

30,
2 y



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
A R A G O N
INGENIERIA CIVIL

"PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA EL
HINCADO DEL TABLAESTACADO METALICO EN
LA TERMINAL MARITIMA DE CD. MADERO,
TAMAULIPAS"

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
RICARDO TORIZ CASTRO

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

SAN JUAN DE ARAGON, EDO. DE MEXICO

1991

ENEP
ARAGON





UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INDICE

	PAG.
OBJETIVO -----	1
CAPITULO 1 INTRODUCCION -----	2
CAPITULO 2 GENERALIDADES -----	5
2.1 PUERTOS -----	6
2.2 MUELLES -----	9
2.3 TERMINALES MARINAS -----	20
CAPITULO 3 ASPECTOS DE LA TERMINAL MADERO -----	22
3.1 CARACTERISTICAS DE LA TERMINAL MADERO -----	26
3.2 PROBLEMA QUE SE PRESENTA EN LA TERMINAL -----	28
3.3 PLANTEAMIENTO DE ALTERNATIVAS -----	30
CAPITULO 4 ESTUDIOS BASICOS -----	35
4.1 CARACTERISTICAS DEL SUELO -----	40
4.2 PROPIEDADES DEL SUELO -----	44
4.3 EMPUJE DE TIERRAS -----	51
4.4 PRUEBAS EXISTENTES -----	57
4.5 BANCOS DE MATERIAL -----	67

CAPITULO 5	TABLAESTACADO	69
5.1	PROTECCION PARA EL TABLAESTACADO	76
5.2	PILOTES	77
CAPITULO 6	PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	83
6.1	ANALISIS Y DISEÑO	86
6.2	PROGRAMA DE OBRA	93
6.3	ANALISIS DE PRECIOS	99
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		119
DIBLIOGRAFIA		121

OBJETIVO :

En la terminal marítima de Ciudad Madero, Tamaulipas, los talleres que dan servicios de operación, mantenimiento y soporte a las instalaciones que allí se encuentran, además de brindar abrigo y reparación a buques-tanque, encargados de la distribución de los productos petroquímicos que produce la refinoría a zonas lejanas está siendo obstaculizada por el problema que se indica a continuación :

De la zona donde se encuentra localizada la terminal marítima se está fugando material fino, ocasionando que los patios de maniobras, áreas de servicios y bodegas, cuyos pisos están formados por losas de concreto armado, se vean sometidas a hundimientos diferenciales, los cuales están causando la fractura y falla de éstas. El problema a solucionar es evitar que continúe la fuga del material fino, logrando además con esto salvar una zona posible de utilizarse a futuro, y con la conclusión del problema, lograr un correcto funcionamiento de la terminal.

Por tal motivo el objetivo de esta tesis lo constituye el estudio del método a utilizar para resolver el problema antes descrito, el problema tiene características importantes e interesantes, pudiendo aplicar en el desarrollo de la misma conocimientos adquiridos durante mi formación profesional. El estudio realizado es una labor poco usual, que puede aportar datos y experiencias en las diferentes áreas de la Ingeniería Civil, como son el de la Construcción, la Mecánica de Suelos, el Análisis Estructural entre otras, pudiendo obtener de éste, conocimientos prácticos en cada una de las etapas que constituyen el proceso constructivo de la obra.

CAPITULO I

INTRODUCCION

En la actualidad, la transportación constituye un factor decisivo para el desenvolvimiento de cualquier país, así como la industria en general; es por ello que su solución se orienta siempre en la búsqueda de sistemas económicos y eficientes.

El barco ha probado ser uno de los medios de transporte más baratos para grandes volúmenes y distancias y el más adecuado para transportar carga entre regiones separadas por mar, por lo cual reviste, junto con el puerto una singular importancia.

La estructura energética de México, y en buena medida la económica, descansan fundamentalmente en un solo recurso: los hidrocarburos.

De allí la importancia de realizar esfuerzos para ampliar y manejar, en lo posible y razonable, las diferentes tecnologías implícitas en las diversas etapas de la industria petrolera.

Los hidrocarburos constituyen la principal fuente proveedora de energía. México ocupa el cuarto lugar mundial en cuanto a reservas petroleras. En un futuro predecible, los hidrocarburos continuarán siendo la principal fuente de energía. Actualmente el petróleo proporciona la mayor parte de la energía comercial - aproximadamente el 84% de la energía primaria - y el 65% de la eléctrica, y hasta el momento no se han planteado otras opciones capaces de sustentar el desarrollo económico del país; no se observan cambios que pudieran modificar la estructura de la oferta energética. Frente a este panorama se hace inminente el ampliar el control en las actividades de exploración, producción y administración petroleras. Por lo tanto, es menester reforzar los recursos económicos dedicados a la investiga-

nión y el desarrollo tecnológico en esta rama.

Petróleo crudo y condensado, gas asociado y no asociado, son los elementos que seguirán siendo la mayor preocupación del país en materia energética.

Sin embargo se ha señalado que aproximadamente en el año 2012 se acabarán las reservas petrolíferas, dicha estimación no se considera como algo absoluto.

Para una industria como Petróleos Mexicanos, con la mayor parte de sus instalaciones de producción cercanas a la costa, su flota marítima desempeña un papel muy importante en sus sistemas de distribución, tanto para el movimiento de crudo y productos a diversos puntos del país, como para su exportación.

A fin de contar con las instalaciones adecuadas para el atraque de sus barcos así como para su mantenimiento y reparación, Petróleos Mexicanos lleva a cabo un programa de modernización y construcción de obras portuarias.

Las construcciones en la terminal marítima "Francisco I. Madero", de Ciudad Madero, Tamaulipas es una parte fundamental de dicho programa.

Todas las embarcaciones requieren trabajos de reparación y mantenimiento que solo puede efectuarse en seco. Algunos de estos trabajos son periódicos, como el rasquetado del casco para eliminar las adherencias, la limpieza con chorro de arena y la aplicación de pintura, tanto del casco como de anclas y cadenas. En los diques secos se aprovecha también la estancia en seco para verificar el alineamiento de la pala del timón y la propela y se efectúan trabajos mayores, como la sustitución de secciones dañadas del casco.

Adicionalmente a estos trabajos de reparación, para cumplir con los requisitos establecidos por las Compañías Clasificadoras de Embarcaciones, en función de la vigencia de los seguros marítimos, todos deben ser inspeccionados totalmente por lo menos cada dos años.

Aunque se cuenta actualmente en el país con 8 diques para servicios de mantenimiento y reparación de embarcaciones, solo existen 2 diques para trabajar en seco en el Golfo de México y uno en el Pacífico. Solo uno de ellos con 178 metros de longitud, tiene la capacidad suficiente para albergar a 27 embarcaciones mayores de la flota petrolera, por lo que las 9 restantes son enviadas al extranjero.

Para tener un panorama general del trabajo presentado se tratará de dar una breve explicación de la forma como se va a desarrollar el análisis, describiendo concretamente lo que abarcará cada tema del estudio, el cual es como sigue:

En el segundo capítulo se presentan la importancia y características principales de algunas de las diferentes estructuras marítimas, así como su influencia en el desarrollo económico del país.

En el tercer tema se entra de lleno al problema, presentando las características de la terminal, su problema actual, las posibles soluciones a éste y la importancia de esta obra.

En el cuarto tema se mencionan los diferentes estudios básicos para obtener la información necesaria para el desarrollo de los trabajos que solucionen el problema.

En el quinto tema se trata de explicar la finalidad, el tipo y las cualidades del elemento estructural que será utilizado, así como los métodos y recomendaciones útiles durante su colocación y para su funcionamiento diario.

En el sexto tema se habla de el procedimiento constructivo que se utilizará, de la maquinaria a emplear y de los diversos trabajos que se llevarán a cabo.

Finalmente se presentan las conclusiones de este trabajo.

CAPÍTULO 2

GENERALIDADES

Las obras portuarias y de protección costera incluyen estructuras importantes, como los rompeolas y los muelles; asimismo hay estructuras relevantes apartadas de la costa, como las plataformas de exploración y explotación petrolera y las conducciones submarinas. Estructuras marítimas como las antes mencionadas deben soportar, además de las acciones ya debidas a operación y a condiciones ambientales, los efectos de oleaje y corrientes marinas, así como las fuerzas debidas al atracado y amarre de las embarcaciones.

Las fuerzas de oleaje son particularmente críticas en las estructuras alejadas de la costa y en los rompeolas. En los muelles y atracaderos las fuerzas debidas al impacto de las embarcaciones suelen regir el diseño.

La valuación de las acciones mencionadas implica aspectos relativamente complejos de hidrodinámica y de oceanografía y es tema de textos especializados de oceanografía como el de Wiegel, o de ingeniería portuaria, como los de Bruun y de Minikin, referidos en la bibliografía consultada.

La ingeniería de puertos consiste en la planeación y el diseño de las instalaciones para que los barcos descarguen o reciban carga y pasajeros. Estas instalaciones incluyen no solamente el puerto, sino su protección, si es necesaria, en formas diversas, como rompeolas, fondeaderos, ancladeros para embarcaciones pequeñas y estructuras dentro del puerto para que fondeen las naves; construcciones portuarias para llevar a cabo el comercio del puerto; instalaciones para manejar carga general y carga a granel y muchos servicios suplementarios.

2.1.- PUERTOS

Un puerto es un área acuática encerrada parcialmente y protegida en esta forma de las tormentas para proporcionar alojamiento seguro y adecuado a los barcos que buscan refugio, abastecimientos, carga de combustible, reparaciones o la transferencia de carga.

Los puertos pueden clasificarse como naturales, seminaturales o artificiales; y como puertos de abrigo, militares o comerciales. Los puertos comerciales pueden ser públicos o privados.

Un puerto natural es una entrada o área acuática protegida contra las tormentas y el oleaje por la configuración natural de la costa. Su entrada está formada y localizada de tal manera que facilite la navegación asegurando comparativa quietud dentro del puerto. Los puertos naturales se localizan en bahías, estuarios y bocas de ríos.

Un puerto seminatural puede tener una entrada o un río protegido en ambos lados por medio de salientes de tierra que requieren protección artificial solamente a la entrada.

Un puerto artificial es el que está protegido contra el efecto de las olas por medio de rompeolas o por dragado.

Un puerto de refugio puede usarse solamente como abrigo para los barcos en caso de tormenta, o puede formar parte de un puerto comercial. Algunas veces un puerto exterior puede servir como ancladero, mientras que una hondonada dentro del rompeolas interior constituye un puerto comercial. Las características esenciales son un buen lugar para anclar y acceso fácil y seguro desde el mar en cualquier condición meteorológica o estado de la marea.

Un puerto militar o base naval tiene el propósito de dar alojamiento a buques navales y sirve como depósito de suministros.

Un puerto comercial es aquel en que los muelles están provistos de las instalaciones necesarias para cargar y bajar carga a tierra. Algunas veces se proveen de muelles secos para reparar buques. Muchos puertos comerciales son de propiedad privada y son operados por compañías representantes de acero, aluminio, cobre, petróleo, carbón, madera, fertilizantes, azúcar, frutas, productos químicos y otras industrias.

Un puerto propiamente es un albergue donde se proveen instalaciones marinas terminales. Consisten en muelles o atracaderos en los que pueden permanecer los buques mientras suben carga a bordo o la bajan, cobertizos de tránsito de mercancías, otras áreas de almacenaje en donde las naves pueden descargar la carga que llega y almacenes de mercancías en donde los bienes pueden ser almacenados por períodos más largos en espera de su distribución o venta.

El área de influencia del puerto alcanza una considerable distancia más allá del mismo puerto.

Un puerto de entrada es un lugar destinado en donde los viajeros extranjeros pueden tramitar sus derechos de aduana.

Un puerto o zona libre es un área aislada, cerrada y vigilada en un puerto de entrada o adyacente a él, sin población residente. Un puerto libre, equipado con las facilidades necesarias para carga y descarga, para abastecer de combustible y con tiendas de las naves, para almacenar bienes y reembarcarlos por tierra o por agua, es un área dentro de la cual los bienes pueden ser bajados a tierra, almacenarse, mezclarse o fabricarse sin pago de derechos ni la intervención de autoridades comerciales.

Un fondeadero exterior se ubica usualmente donde no sea factible u económico construir un atracadero o proveer un puerto protegido. Consta de unidades de anclaje, cada una consiste en una o más anclas, cadenas, barras, ahondamientos y boyas a las que las naves pueden sujetar sus cabos de amarre.

Un área de ancladero es un lugar donde las naves pueden mantenerse con objeto de cuarentena e inspeccionarse; para esperar un espacio en los muelles o para esperar mejores condiciones meteorológicas.

Una dársena de ciaboga es un área dentro del puerto o el agrandamiento en un canal para permitir el libre giro o la vuelta con ayuda de remolcadores, si lo exigen las condiciones del agua y del viento. Cuando el espacio está limitado, la nave puede dar vuelta girando en torno a la punta de un muelle o un duque de alba, con o sin uso de sus cabos de amarre. En esos casos la profundidad para el giro será mucho más pequeña y de forma triangular o rectangular.

Duques de alba.- Son estructuras diseñadas especialmente para amarrar las embarcaciones o para recibir sus impactos y absorber su energía. En el primer caso se dice que son de "amarre" y, en el segundo "de atraque". Los duques 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.

Malecones.- Son estructuras que se construyen paralelas o casi paralelamente a la línea de costa, para separar una zona terrestre de una fluvial o marítima. Su función principal es contener el relleno que se encuentra en su parte posterior sirviendo como paseo y ocasionalmente, utilizarse como atraque y amarre de embarcaciones, en cuyo caso, estarán provistos de los dispositivos necesarios.

