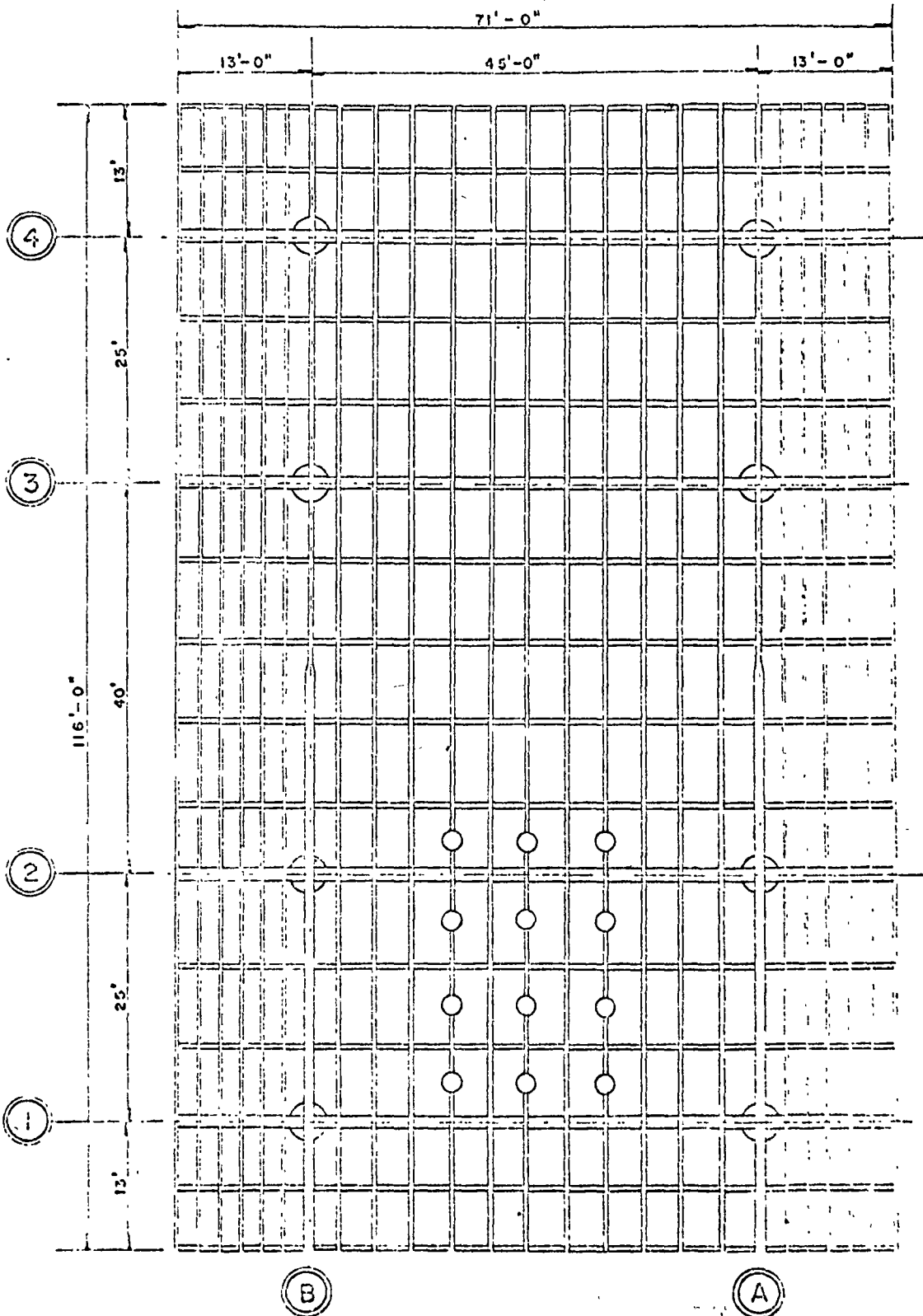
CUBIERTA PRINCIPAL

calculo

fecha

reviso

fecha



PETROLEOS MEXICANOS

CUBIERTA DE PRODUCCION

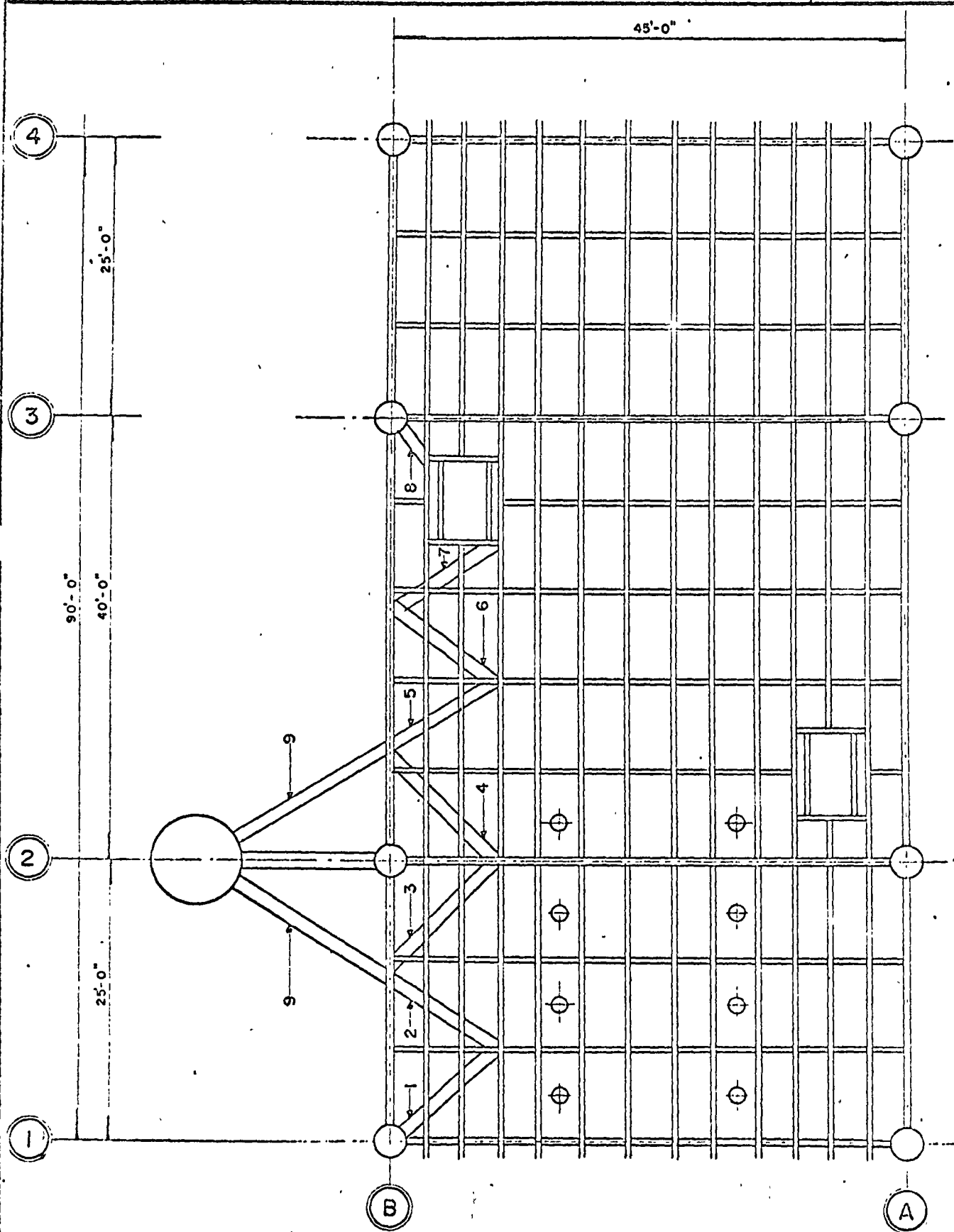
calculo

127

fecha

reviso

fecha



PETROLEOS MEXICANOS

LINEA "A" y "B"