2.2.- MUELLES

Los muelles son estructuras ubicadas a la orilla del mar o en las riberas de los ríos cuya función es servir de enlace entre los transportes marítimos y terrestres. Los muelles están formados por plataformas provistas de todos los dispositivos, instalaciones y servicios para permitir la operación y el atraque de las embarcaciones, con lo cual se logra fundamentalmente facilitar el transbordo de las mercancías. Una estructura de atraque lo es también de amarre, toda vez que en general, cuenta con los medios adecuados para fijar el buque y éste pueda realizar la transferencia de carga con rapidez y seguridad. Los elementos de amarre son las llamadas "bitas". Son estructuras de atraque, además de los muelles, los duques de alba y en este grupo también pudieran caer los amarraderos en mar abierto (fuera de la costa).

En forma general, se puede entender una obra de atraque como el conjunto de elementos estructurales que forman un paramento vertical, con suficiente calado para el atraque de los buques, y una superficie horizontal para el depósito de mercancías y el movimiento de los medios mecánicos terrestres.

La obra de atraque deberá estar dotada de elementos de defensa y amarre, zona horizontal de operaciones, bodegas o depósitos, vías de comunicación y una serie de instalaciones que pueden ser tan especializadas como lo requieran los productos por manejar.

Si la superficie horizontal de operación se hace muy pequeña, el muelle se convierte en lo que se conoce como pantalán (por ejemplo para barcos petroleros), que podrá estar unido a tierra mediante pasarelas para vehículos, o incluso reducirse a una plataforma exenta unida a tierra por medio de conducciones que no se soportan con estructuras (muelles isla); en este caso se proporciona al buque

el contacto y el amarre pero no a la zona de depósito de mercancías en el propio muelle.

Los elementos de amarre e incluso, en algunos casos, los de contacto y defensa, pueden instalarse en estructuras independientes denominadas duques de alba, con los que las plataformas no tienen relación directa con los barcos a los que sirven.

Otro caso particular es el de los muelles para el tráfico conocido como Ro-Ro (Roll On/Roll Off) en el que el contacto del buque puede ser exclusivamente por proa o popa y el amarre confiarse a duques de alba.

Los muelles pueden clasificarse de muy diversas maneras, atendiendo a su forma física o geometría; en relación a la función o destino que cumplirán; de acuerdo a la forma de contención; y en función de la solución estructural.

1.- Forma Física o Geometría

a) Marginales, si su disposición es paralela a la línea de la costa o de la margen de un río y las embarcaciones pueden atracarse longitudinalmente una a continuación de otra, dejando entre ellas una manga, para darles seguridad en la maniobra. En México se tienen muelles marginales en los puertos de Tampico, Coatzacoalcó y Mazatlán.

b) Muelles en espigón. Es el que arranca de tierra hacia el agua, en posición perpendicular o inclinada respecto a la orilla y con paramento de atraque en uno o por ambos lados. En este caso si los muelles con espigón se construyen en batería, uno a continuación de otro se dicen que están "en peña" o que son "muelles múltiples en espigón".

c) Muelles en forma de I y L, los cuales constan de una pasarela (la parte perpendicular a la costa o la ribera de un río) y el atracadero propiamente, paralelo

a la margen del río o de la costa. Se construyen de esta manera cuando se requiere alcanzar ciertas profundidades que no es posible tener cerca de la costa por la dificultad que pudiera haber para dragar los fondos; resultando de este modo más económico, construir este tipo de estructuras. Se han construido muelles en "I" en San Blas, Nayarit; en "I" en Tampico, Tamps.

d) Muelles en forma de "U", para facilitar la circulación de los vehículos sobre las plataformas de trabajo, toda vez que la plataforma de operaciones debe construirse separada de la costa por las razones explicadas en el inciso anterior y la fuerte variación de mareas. Es una estructura de tipo marginal conectada a tierra por dos accesos perpendiculares a la línea de costa.

2.- Función o Destino

En este caso, la clasificación se avoca a la función específica que deberán cumplir, es decir, al uso que estén destinados en relación a las mercancías por mover, teniéndose:

- a) Muelles comerciales; dependerán del grado de especialización.
 - a.1) Carga general
 - a.2) Graneles sólidos
 - a.3) Graneles líquidos
 - a.4) Contenedores
- b) Muelle para pasajeros
- c) Muelles pesqueros
- d) Muelles militares
- e) Muelles de reparaciones y armamento

Evidentemente, se puede proyectar muelles polivalentes. El destino, sin embargo, siempre marcará el carácter del muelle y muy especialmente la disposición y dotación de su plataforma de operación y zona de depósitos.

El destino del muelle conlleva la definición de las instalaciones y servicios con que hay que dotarlo y que, en forma global, pueden ser:

- Servicios de agua, energía eléctrica, alumbrado, teléfono y torres-monitores contra incendio.
- Pavimentos y vías de ferrocarril.
- Medios mecánicos de carga, descarga y manipulación de mercancías.
- Almacenes, patios, silos, bodegas de tránsito, bodegas refrigeradas, etc.
- Zonas de circulación y pasarelas para el enlace buque-tierra.

3.- Forma de contención

Tomando como base el sistema mediante el cual el muelle hará la contención de las tierras, estos se pueden dividir en:

A) Muros de gravedad con pared vertical. Son estructuras cimentadas por superficie, empleadas cuando los estratos en que se sustentan tienen suficiente capacidad de carga y se encuentran a profundidades tales, que permitan la construcción de estos atracaderos. Son estructuras de tipo masivo cuya estabilidad se logra con peso propio. La construcción de estos muelles se hace nivelando el fondo rocoso colocando con buzos una plantilla de concreto de baja resistencia, previa limpieza y despalle del terreno. El uso de estas estructuras se ha procurado circunscribirlo a puertos donde la marea no tiene rangos muy amplios, por los problemas que induce el análisis del empuje de tierras, al bajar considerablemente el nivel del agua.

La pared de atraque del muro debe tener una pendiente de 1:10 a 4:20, por lo que es conveniente que la plantilla en que se apoya la estructura, tenga dicha pendiente hacia atrás para que al construir la pared (de concreto o bloques), el escarpio se da automáticamente y no queden aristas salidas que afecten a los buques.

Los muros desplantados por superficie se construyen de :

- a) Concreto ciclópeo
- b) Concreto armado
- c) Bloques de concreto macizos
- d) Bloques de concreto huecos, rellenos con arena o material de rezaga, producto de explotación
- e) Bloques calados

B) Estructuras de tablaestaca, las cuales pueden ser :

- a) Estructuras formadas por tablaestacas de alma plana y rellenos interiormente con material pétreo.
- b) Muros formados con tablaestaca y tensores y relleno interior. El uso de tablaestacas para formar paredes, se emplea cuando se tienen suelos arenosos o gravo-arenosos con los cuales se puede tener altos índices de fricción.

4.- Solución estructural

Esta clasificación corresponde propiamente a la etapa de diseño, es decir en donde se define la solución estructural del muelle.

De manera general, se puede decir que una clasificación en este sentido obedecería a la forma en que las estructuras resisten y transmiten al terreno las fuer-

zas que sobre ellas actúan, lo cual está determinado por las condiciones geotécnicas del emplazamiento. Así, por ejemplo, si el suelo de cimentación tiene características altas (rocas, boleos, arenas densas), lo normal es acudir a soluciones de cimentación superficial; en este caso las fuerzas verticales son transmitidas directamente al terreno y las horizontales son resistidas por el rozamiento muelle-terreno, requiriéndose por tanto un peso del muelle importante. llamándose también por ello muelles de gravedad. Si, por el contrario, el terreno es de características geotécnicas bajas (arenas sueltas, fangos, etc.), sin capacidad de carga adecuada, es necesario acudir a soluciones de cimentación profunda; las acciones verticales se transmiten a las capas resistentes más profundas (cimentación por punta) o bien se resisten por rozamiento (por fuste); las cargas horizontales se resisten por acciones horizontales del terreno, dado que normalmente las cimentaciones superficiales resultan más económicas, algunas veces se opta por una solución combinada o mixta.

A su vez los diferentes tipos de soluciones estructurales, pueden dar lugar a clasificarlos en base a la forma de contención. Así tenemos que un muelle de gravedad, por ejemplo de bloques, también lo será de contención y un muelle de cimentación profunda, por ejemplo de pilotes, podrá ser a talud o mixto.

A) Muelles de cimentación superficial.

Este tipo de solución puede tener diferentes tipos de estructuras; las más comunes son :

- Muelle macizo "In Situ" : Se utiliza en muelles de poco calado (2 ó 3 m), ya que en caso contrario su solución resulta antieconómica. Su construcción consiste en colocar cimbras laterales aligeradas, que se apoyan sobre el enrase hecho al propósito, para después rellenarlos con concreto "In Situ". Las cimbras pueden

ser recuperables (metálicas generalmente) o perdidas (prefabricados de concreto); pueden ser continuos, cuando van a contener relleno, o de pilas con traveses de unión en la parte superior.

- Muelle de bloques : Son los típicos muelles de gravedad. Su solución consiste en fabricar bloques de concreto monolítico, cuyo peso dependerá fundamentalmente del equipo de construcción disponible; dados los esfuerzos (pesos y empujes). Lo normal es hacer una sección escalonada, que se ensanche en la parte más baja. Se han utilizado en diversos países para calados de hasta 10 ó 12 m., aunque teóricamente no existe un límite en tal sentido, excepto que para la base resultarían piezas excesivamente grandes.

En este caso resulta necesario cuidar el material de relleno posterior, puesto que si éste es muy fino podría fluir a través de las juntas, es conveniente, por tanto, colocar una primera capa seleccionada de piedras separadas mediante un filtro de relleno restante.

En la parte superior de los bloques es tradicional colocar un "tapón" a todo lo largo del muelle hasta la cota de operación, con lo cual se consigue una superficie perfectamente rectilínea; para ello los bloques se llevan hasta por encima del nivel del agua. De este tipo de solución existen muchas variantes, como por ejemplo el de chimeneas o el de dovelas.

- Muelles de cajones : Están contruidos por cajones de concreto armado y a veces pretensado, dentro de los cuales existen una serie de celdas que permiten su relleno para dar estabilidad.

Técnicamente este tipo de solución es mejor que la de bloques, debido a que permiten una mejor distribución de cargas al ser más monolíticos. Si se trata de

una sección con dos celdas en el sentido transversal, se recomienda que la más pegada al paramento de atraque se rellene de concreto y la posterior de cualquier árido; esto tiene la ventaja de que puede evitar dañar al muelle, puesto que la parte delantera es donde podría golpear alguna embarcación.

En general, se puede decir que este tipo de muelles es adecuado para cualquier calado. Los cajones normalmente se construyen en algún sitio adecuado y una vez terminados, se llevan flotando (con cierto lastre, para evitar el vuelco) hasta el sitio de su colocación, en donde se fondean y posteriormente se rellenan para soportar los empujes del terreno; posteriormente se procede a colocar un "tapón" de concreto en la parte superior, al igual que en el caso de los bloques.

Respecto a la geometría de los cajones, aunque técnicamente puede ser cualquiera las más comunes son :

- Celdas circulares: Ideal desde el punto de vista estructural, ya que todo el concreto trabaja a compresión, consumen mayor volumen de concreto y su construcción es relativamente más complicada.
- Celdas rectangulares : Se requieren concretos de mayor resistencia y más armados; su construcción es más fácil y requieren menos concreto.
- Cajones mixtos : Combinación de los anteriores, con celdas de paredes circulares en el exterior y planas en el interior; trabajan mejor en la fase constructiva al resistir los empujes de agua con secciones circulares, pero en la fase de relleno sucede lo contrario.

- Muelles de recintos de tablaestacas: Se forman con tablaestacas hincadas componiendo recintos rectangulares o circulares, que se rellenan posteriormente de áridos y se coronan con un tapón de concreto, formando un muelle de gravedad.

- Muelles de pilas : las pilas utilizadas para la cimentación de muelles son semejantes a las empleadas en la construcción de puentes; su uso queda restringido por razones económicas y por la calidad del suelo, ya que exigen una buena resistencia a no mucha profundidad.

Normalmente las pilas se construyen de sección circular, de concreto armado, pudiendo ser macizas o huecas (concreto armado de cierto espesor), dependiendo de las características de diseño.

B) Muelles de paramento vertical.

Son los muelles que se apoyan sobre una cimentación relativamente profunda y que, además, presentan una pared vertical para el atraque de los barcos; las soluciones más usuales son :

- Muelles de tablaestacas ancladas : El empuje del relleno se resiste en parte por las propias tablaestacas y en parte por un anclaje superior enlazado a ésta por medio de tirantes.

Las tablaestacas son perfiles laminados que tienen sus bordes adaptados para unir elementos entre sí, formándose de esta manera una pantalla continua; su clasificación depende fundamentalmente de su forma, teniéndose en primer término las no planas (U, Z, etc.), que dan un momento de inercia grande para resistir la flexión y las planas que resisten mejor la tracción.

Los anclajes suelen ser siempre a base de barras y no de cables, para reducir los problemas de colocación y corrosión. La función de los anclajes es la de redu-

cir los momentos flexionantes actuantes sobre la pantalla, evitando que trabajen como ménsula.

Para soportar el anclaje existen diferentes métodos, pudiendo ser por medio de pilotes, un muro de gravedad posterior o una combinación de un cabezal de concreto del que salen pilotes.

C) Muelles de cimentación profunda y a talud.

En este caso las cargas son transmitidas a estratos resistentes y los rellenos no son contenidos propiamente por la estructura, utilizándose un talud normalmente protegido desde el paramento de atraque hasta la liga con tierra firme.

- Muelles de pilotes : Los pilotes pueden ser de múltiples tipos, atendiendo a su geometría, y material del que se componen.