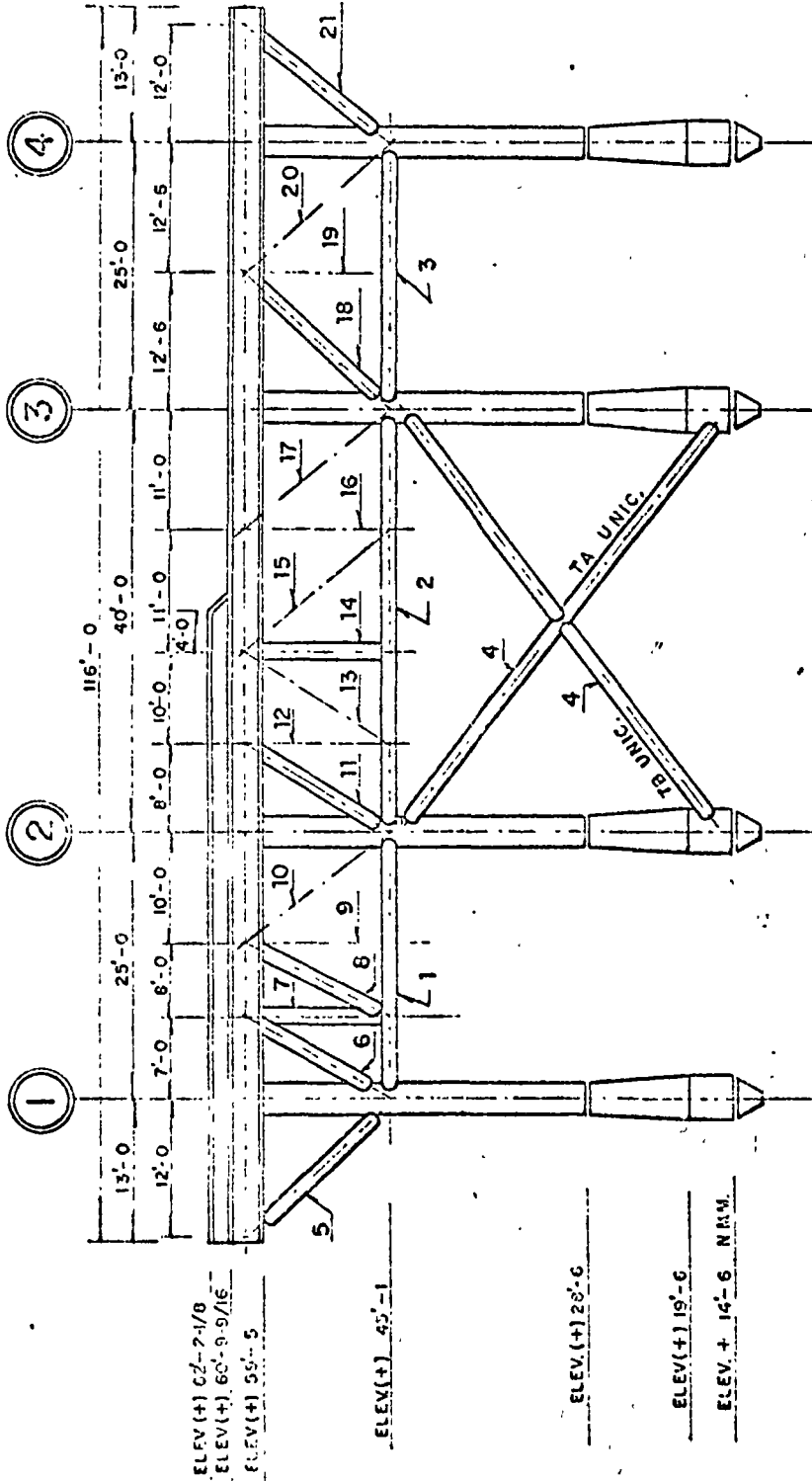
calculo

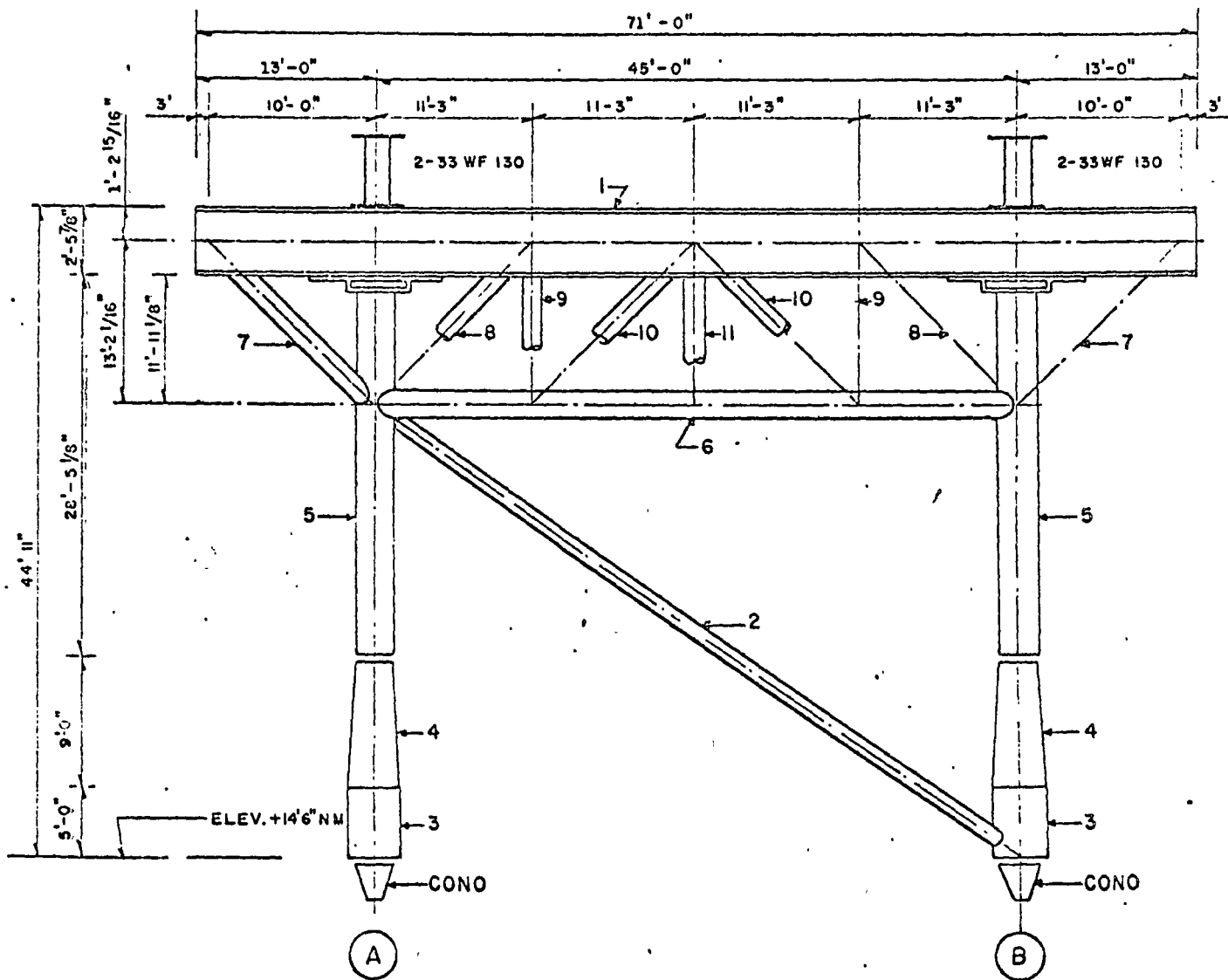
fecha

130

reviso

fecha





PETROLEOS
MEXICANOS

MARCO N° 2

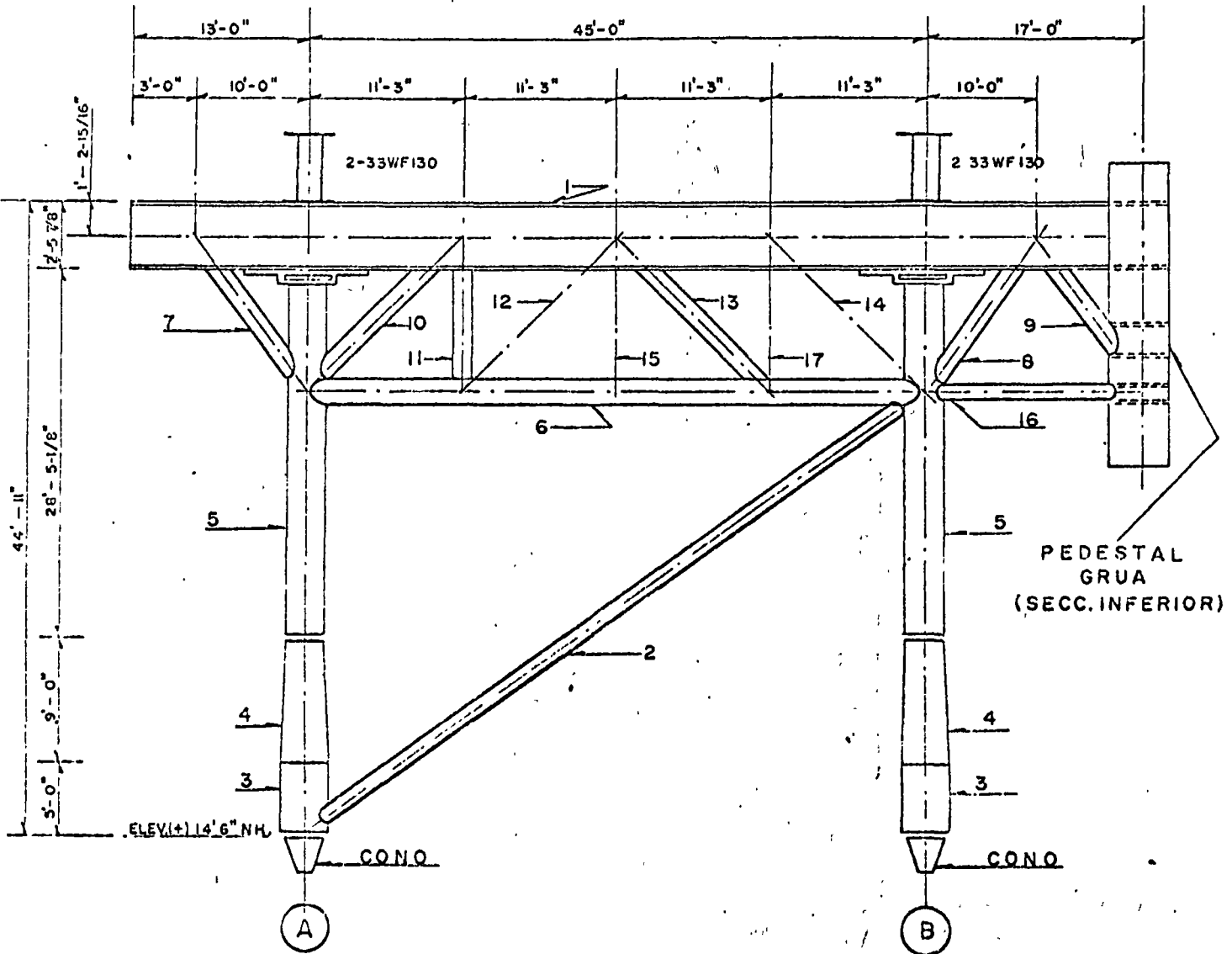
calculo

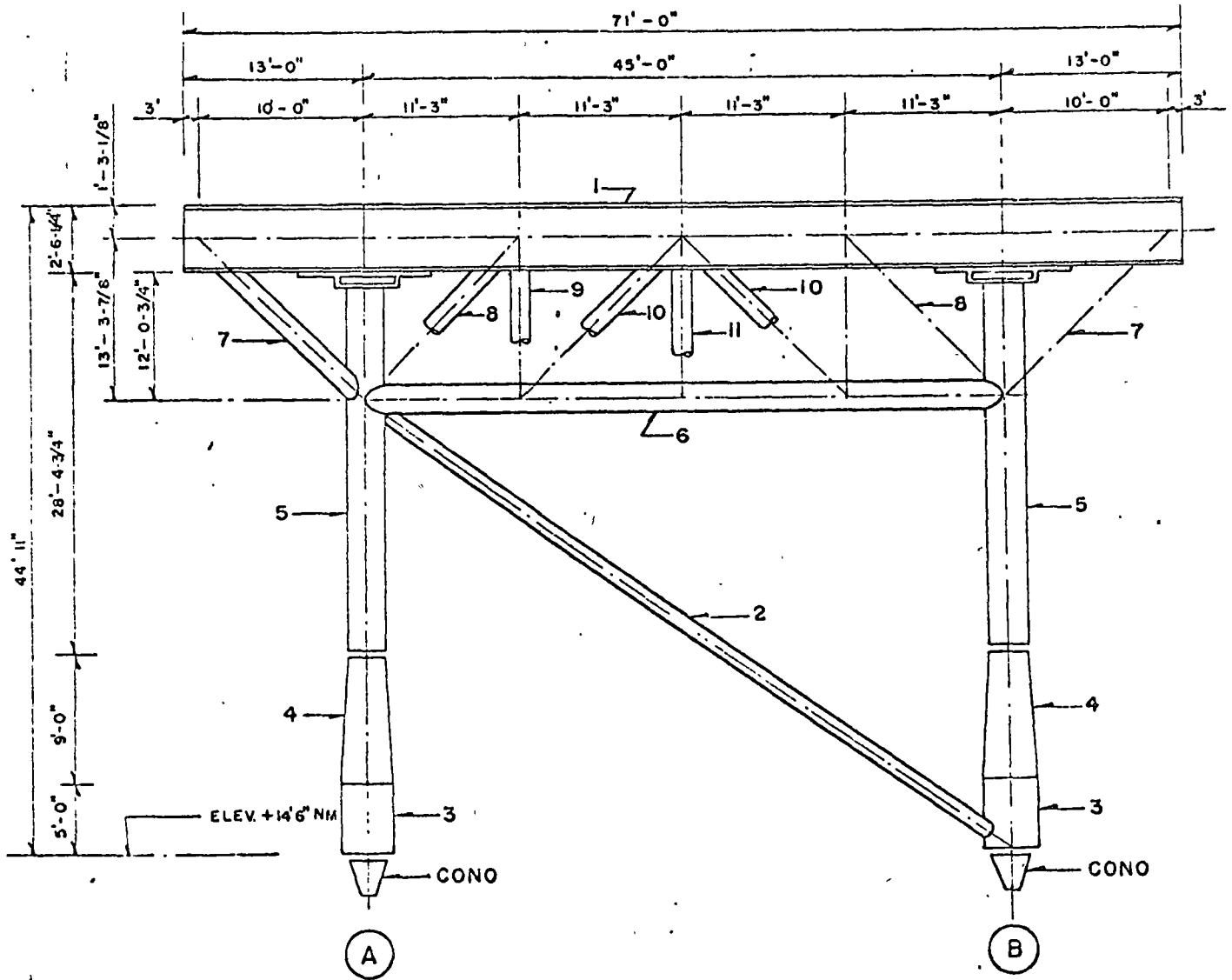
149

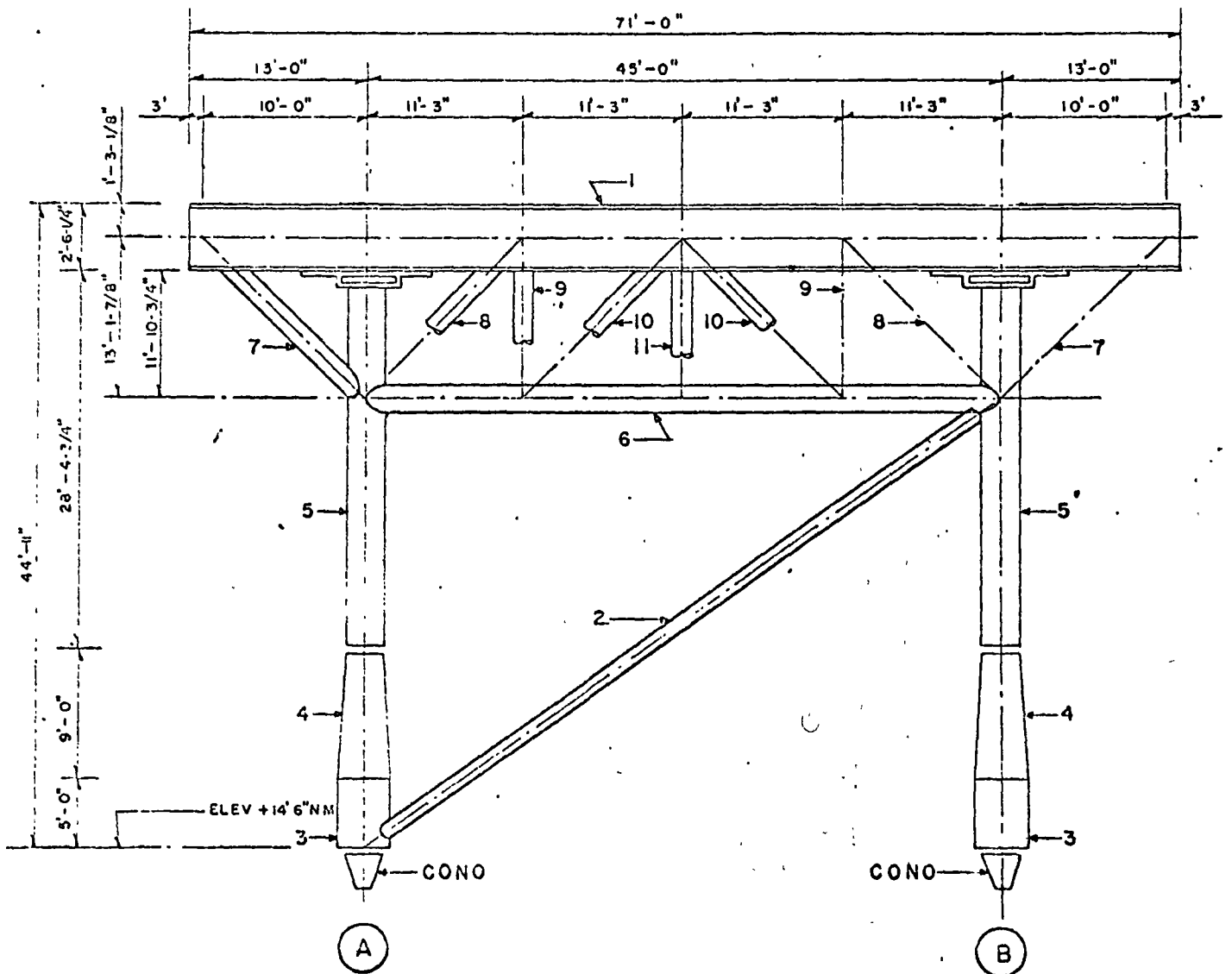
fecha

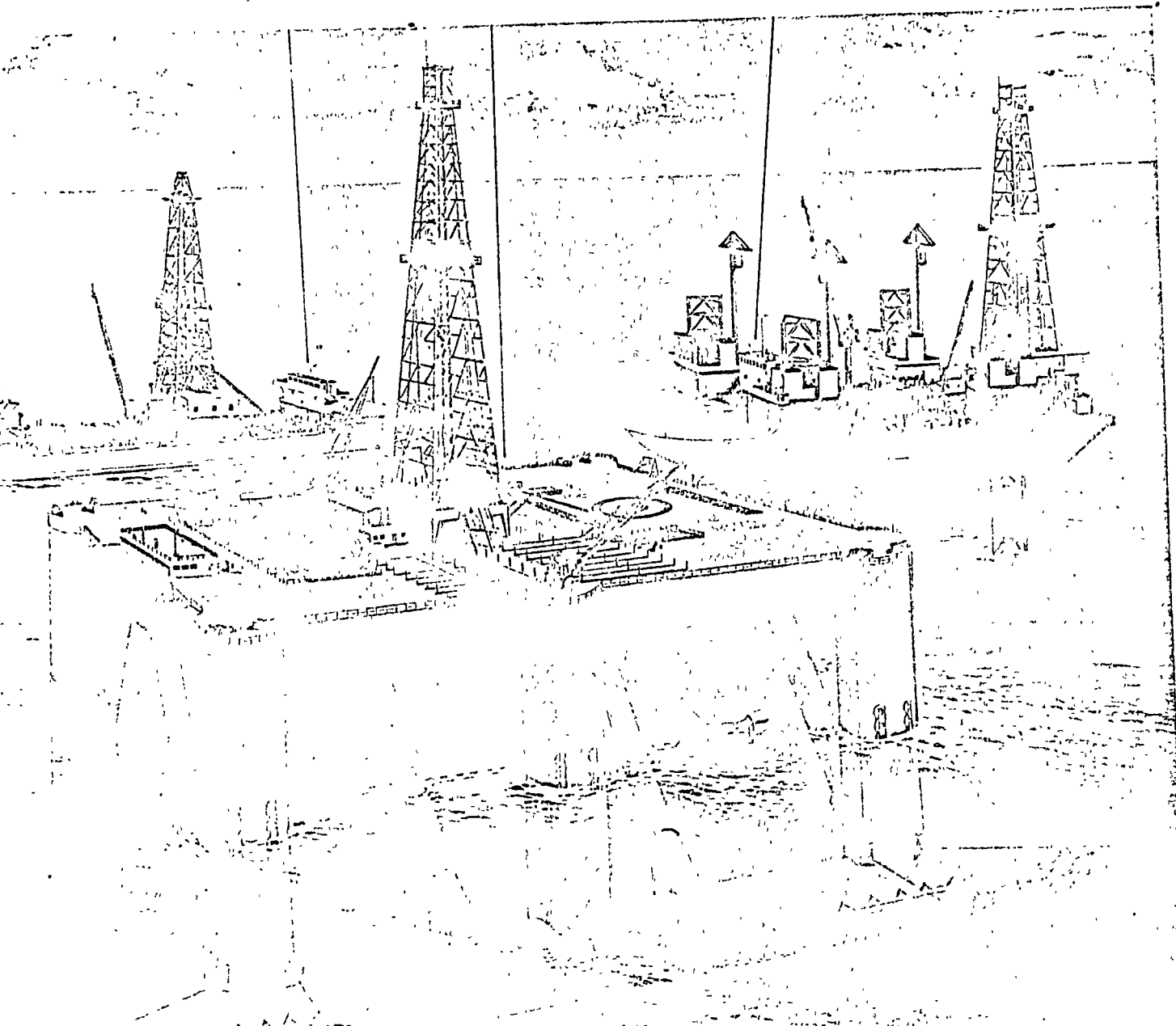
reviso

fecha



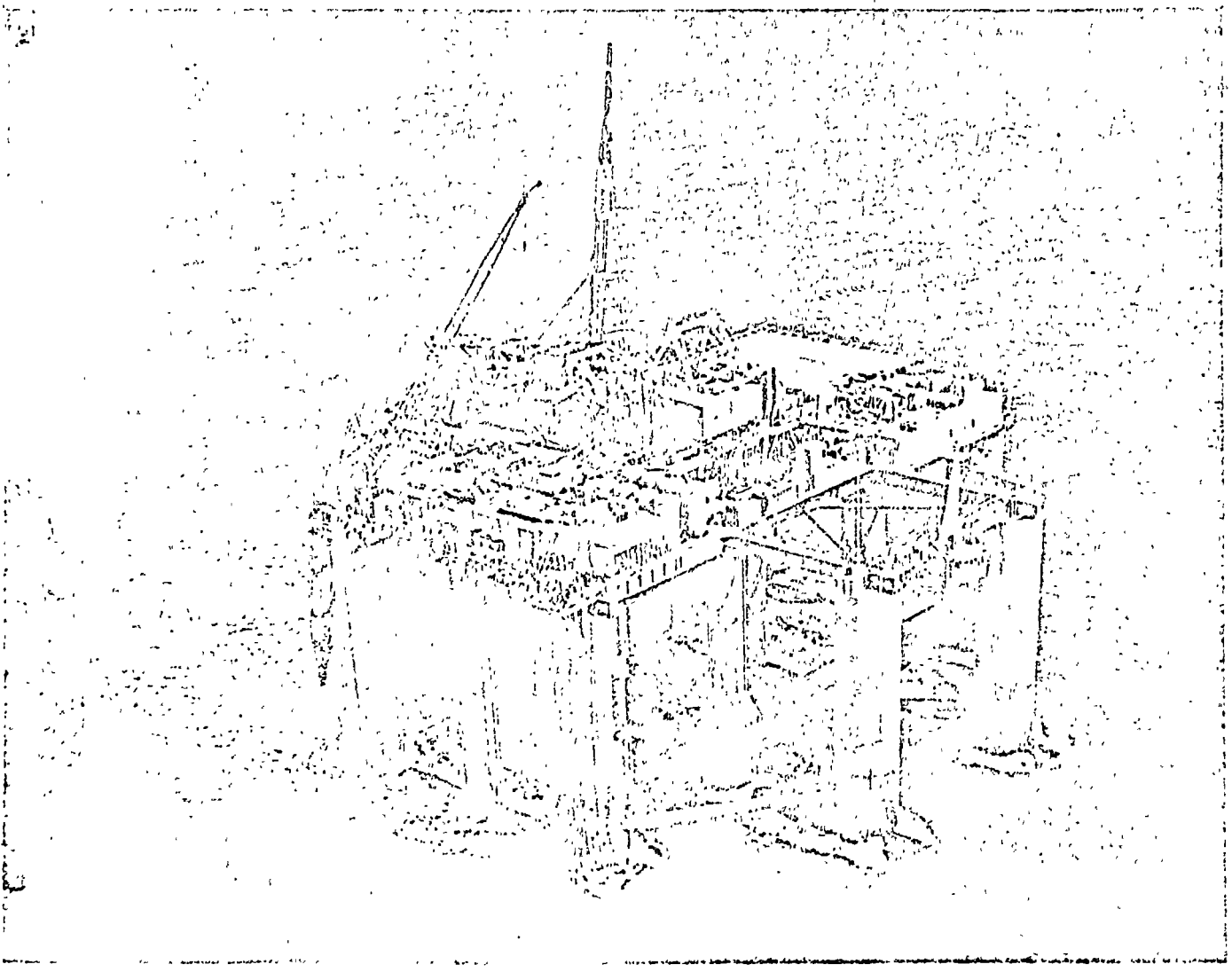






The Offshore Company
Incorporated in the State of New Jersey
2000 Broad Street, Newark, N.J. 07102

EQUIPOS PARA PERFORACION EN EL MAR



EQUIPO MOVIL DE PERFORACION

PERFORACION

De acuerdo con los resultados obtenidos por las unidades de explotación se fija el lugar más adecuado para instalar las plataformas de perforación para así iniciar la explotación del Yacimiento y según los resultados de producción se selecciona el diámetro de tubería más adecuado para transportar el aceite o gas a la costa.

Para llevar a cabo la perforación de un pozo se precisan tres operaciones fundamentales:

- a). - Debe rotar la columna de perforación y la barrena.
- b). - La barrena debe bajarse a medida que la formación que se perfora se saca bajo ella.
- c). - Los fragmentos cortados por los dientes deben ser acarreados a la superficie para permitir que la barrena siga penetrando la formación.

Estos tres sistemas "mecánico-hidráulicos" hacen posible llevar a cabo la perforación.

Para producir la rotación de la columna, el cuadrante se enrosca en la tira superior, calzando a través de un buje guiador que tiene su misma forma, alojado en la mesa rotatoria. Al girar ésta, gira la junta y con ella la columna de perforación y la barrena.

El centro de control del equipo se encuentra en el tambor del montacargas. Aquí trabaja el perforador al perforar el pozo. El tambor gira en su eje horizontal, desenrollando el cable de perforación. El cable pasa entre los bloques móviles y la corona del equipo y baja hasta el punto de anclaje. El

bloque móvil y la unión giratoria con el cuadrante pendiendo de él, descendiendo, permitiendo a la columna y a la barrena bajar lentamente. Este es el segundo paso en el proceso de perforar un pozo.

A medida que la barrena se baja rotando al mismo tiempo, va produciendo fragmentos "cincelados" de la formación. Es necesario sacar estos fragmentos fuera de su trayectoria en movimiento rotatorio y llevarlos a la superficie fuera del pozo. Este es el paso final de la operación y hay dos maneras de llevarlos a cabo.

El sistema de lodo se usa en casi la totalidad de los pozos. Este proceso cíclico se inicia en la bomba. El lodo de la bomba asciende por la tubería vertical que conduce a la manguera pasa por ella y desciende por el cuadrante a las barras de perforación y a los collares. Finalmente, llega a la barrena y sale por los orificios con una fuerza tremenda en el chorro, limpiando de este modo los fragmentos del fondo. Asciende nuevamente por el espacio anular hasta la superficie y pasa por la zaranda que separa los fragmentos, arrojándolos fuera. Desde aquí cruza por un desarenador, cayendo finalmente a un tanque de decantación, donde se decantan los sedimentos remanentes. De ahí pasa a los tanques de succión de la bomba donde se inicia un nuevo ciclo.

NOTA:

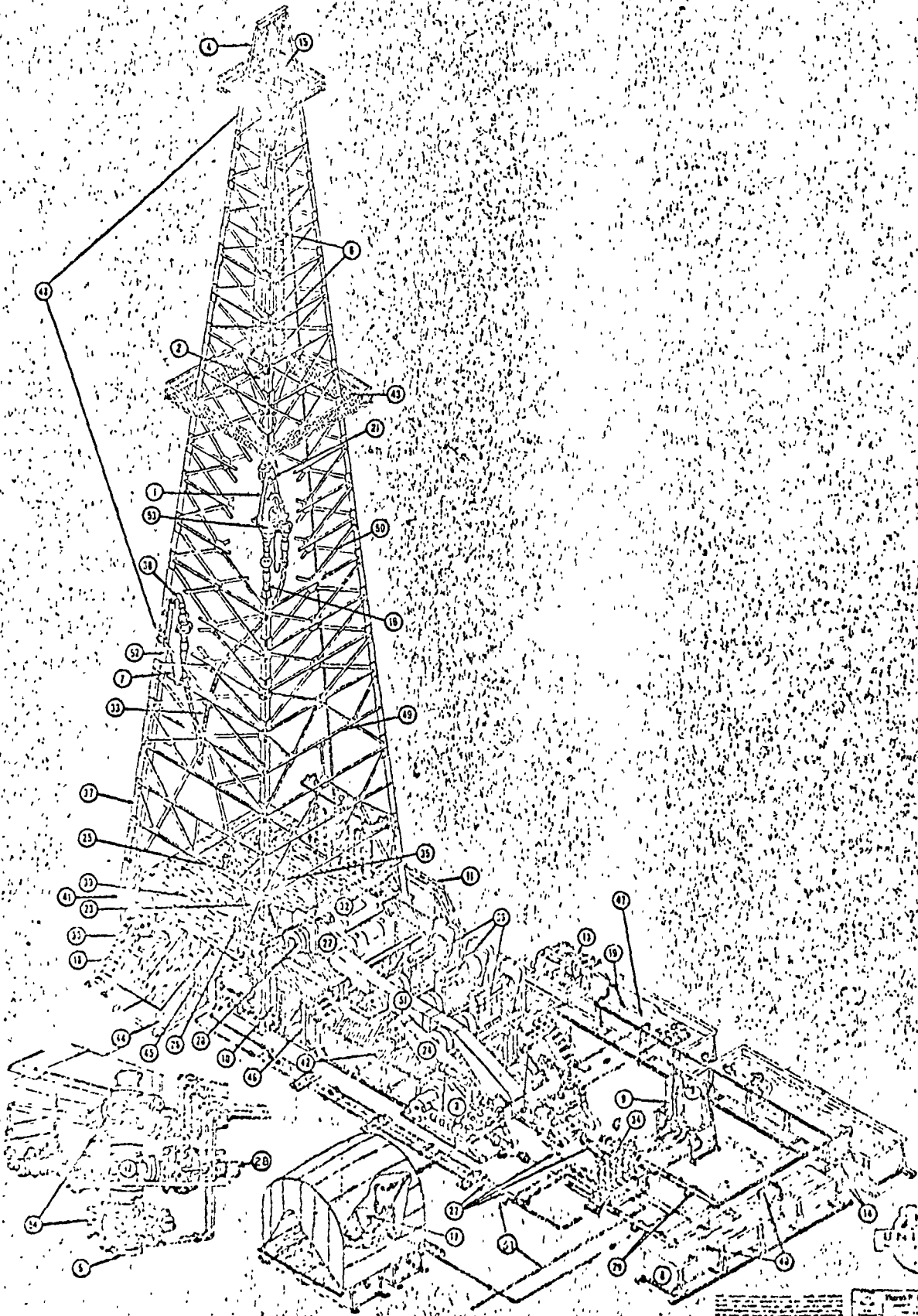
Ver en las cinco (5) hojas siguientes, la descripción general de un equipo para perforación de pozos petroleros.