Los materiales típicos son concreto armado o pretensado, metálico y madera tratada aunque la durabilidad de éstos es menor, empleándose principalmente en obras de segunda importancia. Los de concreto tienen casi siempre una sección cuadrada; en los metálicos la sección es tabular y circular en los de madera.

Siempre que se pueda, es conveniente hincar los pilotes hasta alcanzar la capa de terreno resistente (cimentación por punta), pero si dicha capa no existe o está muy profunda, se deberán dejar trabajando por rozamiento. En el primer caso, la cimentación es más firme y los asentamientos menores, mientras que en el segundo la cimentación es "flotante" con posibilidad de mayores asentamientos.

La geometría típica de un muelle de pilotes consiste en un tablero, de un ancho adecuado, con un talud por debajo de él, no permitiéndose que el pie del talud sobresalga del tablero, a menos que las condiciones de colado lo permitan; los pilotes se empotran a este tablero. En la parte trasera se dispondrá de un faldón

o elementos de cierre para contener los rellenos, de cuyo pie sale el talud.

La altura de este faldón trasero dependerá del ancho del muelle y de las cotas de coronamiento o calado, así como de las características geotécnicas del material del talud. Existen ocasiones en que el faldón es una estructura independiente de la propia estructura del muelle (muro, pantalla, etc.).

Lo que se acaba de describir corresponde a muelles sobre pilotes continuos y con rellenos en su parte posterior; cuando se trata de muelles tipo pantallón la obra se limita a un tablero apoyado sobre pilotes.

Los pilotes pueden ser verticales, en cuyo caso, las acciones horizontales, se resisten por flexión pura de los pilotes; también pueden ser inclinados y las cargas horizontales son absorbidas en gran parte por el "per" que se forma, es decir, compresiones y tracciones de los pilotes; los taludes empleados en los pilotes normalmente son entre 1:3 y 1:4.

2.3.- TERMINALES MARINAS

Una terminal marina es la parte de un puerto o albergue que proporciona muelles, manejo de carga y facilidades de almacenaje. Cuando solamente se embarcan o desembarcan pasajeros con su equipaje y pequeñas cargas diversas en naves dedicadas primordialmente al transporte de pasajeros, se denomina terminal de pasajeros.

Cuando el tráfico es principalmente carga manejada por cargueros, aunque algunas de esas naves pueden llevar unos pocos pasajeros, a la terminal se le llama comúnmente terminal de carga. En muchos casos se conoce como terminal de carga pesada o a granel, aquella donde se manejan productos como el petróleo, el cemento o granos que son almacenados.

La terminal debe ser atendida por ferrocarriles, carreteras o conexiones de vías acuáticas tierra adentro.

Las facilidades de la terminal marina en tierra pueden consistir en uno o más de las siguientes y dependen del tamaño del puerto y del servicio que presta :

Los galpones o cobertizos de tránsito se localizan inmediatamente atrás de la plataforma de muelles o atracaderos. Su función es almacenar por un corto período carga que espera ser embarcada o distribuida después que ha sido descargada de los barcos.

Los almacenes de mercancías pueden reemplazar los cobertizos de tránsito en algunas terminales marinas. Pero cuando se utilizan cobertizos suplementarios, los almacenes de mercancías se localizan normalmente tierra adentro y no en la estructura del muelle.

El almacenaje de materiales a granel puede hacerse en silos abiertos sobre túneles de conducción y pueden estar cubiertos con cobertizos cuando se necesita

protegerlos de los elementos; en tolvas y silos o elevadores (para almacenaje de granos), o en tanques de almacenaje (para líquidos). (Estos deben colocarse tan cerca del frente de agua como sea posible y algunas veces directamente a lo largo del muelle para facilitar la carga en las bodegas del barco o la descarga directa.

Un edificio terminal aloja al personal de la administración del puerto y a las autoridades comerciales, si no existe una oficina comercial por separado. El edificio debe estar localizado en un lugar destacado y conveniente respecto de los muelles.

Las casetas de vigilancia se localizan en puntos como en los puestos de entrada de carreteras y ferrocarriles, la entrada a los muelles o el área terminal y la zona de almacenes, etc.

Las bodegas de estibadores albergan los aparatos para el manejo de carga, los baños y otras instalaciones para los estibadores.

Las construcciones diversas incluyen un edificio de bomberos y equipo para combatir incendios, planta de emergencia, garages, talleres de reparación, muelles secos, ferrocarriles de puerto, muelles de pesca y ancladero de yates.

El fin principal de la terminal marítima es proporcionar muelles para el manejo de carga y facilidades de almacenaje.

CAPITULO 3

ASPECTOS DE LA TERMINAL MADERO

El origen de la refinería "Francisco I. Madero", de Ciudad Madero, Tamaulipas, estaba perdido en el tiempo. Ni siquiera los más antiguos trabajadores ya jubilados de la gran planta podían afirmar nada sobre la fecha en que se inició su construcción. A lo sumo, se sabía que perteneció a la Compañía Mexicana de Petróleo El Agulla, S.A., pero que no fue ésta la que empezó a construirla.

Según antiguos documentos que constan en el archivo histórico de Petróleos Mexicanos, ubicado en un viejo edificio del taller de Iturbide, en la Isleta Pérez de Tampico, y que está bajo el celoso resguardo de don Abdón Izaguirre Caloca, petrolero jubilado, el primer contrato-concesión para explorar y explotar terrenos petrolíferos y construir una refinería, fue celebrado entre el gobierno del estado de Tamaulipas y la firma "S. Pearson and Son Limited" el 9 de enero de 1908. Posteriormente este contrato fue modificado al celebrarse otro con vigencia de cincuenta años, que fue firmado en Ciudad Victoria, Tamaulipas por el licenciado Matías Guerra, gobernador tamaulipeco en funciones, y el señor Robert D. Hutchinson como apoderado de la Compañía Mexicana de Petróleo el Agulla, S.A. el 25 de marzo de 1913.

Este contrato contiene un Artículo Adicional que dice:

Los concesionarios se obligan a construir en la municipalidad de Tampico, una refinería para beneficiar petróleo y sus derivados. La refinería antes mencionada reunirá los requisitos que a continuación se expresan y su construcción se llevará a cabo con sujeción a las condiciones siguientes:

"1.- La refinería deberá estar dotado con la planta e instalación necesaria para

poder beneficiar por lo menos 12,500 barriles diarios de 159 litros cada barril.

"II.- Los trabajos de construcción de la refinería deberán principiarse a más tardar el día 1º de julio de 1913, entendiéndose que dichos trabajos han sido principiados por el hecho de que los concesionarios hayan pedido, ya sea a fábricas nacionales o extranjeras los materiales necesarios para la erección de la refinería y adquirir en propiedad o arrendamiento y preparado el terreno en que la misma haya de ser construida.

(A este respecto, cabe señalar que "S. Pearson and Son Limited" ya habían iniciado este tipo de actividades mediante un contrato celebrado primitivamente entre el ejecutivo del estado de Tamaulipas y el señor Enrique Guerra con fecha 21 de agosto de 1901).

"III.- La refinería deberá quedar concluida en o antes del día 31 de diciembre de 1917.

"IV.- Los concesionarios invertirán durante el año de 1913 en la construcción de la refinería la cantidad de \$250,000.00 por lo menos y la cantidad de 3,000,000.00, por lo menos dentro del término de cinco años, que vencen el 31 de diciembre de 1917".

Por otra parte, el Artículo 74 de este contrato estipula:

"El presente contrato caducará:

"I.- Por no principiarse la construcción de la refinería dentro del plazo que establece el artículo adicional.

"II.- Por no invertir la suma de \$3,000,000.00 en los términos que establece el mismo artículo adicional.

"III.- Por no constituir el depósito que previene el citado artículo adicional".

He aquí, pues, que fue la firma "S. Pearson and Son Limited" la que inició los preparativos para construir la refinería y que la Compañía Mexicana de Petróleo

El Agulla, S.A., al fusionarse con aquella y absorber todos sus bienes y obligaciones, realizó el proyecto a partir de 1913 a un costo de 3 millones de pesos, moneda nacional.

Ahora, bajo la administración de Petróleos Mexicanos, la Refinería Madero, con una superficie de 600 hectáreas, cuenta con 32 plantas de proceso en operación que la han hecho pasar, en capacidad de proceso, de los 12,500 barriles originales a 190,000 barriles por día de crudo.

Tiene además tres patios de tanques de almacenamiento, talleres, almacenes, muelles, estaciones de bombeo del poliducto Madero-Monterrey-Chihuahua-Ciudad Juárez, así como el oleoducto Madero-Cadereyta.

La Terminal Marítima Madero cuenta con cinco muelles para el manejo de productos obtenidos en la refinación del petróleo, tales como gasolinas, querosinas, turbosina, diesel, combustóleo y asfaltos. Tiene también un muelle para el manejo de productos petroquímicos. Además, existen muelles de reparaciones a flote, un dique deponente para las embarcaciones menores y el dique seco para reparar embarcaciones de gran calado.

Para el mantenimiento de los diferentes tipos de embarcaciones y sus accesorios, se cuenta en esta área con talleres de diferentes especialidades, departamentos de personal, de seguridad y contra incendio, así como de protección ambiental.

Respecto a terminales de productos petroquímicos, por su facilidad de manejo, el amoniaco, el butadieno y el P-xileno se almacenan en sus respectivas terminales, localizadas en el Área de la Terminal Marítima Madero.

Con el poliducto Madero-Monterrey-Chihuahua-Ciudad Juárez se cubre la demanda de energéticos en el noreste del país. Los productos que se manejan son gasolinas, diáfano y diesel. En el tramo Madero-Monterrey existen facilidades para bombear en ambos sentidos.

Por medio del oleoducto Madero-Cadereyta se suministra el crudo que procesa la refinaria de Cadereyta. Su capacidad es de 236,000 barriles por día en tubería de 24" y tiene una longitud de 470 km.

Desde 1975 viene operando el combustoleoducto Refinería Madero-Comisión Federal de Electricidad, Colonias, con el que se surte combustible a la planta termoelectrica de la CFE de Estación Colonias, en Altamira, Tamaulipas. Dicha instalación cuenta con equipo de bombeo y su diámetro es de 14" con 29 km de longitud.

Frente a la refinaria se encuentra la colonia residencial, donde habita el personal directivo de la misma.

Estos son los aspectos sobresalientes y vitales del funcionamiento de la Refinería Madero, en la cual laboran 7,000 trabajadores petroleros.

3.1.- CARACTERISTICAS DE LA TERMINAL MADFRD

Se manejan algunos productos petroquímicos, tales como paraxileno, amoniaco, butadieno, en sus respectivas terminales, y son distribuidas tanto por ducto como por autos y carrostanque.

Los aceites crudos que se procesan en la Refinería Madero se agrupan bajo cuatro denominaciones, según su procedencia: Tamaulipas, Pánuco, Arenque y mezcla de crudo del Istmo, cada uno de ellos con características diferentes. Se procesan en mezcla o directos, de acuerdo a la demanda de productos. Todos estos crudos se reciben por su ducto correspondiente, excepto el del Istmo que ocasionalmente se maneja por buquotanque.

El agua que se usa en la refinería se toma del vaso natural de captación de la laguna del Chairel, en Tampico, donde existen tres bombas de 10,000 Gpm cada una que la envían por medio de tres acueductos, uno de 24" y dos de 30" a la laguna de Patos, donde se asienta y almacena. De laguna de Patos se envía el agua a la refinería con tres bombas de 10,000 Gpm y dos de 5,000 Gpm, por medio de tres acueductos, dos de 24" y uno de 30".

Desde 1981 opera la planta desmineralizadora MD, la que cuenta con tres secciones cada una con capacidad de 400 Ton/hr de agua desmineralizada para alimentación a calderas. Esta planta sustituirá a las de tratamiento de agua por el sistema cal-carbonato en caliente que opera desde 1960.

La energía eléctrica que consume la refinería es generada por cuatro turbogeneradores, tres de ellos de 15,000 kw y uno de 20,000 kw, lo que da una capacidad total de 65,000 kw a un voltaje de 13.8 kv. Se cuenta además con una subestación de enlace con la CFE de 15,000 kw, a fin de tener respaldo en casos de emergencia.

La planta IMPEX es una planta semi-industrial con capacidad de 3,000 barriles

por día que se desarrolló con tecnología mexicana en el Instituto Mexicano del Petróleo con fines demostrativos del procesamiento del crudo Maya.

Petróleos Mexicanos tiene en funcionamiento un equipo computarizado de medición que registra -en forma exacta y detallada- el envío de los hidrocarburos a las embarcaciones, con lo que se elimina todo margen de error.

Conviene resaltar que en el mundo son contadas las terminales marítimas que han incorporado a sus actividades tan alta tecnología.

La Terminal Marítima Madero cuenta con puertos, muelles, atracaderos, talleres, almacenes y demás instalaciones citadas, lo cual la convierte en una de las más eficientes y seguras que existen y que permite el almacenamiento, la distribución y la comercialización de los hidrocarburos que Petróleos Mexicanos procesa en esa impresionante planta industrial.

3.2.- PROBLEMA QUE SE PRESENTA EN LA TERMINAL MADERO

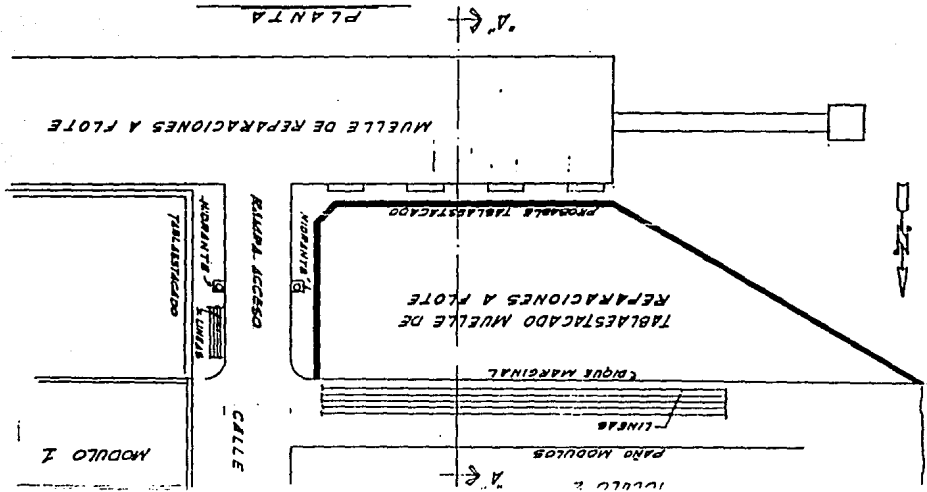
Desde hace algún tiempo atrás a la fecha, las operaciones y el funcionamiento de la terminal se ha vuelto lento y torpo. La causa principal de esta situación se debe a que los patios de maniobras y de tránsito en general, así como en las losas de concreto armado que ocupan los diversos talleres, almacenes, plantas de producción y en general las instalaciones allí existentes cercanas al muelle de reparaciones a flote están siendo afectadas por hundimientos diferenciales del terreno sobre el que se encuentran, en algunos casos estos hundimientos provocan solamente el desnivel de los pisos y en otros hasta la fractura de las losas-piso, haciéndolas inservibles.

Para determinar la causa de estas fallas se realizaron estudios de la zona, los resultados obtenidos informan de un posible delta subterráneo, proveniente de el río Pánuco, el cual al atravesar por la zona donde se halla el muelle de reparaciones arrastra y se lleva el material fino que se encuentra en el terreno. En la planta se muestra el muro existente, está formado por placas de concreto prefabricado, colocadas una sobre otra a lo largo del muelle, y para sellar los espacios entre las placas colocadas se utilizó una junta constructiva de hule especial, este muro llega hasta el nivel de piso terminado. Su función es mantener seca la zona donde se encuentran las instalaciones, separando al muelle del mar. La pared formada por este muro es incapaz de contener el arrastre del material fino a través de él, estas fueron las conclusiones que resultaron de los estudios.

Es esta fuga de material fino el origen de los hundimientos diferenciales, de las fracturas en las losas que forman las instalaciones que dan servicio y atención a las diversas operaciones e instalaciones ubicadas aquí, en la Terminal Madero.



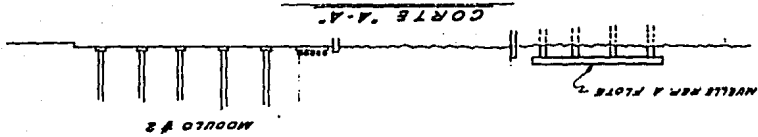
DIQUE OBT.



PLANTA



CORTE A-A'



5.3 - PLANTAMIENTO DE ALTERNATIVAS

Determinado el origen del problema se hace necesario cambiar la actual pared y construir otra que sea eficiente y cumpla su función. Dadas las características que presentan la terminal y el terreno natural en el que se asienta, se conviene en colocar una pared de tipo flexible, para facilitar los trabajos de construcción, colocación y supervisión.

Esta pared la formaría un tablaestacado metálico, por las características del acero, algunas propuestas son:

1.- Construir la tablaestaca con pilotes de punta hechos con tubería recuperada de las líneas de conducción y que se encuentra almacenada en la terminal, lo cual abarataría y facilitaría los trabajos de construcción. Se llama tubería recuperada a aquella que durante los trabajos periódicos de inspección a las instalaciones se le encontró en mal estado (corroída, flexionada, etc.) y se cambio por nueva.

La tubería que serviría como pilote tendría un diámetro de 10 a 12 pulgadas y entre ésta se colocaría otra tubería de menor diámetro, 3 a 4 pulgadas, que serviría como sello.

Los pilotes se apoyarían cerca de sus cabezas por medio de una viga horizontal, formada por un tubo, unidos a tirantes de acero anclados a un bloque de concreto, llamado muerto de anclaje. La parte inferior de la tablaestaca se apoyaría por penetración en el suelo, con una longitud de un medio a un tercio de la diferencia entre los niveles de piso terminado y el nivel de dragado, ó en su caso, hasta empotrarse en la roca existente. El procedimiento constructivo sería el siguiente:

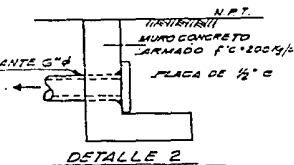
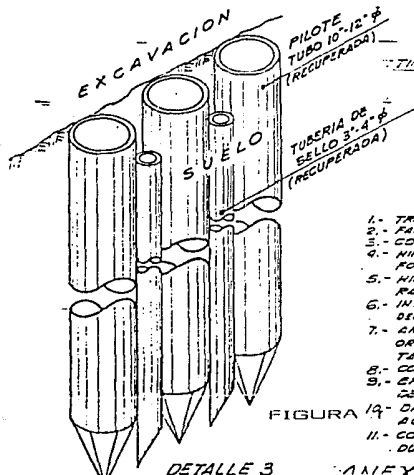
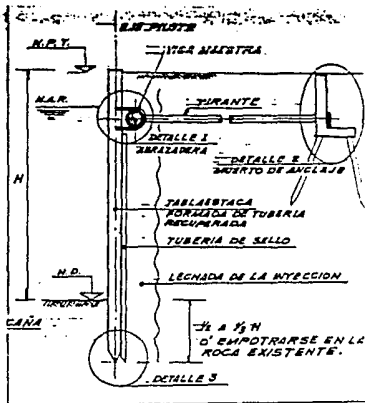
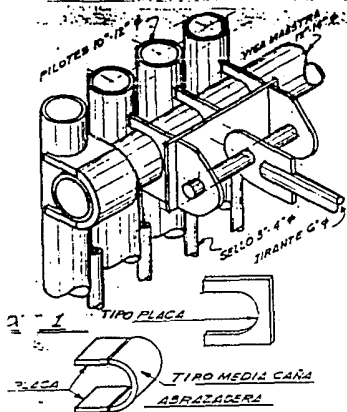
- 1.- El traslado de la tubería al sitio.
- 2.- La fabricación de pilotes y vigas maestras.
- 3.- La construcción del canal guía de hincado.

- 4.- El hincado de los pilotes principales, formando la pantalla del tablaestacado.
 - 5.- El hincado de la tubería de sello y tubería ranurada de inyección.
 - 6.- La inyección de la lechada de cemento dentro de la tubería ranurada.
 - 7.- El amarre de la viga maestra mediante orejas metálicas a los pilotes del tablaestacado.
 - 8.- La construcción del muerto de anclaje.
 - 9.- Las excavaciones y el tendido de los tirantes de anclaje.
 - 10.- El dragado de la zona evitando acumulaciones.
 - 11.- La construcción de terracerías, accesos, ductos, drenajes y pavimentos.
- II.- Esta segunda propuesta sería casi igual a la primera, cambiando la tubería de sello por un casquillo o machimbre de unión.

El procedimiento constructivo a ejecutar sería el siguiente:

- 1.- Traslado de la tubería al sitio.
 - 2.- Fabricación de pilotes, vigas maestras, tirantes y uniones.
 - 3.- Construcción del canal guía de hincado.
 - 4.- Hincado de pilotes que formen la pantalla del tablaestacado.
 - 5.- Amarre de viga maestra, mediante orejas metálicas, a los pilotes del tablaestacado.
 - 6.- Construcción del muerto de anclaje.
 - 7.- Excavaciones y tendido de tirantes de anclaje.
 - 8.- Dragado de la zona, evitando acumulaciones.
 - 9.- Construcción de terracerías, accesos, ductos, drenajes y pavimentos.
- Las figuras 1 y 2 muestran, respectivamente, los detalles de estas alternativas. Estas posibles alternativas de tablaestacado se hicieron tomando en cuenta que el material necesario lo tiene PEMEX, esto reduciría el costo de los trabajos.
- III.- Esta alternativa toma en cuenta la existencia de perfiles de acero laminados

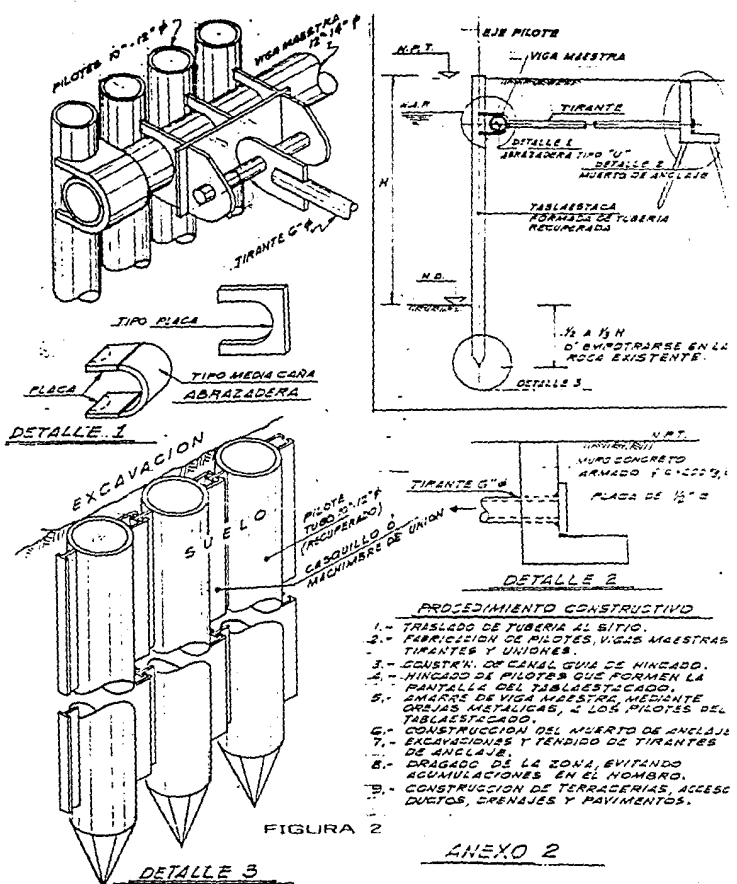
en frío, de venta en el mercado de la construcción, para formar el tablaestacado a utilizar para solucionar el problema referido anteriormente. De esta solución final tratará el último capítulo.



- FIGURA 19- DRASEO DE LA ZONA, EVITANDO ACUMULACIONES EN EL HOMBRO.
- 1.- TRASLADO DE TUBERÍA AL SITIO.
 - 2.- FABRICACION DE PILOTES, VIGAS MAESTRAS.
 - 3.- CONSTR'N. DEL CANAL GUÍA DE HINCADO.
 - 4.- HINCADO DE PILOTES PRINCIPALES, QUE FORMEN LA PANTALLA DEL TABL ESTACADO.
 - 5.- HINCADO DE TUBERÍA DE SELLO Y TUBERÍA RANURADA DE INYECCION.
 - 6.- INYECTADO DE LECHADA DE CEMENTO, DENTRO DE LA TUBERÍA RANURADA.
 - 7.- AMARRE DE VIGA MAESTRA, MEDIANTE OREJAS METALICAS, A LOS PILOTES DEL TABL ESTACADO.
 - 8.- CONSTRUCCION DEL MUERTO DE ANCLAJE.
 - 9.- EXCAVACIONES Y TENDIDO DE TIRANTES DE ANCLAJE.
 - 10.- CONSTRUCCION DE TERRACERIAS, ACCESO, DUCTOS, DRENAJES Y PAVIMENTOS.

DETALLE 3

ANEXO 2



DETALLE 1

DETALLE 2

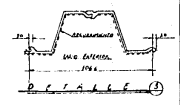
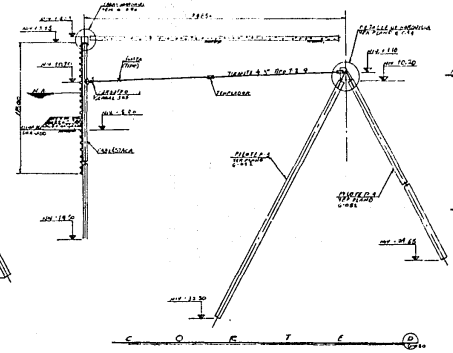
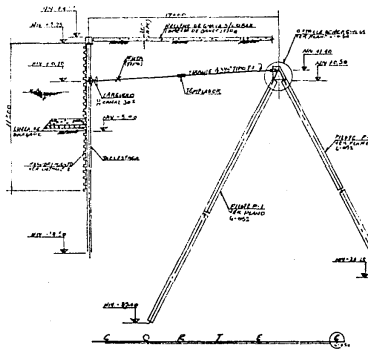
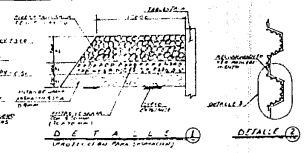
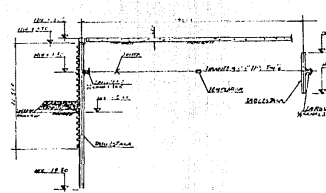
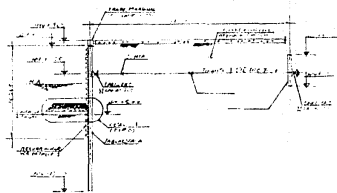
DETALLE 3

FIGURA 2

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

- 1.- TRASLADO DE TUBERIA AL SITIO.
- 2.- FABRICACION DE PILOTES, VIGAS MAESTRAS, TIRANTES Y UNIONES.
- 3.- CONSTRUCCION DE CANAL GUIA DE HINGADO.
- 4.- HINGADO DE PILOTES QUE FORMEN LA MANILERA DEL TABLAESTACADO.
- 5.- ARMADO DE VIGA MAESTRA MEDIANTE ORIJAS METALICAS, Y LOS PILOTES DEL TABLAESTACADO.
- 6.- CONSTRUCCION DEL MUERTO DE ANCLAJE.
- 7.- EXCAVACIONES Y TENDIDO DE TIRANTES DE ANCLAJE.
- 8.- DRAGADO DE LA ZONA, EVITANDO ACUMULACIONES EN EL HOMBRO.
- 9.- CONSTRUCCION DE TERRAJERIAS, ACCESO DUCTOS, CRENAJES Y PAVIMENTOS.