FIGURA 3-1: EQUIPO CONVENCIONAL DE PERFORACION

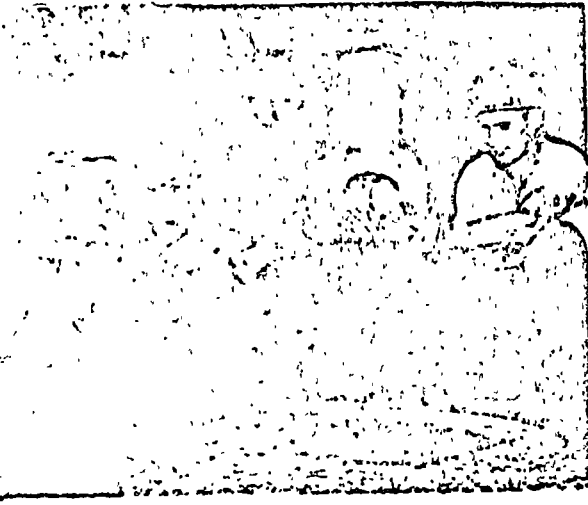
- | | |
|--|--|
| 1. Asa de Unión Giratoria | 31. Línea (Suministradora) de Suministro de Agua |
| 2. Bloque Viajero | 32. Malacate (Montacargas) |
| 3. Bomba de Lodo | 33. Manguera (del Cuadrante) de la Junta Kelly |
| 4. Burro de la Torre | 34. Manifold de la Línea de Lodo |
| 5. Cabeza de Tubería de Revestimiento | 35. Mesa Rotatoria |
| 6. Cable de Perforación | 36. Motores de Gas o Diesel |
| 7. Cadena de Seguridad de la Manguera | 37. Para de la Torre |
| 8. Tanque de Lodo, Succión de las Bombas | 38. Cuello de Ganso |
| 9. Cámara de Aire | 39. Piso de la Torre |
| 10. Cámara de Expansión | 40. Pistola de Barra Fija |
| 11. Canal de Retorno del Lodo | 41. Plancha de Base |
| 12. Carrete en Forma de Cruz | 42. Plataforma de los Motores |
| 13. Colador Vibratorio (Zaranda) | 43. Plataforma del Encuellador |
| 14. Conexiones del Tanque del Lodo | 44. Sub-estructura de la Rampa |
| 15. Corona | 45. Sub-estructura de la Torre |
| 16. Cuadrante (Junta Kelly) | 46. Sub-estructura del Montacargas (Malacate) |
| 17. Embudo para Mezclar Lodo | 47. Tanque de Asentamiento |
| 18. Escalera | 48. Torre de Perforación |
| 19. Escopeta de Lodo Movable | 49. Travesaños |
| 20. Freno Hidráulico (Hydromatic) | 50. Tirantes de la Torre |
| 21. Gancho | 51. Transmisión |
| 22. Guardacadenas | 52. Tubo de la Manguera |
| 23. Guardacadenas de la Mesa Rotatoria | 53. Unión Giratoria |
| 24. Guardacorreas | 54. Válvula de Seguridad |
| 25. Pozo Ratón (Para Armar y Desarmar Tubería) | |
| 26. Pozo Rata (Cuadrante) | |
| 27. Línea de Descarga de la Bomba | |
| 28. Línea de Retorno del Lodo | |
| 29. Línea de Succión | |
| 30. Línea Para Llenar el Pozo | |



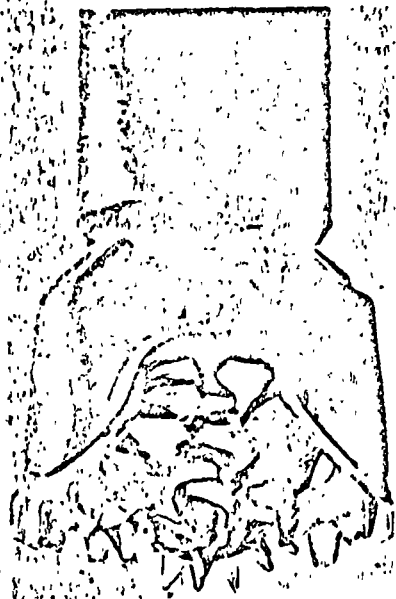
Ver siguiente hoja



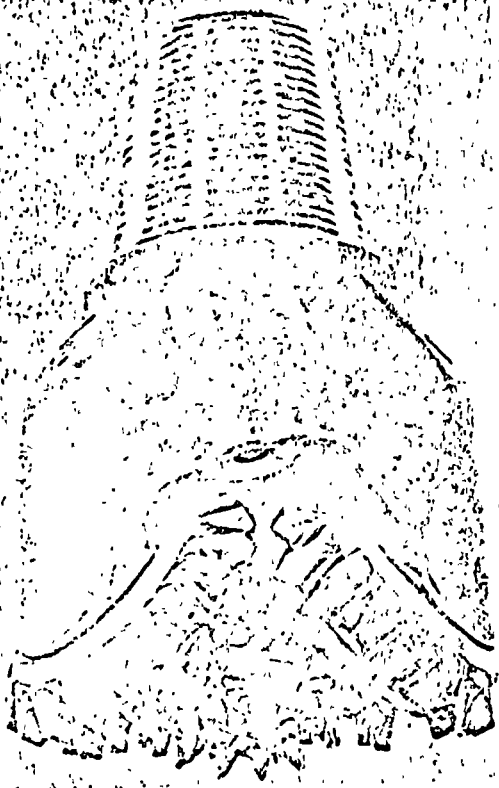
Part No.	Quantity	Notes
1	1	
2	1	
3	1	
4	1	
5	1	
6	1	
7	1	
8	1	
9	1	
10	1	
11	1	
12	1	
13	1	
14	1	
15	1	
16	1	
17	1	
18	1	
19	1	
20	1	
21	1	
22	1	
23	1	
24	1	
25	1	
26	1	
27	1	
28	1	
29	1	
30	1	



Sacando la barrena del pozo después de haber perforado.



Barrena de roca tipo convencional. Los conos cortadores o fresas giran libres en el cuerpo de la barrena.

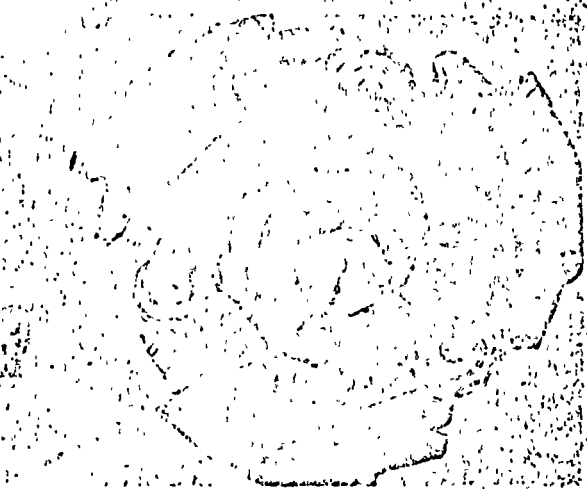


Barrena de roca tipo chorro. Las toberas dirigen el fluido al fondo del pozo, a alta velocidad.

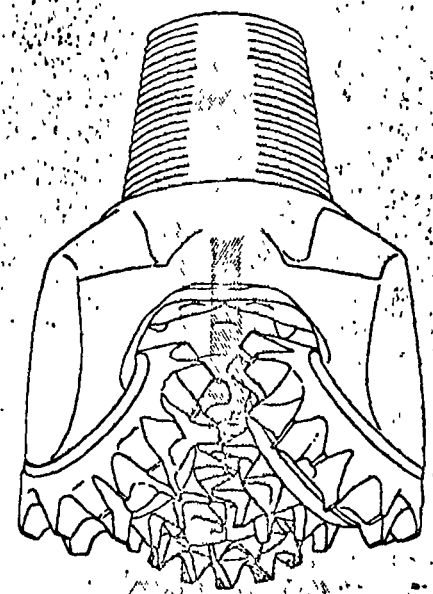


Barrena cola de pescado. Las paletas están fijadas al cuerpo y giran con la misma velocidad de la columna de perforación. Se usan para iniciar el pozo y en formaciones blandas.

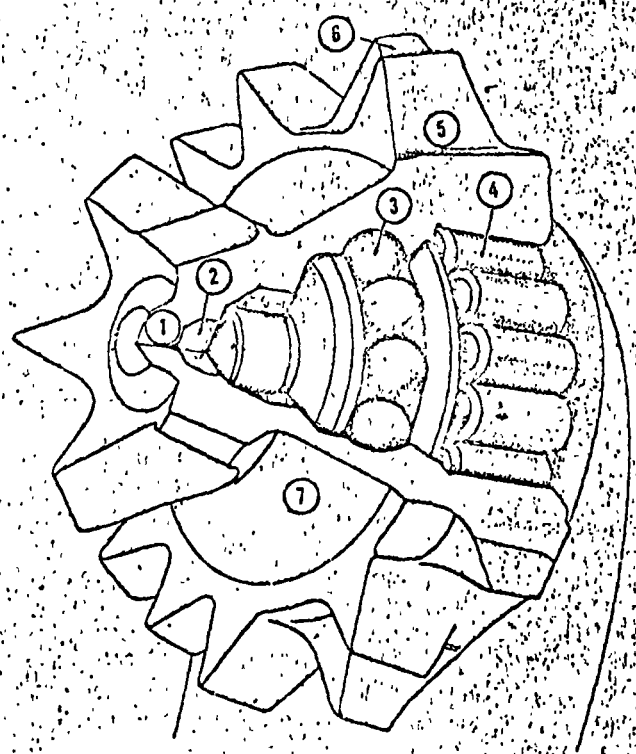
FIGURA 3-2: TIPOS DE BARRENAS MODERNAS



Disposición de las Toberas en una Barrena de Chorro.

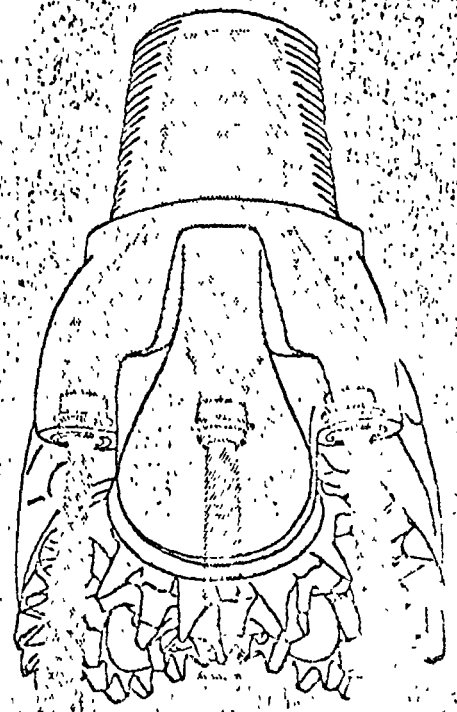


Curso Convencional - Está diseñado para dirigir el fluido al diente. Barrenas de este tipo se usan con bombas de menor tamaño, donde no se requiere alta velocidad del fluido.



Montaje del cono cortador en la pata de la barrena.

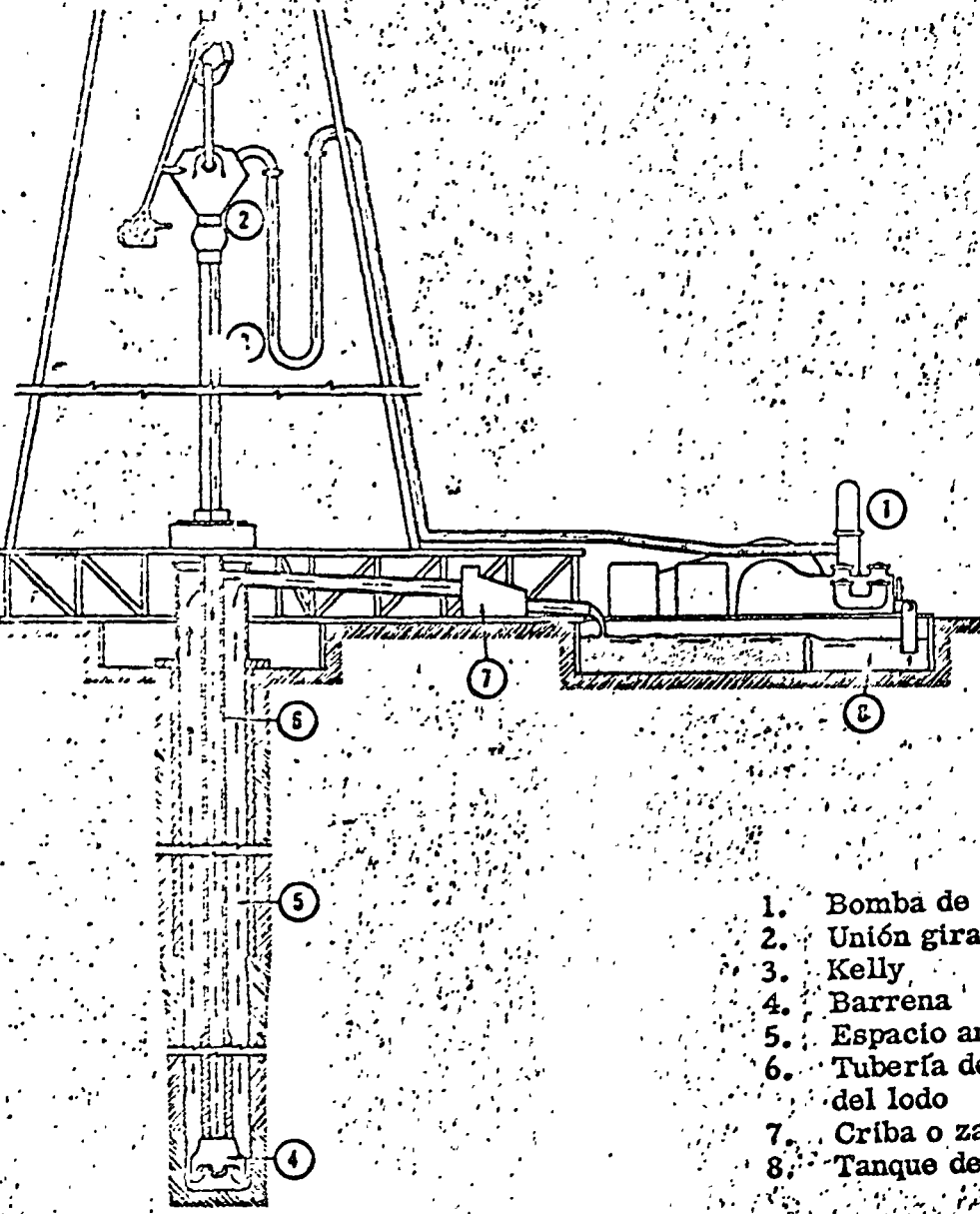
- 1. Pata
- 2. Nariz del cortador
- 3. Rodamiento de bolas
- 4. Rodamiento de rodillos
- 5. Valle del diente
- 6. Cresta del diente
- 7. Surcos



Curso de Chorro - Barrenas de este tipo se usan con bombas de alta capacidad. Toberas resistentes a la erosión dirigen la corriente al fondo con una alta velocidad en forma de chorro.

FIGURA 3-3: DETALLES DE CONSTRUCCION DE LA BARRENA

FIGURA 3-23: ESQUEMA DEL SISTEMA DE LODO



- 1. Bomba de lodo
- 2. Unión giratoria
- 3. Kelly
- 4. Barrena
- 5. Espacio anular, ascenso de lodo
- 6. Tubería de perforación, descenso del lodo
- 7. Criba o zaranda
- 8. Tanque de succión

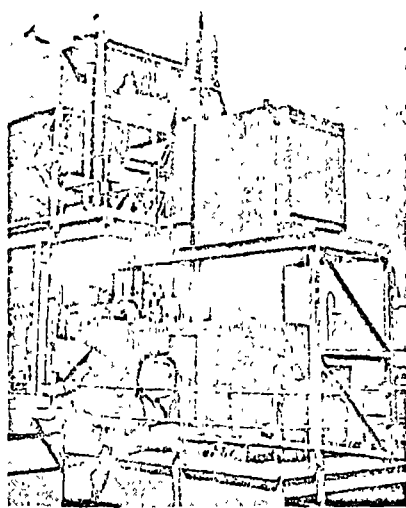


FIGURA 3-24: TANQUES DE LODO

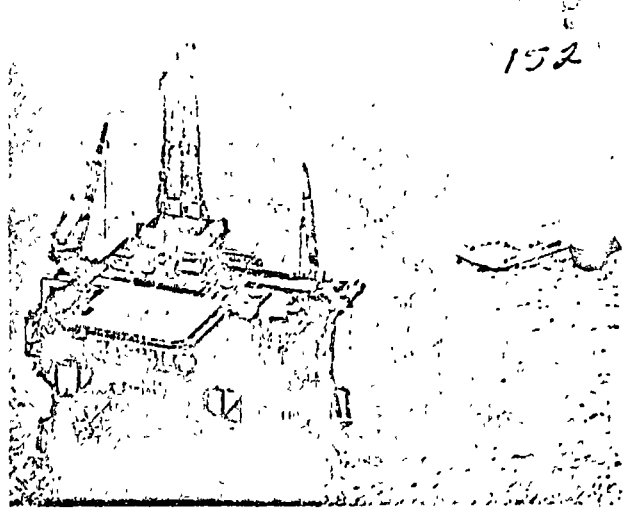
Succión de las bombas y bombas del lodo.



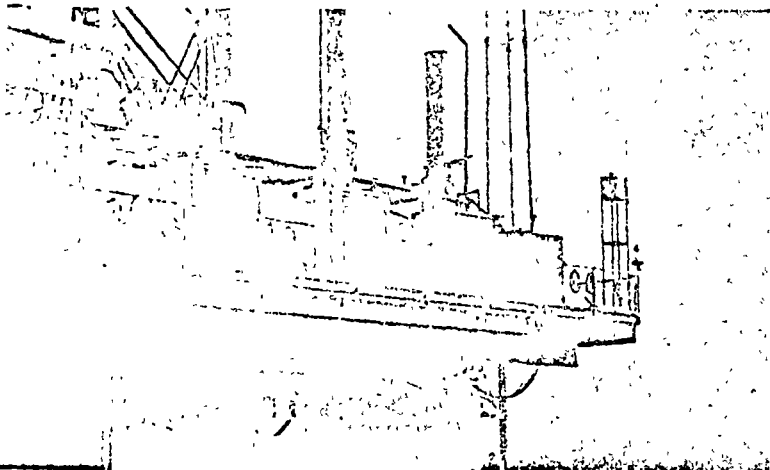
LOUISIANA



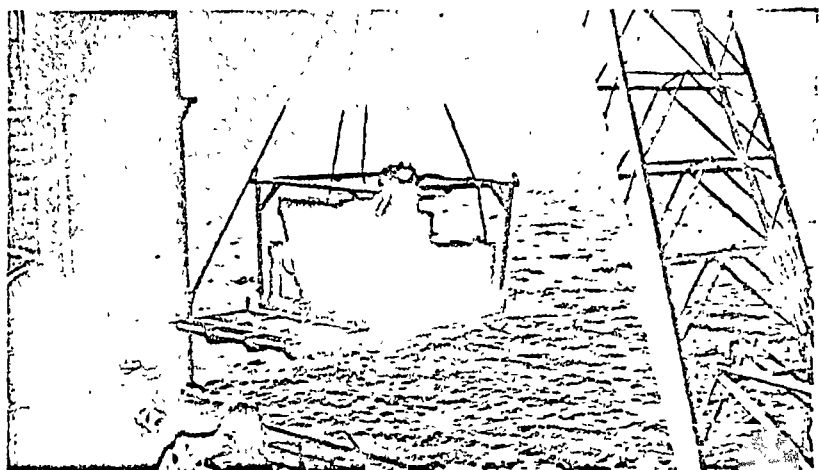
CALIFORNIA



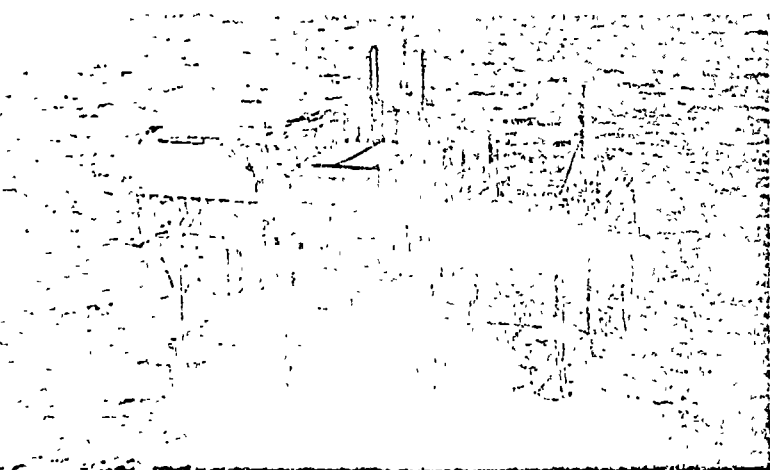
AUSTRALIA



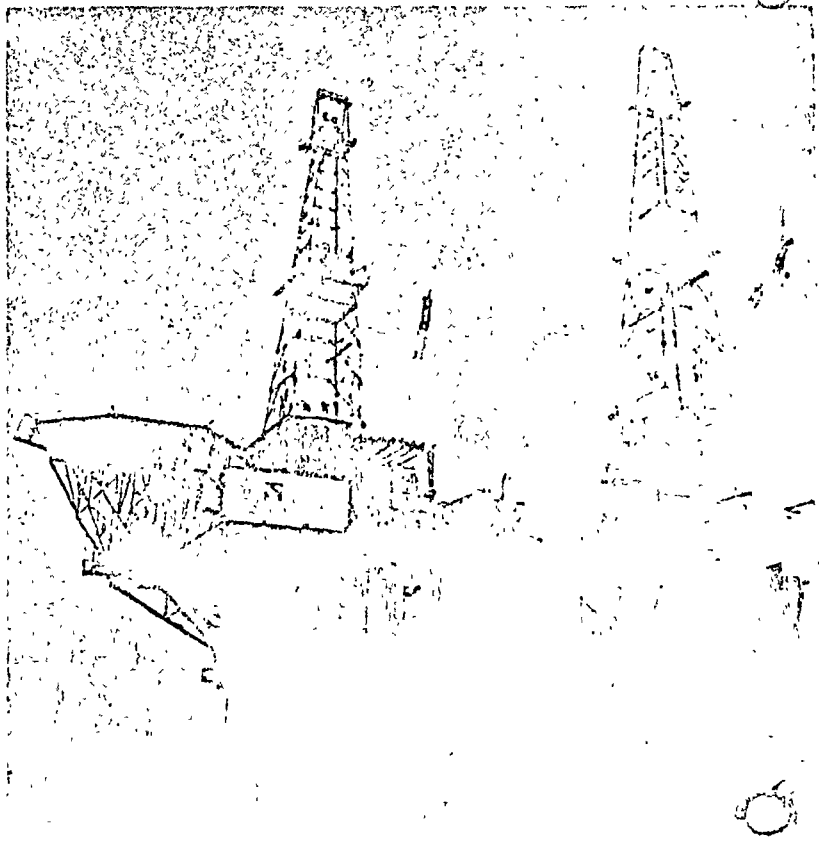
ARABIAN GULF



NORTH SEA



GULF OF MEXICO



EVALUACION DE PROYECTOS PORTUARIOS

Ing. Guillermo Interiano Moyano

EVALUACION DE PROYECTOS PORTUARIOS

Ing. Guillermo Interiano Moyano

I. INTRODUCCION

A. CONSIDERACIONES GENERALES

El desenvolvimiento de un país como México requiere, al mismo tiempo que la estructuración de planes a nivel nacional que determinan la estrategia general del crecimiento, el planteamiento e integración de planes y proyectos específicos a nivel de sectores y subsectores de la actividad económica.