ANEXO 2



- PROCEDIMIENTO DE RECUBRIMIENTO**
1. LIMPIEZA CON LANTAS Y BARROTA
 2. PRIMERA CAPA EN 15 MINUTOS DESPUES DE LA LIMPIEZA
 3. SEGUNDA CAPA EN 15 MINUTOS DESPUES DE LA PRIMERA
 4. PERFORA CON PUNTA DE 200 MICRAS COMO MINIMO.

- NOTAS**
1. ACERACIONES EN MILIMETROS
 2. MALLA GALVANIZADA

INTERACION DIQUE SECO
 TABLONADO EN ZONA DE MUELLE DE
 REFORMACION PUNOS 1, 2, CORTES

CAPITULO 4

ESTUDIOS BASICOS

Los estudios de este tipo proporcionan básicamente información sobre:

- a) Topohidrografía
- b) Vientos
- c) Mareas
- d) Oleaje
- e) Corrientes
- f) Estudios geotécnicos
- g) Presentación de recomendaciones
- h) Estudios especiales

Según los resultados obtenidos de esta información se elaboran recomendaciones sobre:

- a) Alternativas para resolver el problema que es objeto del estudio.
- b) Proyecto y diseño de la obra tanto para sus condiciones de operación como para construirla con el menor riesgo posible.

Es indispensable analizar los costos y aspectos técnicos de la construcción aunque sea en forma aproximada, a fin de seleccionar la alternativa más conveniente.

Topohidrografía.

Se llevan a cabo levantamientos o reconocimientos generales de la zona, haciendo sondeos regulares por medios acústicos y trazando curvas de nivel, puesto que la configuración del fondo suele sufrir cambios frecuentes y, en ocasiones muy considerables.

Para obtener los perfiles del fondo se hacen sondeos periódicos, manteniendo constante la velocidad de la embarcación, controlando la posición, utilizando la brújula y 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 del sondeo puede determinarse mediante la intersección de las visuales de dos tránsitos colocados en tierra. Es conveniente llevar sondeos a cada 500 metros de distancia horizontal a lo largo del trazo, reportando profundidades en metros referidas al nivel del mar en sicigias.

Vientos.

Es la circulación de las masas de aire en sentido más o menos paralelo a la superficie; es producido por los cambios de temperatura en la atmósfera. Cuando el aire se calienta, su densidad disminuye y por lo mismo, asciende y es sustituido por aire más frío que fluye dentro y abajo de él.

Toda localización está sujeta a lo que se llama viento reinante, que sopla con mayor frecuencia durante el año. No es necesariamente el más intenso, ya que el viento de mayor intensidad, pero que ocurre con menor frecuencia, soplado desde otra dirección se le llama dominante. La dirección del viento se determina por el punto desde el cual viene hacia el observador. El lado de la estructura expuesta al embate del viento es el lado del barlovento; y el opuesto, el lado de sotavento.

El viento al soplar sobre el océano, origina corrientes y oleajes, en virtud del esfuerzo tangencial que ocasiona sobre la superficie, el cual junto con las variaciones de presión pone al agua en movimiento. Por otra parte, las instalaciones marítimas están sujetas a la presión del viento, que tiene a ser una carga de diseño.

Concluyendo, es necesario tener registros de viento reinante y de intensidad máxima o dominante, estos pueden obtenerse de datos estadísticos del lugar o bien mediante las cartas oceanográficas.

Mareas.

Se deben a la atracción gravitacional combinada con el sol y la luna sobre la parte líquida de la superficie terrestre. Los niveles máximo y mínimo de la marea se denominan pleamar y bajamar. Tomando el promedio entre ambos se obtiene un resultado más o menos constante en todos los puertos, denominado Nivel de Marea Média o Nivel Medio del Mar, al cual se refieren las altitudes.

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

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

Estos datos pueden obtenerse mediante las tablas de predicción de mareas.

Oleaje.

Es muy importante en la instalación de líneas submarinas en aguas profundas, el estado 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 rompeolas y las plataformas de perforación.

Por tanto, es necesario realizar un análisis del oleaje para obtener su amplitud, longitud, dirección, período y probabilidad de ocurrencia y así definir los diferentes tipos de equipo o estructuras. Para un diseño racional se requerirá obtener datos por lo menos de un año.

El procedimiento más común consiste en instalar un ológrafo, aparato que mide la amplitud y longitud. Esta información, junto con las olas observadas y datos estadísticos proporcionarán las olas de diseño que se utilizan para determinar la manera en que las condiciones superficiales afectan las maniobras. De ser posible, es recomendable llevar a cabo un modelo físico o matemático.

La información respecto a la dirección del frente de las olas y la forma de su ocurrencia es de vital importancia para determinar el período en que el equipo puede funcionar.

Mediante 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, por la variación de las mareas y por el oleaje. Sus efectos en las obras marítimas son determinantes en el proyecto de las mismas.

Para determinar sus velocidades se recomienda: a) Instalar corrientómetros en diferentes lugares y profundidades, b) Aplicar las expresiones teóricas conocidas y c) Consultar las cartas oceanográficas.

Aplicando los principios de la hidrodinámica, se puede obtener la fuerza de arrastre de la corriente al actuar sobre una estructura marina, la socavación en las zonas cercanas.

Estudios geotécnicos.

Para propósitos de diseño, es necesario obtener muestras de los materiales del fondo marino; 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 de la muestra depende del tipo de terreno y será del orden de 3 m para arcilla blanda, de 1 a 2 m en arena, y 50 cm en arcilla compacta y en roca prácticamente nada.

Para determinar la estabilidad de fondo se requiere información sobre las siguientes propiedades del terreno: resistencia al esfuerzo cortante, densidad natural, densidad del suelo seco, límite de Atterberg, contenido de agua, peso específico, factor de erosión del suelo, densidad líquida de la arena, relación de vacíos, etcétera.

Para propósitos de dragado es muy necesario conocer las curvas granulométricas del material por extraer.

Para que el perfil del terreno sea lo más completo posible, es conveniente, además de levantar un plano batimétrico y muestras del fondo, obtener las características de los estratos subyacentes. Esto puede llevarse a cabo por medios acústicos.

En el caso de estructuras fuera de la costa, es necesario llevar a cabo varios sondeos distribuidos de manera que sea posible determinar las características del área en estudio y trazar perfiles en ejes principales, en los cuales, además de describir las características de cada material de los estratos subyacentes, se indique la densidad del suelo sumergido, la densidad del suelo saturado, la densidad del suelo seco, la resistencia por fricción en el caso de pilotes, las curvas de consolidación, etcétera. En el caso de que se opte por utilizar pilotes, es muy recomendable llevar a cabo pruebas de carga vertical y horizontal presentando los resultados de varias de éstas, distribuidas de manera que abarcan toda el área en estudio.

4.1.- CARACTERÍSTICAS DEL SUELO

Los suelos pueden ser de roca, partículas de roca, minerales derivados de roca, materia orgánica o una mezcla de dos o más de estos materiales. Cualquiera de estos materiales o sus mezclas pueden extenderse desde la superficie hasta la cama de roca sólida, o pueden encontrarse en capas, con diferentes tipos entre la superficie y la cama de roca sólida.

La cama de roca sólida consta de rocas duras sanas, descansa en la posición en que se formó y no tiene abajo ningún otro material que no sea roca. Básicamente, la roca puede ser ígnea, sedimentaria o metamórfica. Las rocas ígneas se formaron por la solidificación de material en estado de fusión. Las rocas ígneas típicas son: granito, basalto, diorita, riolita y andesita.

Las rocas sedimentarias se crearon de depósitos, generalmente mediante agua, pero a veces mediante aire y hielo. Las rocas comunes sedimentarias son: conglomerados, arenisca, arcilla esquistosa y piedra caliza. Las rocas metamórficas se formaron por calor y presión que, al actuar sobre las rocas existentes, crearon materiales con nuevas características. El gneis, el cuarzo, la pizarra y el mármol, son rocas metamórficas típicas.

La roca intemperizada se encuentra en algún estado de descomposición de la cama de roca sólida a tierra. En general se encuentra en la entrecara de la cama de piedra sólida y la tierra. A veces, el agua, el hielo o el viento, transportan mucho material fino a otras partes. La roca intemperizada no es segura para soportar cargas pesadas. No se debe utilizar para los costados de cortes escarpados expuestos, debido al peligro de derrumbes.

Las piedras-bota son fragmentos de roca de más de 10 pulg. de dimensión máxima.

Los guijarros son de 2 a 10 pulg; las guijas, de 4 mm a 2 pulg. Las piedras-bola que se encuentran en suelos débiles no se deben utilizar para soportar cargas pesadas; en cualquier terreno tienden a girar en cuanto reciben cargas. Interfieren con el hincado de pilotes o camisas de tubos. En donde es antieconómico eliminar las piedras-bola o colocar cimientos arriba de ellas es necesario relocalizar el cimiento o aún de seleccionar otro sitio para el proyecto.

La grava está constituida por fragmentos de roca no consolidada de 2 mm a 6 pulg. de dimensión. Si está compuesta de roca sana y dura, la grava es un buen material para cimentación. Pero la grava no debe estar arriba de una capa débil o sujeta a lavado.

La arena consta de partículas de roca de 0.05 mm a 2 mm (El límite inferior puede ser diferente en ciertos tipos de clasificación de suelos). Una capa con partículas de 0.05 a 0.25 mm puede considerarse como arena fina; y de 0.25 a 2 mm, como arena gruesa. A las arenas medianas o gruesas se les puede permitir mayores presiones que para las arenas finas.

El agua puede convertir a muchas arenas finas en movedizas, las cuales pueden salirse aún de cimientos con muy poca carga. Dichos materiales pueden utilizarse para soportar cimentaciones solamente cuando estén confinados por el suelo circundante.

Cuando se encuentran depósitos de arena ligeramente consolidada, o aún depósitos de grava, las cargas permisibles se deben reducir para evitar el asentamiento excesivo.

Limo y arcilla son suelos de grano fino; las partículas individuales no pueden distinguirse fácilmente a simple vista. Algunos sistemas de clasificación se los distinguen por el tamaño de partículas. En otros sistemas, la plasticidad es la característica determinante, o sea, la capacidad de deformarse con rapidez sin

cuartearse, desmoronarse o cambiar el volumen y con relativamente poca rebote cuando se elimina la fuerza deformante.

El limo, en un sistema de clasificación, consta de partículas de roca de 0.005 a 0.05 mm de tamaño. En otro sistema, el suelo inorgánico de grano fino no puede hacerse plástico mediante el ajuste del contenido de agua y exhibe muy poca o ninguna fuerza cuando se seca al aire. El limo orgánico, es el limo mezclado con materia orgánica finamente dividida. De mal olor, con frecuencia se encuentra abajo de lagos, de los deltas de los ríos y de los esteros.

La poca resistencia a la fricción permite al limo fluir, cuando está húmedo y no confinado. Debido a su poca permeabilidad y a sus características de lento drenaje, el limo es uno de los materiales más difíciles de excavar.

La arcilla, en un sistema de clasificación, consta de partículas inorgánicas de menos de 0.005 mm de tamaño. En otro sistema, el suelo inorgánico de grano fino puede hacerse plástico mediante el ajuste del contenido de agua y exhibe considerable fuerza cuando se seca al aire. Pierde su plasticidad cuando se seca y se expande cuando se repone la humedad. La arcilla estratificada contiene capas delgadas de limo. Se formó por variaciones periódicas en sedimentación y, en general, es alternativamente claro y oscuro.

Las arcillas pueden clasificarse como suaves, medias y duras. Debido a su cohesividad, la arcilla puede encontrarse sobre declives muy pronunciados en forma temporal. También pueden transmitir presiones laterales moderadas alrededor de una pequeña excavación. Las excavaciones profundas, sin embargo, pueden desintegrarse si el fondo de arcilla se sujeta a presión hidrostática de las capas previas que se encuentran abajo.

La capa sólida de detrito consta de material coherente con fragmentos de roca. Las de origen glacial se componen de partículas, que varían de tamaño desde arcil-

llas coloidales hasta piedras-bola, que fueron parcialmente cementadas o aglutinadas por altas presiones. Otras pueden ser mezclas de arena, grava y arcilla, arena cementada y grava; o arena y limo cementada. Las capas sólidas de detritos secas y cementadas no se desintegrarán cuando se sumerjan en agua, pero las que contienen arcilla como aglutinantes sí lo harán.

Morena es un depósito glacial de mezclas y bolsas de arcilla, limo, arena, grava y piedras-bola. Algunas morenas glaciales, altamente comprimidas o endurecidas, son muy duras en su estado natural y son muy impermeables. En general, bien graduadas, son excelentes para la construcción de presas de tierra o terraplenes.

La marga o tierra arable es una mezcla de humus (materia orgánica) y arena, limo o arcilla.

El adobe es la arcilla aluvial de textura gruesa que se encuentra en las regiones áridas. Es duro y cohesivo cuando está denso y húmedo pero pierde estas propiedades cuando está mojado.

El loes es un depósito uniforme, cohesivo, de suelo de grano fino llevado por el viento. Muchas veces sus partículas tienen color café claro, y su tamaño es de 0.01 a 0.05 mm. Al trabajarlo, se vuelve impermeable y difícil de compactar. La liga entre las partículas se debe a un aglutinante calcáreo. Por tanto, al saturarlo, puede sedimentarse, según su densidad inicial y la solubilidad del aglutinante. El loes puede permanecer sin apoyo en cortes casi verticales, pero los cortes inclinados se erosionan rápidamente.

Los suelos que en general no se deben utilizar para cimentaciones son: el gombo, material arcilloso, muy pegajoso cuando está mojado; el lodo o tierra vegetal, mezcla pegajosa del suelo y agua, muy débil o fluido. La turba, material orgánico parcialmente descompuesto que se encuentra en pantanos, con muy poca capacidad de carga y la bentonita, o ceniza volcánica descompuesta que se hincha cuando se moja.

4.2.- PROPIEDADES INDICE DEL SUELO

Hay propiedades físicas fácilmente observables de los suelos que, con frecuencia, son suficientes como índices de comportamiento. Dichas propiedades índices son: la apariencia de textura, la densidad, el contenido de humedad, la consistencia, la permeabilidad, la compresibilidad y la resistencia a los esfuerzos cortantes.

La textura de suelo, o la apariencia superficial, dependen del tamaño de la partícula, forma y graduación. El color tiene importancia como límite de presencia de ciertos materiales.

Las partículas varían no solamente en tamaño, sino también en área superficial y forma. Algunas propiedades importantes, como la absorción, son una función del área superficial por área de masa, o sea, la superficie específica.

La forma de la partícula influye en la densidad máxima, en la compresibilidad, en la resistencia al esfuerzo cortante y en otras propiedades. Las partículas de grava, arena y limo generalmente tienen tres dimensiones principales del mismo orden de magnitud; dichas partículas se llaman abultadas, éstas pueden ser granulares o casi redondas. Los suelos con granos gruesos de partículas angulares tienen mayor resistencia y capacidad de carga que los que tienen partículas redondas. En general tienen también mayor capacidad de carga que las arcillas, porque las partículas en forma de placa predominan en la mayor parte de las arcillas. Las acumulaciones de dichas partículas generalmente son más compresibles que los suelos compuestos de partículas abultadas.

La densidad del suelo es una medida de la concentración de las partículas en una masa de suelo. También es un índice de compresibilidad. Los suelos menos densos, o ligeramente empacados, son mucho más compresibles que los que tienen densidad más alta. La densidad de los suelos puede expresarse numéricamente como relación de vacíos y porosidad. La relación de vacíos está dada por: $e = V_v/V_s$.

donde: V_v = Volumen de vacíos (espacio no ocupado por sólidos en una masa de suelo).

V_s = Volumen de sólidos en la masa de suelo.

La porosidad, en porcentaje, está dada por: $n = (V_v/V_t) \times 100$.

donde: V_t = Volumen total de la masa de suelo ($V_s + V_v$).

Nótese que un suelo de alta porosidad no necesariamente es altamente permeable. Por ejemplo, la arcilla que tiene alta porosidad tiene muy baja permeabilidad. El paso del agua a través de un suelo depende de las dimensiones, la forma y la continuidad de los vacíos.

La densidad relativa D_d , en porcentaje, es una medida de la compactación de un suelo con una relación de vacíos e , donde el máximo de vacíos es $e_{máx}$ y el mínimo es $e_{mín}$. $D_d = [(e_{máx} - e)/(e_{máx} - e_{mín})] \times 100$.

El porcentaje de compactación generalmente se usa para medir la densidad del suelo en relleno. En general el máximo peso Proctor, determinado por una prueba estándar de laboratorio, se usa como el de la obra. También puede utilizarse la prueba AASHTO método T 180 o T 99, (American Association of State Highway and Transportation Officials). Normalmente se especifica del 90 al 100% de compactación.

El contenido de humedad o de agua tiene una importante influencia en el comportamiento de los suelos. El contenido de agua, en base seca, en porcentaje está dada por: $w = (W_w/W_s) \times 100$.

donde: W_w = peso del agua en una masa de suelo.

W_s = peso de los sólidos en la masa de suelo.

$W_w + W_s = W_t$ (peso húmedo de la masa de suelo).

El grado de saturación, en porcentaje, está dado por: $S = (V_w/V_v) \times 100$.

donde V_w = Volumen de agua.

V_v = Volumen de vacíos.

La saturación, la densidad y el contenido de humedad se relacionan mediante: $S_e = wG$, donde G es la gravedad específica de los sólidos. Por tanto, en un suelo completamente saturado, la relación de vacíos es proporcional al contenido de agua.

La consistencia describe la condición de los suelos de grano fino suaves, firmes o duros. La resistencia al esfuerzo cortante y la capacidad de carga varían significativamente con la consistencia.

La consistencia en general se mide por el sistema de Atterberg. Este reconoce cuatro estados: líquido, plástico, semisólido y sólido. Un suelo arcilloso pasa por estos cuatro estados conforme va cambiando el contenido de humedad. Cuando un suelo fluido pierde agua, hay una etapa en la cual deja de comportarse como líquido. El contenido de humedad en esta etapa se llama límite líquido. Al eliminar más humedad, termina el estado plástico. El contenido de humedad en esa etapa es el límite plástico. Finalmente el límite de encogimiento llega cuando ya no hay cambio de volumen al disminuir el contenido de agua.

El índice de plasticidad es la diferencia entre los límites líquido y plástico. El índice de encogimiento es la diferencia entre los límites plástico y de encogimiento. Estos índices pueden usarse para clasificar los suelos.

El uso del sistema de Atterberg está limitado principalmente a rellenos y suelos que se van a compactar, debido a que las pruebas de laboratorio para determinar los límites se llevan a cabo en muestras remoldeadas. El remoldeo puede cambiar en forma importante las propiedades del suelo natural. Sin embargo, la aplicación del sistema de Atterberg proporciona información útil sobre los suelos de grano fino. El límite líquido de un suelo aumenta al aumentar el contenido de arcilla o materia orgánica. El aumento en material finamente dividido eleva el límite líquido de los suelos inorgánicos.

Cuanto más bajo es el índice de plasticidad mayor es la permeabilidad y la compresibilidad a un límite líquido dado.

La permeabilidad es la capacidad de un suelo de conducir o descargar agua cuando se encuentra bajo un gradiente hidráulico. Esta propiedad depende de la densidad del suelo, del gradiente de saturación y del tamaño de las partículas. Los suelos de granos gruesos son altamente permeables y tienen coeficientes altos de permeabilidad; los suelos de granos finos son más impermeables y tienen coeficientes más bajos. El coeficiente de permeabilidad K , en cm/s, se define por la ley de Darcy: $Q = KiA$, donde:

Q - velocidad de flujo a través de la masa sólida, en cm^3/s .

i - gradiente hidráulico o carga total perdida por unidad de longitud de flujo.

A - área transversal del suelo a través del cual tiene lugar el flujo, en cm^2 .

La ley de Darcy generalmente se utiliza para estimar el flujo a través de suelos saturados con carga gravitacional (agua libre para moverse bajo la fuerza de gravedad, en contraste con el agua que se mueve por acción capilar o retenida por absorción). El agua también puede fluir por ósmosis, cuando hay soluciones de diferentes concentraciones. Por ejemplo, el flujo osmótico puede tener lugar cuando la arcilla que está bajo compresión se descarga y absorbe el agua que está en contacto con él. El flujo osmótico también puede ser la causa de parte de la hinchazón que ocurre cuando se congela la tierra; cuando hay agua adicional ésta entra en la zona de congelación.

La ósmosis a veces se utiliza para drenar limos, mediante un proceso llamado electroósmosis. Este método es eficaz en limos, que en general son difíciles de drenar mediante bombeo abierto o con punta coladora.

La resistencia al esfuerzo cortante es el esfuerzo cortante en una masa de suelo al fallar o cuando hay desplazamiento continuo con un esfuerzo relativamente

constante. En general es un factor importante para determinar la capacidad de carga máxima de los suelos, la estabilidad de terraplenes y la presión contra muros de retención. Varía con el tipo de suelo, profundidad y perturbaciones estructurales. También varía con cambios estacionales del nivel de agua en la tierra, saturación capilar, contenido de humedad y filtración. Generalmente se determina la resistencia al esfuerzo cortante en pruebas de laboratorio, con muestras bajo cargas normales constantes.

Hay pruebas que indican que para suelos sin cohesión, arena, limo, grava, la resistencia al esfuerzo cortante varía casi directamente con la presión normal. La relación está dada por: $f_v = f_n \tan \theta$.

donde: f_v - resistencia al esfuerzo cortante.

f_n - presión normal promedio.

θ - ángulo de fricción interna.

Los suelos densos sin cohesión pueden resistir un esfuerzo cortante más grande al máximo. Sin embargo, la resistencia máxima es la misma para un suelo flojo o denso. Esto se debe que al aumentar los esfuerzos en los suelos densos y sueltos llegan más o menos a la misma relación de vacíos, o sea, a la relación crítica de vacíos. Hay poco cambio de volumen en una prueba de esfuerzo cortante sobre una muestra inicialmente en la relación crítica de vacíos.

Las presiones en los poros afectan la resistencia al esfuerzo cortante. Si se evita el drenaje de un suelo sin cohesión, la resistencia al esfuerzo cortante del suelo cuando está flojo y saturado será menor que cuando está parcialmente saturado o seco; pero la resistencia al esfuerzo cortante del suelo denso y saturado será mayor que cuando no estaba saturado. Si no se obstruye el drenaje, la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo flojo que está saturado o parcialmente saturado será mayor que la de un suelo sin drenar.

La resistencia al esfuerzo cortante de suelos sin cohesión es casi independiente de la velocidad con que se aplica la fuerza cortante.

Los materiales sin cohesión desarrollan la mayor parte de su resistencia al esfuerzo cortante mediante fricción entre los sólidos. Además, las partículas se traban entre sí y contribuyen a la resistencia. La resistencia debido a la trabazón se pierde cuando empieza un deslizamiento.

La resistencia al esfuerzo cortante de las arcillas se deriva principalmente de la cohesión y la adherencia. Cohesión es la unión de dos o más masas arcillosas; la adhesión es la unión de las arcillas con otros materiales.

La resistencia al esfuerzo cortante de arcillas finas saturadas (partículas menores o iguales a 2 mm) a un contenido de agua constante depende sobre todo de la fricción viscosa y también de la trabazón o interferencia de las partículas en una escala microscópica. Por tanto, la resistencia al esfuerzo cortante casi es independiente de la presión normal, pero depende de la velocidad de corte y varía directamente con el área en contacto. La resistencia al esfuerzo cortante también depende de la consistencia. Una arcilla que está en el límite líquido o cerca de él tiene poca o ninguna resistencia, mientras que la misma arcilla con menos humedad puede tener una alta resistencia al corte.

Cuando se carga arcilla fina saturada se consolida y cambia la consistencia en la cual puede drenarse. La resistencia, por tanto, mejora según la compresibilidad de la arcilla consolidada. Cuanto mayor es la compresibilidad, mayor es el aumento de la resistencia. En arcillas normalmente consolidadas, la resistencia al esfuerzo cortante sin drenar aumenta más o menos linealmente con la profundidad.

La resistencia al esfuerzo cortante de arcillas saturadas varía inversamente con el tamaño de la partícula y con la superficie específica, para un contenido

de agua dado. La forma de la partícula desempeña también un papel en la resistencia al esfuerzo cortante, así como también en la orientación. Las arcillas con partículas planas tienen mejor resistencia que las partículas en forma de aguja. La orientación al azar de partículas no redondas aumenta la resistencia al esfuerzo cortante comparado con una orientación paralela al plano de corte.

Algunas arcillas, que son firmes o duras cuando no están perturbadas se vuelven suaves al perturbarlas o remodelarlas sin cambio en el contenido de agua. Esta característica se indica mediante el grado de sensibilidad: S_t , que es el cociente de la resistencia al esfuerzo cortante de la muestra no perturbada entre la resistencia de la muestra remodelada. La sensibilidad es importante cuando las cimentaciones pueden estar sujetas a vibraciones o donde las operaciones de construcción, como el hincado de pilotes, pueda alterar las formaciones naturales de la arcilla.

La resistencia al esfuerzo cortante en suelos mixtos se deriva de la cohesión y de la fricción sólida. La fricción se produce por pequeñas cantidades de limo y arena en una arcilla fina; pequeñas cantidades de arcilla en arena o limo produce cohesión. Por tanto, para suelos tipo arcilla limosa, arena-arcilla y arena limosa, la resistencia al esfuerzo cortante puede calcularse con la ley de Coulomb:

$$f_v = C + f_n \tan \phi$$

donde: C = unidad de cohesión.

f_n = presión normal sobre la superficie deslizante.

ϕ = ángulo de fricción interna.

4.3.- EMPUJE DE TIERRAS

De continuo aparece la situación en que dos masas vecinales deben mantenerse a diferente nivel, para el caso de masas de tierra, el talud es la solución típica para este problema, pero con frecuencia ha de recurrirse también al uso de estructuras de retención. Este tema trata de la magnitud y distribución del empuje lateral entre una masa de suelo, y la estructura de retención de tierra adyacente. La solución completa de cualquier problema involucraría la predicción de presiones y deformaciones laterales, considerando las condiciones iniciales de esfuerzo en el suelo, la relación entre esfuerzo y deformación para el suelo, y las condiciones de borde que describen la interacción suelo a estructura. Tal solución sería extremadamente compleja, y en la práctica se recurre a métodos simplificados. Si la forma de la estructura no cambia como resultado del empuje lateral, y la estructura sólo experimenta rotación o traslación en un todo, se dice que es rígida, y el problema puede ser resuelto considerando la deformación de un modo muy general. Si, sin embargo, la estructura sufre distorsión como consecuencia del empuje lateral de tierra, las deformaciones estructurales influyen en la magnitud y distribución del empuje. A estructuras de este tipo se las denomina flexibles, y para su diseño se utilizan métodos semiempíricos.