Es en este último campo en donde la evaluación, o más generalmente el análisis beneficio-costos, tiene su aplicación para resolver las cuestiones tácticas que la planeación a nivel agregado no contempla.

La evaluación de proyectos de inversión es un proceso que tiene como fin determinar tres aspectos críticos de decisión: a) realizar o no realizar un proyecto, b) de qué manera llevarlo a cabo, y c) cuándo emprenderlo.

Para poder responder a estas interrogantes se requiere, primeramente, establecer un marco formal integrado por los conceptos básicos necesari-

para apoyar el procedimiento metodológico y, en segundo lugar, estructurar este último mediante un conjunto de herramientas que permitan la selección final de los proyectos, su jerarquización y su programación.

Aún cuando el propósito de esta exposición no es desarrollar la teoría de la evaluación, sino más bien su aspecto práctico aplicado a los proyectos portuarios, conviene hacer referencia, aunque breve, al marco teórico que sirve de base a las técnicas aplicables al análisis beneficio-costos.

B. OBJETIVOS DE LA EVALUACION DE INVERSIONES

Es común señalar, cuando se habla de planeación de inversiones, que el objetivo fundamental del desarrollo es incrementar el bienestar nacional, mediante la selección de aquellos proyectos de inversión cuyos beneficios sean mayores que sus costos. Esta proposición, aunque válida desde un punto de vista intuitivo y general, resulta demasiado difusa para servir de punto de partida en la estructuración de criterios cuantitativos de evaluación.

Para resolver este problema se ha sugerido que el bienestar nacional se mida en función del ingreso nacional; esto es, un proyecto es tanto más deseable cuanto más contribuya al ingreso nacional. Desafortunadamente, esta identificación del objetivo del bienestar nacional con el del ingreso tiene implicaciones negativas, tales como el no considerar a qué grupos beneficia y cuáles pagan el costo del incremento del ingreso nacional que induce un proyecto determinado. Además, por el hecho de que la me-

dición del ingreso está íntimamente ligada a los precios del mercado, la consecución de este objetivo puede conducir a desviaciones del objetivo más amplio de contribuir al bienestar nacional. Un ejemplo aclarará lo asentado en el párrafo anterior: consideremos dos proyectos de desarrollo de puertos pesqueros; el primero de ellos permitirá hacer llegar a sectores amplios de la población productos a bajo precio y, el segundo pretende explotar cantidades relativamente reducidas de un recurso que tiene un alto precio en el mercado que será consumido por un sector reducido de la población. Intuitivamente sabemos que el primer proyecto contribuirá más al bienestar nacional que el segundo; sin embargo, puede darse el caso, y con no poca frecuencia, que este último contribuya más al ingreso global nacional, en términos monetarios.

En consideración a todos estos problemas, se ha llegado a proponer que la evaluación de proyectos (análisis beneficio-costos) contemple, como objetivos fundamentales del desarrollo, los siguientes:

1. Incrementar la eficiencia económica

La consecución de este objetivo implica que los recursos producidos por un proyecto sean mayores que los que consume, ambos parámetros medidos a lo largo de la duración del proyecto.

La medición de los parámetros presenta algunas dificultades que examinaremos más adelante; sin embargo, ha sido posible resolverlas en medida

aceptable, de tal modo que el objetivo de la eficiencia económica sigue siendo válido dentro del marco del desarrollo.

Los economistas identifican el objetivo de la eficiencia económica como el de la maximización del tamaño de la "torta económica". Esto es, en un proyecto o conjunto de proyectos se logra el óptimo cuando con un determinado nivel de recursos consumidos se alcanza el máximo de recursos producidos; o también, se obtiene el óptimo cuando se produce un determinado nivel de recursos con el mínimo de consumos.

2. Redistribuir la "torta económica"

El establecimiento de este objetivo permite resolver el problema del reparto de la "torta económica", principalmente de los incrementos derivados del crecimiento, encauzándolos a grupos y regiones de bajos ingresos, para lograr una mayor igualdad.

Al mismo tiempo que este objetivo hace explícito el deseo de la sociedad de alcanzar una mayor igualdad entre sus miembros, proporciona un método directo y enteramente racional para hacer la repartición.

Algunos economistas e instituciones internacionales de crédito sostienen que la redistribución no es un objetivo que deba tomarse en cuenta explícitamente en la evaluación de proyectos, sino que lo básico es lograr la maximización de la "torta económica" y que el método de repartición es algo que puede lograrse por otros medios, como son las políticas fiscales

y de precios. Sin embargo, estas políticas por su falta de flexibilidad, pueden conducir a situaciones de hecho que no permitan la consecución del objetivo de redistribución; tal caso se presenta, por ejemplo, cuando por cuestiones políticas resulta sumamente difícil aumentar los impuestos a determinado sector beneficiado con un proyecto y, en muchas ocasiones prácticamente imposible, derivar tales impuestos en forma de subsidios, a los grupos no beneficiados directamente. Además, con las políticas fiscales y de precios de ninguna manera se asegura la maximización de los beneficios económicos, ya que cualquier desviación de los precios conduce a una mala asignación de recursos y los impuestos y subsidios pueden distorsionar los incentivos y por lo tanto reducir el tamaño de la "torta económica".

La conclusión inmediata de lo anteriormente asentado es que en la evaluación de proyectos resulta conveniente considerar la redistribución como un objetivo, independientemente de que a nivel de planeación general puede recurrirse a las políticas fiscales y de precios para complementar o sustituir este método directo de redistribución.

3. Promover la autosuficiencia nacional

La autosuficiencia para un país en desarrollo puede significar principalmente dos cosas: la primera, el equilibrio entre el valor de las exportaciones y el de las importaciones, incluyendo las de capitales financieros y, la segunda, autarquía, es decir, independencia económica en el sentido de desligarse de las vicisitudes del comercio exterior.

Para las condiciones de nuestro país, es de pensarse que el objetivo de autosuficiencia explicado en función del equilibrio entre exportaciones e importaciones es más aceptable y racional, ya que la autarquía implica sustituir importaciones, pero no promover exportaciones.

4. Satisfacer necesidades sobrevaloradas por el gobierno

Tanto el objetivo de la eficiencia económica como el de la redistribución de los beneficios económicos presuponen lo que se denomina "soberanía del consumidor"; esto es, que el valor que los individuos integrantes de la sociedad dan a la producción de diferentes proyectos constituye la base adecuada para establecer las comparaciones. No obstante, por diversas razones, el gobierno puede fijar, por encima de las preferencias del mercado, modalidades de consumo políticamente determinadas. Tal sucede, por ejemplo, cuando el gobierno decide invertir en proyectos de producción de alimentos proteínicos, como el pescado, con el propósito de mejorar la dieta, sin considerar que el mercado pudiera demandar, en condiciones normales, cantidades menores que las que se pretende producir. Otro ejemplo son los programas masivos de introducción de agua potable a las comunidades rurales, para evitar las enfermedades hídricas y parasitarias, en los casos en que las poblaciones son indiferentes y aún contrarias a este beneficio.

Es conveniente señalar aquí que puede cuestionarse, no sin fundamento, el que se considere como un objetivo de la planeación la satisfacción de ne

cesidades cuyos patrones de consumo se fijan políticamente, sobre todo en términos de la libertad de elección de los individuos. Sin embargo, existe también razones éticas que limitan la "soberanía del consumidor" para que se extienda, por ejemplo, a favorecer la desnutrición y la enfermedad en contra de la buena alimentación y la salud. Por ello, con todas las reservas del caso, se considera que la satisfacción de necesidades sobrevaloradas por el gobierno es un objetivo valedero del desarrollo.

El conjunto de objetivos planteados no es, en manera alguna, exhaustivo; sin embargo es oportuno señalar en este punto, que muchos aspectos que en los esquemas de planeación son considerados como objetivos, no son sino medios para lograr estos últimos; tal sucede, por ejemplo, en el caso del incremento del empleo, que bien analizado es solamente uno de los medios para lograr el objetivo de la redistribución.

La pluralidad de objetivos, de conformidad con el esquema planteado, requiere que se establezca, cuantitativamente, la importancia relativa de cada uno de ellos, para estar en posibilidad de maximizar la contribución total de un proyecto, en función de la suma pesada de sus contribuciones particulares a cada uno de los objetivos.

Finalmente conviene hacer notar que aun cuando el marco teórico de la multiplicidad de objetivos es sumamente atrayente desde el punto de vista de la racionalización de la planeación, el hecho de requerir de una manifestación explícita y cuantitativa de la importancia relativa de los objeti-

vos por parte de los encargados de fijar las políticas, constituye el principal obstáculo para su instrumentación práctica, de tal modo que su aplicación, hasta donde se tiene noticia, no ha sido posible.

C. EL PAPEL DE LA PLANEACION

Para que la evaluación de proyectos pueda cumplir con su cometido en forma eficiente, se requieren dos pasos precisos muy importantes: la planeación a nivel nacional, para determinar las necesidades globales de producción en el sector económico de que se trate y evaluarlas en relación con los requerimientos de otros sectores, y la planeación a nivel sectorial, con el objeto de establecer prioridades dentro del sector y el papel que cada subsector debe cumplir, así como las prioridades entre los subsectores.

La planeación a nivel nacional, en el caso de los puertos, debe fijar, por ejemplo, la demanda total de servicios portuarios que requiere el país, a la luz de los objetivos mencionados en el apartado anterior y evaluarla, tomando en cuenta las necesidades de producción, consumo, inversión, etc. Estas evaluaciones no son muy precisas, sino más bien de carácter cualitativo, pero permiten detectar algunas desviaciones de planes que han dado mucho énfasis a sectores poco productivos en detrimento de otros con amplias perspectivas de producción. Esto ha sucedido con el sector de transportes en muchos países en desarrollo que le han dado importancia por encima de la producción agropecuaria y pesquera, dejando de lado proyectos en estos últimos sectores, cuya prioridad económica habría sido mayor.

Por su parte, la planeación sectorial permite, por ejemplo en el aspecto que estamos tratando, establecer la prioridad del sector portuario en relación con los otros modos de transporte. El proceso de planeación sectorial para que cumpla su propósito debe ser revisado constantemente a la luz de la evaluación de los proyectos específicos que integran el programa resultante.

La planeación nacional y sectorial permiten, al propio tiempo que hacer mínimo el riesgo de la mala asignación de recursos, disminuir el número de alternativas que deberán analizarse a nivel de proyecto.

D. DEFINICION Y SUBDIVISION DE PROYECTOS

Hasta ahora hemos venido haciendo referencia al término proyecto sin que hayamos definido, en forma precisa, su significado. Para los efectos de evaluación, un proyecto es la inversión mínima económica y técnicamente realizable. Por ejemplo, un puerto para carga general y cereales no es un solo proyecto sino dos: la instalación para carga general y la de cereales. Si la operación abarca el almacenamiento de cereales por largo tiempo, se añade un tercer proyecto a los dos anteriores.

Esta separación no implica que deje de haber influencia mutua entre los proyectos identificados como separables, la cual deberá tomarse en cuenta en la evaluación, sino que permite el análisis particular de cada uno de éstos a fin de evitar que en el análisis global los altos beneficios de un proyecto encubran los insuficientes de otro. Siguiendo con el ejemplo plantea-

do, puede suceder que la evaluación conjunta dé un resultado favorable para el proyecto así considerado, pero que, al evaluar separadamente el muelle de cereales y el de carga general, resulte que este último no rinde beneficios suficientes para hacer atractiva su implantación, en cuyo caso convendrá considerar otra ruta alternativa para el movimiento. La situación descrita solamente es detectable si se analizan separadamente los dos proyectos.

E. LA IMPORTANCIA DE LOS PRECIOS

La medición y comparación de los beneficios y costos de un proyecto, en función del objetivo de la eficiencia económica, que será el que trataremos aquí más detalladamente, implica el uso de un común denominador que es el dinero. Esto representa un problema, puesto que los precios del mercado no reflejan el valor económico de los costos y beneficios, ya que en la mayoría de los sectores económicos no prevalece una situación de competencia aceptable.

Lo anteriormente señalado es particularmente cierto en los países en desarrollo, donde existen muchas situaciones de subsidización de los insumos de la producción y de fijación de precios por conveniencias sociales, como es el caso de los fletes ferroviarios y de los salarios mínimos zonales, cuyos niveles no están fijados en función de los costos económicos sino por otras consideraciones.

No obstante estas dificultades, el medio más expedito para comparar costos y beneficios, en relación con la eficiencia económica, es el dinero, utilizando los llamados precios de sombra o precios de venta para corregir las desviaciones que hemos mencionado. Más adelante explicaremos el concepto de los precios de sombra.

F. OTROS ASPECTOS DE LA EVALUACION

La evaluación de un proyecto comprende aspectos de ingeniería, administrativos, financieros y económicos, en el caso del sector portuario.

Los aspectos de ingeniería tienen que ver primordialmente con el proceso técnico de construcción y con la operación del proyecto una vez que éste ha sido terminado, así como con la estimación de los costos de construcción y de operación. La evaluación administrativa comprende una multitud de asuntos relacionados con los problemas administrativos y de personal que involucra la construcción y la operación del proyecto.

El propósito del análisis financiero es determinar si la empresa (o cualquier otra forma de organización) encargada de manejar el proyecto será viable financieramente; esto es, si será capaz de hacer frente a sus obligaciones financieras, de producir un rendimiento razonable sobre el capital invertido y, en algunos casos, contribuir con las ganancias a las inversiones futuras que se requieran. El análisis financiero se enfoca a los costos e ingresos de la empresa que normalmente se presentan en los estados de pérdidas y ganancias y de flujo de efectivo y en los balances.

El propósito básico de la evaluación económica de un proyecto, en función del objetivo de la eficiencia, es medir sus costos y beneficios, desde el punto de vista del país en su conjunto, con el propósito de determinar si sus beneficios netos (beneficios menos costos) son cuando menos iguales a los que podrían obtenerse en otras oportunidades marginales de inversión.

Por las razones que más adelante expondremos, los costos y beneficios económicos pueden diferir, en forma sustancial, de los costos e ingresos de la empresa que opere el proyecto.

Como es fácil suponer, los cuatro aspectos mencionados están íntimamente relacionados entre sí, por lo cual cualquier falla en el análisis de uno de ellos es muy probable que conduzca a una mala evaluación y, en consecuencia, a una mala asignación de recursos.

II. COSTOS

A. LOS COSTOS EN FUNCION DE LOS OBJETIVOS

El significado de los costos, así como el de los beneficios, varía en función del objetivo. Los costos miden la contribución que hacen al proyecto otras actividades que éste desplaza en otra parte de la economía.

En estas condiciones, en una economía de competencia perfecta, los desembolsos monetarios que implica el proyecto miden los costos correspondientes al objetivo de la eficiencia económica. Sin embargo, todos sabemos que el supuesto de la competencia perfecta raramente se verifica en la práctica, por lo cual es necesario hacer ajustes mediante los precios de sombra a que haremos referencia en el siguiente apartado.

Los costos con respecto al objetivo de la redistribución se miden en función de los sacrificios monetarios que realizan en la ejecución y operación del proyecto los grupos o regiones a las cuales se dirige la política de redistribución.

En cuanto al objetivo de la autosuficiencia, los costos de un proyecto están representados por las cantidades de moneda extranjera que requieran su construcción y operación.

Los costos en relación con el objetivo de satisfacer las necesidades sobre valoradas por el gobierno solamente existen si el proyecto implica una disminución en el nivel de satisfacción de la necesidad sobrevalorada de que se trate, con el fin de lograr la meta fijada para la realización del objetivo.

Hemos mencionado, muy brevemente, la forma de considerar los costos en función de los objetivos, con el fin de mantener el marco teórico a que se hizo referencia en la introducción, pero en lo que sigue solamente discutiremos, en forma más detallada, los costos económicos; esto es, los relativos al objetivo de la eficiencia.

B. EL USO DE LOS PRECIOS DE SOMBRA

La medición de los costos económicos de un proyecto es más simple que la medición de sus beneficios de la misma naturaleza, ya que generalmente se limita a efectuar ajustes a los gastos monetarios incurridos, para que estos reflejen los costos económicos reales. Generalmente son cuatro los renglones de costo de un proyecto a los cuales se deben hacer ajustes mediante el uso de los precios de sombra: el contenido de importación, los impuestos, los salarios y el interés o costo del capital.

1. Contenido de importación

Los ajustes correspondientes al contenido de importación de un proyecto deben realizarse debido a que los tipos oficiales de cambio, especialmente de los países en desarrollo, no reflejan el valor de escasez de las divisas ex-

tranjeras, como resultado de lo cual el costo de las importaciones se mantiene artificialmente bajo y la demanda crece. En estas condiciones se hace necesario emplear otras herramientas de medición para mantener en equilibrio la oferta y la demanda de divisas.

La determinación del precio de sombra del contenido de importación se lleva a cabo incrementando por un factor la tasa oficial de cambio; por ejemplo, algunas instituciones internacionales de crédito sugieren que en los países en desarrollo se use un factor de 1.75 para obtener el precio de sombra del contenido importado de los proyectos a partir del tipo oficial de cambio. Hasta donde llega nuestro conocimiento, en nuestro país se han hecho pocos esfuerzos para determinar el precio de sombra de las importaciones en proyectos de inversión; sin embargo, puede dar una idea, por ejemplo, el hecho de que cuando hemos exportado maíz que se ha pagado a 900 pesos la tonelada, sólo recibimos 600 pesos de la venta del exterior; esto es, pagamos 1.5 veces el valor de lo que recibimos.

Cuando, como el caso de México, podemos conocer solamente el rango de variación, lo aconsejable es evaluar el proyecto a diferentes precios de sombra y ver si la conclusión de la evaluación cambia con el uso de diversos tipos de cambio.

La aplicación de los precios de sombra debe hacerse no sólo al costo de los elementos del proyecto comprados directamente en el exterior, sino también a la componente extranjera de los insumos obtenidos localmente, ta-

les como los combustibles y la maquinaria utilizada en la construcción de las obras. Si el proyecto implica ingresos en moneda extranjera, se requerirá también hacerles el mismo tipo de ajustes que a los costos.

2. Impuestos

Los impuestos no son un costo económico para el país en su conjunto, sino solamente para aquellos individuos que los pagan; esto se puede ver claramente si pensamos que un incremento en los impuestos de un insumo cualquiera, como los combustibles por ejemplo, no significa que para producir un volumen dado de éstos se estén consumiendo más recursos económicos y que resulten más caros. En consecuencia, para obtener los costos reales de un proyecto deben excluirse los impuestos mercantiles, el pago de licencias, los derechos de importación y todos aquellos gastos que signifiquen una transferencia económica.

3. Los salarios

En México, como en muchos otros países, la legislación sobre el salario mínimo y otras reglamentaciones y situaciones de inflexibilidad dan como resultado que los salarios efectivamente pagados no reflejan el costo real del factor trabajo. Esto es particularmente cierto en aquellas regiones que padecen desempleo o subempleo, en las cuales el costo de la mano de obra no calificada debe calcularse a una cuota menor que el salario efectivamente pagado. Por el contrario, el costo de la mano de obra calificada puede ser mayor que el salario pagado.

La determinación de los precios de sombra de los salarios debe hacerse con sumo cuidado, investigando las condiciones de empleo en la zona en que vaya a estar ubicado el proyecto. Como ha sido demostrado en diversos estudios, el desempleo agrícola, por ejemplo, es altamente estacional, de tal modo que el movimiento de la mano de obra de este sector hacia trabajos de construcción puede interferir muy seriamente con las operaciones de cultivo, a menos que se tomen medidas para sincronizar ambas actividades, lo cual resulta difícil y puede conducir a demoras indebidas en la terminación del proyecto. En este caso el uso de los precios de sombra de los salarios no estaría justificado. Por otra parte, debido a la baja movilidad de la mano de obra no calificada de algunas regiones, el desempleo puede presentarse al mismo tiempo que la escasez en otras regiones, en cuyo caso tampoco se justifica el uso de los precios de sombra en proyectos que se ubiquen en estas últimas.

Asimismo, los costos de proyectos en cuales la falta de mano de obra calificada obliga al empleo y capacitación de mano de obra no calificada no deben ser objeto de ajustes mediante precios de sombra, siempre y cuando sean tomados en cuenta los costos de capacitación y la menor productividad que pudiera resultar.

En México tenemos pocas estadísticas confiables sobre desempleo, subempleo y sobre la oferta y la demanda de mano de obra calificada en los sectores de la producción. Por ello, es difícil hacer una determinación

precisa de los factores que podrían utilizarse para calcular los precios de sombra de los salarios; sin embargo, a manera de un orden de magnitud, podemos citar que algunas instituciones internacionales de crédito recomiendan que, en los países en desarrollo, el costo de la mano de obra calificada se incremente en un 25% para obtener el costo real y que el de la mano de obra no calificada se compute como el 50% del salario efectivamente pagado. Esta es una recomendación de tipo general y deberá emplearse solamente en aquellos proyectos que empleen un gran volumen de mano de obra; en otros proyectos, los ajustes pueden omitirse sin peligro de caer en una mala asignación de recursos.

Las consideraciones sobre los precios de sombra de los salarios en el cálculo de los costos son también aplicables a los beneficios del proyecto. Por ejemplo, los beneficios de un equipo que está proyectado para ahorrar mano de obra pueden ser considerablemente menores, si la mano de obra desplazada permanece desempleada por largo tiempo."

4. El interés

Uno de los aspectos básicos y que más confusiones produce en la evaluación, es el concepto de interés. El interés efectivamente pagado sobre un préstamo es el costo financiero del capital, que pueda o no tener relación con el costo económico o costo de oportunidad.

Generalmente, las tasas de interés de fondos destinados a proyectos de desarrollo no reflejan el costo de oportunidad del capital, debido a que normal-

mente estos fondos se obtienen por medios compulsivos, tales como los impuestos o proceden de fuentes externas que, con frecuencia, cargan tasas de interés muy por abajo del costo de oportunidad del capital en países en desarrollo, como México.

El costo económico del capital está medido por el rendimiento de la inversión desplazada en cualquier otro sector de la economía, por el proyecto particular de que se trate. Este costo sería fácilmente medible si existiese un mercado de capitales libre, ya que el equilibrio de la oferta y de la demanda lo fijarían; pero en ausencia de esta condición, lo más que puede uno hacer es recurrir a la experiencia basada en la observación de numerosos proyectos de inversión públicos y privados. Así, podemos decir que en nuestro país el costo de oportunidad del capital muy probablemente no es menor del 12% anual y quizá sea un poco mayor que esta cifra. Conviene aclarar que esta tasa, aunque coincide con la comúnmente ofrecida por los bancos para préstamos a corto plazo, no tiene relación directa con ella, en virtud de que la fijación de ambas obedece a conceptos diferentes.

Adicionalmente a los conceptos discutidos en relación con la determinación de los precios de sombra, existen otros a los cuales es necesario aplicar, en ocasiones, esta técnica, como es el caso del terreno y de las materias primas requeridas para la instrumentación de un proyecto.

En resumen, cada vez que al hacer la evaluación de un proyecto se tenga duda acerca del costo de un elemento, debe averiguarse cuál es su mejor uso alternativo para determinar su costo real.

C. OTROS TIPOS DE AJUSTES EN LOS COSTOS

En la determinación de los costos de un proyecto se requiere, además de los ajustes mediante los precios de sombra, hacer otras consideraciones relativas a los imprevistos, intereses durante el período de construcción y el alcance del proyecto.

1. Imprevistos

En el cálculo de los costos se distinguen dos tipos de imprevistos. El primero se deriva de la falta de seguridad que se tiene en las estimaciones de costos de ingeniería sobre elementos tales como la dificultad y duración de los trabajos, por lo cual usualmente se recurre a incrementar los costos estimados en un porcentaje que puede variar entre el 10% y el 25%, dependiendo del grado de afinación de los proyectos y presupuestos.

El segundo tipo de imprevistos se refiere al derivado de la inflación de salarios y precios. La inflación no debe tomarse en cuenta en la evaluación, ya que normalmente afecta por igual a costos y beneficios y, en consecuencia, es un factor que puede eliminarse sin que afecte los resultados. Solamente debe considerarse la inflación en aquellos casos en que afecte en forma diferente a costos y beneficios y cuando esta diferencia pueda ser prevista claramente en el momento de la evaluación.

2. Intereses durante la construcción

El problema de los intereses durante el período de construcción, que muchos analistas consideran como un costo, surge cuando los proyectos son financiados mediante préstamos. Para la evaluación económica, estos intereses no son un costo, puesto que los recursos reales empleados en un proyecto (mano de obra, materias primas, equipo, etc.) permanecen los mismos independientemente de la forma de financiamiento del proyecto; el dinero es solamente una forma de medir el valor y de obtener tales recursos. Debemos aclarar, sin embargo, que en el análisis financiero del proyecto, fundamentalmente en el estudio de medios alternativos de financiamiento, los intereses durante la construcción si son un elemento que debe considerarse.

Por otra parte, como veremos más adelante, el interés, o más bien, el costo de oportunidad del capital, es un elemento fundamental en la evaluación económica de un proyecto, ya que los costos y beneficios ocurren en diferentes años y tienen diferentes proyecciones en el tiempo.

Independientemente de la forma de financiamiento que se emplee, los diferentes años en que ocurren los costos son un elemento crucial en la evaluación económica, puesto que un costo incurrido en el presente tiene diferente valor económico que el mismo costo incurrido en el futuro. Por ello, para medir la diferencia se hace necesario descontar los costos futuros mediante una tasa de interés que represente el costo de oportunidad del capital.

3. Alcance del proyecto

Otro aspecto que con mucha frecuencia conduce a errores graves en el proceso de evaluación económica de un proyecto es la forma parcial en que se considera su alcance y en consecuencia sus costos. Por ejemplo, al evaluar un proyecto portuario puede suceder que se incluyan en la evaluación solamente aquellos costos en que incurrirá directamente la empresa u organismo encargado de la operación y que no se tomen en cuenta los costos a cargo de entidades ajenas a dicho organismo. Así, en muchos proyectos, no se consideran los costos de caminos de acceso, introducción de energía eléctrica, capacitación de personal llevado a cabo fuera de la empresa y, en general, obras de infraestructura directamente asignables al proyecto, llevadas a cabo por el gobierno.

A este respecto cabe recomendar que, desde el punto de vista de la evaluación económica, se incluyan los costos de todos los elementos necesarios para el funcionamiento del proyecto.

Finalmente, es conveniente señalar otra fuente de error en la evaluación de proyectos, que consiste en el tratamiento de los costos ya incurridos en el momento del análisis, los llamados costos hundidos. Estos costos no deben considerarse en la evaluación, porque ésta es un procedimiento que permite tomar decisiones sobre el futuro, por lo cual toda decisión pasada es ya irremediable y en consecuencia irrelevante. Sus costos hundidos, por ejemplo, los de los estudios previos a la realización del proyecto, así

como obras e instalaciones ya existentes y que no tengan ningún otro uso alternativo. Una excepción sobre el particular puede ser ejemplificada por los equipos o partes de ellos que sean vendibles para otros usos independientes del proyecto, en cuyo caso sí debe considerarse como costo el posible precio de venta.

III. BENEFICIOS

A. LOS BENEFICIOS EN FUNCION DE LOS OBJETIVOS

Como en el caso de los costos, el significado de los beneficios varía en función de los objetivos, de tal modo que su medición (la de los beneficios) está caracterizada por la contribución a cada uno de los objetivos en particular.

La medición de los beneficios, en términos del objetivo de la eficiencia económica representa una tarea ardua en los sectores de la economía en donde la producción del proyecto no es directamente vendible al consumidor lo que hace recurrir a métodos indirectos. Los beneficios para los proyectos de transporte en general y en particular para los proyectos portuarios pueden clasificarse como sigue: a) reducción de los gastos de operación tanto para los usuarios de la antigua instalación como del proyecto nuevo; b) estímulo del desarrollo económico; c) ahorro en tiempo, tanto para los pasajeros como para la carga; d) menos accidentes y reducción de daños; y e) incremento de la comodidad.

Los beneficios con respecto al objetivo de la redistribución se miden también en términos de consumo y están constituidos por la diferencia entre lo que pagarían los grupos o regiones beneficiados, de prevalecer condiciones de libre competencia en el mercado y lo que realmente pagan, como conse-

cuencia de la actitud preferencial que la sociedad tiene para los grupos o regiones.

Esta forma de medición es aplicable cuando el ente producto es una empresa pública, pero cuando el grupo productor es privado, como una cooperativa por ejemplo, los beneficios tienen que medirse mediante una sobrevaloración que la sociedad impone a los incrementos de ingreso de la cooperativa en este caso; esto es, cada peso de ingreso adicional generado por el proyecto para la cooperativa tendrá, para la sociedad, un valor de \$1.50 por decir una cifra. A nadie escapa que al incrementar los beneficios de este modo, los que fijan las políticas está manifestando explícita y cuantitativamente su deseo de discriminación a favor del grupo particular en cuestión; sin embargo, debe aclararse que las políticas de redistribución a favor de grupos o regiones de menor ingreso deben ser fijadas de una manera general y no casuísticamente, ya que ello conduciría a un mero ejercicio que no cumpliría con el propósito fundamental de la evaluación que es el de comparar proyectos entre si.

Los beneficios en relación con el objetivo de la autosuficiencia se miden sumando el valor de las exportaciones que el proyecto hace posible, con el valor de las importaciones que ayuda a substituir.

El objetivo de satisfacer necesidades sobrevaloradas por el gobierno requiere que los beneficios se midan en función de la contribución cuantitativa del proyecto a la producción de artículos de consumo y de servicios que la política pública ha elevado por encima de la demanda del mercado. Por

ejemplo, si el consumo de proteínas de origen animal ha sido identificado como una necesidad sobravalorada, la producción del proyecto que contribuya a lograr la meta fijada constituye los beneficios proteínicos y su valuación se concreta en forma de un "premio" que los que determinan la política fijan explícitamente a la producción.

B. OTROS ASPECTOS DE LA MEDICION DE LOS BENEFICIOS

Ya antes señalamos que medir los beneficios de un proyecto (nos referiremos solamente a los beneficios económicos) es una tarea más complicada que medir sus costos. Esta complicación se deriva de diversos factores. El primero de ellos es que los beneficios se extienden por un período largo de tiempo y, en ocasiones, incluyen sobre un número crecido de personas, por lo cual aumenta la incertidumbre sobre su cuantificación.

El segundo factor y quizá el más importante proviene de que la medición de los beneficios de un proyecto implica la comparación de su segunda mejor alternativa. Si esto no se realiza se corre el riesgo de sobreestimar los beneficios, fundamentalmente en aquellos proyectos que ahorran recursos económicos, comparándolos con la tercera o cuarta mejor alternativa. El problema de determinar cuál es la segunda mejor alternativa puede tornarse difícil y conducir al análisis de un número grande de alternativas, complicando el trabajo; sin embargo, la experiencia práctica ayuda a reducir el número de alternativas por analizar

El problema de la selección de alternativas nos conduce a otro aspecto que es crítico en el cálculo de los beneficios. Al calcular éstos, lo importante no es considerar los beneficios totales, sino los incrementos inducidos por la inversión requerida por el proyecto particular de que se trate. Por ejemplo, los beneficios inducidos por la apertura de una boca permanente en una laguna litoral, en donde ya existe cierto grado de explotación de un determinado recurso, no están medidos por el valor de la producción total sino solamente por el valor del incremento de la producción generado por las obras; esto es, por la diferencia entre el valor de la producción total con las obras y el de la producción sin las obras.

Finalmente, consideraremos el tratamiento que debe darse a los beneficios secundarios. Cuando en la evaluación sólo se considera el objetivo de la eficiencia económica, los beneficios en relación con los otros objetivos son denominados secundarios; sin embargo, ya vimos que, aunque en forma conceptual, es posible tomar en cuenta tales beneficios dentro de una metodología que contemple una multiplicidad de objetivos.

Otro aspecto que es catalogado como beneficio secundario es el efecto multiplicador que una inversión tiene al aumentar el ingreso de una área, lo que a su vez aumentará el consumo, lo cual dará lugar a un incremento en el empleo, el ingreso y el consumo. Este efecto multiplicador del proyecto original no es, sin embargo, un beneficio adicional imputable exclusivamente al proyecto, ya que otros proyectos alternativos de inversión podrían también tener un efecto multiplicador.

IV. COMPARACION DE COSTOS Y BENEFICIOS

A. METODOS

Una vez que los costos y beneficios han sido calculados durante cada uno de los años de la vida útil de un proyecto, tomando en cuenta todos los ajustes y modificaciones pertinentes, el siguiente paso es compararlos para determinar si el proyecto se justifica. La comparación no debe llevarse a cabo mediante la suma de los costos y de los beneficios, por separado, examinando luego si éstos son mayores que aquéllos, ya que este procedimiento omite el factor tiempo; es decir, no considera que los costos generalmente se incurren en los primeros años y los beneficios se presentan en años subsecuentes. Un gasto realizado en el momento presente tiene un costo económico más alto que uno efectuado dentro de 10 años, en razón de que los recursos podrían emplearse en ese lapso, para otros propósitos; lo mismo puede decirse de los beneficios, puesto que un beneficio que se recibirá dentro de 15 años es menos atractivo que uno recibido en el presente.

De lo anterior se desprende que es necesario comparar la proyección en el tiempo de los costos y beneficios, mediante un común denominador; esto se logra descontando las dos proyecciones por medio de una tasa de interés adecuada. El proceso del descuento es el inverso del interés com-

Asímismo, frecuentemente se considera que el empleo generado por un proyecto es un beneficio adicional. Como ya señalamos antes, el empleo es un medio para lograr el objetivo de la redistribución y, por lo tanto, no es un beneficio.

Por otra parte, si lo analizamos a la luz del objetivo de la eficiencia económica, tampoco es un beneficio, ya que si la mano de obra ocupada por un proyecto puede ser empleada en otros trabajos, es un costo, puesto que desplaza otra actividad y, si, por otro lado, hubiera de permanecer desempleada de no ocuparse en el proyecto, esta circunstancia se toma en cuenta completamente, mediante el uso de los salarios de sombra, en la forma indicada en el capítulo de costos.

En resumen, este tipo de beneficios secundarios no deben ser considerados en la evaluación, si los beneficios directos han sido estimados correctamente.

puesto; es decir el valor de un peso que se gastará o se recibirá dentro de n años viene dado por $\frac{1}{(1+i)^n}$, en donde *i* es la tasa de interés y *n* es el número de años que transcurrirán entre el momento presente y el momento en que se gastará o se recibirá el peso. Así, si *n* es igual a 1, e *i* igual a 0.10 (10%) el valor de \$100.00 que se tendrá dentro de un año es de \$90.91, en el momento presente. Con este procedimiento, los costos y beneficios que ocurren en años diferentes son reducidos a un denominador común, para hacerlos comparables en términos su valor presente y permitir, entonces sí, que sean sumados para dar una cifra única de costos y otra de beneficios.

Aun cuando existen dificultades teóricas para definir cual debe ser una tasa de descuento apropiada para un país y si esta debe ser única o múltiple, generalmente se opta por seleccionar una o un rango de ellas, para efectuar la evaluación. El proceso de selección es, más bien, empírico, y no el producto de una deducción científica. Además, es conveniente hacer notar que la selección de la tasa de descuento es sumamente importante, ya que, por ejemplo, el valor presente de \$1.00 recibido de aquí a 15 años es de \$0.42 a una tasa de 6% y solamente \$0.18 a una tasa de 12%.

Comúnmente se usan los siguientes métodos para comparar los costos y beneficios de un proyecto: a) el valor presente neto del proyecto, o sea la diferencia entre sus costos y beneficios descontados; b) la tasa inter-

na de rendimiento (llamada también rentabilidad) que es la tasa a la cual los costos y beneficios descontados son iguales; c) la relación beneficio-costo, que se obtiene, en su forma más apropiada, dividiendo los beneficios netos descontados entre los costos netos descontados; y d) el período de recuperación del capital, que es el número de años requeridos para que los beneficios igualen los costos, sin considerar factor de descuento alguno.

En este punto es pertinente señalar que desafortunadamente no existe uniformidad en la aplicación de los diferentes métodos mencionados. Por ejemplo, en el caso de la relación beneficio costo, a veces se comparan los beneficios brutos con los costos brutos; otras veces se deducen algunos costos de los beneficios y se comparan éstos con la inversión inicial; y también se sigue la forma más correcta mencionada en el apartado c). Por lo que hace a la tasa de rendimiento, en ocasiones los beneficios se miden con base en los costos de inversión (con o sin deducciones por depreciación) y a veces por medio de la tasa interna de rendimiento mencionada en el apartado b). Al respecto, cabe hacer notar que, para poder interpretar correctamente los resultados, es indispensable saber que método se ha utilizado en el análisis. En tanto que los elementos básicos -costos y beneficios- son los mismos, independientemente de la forma en que sean presentados, la utilidad de los diferentes métodos varía, de conformidad con el propósito que se persiga.

Veamos, por ejemplo, el método del período de recuperación del capital. El que este sea corto es importante cuando el futuro es muy incierto, cuando se prevén mejores oportunidades de inversión a corto plazo o cuando no se dispone de fondos financieros a largo plazo. Este método puede, limitadamente, ser de utilidad en la evaluación de las inversiones privadas, pero no es útil para evaluar inversiones públicas, debido a que no permite la comparación de proyectos que tengan diferentes proyecciones de beneficios; y por lo que hace a la incertidumbre hay métodos más racionales que toman en cuenta este factor.

Por lo anterior, generalmente se considera que los métodos que utilizan los costos y beneficios descontados a la tasa representativa del costo de oportunidad del capital, son los mejores. Su mayor desventaja consiste en la selección de esa tasa, que puede estar o no relacionada con el interés que se paga por los préstamos. Desafortunadamente el costo de oportunidad del capital sólo puede estimarse dentro de considerables márgenes de error, por lo cual este aspecto se vuelve crucial, ya que de la tasa que se utilice depende que se seleccione el proyecto A o el proyecto B.

Algunos economistas recomiendan que para minimizar este problema los resultados de la evaluación se expresen en términos de la tasa interna de rendimiento, ya que con este método el costo del capital es importante solamente en los casos límite. Sin embargo, cualquiera de los métodos que utilizan técnicas de descuento, correctamente usado, conduce a resultados también correctos.

Un ejemplo ilustrará mejor las ventajas y deficiencias de los métodos de descuento. Consideremos el caso de tres proyectos mutuamente exclusivos: el proyecto A consistirá en construir un muelle completamente nuevo; el proyecto B consistirá en utilizar un muelle ya existente, reconstruyendo las bodegas y reponiendo parte de los accesos y las vías; y, el proyecto C pretende solamente hacer algunas reparaciones menores y realizar fuertes gastos de mantenimiento. Las proyecciones de los costos y beneficios netos aparecen en la siguiente tabla; los costos se indican con signo (-), las cifras están en millones de pesos y los flujos de efectivo ocurren al final del período.

Año	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Proyecto A	-100	2	10	15	20	30	35	38	35	25	15
Proyecto B	-90	5	15	25	30	34	30	22	15	10	5
Proyecto C	-50	2	8	12	15	20	22	18	10	8	5

Si consideramos que la tasa de descuento es 10%, los costos y beneficios descontados de cada proyecto, quedan expresados de la manera siguiente:

	Costos	Beneficios	Valor Presente Neto	Relación beneficio-costo	Tasa interna de rendimiento
Proyecto A	100	126	26	1.26	15%
Proyecto B	90	119	29	1.32	17%
Proyecto C	50	72	22	1.43	18%

Según los resultados consignados en el cuadro anterior, de acuerdo con el método del valor presente neto seleccionaríamos el proyecto B y de conformidad con la relación beneficio-costos y con la tasa interna de rendimiento seleccionaríamos el proyecto C. Aparentemente, existe ambigüedad en los resultados, pero sólo aparentemente, ya que cualquiera de los tres métodos conduce a la selección del proyecto B. Esto se explica de la siguiente manera: la inversión adicional requerida por el proyecto B con respecto al C es de 40 millones, en tanto que los beneficios adicionales actualizados al 10% son 47 millones; es decir, la relación beneficio-costos incremental es mayor que 1; en cambio, la inversión adicional del proyecto A con respecto al B es de 10 millones, en tanto que los beneficios adicionales actualizados sólo alcanzan 7 millones, lo que no justifica el incremento de inversión. En la misma forma puede demostrarse que la tasa interna de rendimiento del incremento de la inversión de B con respecto a C es mayor del 10% y que, por el contrario, el incremento de inversión de A con respecto a B tiene una tasa interna menor del 10%.