Las dos teorías clásicas de empuje de tierras son las debidas a Coulomb (1776) y a Rankine (1857). La teoría de Rankine considera los esfuerzos en una masa de suelo cuando alcanza un estado de equilibrio plástico, es decir, cuando se está por alcanzar el punto de rotura por corte en la masa de suelo. En la figura mostrada se ven las condiciones de esfuerzo en rotura, en un elemento de suelo bidimensional, siendo los parámetros de resistencia de corte principales c y ϕ . La rotura por corte se produce en un plano que está a un ángulo de $(45 + \phi/2)$ res-

pecto al plano principal mayor. Si la masa de tierra en su totalidad, fuese sometida a esfuerzos tales que los esfuerzos principales en todos los puntos se encontraran en las mismas direcciones, habría una red de planos de rotura igualmente inclinados respecto a los planos principales. Debe notarse que sólo se puede alcanzar el estado de equilibrio plástico, si puede tener lugar suficiente deformación del suelo.

La teoría de Coulomb involucra la consideración de la estabilidad, como un todo, del borde de un suelo, entre una estructura de retención de tierra, y un plano de rotura de prueba. Se determina la fuerza entre el borde y la estructura, considerando, en forma aproximada, el equilibrio de todas las fuerzas que actúan en el borde, cuando se encuentra a punto de deslizarse hacia arriba o abajo del plano de rotura, es decir, cuando el borde está en condición de equilibrio límite. Es evidente que esto implica algún movimiento lateral de la estructura para permitir que se establezca la condición de equilibrio al límite. Se elige una serie de planos de rotura de prueba, para así poder determinar la fuerza crítica.

El empuje de tierras sobre las paredes de las estructuras que las contienen es más complejo que el de los materiales a granel, por la influencia de cohesión que tienen la mayoría de los suelos y por la variabilidad de las propiedades de éstos según el contenido de humedad y el grado de compactación. También influye la interacción entre el suelo y la estructura que dependen de las rigideces relativas de ambos. La determinación de estos empujes y la revisión de la estabilidad en estructuras importantes en que este fenómeno sea crítico, son tema de estudio por un especialista en mecánica de suelos.

Casos en que el empuje de tierras representa un aspecto importante del diseño son, por ejemplo, los muros de contención, túneles, tablaestacados y sótanos de edificios.

El empuje de tierras puede determinarse con aceptable precisión cuando se trata de materiales sin cohesión, en los que la presión que ejercen contra la pared que los contiene depende esencialmente de su ángulo de reposo, o sea de la pendiente que el material adopta cuando se vacía en un montón suelto. Los suelos arcillosos tienen, por otro lado, apreciable cohesión y son capaces de mantener, cuando se encuentran en estado seco, taludes casi verticales y por tanto no ejercen presión sobre las paredes que los contienen. Sin embargo, cuando estos suelos se encuentran saturados pierden casi totalmente su cohesión convirtiéndose prácticamente en líquidos, por lo cual el empuje que ejercen es equivalente al hidrostático.

Las presiones que el suelo ejerce sobre una pared aumentan como las hidrostáticas en forma lineal con la profundidad y pueden expresarse, por tanto, en la forma $P_h = [k \gamma h]$ en que γ es el peso volumétrico del suelo, h la profundidad del punto considerado y k es una constante que depende de las características del suelo.

La presión del suelo sobre una pared rígida que no sufre desplazamientos se

conoce como presión de reposo. El coeficiente k varía en este caso de 0.4 para suelos no cohesivos hasta 0.8 cuando estos mismos suelos están solamente compactados y cerca de 1.0 para suelos arcillosos.

En general, las estructuras de retención se encuentran sometidos a tres tipos de presión en el suelo:

Presión activa. Esta ejerce empujes horizontales y verticales contra cualquier estructura que se oponga a la tendencia natural de la tierra a caer, deslizarse o escurrirse hacia su estado de equilibrio natural, pero que cede poco ante la presión. La componente horizontal de la presión lateral, P_a , a una profundidad h , está dada, en el caso de los rellenos horizontales y paredes verticales por:

$$P_a = whKa - 2c(Ka)^{1/2}$$

donde: w = peso unitario promedio del suelo.

h = profundidad.

c = cohesión del suelo.

$K_a = \tan^2 (45 - \theta/2)$.

θ = ángulo de fricción interna del suelo.

Presión pasiva. Esta presión actúa cuando una estructura tiende a comprimir el suelo, la componente horizontal, P_p , se calcula mediante la fórmula:

$$P_p = whK_p + 2c(K_p)^{1/2}$$

donde: w = peso unitario promedio del suelo.

h = profundidad.

$K_p = \tan^2 (45 + \theta/2)$.

c = cohesión del suelo.

θ = ángulo de fricción interna del suelo.

Presión de reposo. Las presiones del suelo en reposo se generan en contra de paredes verticales que no ceden en absoluto, éstas representan una situación

intermedia entre los casos extremos de presión activa y pasiva. Las presiones de reposo se calculan, igual que las activas y pasivas, a partir de las ecuaciones anteriores, con la única excepción de que se utiliza el coeficiente K_0 :

$K_0 = 1 - \text{sen } \theta$, en el caso de suelos sin cohesión, y:

$K_0 = 0.95 - \text{sen } \theta$, en el caso de arcillas normalmente consolidadas.

Cuando se tienen arcillas, el valor de K_0 se incrementa junto con la relación de sobreconsolidación (RSC), o sea, la relación que hay entre la presión de preconsolidación y la de sobrecarga, y puede acercarse a un valor de 3 cuando los valores de RSC son muy altos.

Cada una de estas presiones depende de muchas de las propiedades físicas del suelo, así como de la rigidez relativa de éste y la estructura construida. Las propiedades más significativas del suelo parecen ser densidad, ángulo de fricción interna del suelo en el caso de las arenas, y cohesión y relación de sobreconsolidación en las arcillas.

En general, las paredes de contención se deforman ligeramente bajo la acción de la presión de la tierra. Basta una pequeña deflexión de la pared para provocar una marcada reducción en el empuje ejercido por el suelo que pasa de un estado de presión en reposo a uno de empuje activo.

Aunque la teoría de Rankine de la que se derivan las ecuaciones anteriores, es válida sólo para suelo granulares, grava y arena, se ha empleado para todo tipo de suelo a través de valores convencionales del coeficiente de fricción interna θ , que incluyen el efecto combinado de la fricción y la cohesión.

Cuando parte de la estructura se encuentra debajo del nivel freático, sea de manera permanente u ocasional, la presión hidrostática actúa adicionalmente al empuje de tierras. En la zona sumergida la presión es igual a la suma de la hidrostática más una presión de suelo calculada con la expresión usual pero en la que

V se toma como la diferencia entre el peso volumétrico del suelo saturado y el del agua, ya que la flotación reduce en esa forma el peso efectivo del suelo. De esta manera las presiones que resultan son considerablemente mayores que las de la tierra cuando el nivel freático se encuentra abajo de la estructura.

En ocasiones el terreno retenido por el muro tiene que soportar una sobrecarga debida al tráfico o a materiales almacenados en la superficie. El incremento de presiones ocasionado por una sobrecarga uniforme por unidad de área, w , se puede determinar convirtiendo esta carga en una altura equivalente de suelo, H' , con peso volumétrico V , arriba del nivel del terreno, igual a : $H' = w/V$.

También puede suceder que la superficie del terreno retenido por la pared sea inclinada. En este caso la dirección de las presiones ejercidas por el suelo es la misma de la superficie, pero el componente horizontal del empuje no cambia.

4.4.- PRUEBAS EXISTENTES

Las pruebas de campo permiten determinar in situ propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos. Se describen la prueba de la veleta y las de permeabilidad de Franc y Nasberg porque son las más frecuentemente realizadas; existen otros tipos de pruebas como las de Menard, Goodman, Placas y otras.

Prueba de la veleta.

Generalidades.- Sirve para medir la resistencia al corte del suelo en estado natural o remoldeado. La veleta es una varilla de acero con cuatro placas verticales delgadas también de acero, que se hincan en el suelo y que al girar genera una superficie de falla cilíndrica; dispone de un mecanismo para la medición del par necesario para producir la falla, que puede ser tan simple como una llave de torsión calibrada.

Para eliminar la influencia de la fricción entre las barras de torsión y las paredes de perforación se han desarrollado mecanismos de medición del par cerca de la veleta, dentro de la perforación.

El campo de aplicación de las veletas ha sido tradicionalmente los suelos cohesivos blandos pero se han desarrollado dispositivos de veletas que permiten ahora realizar pruebas en suelos cohesivos duros.

Las ventajas principales de la prueba de la veleta son la rapidez y la economía con que se puede obtener información; las limitaciones más importantes son la falta de correlaciones confiables y que la prueba genera un proceso de falla progresiva.

Características.- La veleta convencional está formada por cuatro navajas de acero montadas en una varilla también de acero. la altura de la veleta varía gene-

ralmente entre 5 y 70 cm. Las navajas son delgadas y afiladas para que alteren lo menos posible el suelo, la relación entre el área transversal de la veleta y el área transversal de la zona de falla debe ser igual o menor que 6.5% .

La veleta para suelos duros está constituida por una corona de 8 navajas radiales de 1 cm de ancho y 2 cm de altura, montadas en un tubo de 4.1 cm de diámetro con perforaciones laterales que permiten la salida del agua azolve.

En ambas veletas el momento de torsión se provoca desde la superficie con un mecanismo manual que mide el ángulo de giro; el momento que se transmite mediante una columna de barras de acero de 3.49 cm de diámetro y se mide con una celda sensible, instrumentada con deformímetros eléctricos (straingages), instalada arriba de la veleta para eliminar de la medición la influencia de la fricción de las barras con las paredes de la perforación.

Procedimiento de operación.- La operación de ambas veletas es similar: se hince la veleta que quede en la zona no alterada por la perforación; la veleta convencional se hince 30 cm y las de suelos duros 5 cm. La fuerza necesaria para el hincado de la veleta se aplica con el sistema de gatos hidráulicos de la máquina perforadora usada para hacer el sondeo.

La etapa de falla se hace con una velocidad de rotación de 4 a 6 grados por minuto, la falla se alcanza entre 3 y 10 minutos generalmente. Una vez alcanzada la falla se gira la veleta a una velocidad mayor durante un minuto, generalmente 200 grados por minuto, para remodelar el material, y después se reanuda la prueba a la misma velocidad anterior para definir la resistencia remodelada. Concluida una prueba, si es posible, se hince la veleta hasta otra profundidad y se repite la prueba; si no es posible hincar la veleta se saca, se avanza la perforación y se coloca nuevamente la veleta.

Interpretación de la prueba.- Las pruebas realizadas con veletas convencionales;

se interpretan considerando una distribución de esfuerzos uniforme en el área del cilindro de corte y triangular en las caras del cilindro; esta hipótesis conduce a la siguiente expresión; para la resistencia al corte (S_r):

$$S_r = (K \cdot D_L) / (3.660^2)$$

donde: K - Constante de calibración.

D_L - Deformación de la celda sensible.

D - Diámetro de la veleta.

Las pruebas realizadas con veletas para suelos duros se interpretan aceptando que la superficie de falla queda definida por el perímetro exterior de la veleta. Aceptando que la resistencia al corte del suelo es uniforme se obtiene la expresión: $S_r = (K \cdot D_L) / (108.23)$

Con los datos de la prueba se hace una gráfica tiempo contra resistencia al corte y de ella se determina la resistencia máxima y la resistencia remodelada. La sensibilidad del suelo (S), se puede calcular como el cociente de la resistencia máxima entre la resistencia remodelada.

Prueba de permeabilidad Le Franc.

Generalidades.- Esta prueba permite determinar la permeabilidad local de suelos y rocas muy fracturadas localizadas abajo del nivel freático. Para la medición de la permeabilidad de rocas sanas la prueba Lugeon es más apropiada. Para la determinación de la permeabilidad en zonas grandes se utilizan las pruebas de bombeo.

La prueba Le Franc consiste en inyectar o extraer agua de una perforación con una carga hidráulica pequeña y medir el gasto correspondiente; la carga hidráulica puede ser constante o variable según el tipo de suelo; en general en suelos permeables como arenas y gravas la prueba se hace de inyección y carga

constante y en suelos poco permeables como arenas finas, limos y arcillas se hace la prueba de extracción con carga variable.

Equipo.- El equipo necesario para la prueba de inyección está integrado con a) un tanque para suministrar un gasto constante, b) un tanque de volumen conocido para medir el gasto, c) tubería de conducción, d) una sonda eléctrica para determinar la posición del nivel de agua, e) ademe metálico en caso de no haberse usado en la perforación y f) un cono con una válvula de tres vías que permite el paso del agua a la conducción y a la medición del gasto usando el tanque de volumen conocido; puede usarse un tubo Venturi para medir el gasto.

El equipo para la prueba de bombeo o extracción es más simple, está compuesto por a) un tubo metálico cerrado en el fondo con el que se extrae agua de la perforación bajándolo con un cable, b) una sonda eléctrica para determinar la variación del nivel dentro de perforación y c) ademe metálico en caso de no haberse usado en la perforación.