En resumen, podemos decir que si es factible determinar el costo de oportunidad del capital, el método del valor presente neto selecciona automáticamente el mejor proyecto y que tanto el método de la relación beneficio-costos como el de la tasa interna de rendimiento, requieren de un análisis incremental para llegar al mismo resultado.

Por otra parte, si por cualquier circunstancia no es posible determinar en forma precisa la tasa de descuento y si no se tiene el problema de compa-

rar alternativas mutuamente excluyentes, el método de la tasa interna de rendimiento permite más flexibilidad en la presentación y en el razonamiento para la selección de un proyecto.

A la luz de todos estos problemas, un renombrado autor ha propuesto un procedimiento que, adaptado a nuestras circunstancias, sería el siguiente:

1. Si la tasa interna de rendimiento es menor del 10%, el proyecto casi seguramente no está justificado y deberá rechazarse.
2. Si la tasa de rendimiento está entre 10% y 12%, el proyecto probablemente no se justifique, a no ser que se determinen beneficios importantes que no pudieron ser cuantificados y que claramente sean mayores que los costos no cuantificados.
3. Si la tasa interna de rendimiento es igual o mayor del 12%, el proyecto se justifica y los proyectos mutuamente excluyentes deben seleccionarse sobre la base del más alto valor presente neto calculado al 12%.
4. Es recomendable, para mayor claridad en la presentación de los proyectos, calcular el valor presente neto y la relación beneficio-costos al 12% y además determinar su tasa interna de rendimiento.

B. TRATAMIENTO DEL RIESGO Y LA INCERTIDUMBRE

Estos factores puede tratarse de dos maneras: mediante el análisis de sensibilidad y mediante el análisis probabilístico.

El análisis de sensibilidad requiere que se varíen los diferentes elementos

del proyecto que sean fuente de incertidumbre y combinándolos para calcular las tasas de rendimiento de cada combinación; de este modo se puede juzgar que tan sensible es el proyecto a las posibles variaciones de sus elementos. Esta forma de tratamiento es relativamente fácil de aplicar cuando los factores de incertidumbre no son muchos; pero se complica extraordinariamente cuando el número crece, además que no nos dice nada acerca de la probabilidad de los resultados.

El segundo método, el análisis probabilístico, permite determinar la probabilidad de obtener determinadas tasas de rendimiento, con base en las distribuciones de probabilidad de los varios factores aleatorios que intervienen en el proyecto.

El análisis probabilístico distingue dos clases de eventos: los eventos riesgosos, que son aquellos para los cuales es conocida la distribución de probabilidades; y eventos inciertos, para los cuales no se conoce la distribución de probabilidades; en este último caso el problema se resuelve expresando probabilidades subjetivas de los evaluadores sobre los resultados de los diferentes eventos y luego se tratan las distribuciones resultantes en la misma forma que el caso del riesgo.

El grado de refinamiento en la consideración del riesgo y la incertidumbre depende de la importancia de estos elementos y puede ser indispensable en aquellos casos de proyectos mutuamente excluyentes que tengan diferentes

grados de riesgo e incertidumbre. En la mayor parte de los casos el procedimiento común de sensibilidad es suficiente para el tratamiento de estos factores.

C. EVALUACION ECONOMICA Y EVALUACION FINANCIERA

En general puede decirse que un proyecto no debe emprenderse, a no ser que esté económica y financieramente justificado. Sin embargo, es posible que cuando existen amplias discrepancias entre los precios y los costos económicos, el análisis económico y el financiero no conduzcan a la misma decisión de inversión.

Este conflicto puede resolverse mediante el balance de los dos aspectos.

Por un lado no es deseable para el país que se emprendan proyectos cuyos beneficios económicos sean menores que sus costos; y por el otro es deseable que los organismos y empresas estatales y privadas (para estos es cuestión de vida o muerte) operen sobre bases comerciales, ya que normalmente esto conduce a una buena eficiencia administrativa y evita desperdicios de recursos.

El balance consiste en que el gobierno tome las medidas necesarias para hacer que los precios correspondan, en la forma más cercana, a los costos económicos; si esto no es posible y si se mantiene el objetivo de la operación comercial, las decisiones tienen que tomarse sobre bases financieras y no económicas.

TABLA DE DESCUENTO

Valores Presentes de \$1000

Year	2%	3%	4%	5%	6%	7%	8%	9%
1	980	971	962	952	943	935	926	917
2	961	943	925	907	890	873	857	842
3	942	915	889	864	840	816	794	777
4	924	884	855	823	792	763	735	708
5	906	863	822	784	747	713	681	650
6	888	837	790	746	705	666	630	596
7	871	813	760	711	665	623	583	547
8	853	789	731	677	627	582	540	502
9	837	766	703	645	592	544	500	460
10	820	744	676	614	558	505	463	422
11	804	722	650	585	527	475	429	388
12	788	701	625	557	497	444	397	356
13	773	681	601	530	469	417	368	326
14	758	661	577	505	442	388	340	299
15	743	641	555	481	417	362	315	275
16	728	621	531	458	394	339	292	262
17	711	605	513	436	371	317	270	241
18	700	587	494	416	350	296	250	212
19	686	570	475	396	331	277	232	194
20	673	554	456	377	312	258	215	178
21	660	538	439	359	294	242	199	164
22	647	522	422	342	278	226	184	150
23	634	507	406	326	262	211	170	138
24	622	492	390	310	247	197	158	126
25	610	478	375	295	233	184	146	116
26	598	464	361	281	220	172	135	106
27	586	450	347	268	207	161	125	98
28	574	437	333	255	196	150	116	90
29	563	424	321	243	185	141	107	82
30	552	412	308	231	174	131	99	75
31	541	400	296	220	164	123	92	69
32	531	388	285	210	155	115	85	63
33	520	377	274	200	146	107	79	58
34	510	366	264	190	138	100	73	53
35	500	355	253	181	130	94	68	49
36	490	345	244	173	123	88	63	45
37	481	335	234	164	116	82	58	41
38	471	325	225	157	109	76	54	38
39	462	316	217	149	103	71	50	35
40	453	307	208	142	97	67	46	32

Year	10%	11%	12%	13%	14%	15%	16%	17%
1	909	901	893	885	877	870	862	85
2	826	812	797	783	769	756	743	731
3	751	731	712	693	675	658	641	624
4	683	659	636	613	592	572	552	534
5	621	593	567	543	519	497	476	456
6	564	535	507	480	455	432	410	390
7	513	482	452	425	400	376	354	333
8	467	434	404	376	351	327	305	285
9	424	391	361	333	308	284	263	243
10	386	352	322	295	270	247	227	208
11	350	317	287	261	237	215	195	178
12	319	286	257	231	208	187	168	152
13	290	258	229	204	182	163	145	130
14	263	232	205	181	160	141	125	111
15	239	209	183	160	140	123	108	95
16	218	188	163	141	123	107	93	81
17	198	170	146	125	107	93	80	69
18	180	153	130	111	93	81	69	59
19	164	138	116	98	83	70	60	51
20	149	124	104	87	73	61	51	43
21	135	112	93	77	64	53	44	37
22	123	101	83	68	56	46	38	32
23	112	91	74	60	49	40	33	27
24	102	82	66	53	43	35	28	23
25	92	74	59	47	38	30	24	20
26	84	66	53	42	33	26	21	17
27	76	60	47	37	29	23	18	14
28	69	54	42	33	26	20	16	12
29	63	49	37	29	22	17	14	11
30	57	44	33	26	20	15	12	9
31	52	40	30	23	17	13	10	8
32	47	35	27	20	15	11	9	7
33	43	32	24	18	13	10	8	6
34	39	29	21	16	12	9	7	5
35	36	26	19	14	10	8	6	4
36	32	23	17	12	9	7	5	4
37	29	21	15	11	8	6	4	3
38	27	19	13	10	7	5	4	3
39	24	17	12	9	6	4	3	2
40	22	15	11	8	5	4	3	2



DRAGADO

- I.- Trabajos Previos al Dragado.
- II.- Usos del material extraído.
- III.- Métodos para estabilizar los rellenos.
- IV.- Generalidades sobre el dragado de los puertos Mexicanos.

ING. MARIO R. DE LA GALA.

DRAGADO

- I.- Trabajos Previos al Dragado.
- II.- Usos del material extraído.
- III.- Métodos para estabilizar los rellenos.
- IV.- Generalidades sobre el dragado de los puertos Mexicanos.

I.- TRABAJOS PREVIOS AL DRAGADO.- No solo para la ejecución - del dragado sino también para la adecuada selección del equipo, es necesario ejecutar ciertos trabajos previos, que pueden dividirse en :

- 1.- Muestreo del área por dragar
- 2.- Elección de la zona de tiro
- 3.- Construcción de bordos y vertederos en el área de tiro.
- 4.- Levantamiento batimétrico de la zona por dragar.
- 5.- Balizamiento de la misma
- 6.- Tendido de la tubería flotante y terrestre.

1.- MUESTREO DEL AREA POR DRAGAR.- Cuando el lugar donde se van a ejecutar los trabajos nunca ha sido dragado ó se va a incrementar la profundidad en forma importante, es necesario muestrear - el fondo a base de sondeos para conocer la estratigrafía y poder determinar la dureza de los materiales que se atacarán. En rigor y de acuerdo con la tabla No. 2, los precios de dragado varían - con los equipos a usar y las características del material. Por - lo que es primordial el conocimiento del suelo para fines de con- trato ó selección del equipo, así como para determinar los ángu- los de reposo del material para el cálculo de los taludes.

2.- ELECCION DE LA ZONA DE TIRO.- Esto solamente es válido cuan- do el material extraído no se ha destinado para un propósito de terminado, es decir, para el relleno de una zona específica.

Las zonas de tiro pueden ser:

- a) Bajo el agua
- b) En tierra

a) Bajo el agua.- En mar abierto sin mayor utilidad, donde el - depósito del material no afecte la navegación o en los lugares predeterminados para efectuar un relleno.

b) En tierra.- Puede o no estar elegida la zona de descarga. Si se trata del último caso, se buscará que dicha área de ser posible, se encuentre lo más próximo a la zona por dragar lo que aumenta la eficiencia del dragado y disminuye la tubería de descarga necesaria.

Para esto se hará un reconocimiento topográfico de la zona, eligiendo la que de acuerdo con el volumen por dragar, esté disponible y sea la más adecuada, buscando que sea un área baja la que se beneficie amén de lograr con esto una carga estática menor.

3.- CONSTRUCCION DE BORDOS Y VERTEDORES EN EL AREA.- Una vez determinada la zona habrá de protegerse mediante bordos para confinar el material.

Cuando se cuenta con áreas superiores a las necesarias, solo se protegerán las partes que eviten que el material regrese al agua o dañe zonas pobladas ó de cultivo.

Los bordos deberán ser si es posible, de material arcilloso tomado de préstamo del terreno para evitar al máximo el problema de tubificación, limpiando el área de desplante con tractores, pues si se construye sobre monte bajo, habrá hoquedades que propiciarán el rompimiento de los bordos.

El bordo será lo suficientemente ancho en su base para soportar el empuje del material de relleno con una cota que le permita tener como mínimo, 50 cm. de libre bordo después de terminado el relleno.

El ancho de la corona permitirá el tránsito de una persona que recorrerá los bordos permanentemente, vigilando el estado en que se encuentran.

Los bordos deberán ser bandeados con tractor para darles una mejor compactación.

En las partes más bajas del terreno o en aquellas más distantes del punto de descarga, se construirán en el bordo, vertedores que permitirán la salida del agua en que va suspendido el material, después de que éste se sedimente.

La razón de buscar la mayor distancia entre la descarga y el vertedor, es la de aumentar la longitud de recorrido de la mezcla lo cual permite que el agua pierda velocidad propiciando la decantación del material. Si el vaso de captación de azolve es demasiado reducido, se construirán bordos interiores en forma semejante a los de un tanque decantador, con la misma función de aumentar la distancia de recorrido.

Cuando por el vertedor principia a pasar material en suspensión, indica que debe incrementarse la altura de aquel, lo cual se logra insertando tablonés en las ranuras guía que se dejan exprofeso en los lados de la estructura. El aumento oportuno de los tablonés es importante para el control del depósito.

El agua excedente que se vierte fuera del vaso se enviará de regreso al mar, río etc., drenándola a través de canales contruidos con este fin.

Es conveniente que la plantilla del vaso sea demontada retirando la yerba y el monte bajo, para evitar futuros asentamientos diferenciales.

4.- LEVANTAMIENTOS BATIMETRICOS DE LA ZONA POR DRAGAR. El primer levantamiento batimétrico servirá para conocer el estado actual del fondo así como para poder estimar el volumen teórico a dragar. Este plano llamado "plano antes de dragar", servirá conjuntamente con el "levantamiento después de dragar", para calcular los volúmenes en forma precisa. Por lo general, si los trabajos se llevan a cabo por contrato, los levantamientos se harán con la intervención del contratista, el contratante y una autoridad marítima local que certifique que el levantamiento tiene la precisión debida.

De acuerdo a lo que se especifique en el contrato, los levantamientos podrán hacerse uno solo al final del trabajo, o por etapas. Generalmente cuando el dragado es de magnitud importante y existe el peligro de depósito de material, se harán estimaciones parciales en base a planos levantados a lapsos regulares ó de acuerdo a dragados parciales previamente establecidos.

Sin embargo, aún cuando se haya estipulado una sola estimación, se harán levantamientos diarios, semanales etc., dependiendo del avance de los trabajos, para verificar si el dragado se ejecuta de acuerdo a lo planeado.

Para los levantamientos, se requerirá un equipo que registre la profundidad y otro que la sitúe.

Los aparatos para determinar la profundidad pueden ser tan simples o complicados como lo requiera el trabajo.

El método más sencillo para conocer la profundidad, es utilizando un pedazo de plomo de forma de cono o pirámide truncada, llamado escadallo unido a una cadena o cordón marcado con barbetes en pies o metros, llamado sonda o sondeleza.

El escadallo podrá ser de alta mar ó de puerto, dependiendo de la profundidad donde se sondee, siendo el de alta mar de mayor peso que el de puerto. Con este aparato simple es posible, hacer levantamientos de importancia; no obstante estos son lentos en su ejecución con la desventaja de solo conocer la profundidad en el punto sondado.

Se requiere el uso de una embarcación de remos o una lancha cuya velocidad sea muy lenta, para permitir un mayor número de sondeos. Los puntos donde se obtenga la profundidad, se marcarán desde tierra mediante un teodolito a una señal dada desde la lancha, o con un sextante desde a bordo con respecto a marcas en tierra.

Generalmente para ejecutar los sondeos, estos se registran sobre líneas ó enfilaciones que facilitan el seccionamiento del

área y permiten hacer un trabajo más ordenado.

Se recomienda el sistema con sondaleza para trabajos de reconocimiento rápido, para áreas pequeñas o en lugares próximos a muelles donde pudiera haber variación en el registro de profundidades con aparatos electrónicos mismos que se describirán más adelante.

El aparato más generalizado en la actualidad es la ecosonda, cuyo funcionamiento se basa en la emisión de un sonido dirigido, que toca el fondo y se refleja recibiendo la señal un transductor que lo envía a un registrador.

Las formas de registro de un ecosonda puede ser:

- a) De destello
- b) De gráfica
- c) Digital

a) De Destello.- Es el equipo más liviano y portátil. El transductor recibe la señal y la pasa a una carátula circular en la cual se emite un destello, indicando la profundidad en la carátula graduada. Son útiles solo para reconocimiento, ya que son poco prácticas para trabajos formales, por carecer de registro permanente.

b) De Gráfica.- Pueden ser circulares o líneales. La señal recibida es registrada en un papel sensible dando una gráfica continua de la profundidad.

Este ecosonda se instala a bordo de una lancha de motor, mandando mediante un botón, un impulso a la gráfica haciendo una marca que coincide con la situación tomada por los topógrafos en tierra.

Se tomará la hora de inicio y terminación de cada sección sondata, para fines de hacer la corrección por marea en cada punto marcado en tierra y reducir las profundidades a un plano fijo, que puede ser el nivel de marea baja media de sicigias.

c) Ecosonda Digital.- Es el equipo más moderno que existe, en el cual, las profundidades son registradas mediante una computadora en forma numérica, evitándose la interpretación de la gráfica. Se usa en trabajos oceanográficos.

Para situar los puntos de los que se ha registrado la profundidad mediante sondaleza ó ecosonda, se utilizarán, dependiendo de la distancia a tierra, los dos métodos siguientes:

- a) Métodos topográficos Convencionales
- b) Utilizando el Shoran, Loran ó sistema Decca.

a) Métodos Topográficos Convencionales.- Estos dependerán del tipo de trabajo que se vaya a ejecutar pudiendo ser:

a.1) Marcaciones a ojo con objetos en tierra.- Se hacen secciones paralelas a la costa ó márgenes para reconocimientos preliminares con escandallo o ecosonda (Fig. 1)

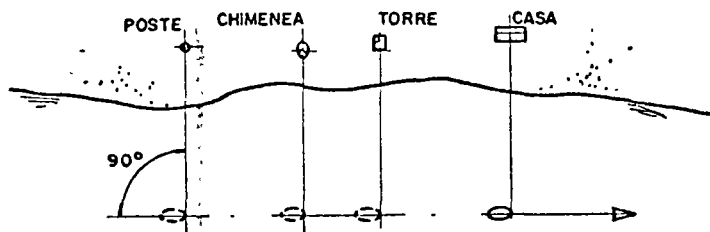


fig. 1

a.2) Con una enfilación y un aparato.- Si el lugar es protegido y no hay corriente, es fácil llevar enfilada una lancha sobre las marcaciones, utilizando un teodolito para tomar el ángulo entre la lancha donde va instalado el ecosonda y la línea de base. (Fig. 2)

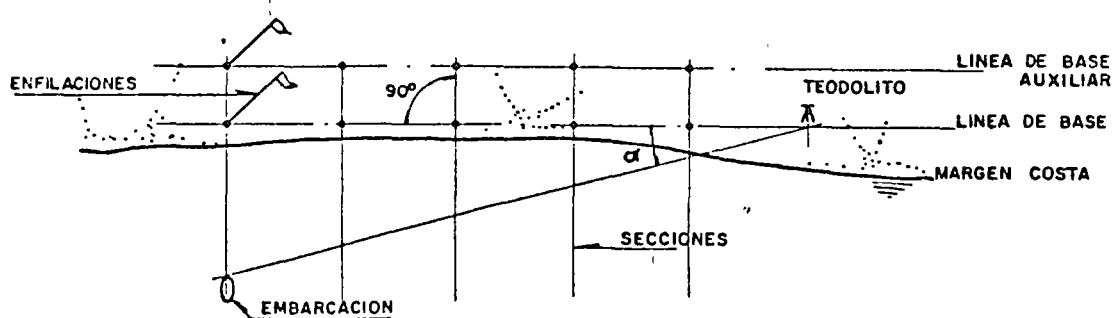


fig. 2

En este método el aparato deberá colocarse en la línea de base, lo suficientemente retirado de la sección que se esté sondando a fin de evitar lecturas erróneas.

En función de la longitud de la sección, de la irregularidad del fondo, de la importancia del trabajo y de la destreza del topógrafo, se podrán situar puntos a cada 10 ó 15 metros. Si el trabajo efectuado es con ecosonda y los puntos localizados no fueran suficientes, se pueden interpolar otros puntos, dado que se cuenta con una gráfica continua.

a.3) Con una enfilación y dos aparatos.- Si se requiere mayor precisión o no es posible mantener la embarcación completamente enfilada, se utilizan dos aparatos en tierra que a una señal, marcarán la lancha quedando situada la sonda por intersección de los ángulos con respecto a la línea de base. (Fig. 3)

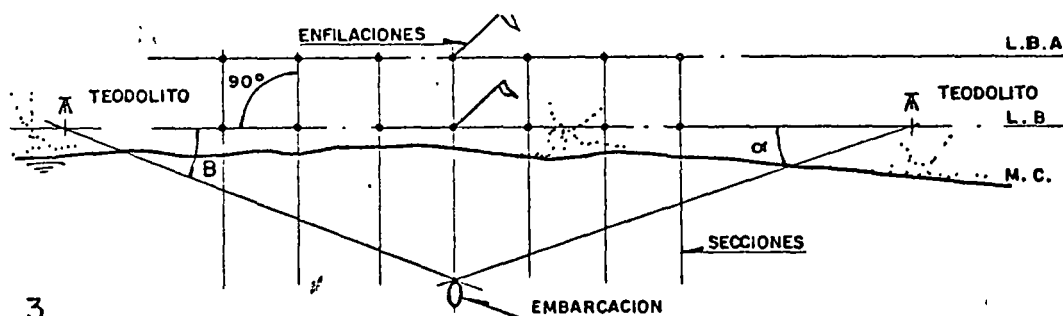


fig. 3

Aunque algunas veces los puntos no queden sobre las enfilaciones, éstas son de gran utilidad para efectuar un levantamiento ordenado.

a.4) Enfilación y carrete.- Cuando se trata de áreas pequeñas (dársenas de muelle principalmente) se trabaja con enfilaciones y un carrete de alambre marcado a cada 5 ó 10 m.

El carrete se lleva a bordo de la lancha y el extremo libre se deja en tierra en cada estación.

Llevando la lancha enfilada cada vez que pase una marca en el alambre, se le envía un impulso a la gráfica de la ecosonda o se bota la sondaleza. (Fig. 4)

FIG. 4

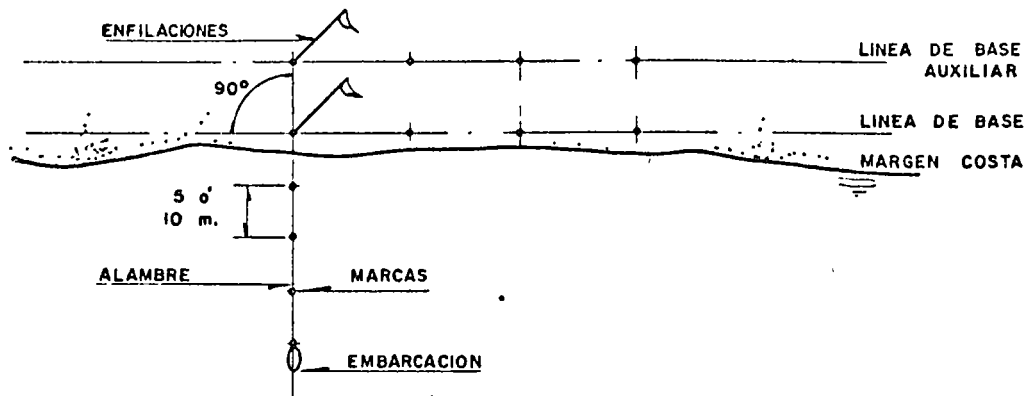


fig. 4

a.5) Enfilación y sextante .- En este método solo se requiere tener en tierra señaleros pues el ángulo con respecto a las - enfilaciones se toma desde a bordo (Fig. 5)

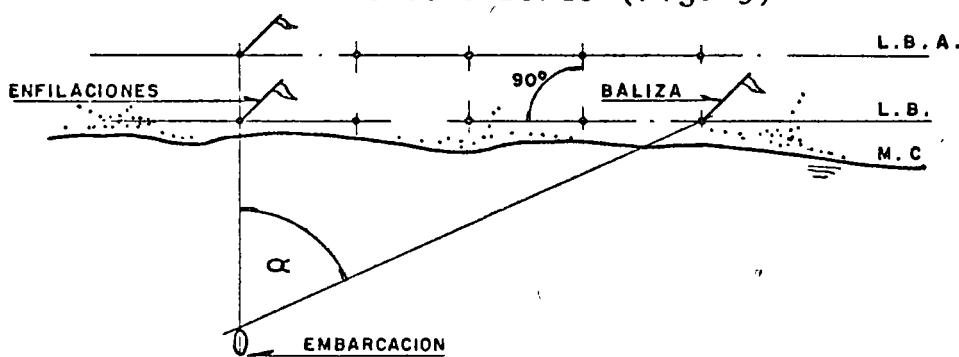


fig. 5

La separación de las secciones dependerá del trabajo que se - ejecute pero normalmente, esta varía entre 20 y 100 metros.

b) Levantamientos con sistemas Shoran, Loran o Decca.- Funda - mentalmente todos los equipos trabajan en base al mismo prin - cipio: dos transmisores en puntos en tierra perfectamente re - f - i - n - i - d - os (estaciones esclavas) que emiten una señal de radio, si - tuando el punto en alta mar por intersección.

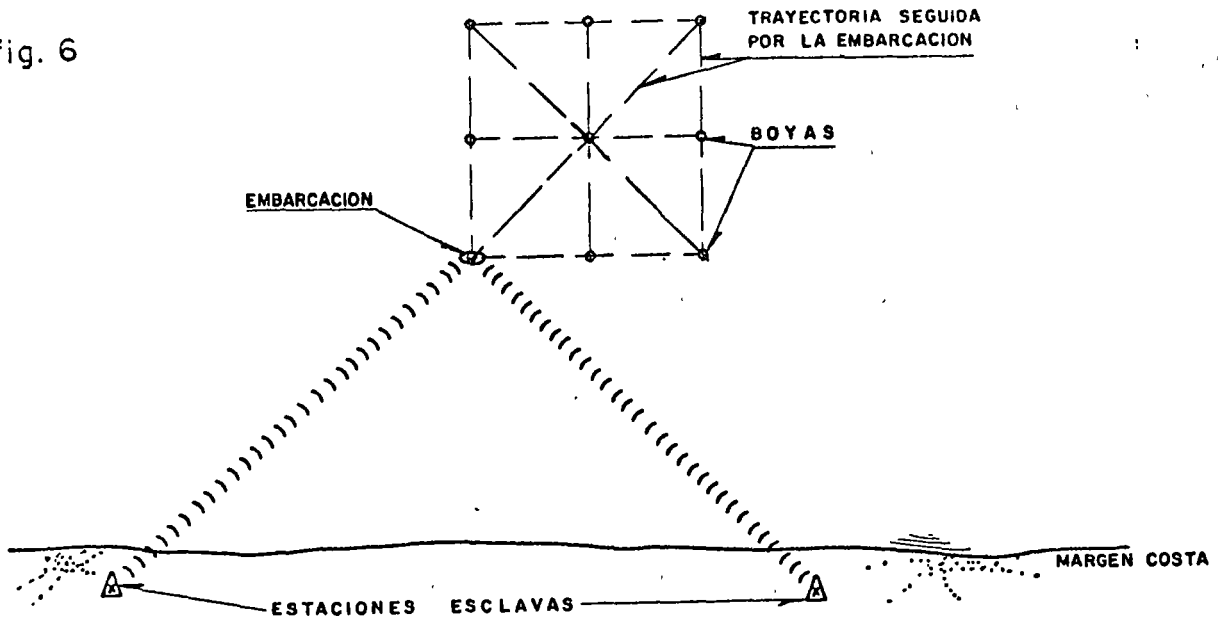
Se utiliza este sistema para trabajos muy alejados de la cos - ta, no siempre aplicado para dragado. La mayoría de las veces para trabajos hidrográficos o para localización de estructu - ras mar adentro (plataforma de perforación, monoboyas etc).

Su aplicación consiste en localizar con precisión boyas que - limiten el área a levantar y, apoyándose en estas mareas, efec - tuar el levantamiento abordo de una embarcación con eiconsonda mandándole impulsos al papel a intervalos regulares de tiempo. (Fig. 6)

(9)

FIG. 6

fig. 6



5.- BALIZAMIENTO DE LA ZONA POR DRAGAR.- Una vez levantado el plano batimétrico antes de dragar, elegido el lugar de descarga construídos los bordos y tendida la tubería, se elige el lugar donde se iniciará el dragado colocando para ello, las enfilaciones que permitirán a la draga operar en el lugar preciso.

Por ejemplo, si se trata de dragar un canal, se marcará el eje y los plafones del mismo delimitando así su plantilla, evitando dragados adicionales que originarán pérdidas para el contratista ya que los trabajos en exceso, (fuera de un cierto márgen) generalmente no son pagados por el contratante. (Fig.7)

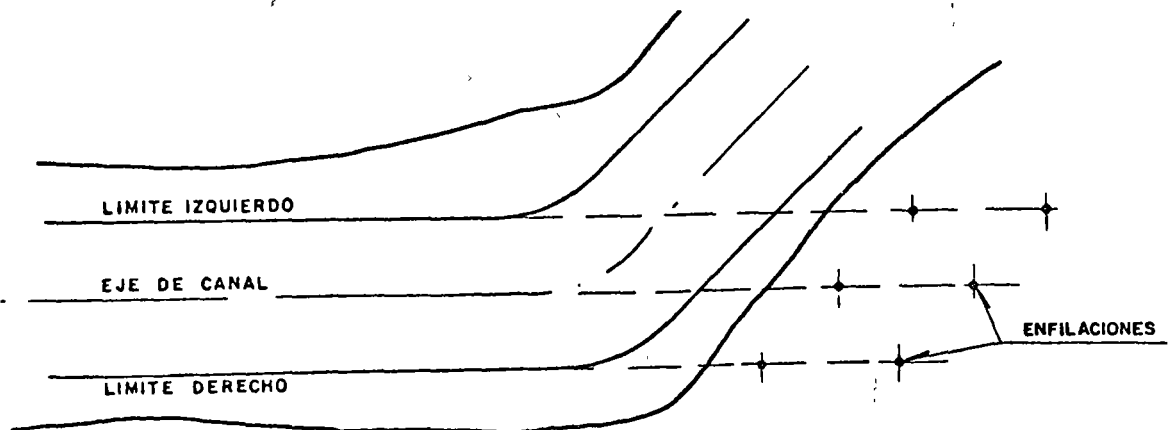


fig. 7

Si la amplitud de corte de la draga alcanza para dragar todo el ancho del canal, hará un solo corte.

Si se trata de un canal más ancho o del dragado de una dársena, se requerirá de varios cortes paralelos siempre a son de corriente pasando las enfilaciones al siguiente corte. (Fig. 8)

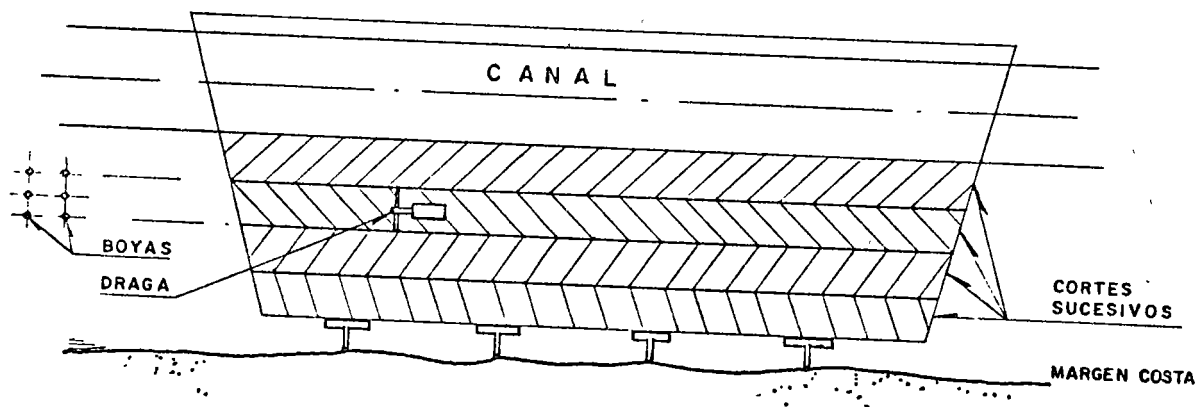


fig. 8

Cuando se trata de dragas de autopropulsión, generalmente solo se marca el eje del corte.

En los demás tipos se marca el canal y los plafones.

6.- TENDIDO DE LA TUBERIA FLOTANTE Y TERRESTRE.- Este concepto se circunscribe a aquellas dragas que requieren de este medio de conducción para transportar el material. Tales equipos son: dragas estacionarias o de autopropulsión con equipo adicional.

La tubería flotante se coloca sobre pontones. La unión de los tubos se lleva a cabo mediante juntas esféricas o tramos de -

manguera. Ambas formas, con el fin de darle flexibilidad a la línea.

La tubería terrestre se arma sobre el terreno apoyada en caballetes o trozos de madera para evitar que se sepulte con el material de relleno.

Los tubos generalmente de 6 metros de longitud, tienen uno de sus extremos troncocónico a fin de permitir enchufarlos unos con otros.

SISTEMA DE BONIFICACIONES.- Aunque a últimas fechas se han desarrollado aparatos que regulan la uniformidad del dragado (sobre todo con dragas estacionarias) tratando de evitar al máximo errores humanos, que dan como resultado la disminución de la eficiencia de los trabajos, estos equipos opcionales aún no tienen una amplia aplicación por lo que se puede decir que el éxito o fracaso económico del trabajo, está en manos del operador de la draga.

Por tanto, el sistema de bonificaciones al dragador en forma principal, así como al resto del personal tanto de abordo como de tierra por el dragado excedente a partir de un volumen tope, mantiene la buena disposición de la gente para el trabajo y rinde magníficos resultados al contratista.

II.- USOS DEL MATERIAL EXTRAIDO.-

Los trabajos de dragado tienen dos cualidades: la de profundizar los lugares requeridos para la navegación y la de elevar terrenos bajos que en ese estado son de poca utilidad.

Los rellenos como anteriormente se mencionó, no siempre se realizan en áreas terrestres sino también mar adentro, trabajos que se conocen como reclamación de áreas o terrenos ganados al mar.

En un principio, se elegía el área de tiro con la sola característica de que fuera bajo y próximo a la zona por dragar.

Posteriormente, se observó que el terreno se mejoraba notablemente al elevarse su cota quedando fertilizado, si el material depositado no era salobre, sirviendo para la agricultura, terrenos que antes no tenían ningún uso.

En vista de lo anterior muchos poblados ribereños o costeros, han visto beneficiadas sus zonas aledañas y la salubridad del ambiente que los rodea, al eliminarse por completo las zonas pantanosas que propician enfermedades tales como la tifoidea, paludismo, etc.

Sin embargo, existe otra utilización que rinde grandes beneficios económicos a corto plazo y es la creación de áreas industriales mediante rellenos.

Estos rellenos pueden ser sobreelevando el nivel de terrenos bajos o bien ganando áreas que anteriormente fueron mar.

Aunque se pueden citar muchos casos de áreas industriales alojadas en terrenos mejorados, para hacer más patentes los ejemplos, se mencionan los rellenos con motivo del dragado de los puertos de San Pedrito en Manzanillo, Col., Yukalpetén, -

Yuc., y Pajaritos, Ver. En este último se localiza el complejo industrial más importante del Sureste del País.

Los terrenos que circundaban la Laguna de Pajaritos, eran sumamente bajos y sin utilidad alguna; sin embargo, cuando se depositaron los primeros cinco millones de metros cúbicos se observaron las amplias posibilidades de los terrenos a los que se les había elevado el nivel, prácticamente sin costo adicional al necesario para el dragado del canal de acceso y la dársena de maniobras, en comparación con el costo erogado para rellenar con material de los cerros cercanos, una plataforma donde se construyó la primera etapa del complejo.

No obstante, no siempre se cuenta para los rellenos con el material de dragado adecuado; puede ser que la zona dragada sea un manto grueso de arcilla que si bien es un magnífico cementante cuando se mezcla con arena, conchuela o -- grava, la arcilla sola no es el material más conveniente. Pero si el relleno se ve precisado a realizarse con el material existente, dá como resultado que aún pasado algún tiempo (a veces meses, según el espesor de la capa) no es posible caminar encima de él y mucho menos transitar equipos o intentar construcción alguna.

Hace algunas décadas, había que esperar que la consolidación del terreno se hiciera en forma natural drenándose el agua lentamente a través del terreno o por evaporación, lo cual tomaba demasiado tiempo con fuertes inversiones inactivas -- efectuadas en la adquisición de terrenos.

Por tanto se comenzaron a desarrollar técnicas de estabilización de suelos, las cuales permitieran la utilización de los terrenos en tiempos relativamente cortos.

III. MÉTODOS PARA ESTABILIZAR LOS RELLENOS.

Son dos los métodos principales para la estabilización de suelos arcillosos.

1.- Método mecánico

- a) Precarga simple (superficial y en sandwich)
- b) Con pilotes de arena y precarga
- c) Con papel de drenado y precarga

2.- Método químico

- a) Pilotes de carbonato de cal
- b) Carbonato de cal mezclado con la arcilla

1.- Método mecánico

a) Precarga simple.- Consiste en tender una capa de arena sobre el relleno arcilloso la que con su peso comprimirá a la arcilla haciendo que ésta expulse el agua. Una vez logrado ésto, la arena se retira del lugar ó permanece en él, como compensación de la disminución de altura. La rapidez de estabilización de este método dependerá del espesor del relleno, del peso de la sobrecarga y de las facilidades que el terreno adyacente brinde para drenar el agua. (Fig.9)

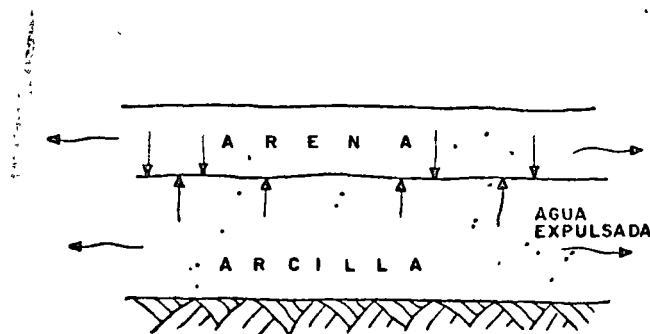


fig. 9

Este sistema tiene otra variante: la de alternar el relleno con material de dragado, y capas de arena (método del sandwich) traída de los cerros. (Fig.10)

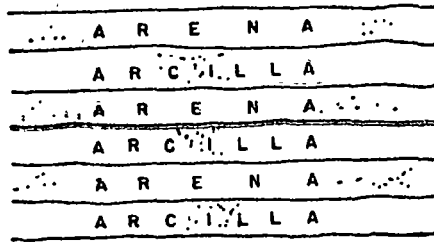


fig. 10

b) Con pilotes de arena y precarga.- Este es una modificación del anterior que incluye un medio efectivo de drenar el agua.

El método consiste en hincar unos pilotes de arena a cada uno ó dos metros formando una cuadrícula con una profundidad de hincada equivalente al espesor del relleno arcilloso. El diámetro de los pilotes generalmente es de 40 cm. y la arena utilizada es gruesa.

Una vez hincados los pilotes de arena, se tiende una capa superficial de arena como precarga con cuya presión el agua contenida en la arcilla tenderá a subir por capilaridad a la superficie a través de los pilotes.

Este método como el anterior, puede aplicarse a la estabilización de suelos tanto arriba como abajo del agua. (Fig.11)

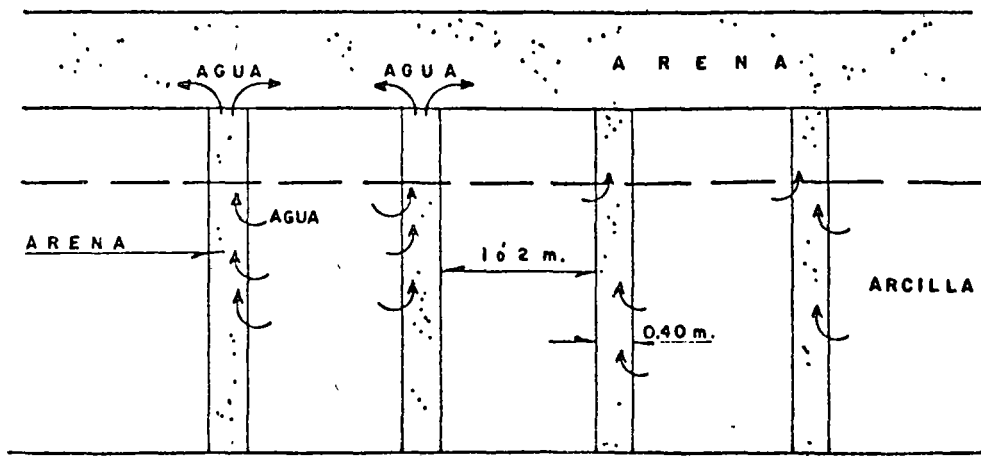
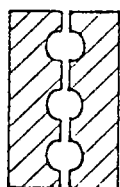


fig. 11

c) Con papel de drenado y precarga.- En lugar de pilotes de arena, se hince una tira de papel absorbente con la misma separación aproximadamente de los pilotes (1 ó 2 metros), que servirá de dren al agua que contiene la arcilla. Se usa una sobrecarga formada por una capa de arena. (Fig.12)



CORTE A-A'

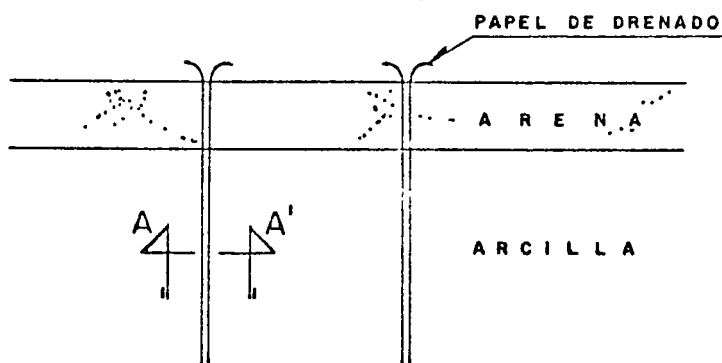


fig.12

2.- Métodos químicos

a) Pilotes de carbonato de cal.- Aún en vías de experimentación, funciona a base de la reacción química que se genera al entrar el CaCO_3 en contacto con el agua, en la siguiente forma: $\text{Arcilla} + \text{CaCO}_3 + \text{H}_2\text{O} = \text{Ca(OH)}_2 + \text{CO}_2 + \Delta \uparrow$

Se perfora con espaciamentos similares a los de los métodos anteriores y se llenan con CaCO_3 .

b) Carbonato de cal mezclado con la arcilla.- También aún en experimentación. En este método no solo se incluye la cal en las perforaciones sino que se mezcla con la arcilla adyacente, logrando la eliminación del agua y mejorando la resistencia del terreno.

A la fecha el método más económico y eficiente es el del papel de drenado.

Estos sistemas son costeables siempre y cuando el espesor del relleno arcilloso sea de 10 m. como mínimo.

Existen en muchos países del mundo áreas reclamadas; Estados Unidos, Holanda, Japón, etc., cuya utilidad puede ir desde la localización de refinerías, aeropuertos, hasta áreas portuarias comerciales.

Actualmente se construye una Isla artificial en el puerto de Kobe, Japón, cuyo costo será de 389 millones de dólares estando programada su terminación para 1975. Su área será de 4.364 millones de m². destinada para la operación de 9 muelles de contenedores y 21 muelles de carga general con una profundidad de 12 m. lo cual arroja un volumen de relleno de 70 millones de metros cúbicos aproximadamente.

Estando en proyecto la construcción de otra Isla similar en el mismo puerto.

Como obras de dragado importantes mundialmente, se puede citar el Canal de Suez, el de Panamá y el de Corinto en Grecia.

IV.- GENERALIDADES SOBRE EL DRAGADO DE LOS PUERTOS MEXICANOS.-

El dragado de los puertos en México es efectuado, ya sea con equipo propio o de contratistas, por la Dirección General de Dragado, dependiente de la Secretaría de Marina quien controla y aprueba las obras a ejecutar en las aguas mexicanas.

Los puertos mexicanos principales en la Costa del Golfo de México, en su mayoría se encuentran localizados en las vías fluviales por ser éstas las que en forma natural comunican centros de población y zonas de producción. Con el aprovechamiento del río y construyendo obras exteriores, así como con un dragado de poca importancia, se contaba con un lugar abrigado para construir instalaciones portuarias mismas que en algunos casos se encuentran a una distancia considerable río arriba de la desembocadura. Tal es el caso de los puertos de Minatitlán 40 kms. aguas arriba en el río Coatzacoalcos y Tampico 14 kms. río arriba del Pánuco.

Esta solución generalizada en todo el mundo, aquí en México empezó a dejar sentir sus efectos negativos, al arribar embarcaciones de porte cada vez mayor que no sólo tuvieron pro

blemas con el calado sino también con las dimensiones físicas de canales y dársenas.

Sirva de ejemplo en canal de navegación del río Coatzacoalcos hasta Minatitlán que por las características del torno de Paso Nuevo (de 180°), la eslora de los barcos que por él navegan, está limitada a 143 m., ya que embarcaciones mayores no alcanzan a librar, varándose indefectiblemente.

Visto desde éste punto de vista, el problema se reduciría a dragar los canales a la profundidad y ancho requeridos por los barcos; sin embargo, por ser puertos de ría, el río recibe de sus afluentes y através de todo su recorrido, una gran cantidad de aporte de sólidos que se depositan en los últimos kilómetros de su desembocadura debido, fundamentalmente, a la escasa pendiente de su lecho y a lo bajo de las márgenes, dando como resultado la disminución de la velocidad del agua y la sedimentación del azolve.

En la época de avenidas que se presenta anualmente, pueden suceder dos fenómenos: si la velocidad de la corriente se mantiene constante y de cierta intensidad durante un período más o menos largo (una semana o algo así), su enorme caudal unido a la velocidad, tiene efectos positivos arrastrando la corriente los sólidos depositados con anterioridad, profundizando el río considerablemente; pero si la velocidad tiene un valor máximo y decrece con rapidez, el resultado es un depósito que puede llegar a disminuir la profundidad en uno ó dos metros en sólo unos días, volumen -- que para retirarlo mediante dragado, toma varias semanas y en algunas ocasiones meses, dependiendo de la cantidad de material depositado.

Si al dragado permanente de mantenimiento de los puertos fluviales, se agrega el de emergencia y los dragados de obra, la situación se torna realmente crítica y a veces con resultados catastróficos para aquellos barcos de itinerario

fijo que se ven obligados a disminuir notablemente su calado y con ello su capacidad de carga, haciendo sus travesías con flete muerto lo que resulta a todas luces incosteable para el armador, viéndose obligado a elevar las tarifas o a evitar la escala en ese puerto.

Aunque la Secretaría de Marina a últimas fechas ha puesto especial atención al problema del dragado de los puertos, adquiriendo varias dragas de autopropulsión sumamente modernas para substituir equipos ya ineficientes, son muchos los puertos que tiene que atender en los aspectos de mantenimiento y de dragados de obra, siendo pocos los que su calado oficial sobrepasa los 10 metros, en algunos casos referidos a la pleamar del día.

Si bien esto no nos deja a la zaga con respecto a otros puertos extranjeros (ya que los hay con condiciones más desfavorables) si pone en desventaja competitiva a nuestra flota mercante en cuanto a fletes se refiere, los cuales serán menos re-dituables comparados con las que tienen barcos de mayor porte para el mismo tipo de producto, así como para nuestras exportaciones que no se realizan a tarifas bajas y con las cualidades del transporte moderno.

Citemos el ejemplo del transporte mediante contenedores que tanta difusión tiene en el mundo por su eficiente servicio y que en México se lleva a cabo muy exporádicamente con embarcaciones cuya capacidad está muy por abajo del barco contenedor medio actual, que transporta entre 400 y 700 cajas.

Como éste, pueden mencionarse los casos de barcos graneleros, mineraleros, petroleros, etc.

Una solución acertada y que ya se ha puesto en práctica aquí en México, que es un país con escasos recursos económicos, es la de aprovechar parte de las obras de infraestructura de los puertos existentes (escolleras por ejemplo) y construir puer-

tos río arriba o internos lo más próximo posible a la boca na minimizando los trabajos de dragado de mantenimiento. Es te es el caso del puerto de Pajaritos en la margen derecha del río Coatzacoalcos, ya en operación y el que se planea construir en la margen derecha del río Pánuco aguas abajo del canal de Chijol.

Quizá también el puerto de Tuxpam, por ser la terminal marítima actual más próxima a la Capital de la República (100 -- kms: más cerca que Veracruz), se habilite bajo la misma solu ción.

- - - - -

MR. TATSUO OKUMURA
 SOIL DIVISION
 CHIEF SOIL STABILIZATION LABORATORY

Classification of Soil Stabilization

Oct. 23, 1970 T. Okumura

1. For Clayey Soils
 - a. ^{Re} Displacement ----- Mechanical Method
 - b. Preloading -----
 - c. Sand Drain } Drain Method } ----- Method utilizing consolidation by loading
 - d. Paper Drain }
 - e. MAIS (Osmotic Pressure) ----- Method utilizing consolidation by chemical adsorption
 - f. Chemico-lime Filing } -----
 - g. Thermal Treatment } ----- Method utilizing chemical reaction
 - h. Electro-chemical Grouting }
2. For Sandy Soils
 - a. Compaction Pile } -----
 - b. Sand Compaction Pile } ----- Horizontal compaction
 - c. Vibroflotation }
 - d. Blasting Compaction } ----- Vertical compaction
 - e. Electric Shock Compaction }
 - f. Grouting ----- Filling
3. For Temporary Purposes
 - a. Well Point -----
 - b. Vacuum Method ----- Method utilizing dewatering
 - c. Electro-Osmosis ----- Electric dewatering
 - f. Freezing -----
4. Other Treatments
 - a. Other Improvements ----- Sandwich Method. Flocculation. Capillary Desiccation. Jetting
 - b. Netting -----
 - c. Counter Balance -----
 - d. Floating Foundation -----

References on Soil Stabilization
written in English

Sept. 1970, T. Okumura

1. General

- 1) Leonards, G. A., Editor (1962): Foundation Engineering, Chap.3 & 4 Dewatering & Soil Stabilization. p.p. 241 - 437, McGraw-Hill
- 2) Lambe, T. W. & Whitman, R. V. (1969): Soil Mechanics, Chap. 34 The Improvement of Soil. p.p. 514 - 522

2. Preloading

- 1) Johnson, S. J. (1970): Precompression for Improving Foundation Soils. Proc. ASCE Vol.96 No.SM-1 p.p. 111-144
- 2) Kotzias, P. C. & Stamatopoulos, A. C. (1969): Preloading for Heavy Industrial Installations, Proc. ASCE Vol.95 No.SM-6 p.p. 1335-1355
- 3) Goodman, L. J. & Taltyn, N. E. (1965): Preloading Results in Tank Foundation Economics. Proc. ASCE Vol.91 No.CO-1

3. Sand Drains

- 1) Foundation Precompression with Vertical Sand Drains (Johnson, S. J., 1970), Proc. ASCE Vol.96 No.SM-1 p.p. 145-175
- 2) Boutsma, K. & Morvat, E. (1967): The Advantages and Disadvantages of the Application of Sand Drains and Preloading at an Excavation in Rotterdam, Proc. Geotech. Conf., Oslo, Vol. 1 p.p. 9-
- 3) Jonas, E. (1964) Subsurface Stabilization of Organic Silty Clay by Precompression. Proc. ASCE SM p.p. 363-376 (Sept. '64)
- 4) Design and Construction of the Kingsferry Lifting Bridge, Isle of Sheppy. Proc. ICE, Aug. '64 p.p.449-470
- 5) Sowers, C. F. (1964): Fill Settlement despite Vertical Sand Drains. Proc. ASCE Vol.90 No.SM-5 p.p. 289-302
- 6) Bishop, A. W. & Vaughan, P. F. (1962): Selsset Reservoir: Design and Performance of the Embankment. Proc. ICE Vol.21 (Feb. '62)
- 7) Kennard, J. & Kennard, M. F. (1962): Selsset Reservoir: Design and Construction. Proc. ICE Vol.21 (Feb. '62)

- 8) Hansbo, S. (1960): Consolidation of Clay with Special Reference to Influence to Vertical Sand Drains. SGI Proc. No.18
- 9) Hart, ^{E.C.} Kondner, ^{P.L.} & Fryer, ^{W.L.} (1958): Analysis for Partially Penetrating Sand Drains. Proc. ASCE SM (Oct. '58) ~~Vol. 84~~, 1.0.4 pp. 1312-1~15
- 10) Richart, F. E., Jr. (1957): A Reviv of Theories for Sand Drains. Proc. ASCE Vol.83 No.SM-3 p.p. 1301-1 - 38 or Trans. ASCE (1959) p. 709
- 11) Ishii, Y. (1957) Estimation of Mv and Cv Values for the Design of Sand Drains. Proc. 4 ICSMFE Vol.1 p.312
- 12) Takagi, S. (1957): Determination of the Process of Consolidation by Sand Drains under Variable Loading. Proc. 4 ICSMFE Vol. 1pp.444~447

4. Paper Drains

- 1) Aboshi, H., Yoshikuni, H. & Uchibayashi, T. (1969): Stability of Soft Clay Foundations underneath Embankment. Consolidated by Means of Card-board Drains. Soils & Foundations Vol.9 No.2 p.p.1-14
- 2) Aboshi, H. & Yoshikuni, H. (1967): A Study on the Consolidation Process Affected by Well Resistance in the Vertical Drain Method. Soil & Foundation Vol.7 No.4 p.p.39-58

5. Lime Stabilization

- 1) Esmer, E., Walker, R. D. and Krebs, R. D. (1969): Freeze-thaw Durability of Lime Stabilized Clay Soils. Highway Research Rec. No.263 p.p. 27-36
- 2) Diamond, S. & Kinter, H. E. (1966): Mechanisms of Soil-Lime Stabilization --- An Interpretive Review. Highway Research Rec. No. 92 p.p. 83-92
- 3) Sl⁰²oe, R. L. (1965): Early Reactions in the Kaolinite-Hydrated Lime-Water System. Proc. 6 ICSMFE Vol.1 p.p.121
- 4) Handy, R. L. et al (1965): Mechanisms of Soil-Lime Stabilization Discussion. Highway Res. Rec. No.86 p.p.97-98
- 5) Ho, C. & Handy, R. L. (1963): Characteristics of Lime Reaction by Montmorillonitic Clays. Highway Res. Rec. No.29 p.p.55-69
- 6) Handy, R. L. & Williams, W. W. (1967): Chemical Stabilization of an Active Landslide. Civil Engineering-ASCE. Aug. '67 p.p.62-65

Heat

6. ~~Thermal~~ Treatment

- 1) Wöhlbier, H. and Henning, D. (1969): Effect of Preliminary Heat Treatment on the Shear Strength of Kaolinite Clay. Highway Res. Board. Special Rep. No. 103 p.p. 287 - 300
- 2) Aylmore, I. A. G., Quirk, J. P. and Sills, I. D. (1969): Effects of Heating on the Swelling of Clay Minerals. Highway Res. Board, Special Rep. No. 103 p.p. 31-38
- 3) Chandrasekharan, E. C., Boominathan, S., Sadayen, E. and Narayanaswamy Setty, K. R. (1969): Influence of Heat Treatment on the Pulverization and Stabilization Characteristics of Typical Tropical Soil-. Highway Res. Board. Special Rep. No. 103 p.p. 161-172
- 4) Post, J. L. and Paduana, J. A. (1969): Soil Stabilization by Incipient Fusion. Highway Res. Board. Special Rep. No. 103 p.p. 243-253
- 5) Mitchell, J. K. (1969): Temperature Effects on the Engineering Properties and Behaviour of Soils, Highway Res. Board. Special Rep. No. 103 p.p. 9-28
- 6) Radhakrishnan, M., Katti, R. K. and Hussain, M. (1967): Studies on Thermal Stabilization of Black Cotton Soils. Proc. 3rd Asian Reg. Conf. SMFE Vol. 1 p.p. 111-115
- 7) Yamada, G. (1962): The Effective Range of Strengthening Soil Thermal Treatment. Soil & Foundation, Vol. 2 No. 2
- 8) Litvinov, I. M., Rznaitzin, B. A. and Bezruk, V. M. (1961): Stabilization of Soil for Construction Purposes. Proc. 5th ICSMFE Vol. 2 p.p. 775-780
- 9) Beles, J. ... and Stanculescu, I. I. (1958): Thermal Treatment as a Means of Improving the Stability of Earth Mass. Geotech. Vol. 8 No. 4 p.p. 158-165

7. Sand Compaction Pile

- 1) Basore, C. F. and Boitano, J. D. (1969): Sand Densification by Piles and VibroFlotation. Proc. ASCE Vol. 95 No. SM6 p.p. 1303-1323
- 2) Ōgawa, M. and Ichimoto, F. (1963): The Vibro-Composer Method as Applied to Stabilization of Cohesive Foundation Soils, Soils and Foundations, Vol. 4 No. 1 p.p. 57-64

8. Vibroflotation

- 1) Webb, D. L. and Hall, R. I. (1969): Effects of Vibroflotation on Clayey Sands. Proc. ASCE Vol.95, No.SM6 p.p.1365-1378
- 2) Watt, A. J., de Boer, R. B. and Greenwood, D. A. (1967): Loading Tests on Structure Founded on Soft Cohesive Soils Strengthened by Compacted Granular Columns, Proc. 3rd Asian Reg. Conf. SMFE Vol. 1 p.p.218-251
- 3) Watanabe, T. (1961): Compaction of Dry Sand by Vibration in Horizontal Direction, Soil & Foundation, Vol. 2, No. 1 p.p.1-15
- 4) Tante, T. V. (1961): World's Largest Drydock, Civil Engineering Dec. '61, p.33
- 5) D'Appolonia, E., Miller, C. E. and Ware, T. M. (1955): Sand Compaction by Vibration, Trans. ASCE Vol.120 p.p.154-168
- 6) D'Appolonia, E. (1953): Loose Sands --- Their Compaction by Vibroflotation, ASTM, STP 156 p.p.138-154

9. Blasting Compaction

- 1) Prugh, E. J. (1963): Densification of Soils by Explosive Vibrations Proc. ASCE Vol. 89 No. CO-1 p.p.79-100
- 2) Hall, C. E. (1962): Compacting a Dam Foundation by Blasting, Proc. ASCE Vol.88 No. SM-3 p.p.33-51: Discussions and Closure: Oct., Dec. '62, Jul. '63
- 3) (1962): Small Explosive Charges Drain Water, Consolidate Soil, Construction Method & Equipment, June '62 p.115
- 4) Wild, T. A. (1961): Tower Foundations Compacted with Explosives, Electrical World, Jan. 9, '61 p.p.36-38.66
- 5) (1960): Blasting Compacts Sand Fill, Construction Method & Equipment May '60 p.p.101-102

6) Lyman, A. K. B. (1942): Compaction of Cohesionless Foundation Soils by Explosives. Trans. ASCE Vol. 107 p.p.1330-1348

10. Electric Shock Compaction

1) (1966): Soil Compaction by Electric Shock Waves. World Construction Aug. '66 p.29

11. Chemical Grouting

1) Graf, E. D. (1969): Compaction Grouting Technique and Observations. Proc. ASCE Vol.95, No. SM-5 p.p.1151-1158

2) Singhota, J. S. (1969): Grout Hole Orientation --- Mathematical Solution. Proc. ASCE Vol.95 No. SM4 p.p.995-1006

3) Committee on Grouting (1968): Guide Specifications for Chemical Grouts, Proc. ASCE Vol.94 No.SM2 p.p.345-352; Discussions & Closure: Mar. and Nov. '69

4) Esrig, M. I. (1968): Applications of Electrokinetics in Grouting. Proc. ASCE Vol.94 No.SM5 p.p.1143

5) Karol, R. H. (1968): Chemical Grouting Technology. Proc. ASCE Vol. 94 No.SM1 p.p. Discussions & Closure: Jan. & Sept. '69

6) Erickson, H. B. (1968): Strengthening Rock by Injection of Chemical Grout. Proc. ASCE Vol.94 No.SM1 p.p. Discussions & Closure: Jan. & Sept. '69

7) (1963): Ground Water Control, Construction Method & Equipment. Apr. '63 p.p.123-130

12. Electro-Osmosis

1) Fetzer, C. A. (1967): Electro-Osmotic Stabilization of West Branch Dam. Proc. ASCE Vol.93 No.SM4 p.p.83-106

2) Gray, D. H. & Mitchell, J. K. (1967): Fundamental Aspects of Electro-Osmosis in Soils. Proc. ASCE Vol.93 No.SM6 p.p.209-236

3) Tjerrum, L., Moym, J. & Fide, C. (1967): Application of Electro-Osmosis to a Foundation Problem in a Norwegian Quick Clay. Geoteca. Vol.17

13. Vacuum Method

- 1) Kjellman, W. (1952): Consolidation of Clay Soil by Means of Atmospheric Pressure. Proc. of Conf. on Soil Stabilization, M.I.T. June, 1952

14. Freezing

- 1) Sanger, F. J. (1968): Ground Freezing in Construction, Proc. ASCE Vol.94 No.SM1 p.p. Discussions & Closure: Jan. & May '69

15. Sandwich Method

- 1) Gibson, R. E. and Shefford, G. C. (1968): The Efficiency of Horizontal Drainage Layers for Accelerating Consolidation of Clay Embankments. Geotech. Vol.18 p.p.327-335
- 2) Yamanouchi, T. and Miura, N. (1967): Multiple-sandwich Method of Soft-Clay Banking Using Cardboard Wicks and Quick-Lime. Proc. 3rd Asian Reg. Conf. SMPE Vol.1 p.p.276-

16. Others

- 1) Matsuo, S. (1963): The Panfloc Method --- Soil Stabilizing Method of Reclaimed Ground with Coagulative Surface Active Agents. Proc. ICSMFE (Budapest) p.p.111-119
- 2) Matsuo, S. (1962): Effects of Ion Exchange in Stability of Earth Slope. Soils & Foundations. Vol.3 No.1 p.p.3-
- 3) Murayama, S. & Mise, T. (1973): On the Electrochemical Consolidation of Soil Using Aluminum Electrodes. Proc. 3rd ICSMFE Vol.1 p.176