Procedimiento de operación.- En ambas pruebas una vez instalado el equipo se coloca la parte inferior del ademe a una distancia l del fondo de la perforación que debe haber sido hecha sin lodo; esta distancia será nula para obtener la permeabilidad local horizontal, luego se mide la profundidad del nivel freático (H_0) respecto a la parte superior del ademe.

En la prueba de inyección se llena el tanque y se abre la válvula de aguja y la de tres vías para introducir un gasto constante en la perforación; se mide con la sonda eléctrica la variación del nivel de agua en la perforación (H_1) con el tiempo respecto a la parte superior del ademe y se anota en la hoja de registro, cuando se haya estabilizado el nivel por 10 minutos se tendrá el valor de la profundidad (H_1) para el gasto (q_1) que se mide haciendo pasar el agua al recipiente de volumen conocido (V) y tomando el tiempo (t) que tarda en llenarse.

Una vez medido el gasto se hace pasar el agua nuevamente a la perforación mediante la válvula de tres vías y se abre más la válvula de aguja para incrementar el gasto. Se hacen varias pruebas, generalmente cuatro, que se pueden realizar en unas dos horas. En la prueba de extracción se determina la posición del nivel freático y se saca agua de la perforación con un recipiente de tubo cerrado en la parte inferior, para abatir el nivel del agua y se determina la posición del nivel de agua dentro del ademe a diferentes tiempos para poder hacer la gráfica recuperación-tiempo. La medición del agua dentro del ademe se hace con respecto a la parte superior del mismo.

Interpretación.- La interpretación de estas pruebas se hace basándose en la ley de Darcy para las condiciones de flujo y de frontera impuestas en cada caso.

En la prueba de carga constante se obtiene la gráfica carga-gastos. Los gastos (q_i) se calculan con la expresión:

$$h_i = H_o - h_i$$

donde: H_o - posición inicial del nivel freático respecto a la parte superior del ademe.

h_i - carga hidráulica para un gasto q_i .

H_i - posición estable del nivel de agua dentro del ademe, para un gasto q_i , y el gasto correspondiente para la profundidad estable H_i se calcula con:

$$q_i = v/t_i$$

donde: q_i - es el gasto constante para la profundidad estable H_i .

v - volumen del recipiente.

t_i - tiempo que tarda en llenarse.

Prueba de permeabilidad Nasberg.

Generalidades.- La prueba permite determinar la permeabilidad local en materiales no saturados. Se utiliza en rocas muy fracturadas y suelos; la medición se debe realizar en una perforación que haya sido hecha con lodo.

Equipo.- El equipo que se requiere es el siguiente: a) sonda eléctrica, b) tubería de conducción, c) ademe N, d) medidor de gastos, que puede ser un tubo Venturi o un dispositivo como el usado en la prueba Le Franc de carga constante y e) tanque para suministro de agua.

Procedimiento.- Instalarlo el equipo de manera similar al de la prueba Le Franc se levanta el ademe una distancia L por encima de la base de la perforación y se determina H_0 . se suministra agua a la perforación con un gasto constante, midiendo el nivel del agua dentro de la perforación; se anota en la hoja de registro la variación del nivel con el tiempo y cuando se haya estabilizado el nivel de agua durante 10 minutos se tendrá la profundidad de equilibrio (h_1) para el gasto suministrado (q_1). Se hacen varias determinaciones con diferentes gastos para calcular el promedio de la permeabilidad.

Interpretación.- La permeabilidad se calcula usando la expresión:

$$k_l = \frac{0.473 q_1}{(h_1)^2} \log_{10} \frac{4h_1}{D}$$

donde: k_l - coeficiente de permeabilidad local horizontal, m/seg.

h_1 - H_t - H - carga hidráulica de equilibrio, metros.

q_1 - gasto constante suministrado, m³/seg.

D - diámetro de la perforación, metros.

La fórmula anterior es aplicable para relaciones de h_1/D mayores a 25 y menores a 100.

Las pruebas de suelo en sitio son aconsejables cuando pueden proporcionar datos importantes. Con frecuencia se hacen pruebas de carga; y las de penetración, compresibilidad y de esfuerzo cortante ocasionalmente se llevan a cabo en el campo. Pueden ejecutarse en pozos de prueba o en el fondo de camisas hincadas en el subsuelo que se está investigando. Después que se ha limpiado el interior de la camisa, el fondo expuesto puede probarse con pistones de forma cónica con carga estática o con placas que soporten bien ajustados. También pueden realizarse la prueba de corte con aletas. En esta prueba, una barra con dos o cuatro placas de acero verticales o aletas, en la punta, se hace girar dentro de la perforación. Se mide el momento de torsión necesario para empezar y mantener la rotación. Estos valores pueden correlacionarse con la resistencia al esfuerzo cortante y a la fricción y se utilizan para determinar la capacidad de carga del suelo y la resistencia a la fricción de los pilotes, para poder estimar la longitud de éstos. Los resultados generalmente son seguros en terrenos blandos o de grano fino, pero pueden ser inseguros cuando se encuentran quijarros o piedra.

Las pruebas de laboratorio se hacen para identificar los suelos, determinar sus propiedades y predecir su comportamiento debajo de una estructura propuesta. Las pruebas son más útiles y económicas cuando se tiene por lo menos un diseño preliminar de la subestructura como guía para seleccionar los lugares de muestreo y para estimar las cargas que se deben soportar.

Mediante los análisis mecánicos se determina la distribución de los tamaños de partícula en una muestra de suelo. La distribución de las partículas más gruesas se determina mediante pruebas de mallas. La distribución de material más fino que las aberturas de una malla 200 a 270 se encuentra por sedimentación, en general mediante la prueba del hidrómetro.

Un material con buena graduación es relativamente estable, resistente a la ero-

sión y a los lavados, fácilmente puede ser compactado a una condición muy densa y desarrollar alta resistencia al esfuerzo cortante y capacidad de carga. Una graduación pobre es característica de un material con insuficientes partículas finas o graduación salteada. Dichos materiales tienen menor poder de soporte.

Las determinaciones de densidad miden los volúmenes relativos de vacíos y sólidos en un suelo. La densidad relativa indica la compresibilidad del suelo; los suelos ligeramente acomodados son más compresibles que los más compactos.

Las pruebas de compactación como el Proctor estándar o el modificado determinan el máximo peso unitario o la mínima relación de vacíos que puede obtenerse para un suelo, generalmente cuando se va a utilizar como relleno. Para un suelo dado, la densidad depende del esfuerzo de compactación y del contenido de humedad. Para un contenido de humedad dado, la densidad aumenta con el esfuerzo de compactación. Para un esfuerzo dado de compactación, la densidad llega al máximo en el contenido óptimo de agua; cuanto mayor sea el esfuerzo de compactación, menor será el contenido óptimo de humedad. Muchas veces, densidades por lo menos de 95% del máximo se especifican para rellenos compactados.

Las pruebas de densidades in situ se realizan para correlacionar los resultados de la compactación en la obra con la densidad especificada. Un método se realiza con el penetrómetro, comparando las lecturas obtenidas en la obra con las realizadas en el laboratorio. Otro método es la revisión del peso y el volumen de la muestra.

Las determinaciones de un contenido de humedad proveen datos útiles para estimar la compactación del suelo y su compresibilidad. El contenido de agua también influye en la resistencia al esfuerzo cortante de las arcillas; la cohesión de una arcilla saturada disminuye con el aumento de agua. Además, es importante conocer el contenido de agua para los rellenos de muros de retención; un relleno saturado

impona presiones laterales mayores que una drenado.

Las pruebas de límites de Atterberg determinan el contenido de agua para suelos de grano fino en los límites entre los estados líquido, plástico, semisólido y sólido. A un límite líquido dado, cuanto más bajo sea el índice de plasticidad, es más probable que haya materia orgánica presente y que sea mayor la permeabilidad y la compresibilidad.

Las pruebas de permeabilidad pueden realizarse en el laboratorio o en la obra para determinar el coeficiente de permeabilidad k . Las pruebas se realizan con un permeámetro, a través del cual el agua fluye bajo condiciones para las cuales se aplica la ley de Darcy. La permeabilidad no es constante en un suelo dado. El coeficiente varía con los cambios en la densidad, el tamaño de la partícula, la graduación o el grado de saturación. Sin embargo, a veces se utiliza para estimar el flujo de agua en el subsuelo, como el flujo artesiano, el flujo debajo de las tablaestacas y la filtración a través de una presa de tierra.

Las pruebas de compresión confinada se realizan en consolidómetros, artefactos de compresión tipo anillo, que restringen la deformación lateral. El objeto es tener información sobre la compresibilidad de un suelo. Esta varía con la densidad, la historia de las cargas previas, el manejo de la muestra y la magnitud del incremento del esfuerzo relativo a la prueba existente en cualquier punto. En la gráfica presión - relación de vacíos, la pendiente de la curva indica la compresibilidad.

Las pruebas de compresión no confinada se utilizan para estimar la resistencia al esfuerzo cortante de suelos cohesivos. Cuando se sujeta a una muestra cilíndrica a una carga axial sin soporte lateral, el esfuerzo cortante, cuando ocurre la falla, es aproximadamente igual que la mitad del esfuerzo de compresión, o sea, la fuerza compresiva no confinada del suelo.

Las pruebas de consolidación se realizan sobre arcillas y limos saturados, para

determinar la velocidad del cambio de volumen bajo carga constante.

Las pruebas directas de corte se hacen en el laboratorio para determinar la capacidad de carga de los suelos y la estabilidad de los terraplenes. La resistencia al esfuerzo cortante de materiales granulares varía con la presión normal. La resistencia al esfuerzo cortante de las arcillas saturadas depende de la velocidad de deformación.

Las pruebas de compresión triaxial constituyen otro medio para determinar la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo. En general se aplica presión líquida sobre los lados de la muestra y una carga axial mediante un pistón. Las pruebas triaxiales son superiores a las pruebas directas de esfuerzo cortante debido al mejor control sobre la entrada y la salida de agua de la muestra. Este control permite observar los efectos de las presiones en los poros sobre la resistencia al esfuerzo cortante.

4.5.- BANCOS DE MATERIAL

Son zonas de aprovisionamiento de materiales térreos que se usan principalmente para nivelar o elevar la superficie del terreno a ocupar. El suelo es el material de construcción más abundante del mundo y en muchas zonas constituye, de hecho, el único material disponible localmente. Desde el período neolítico, la tierra se ha utilizado para la construcción de monumentos, tumbas, viviendas, vías de comunicación y estructuras de retención de agua.

Cuando se emplea el suelo como material de construcción, se debe seleccionar el tipo adecuado de suelo, así como el método de colocación y, luego, controlar su colocación en la obra. Una masa de suelo colocada por el hombre constituye un relleno y el proceso se suele denominar rellenado. Uno de los problemas más habituales en este tipo de construcción se debe a la gran diversidad de los puntos de extracción, determinados zonas de préstamo o bancos de material. Una parte esencial es la de cerciorarse que las propiedades del material colocado correspondan a las supuestas en el proyecto, o modificar el proyecto durante la construcción, teniendo en cuenta cualquier diferencia entre las propiedades de la obra construida y las que se consideraron en el proyecto.

La economía sugiere que el banco de materiales esté lo más cerca posible de la obra, y sin embargo, esto mismo cancela la posibilidad de usar ciertos tipos de material. Hay una amplia variedad de materiales y tamaños de partículas que resultan adecuados para rellenos en la mayor parte de los casos, aunque se debe evitar el uso de materia orgánica y basura.

El uso de materiales para relleno presenta muchos problemas, como compactación inadecuada, cambios de volumen y asentamientos imprevistos causados por el propio peso. A fin de evitar esos problemas, los rellenos se consideran elementos estruc-

turales del proyecto, de modo que también se deben diseñar con esmero. Los materiales y su granulometría, colocación, grado de compactación y, ocasionalmente, espesor, deben ser cuidadosamente elegidos para soportar las cargas previstas.

Existen dos tipos básicos de relleno: el que se hace en seco mediante maquinaria y técnicas ordinarias de movimiento de tierras, y el que se realiza en húmedo con dragas hidráulicas. Este último tipo es el que se suele utilizar para la construcción de bordos de contención de aguas o para grandes rellenos.

El material de relleno utilizado en la construcción de instalaciones portuarias y marítimas, que evidentemente, se ubican en la costa, se obtiene generalmente dragándolo del cauce de un río adyacente, un lago o del fondo del mar y colocándolo en el emplazamiento deseado. Este proceso se denomina relleno hidráulico.

CAPÍTULO 5

TABLAESTACADO

Las Tablaestacas son secciones verticales entrelazadas que se hincan en el terreno hasta el fondo para formar una pared o un enclaustramiento arriba del nivel de excavación. Para resistir las presiones laterales, pueden apuntalarse mutuamente o pueden soportarse mediante un sistema de arriostamiento.

Las tablaestacas pueden ser de madera, acero o concreto. Las aplicaciones incluyen ataguías, muros de retención, faros adomados, entibación de trincheras, dentellones bajo presas, puentes y cimientos de edificios, muros marinos, y muros para muelles y embarcaderos.

Las tablaestacas de madera pueden ser de hileras de tablones sencillos, dobles o triples. Una hilera sencilla o doble puede ser adecuada para apoyar cortes de tierra, pero una hilera triple resiste mejor el hincado. Algunos tipos de tablaestacas de madera vienen preparadas para ensamblarse a lo largo de los bordes verticales.

Las tablaestacas de acero pueden pedirse de acuerdo con las especificaciones del fabricante o de la American Society for Testing and Materials Standard Specification for Steel Piling A528. Las secciones disponibles incluyen alma recta, alma arqueada, Z, y trapezoidal (Larsen). Vienen con perforaciones para manejo o extracción a lo largo de la línea central del alma en un extremo o en ambos extremos. Los bordes verticales tienen forma especial para entrelazarse, lo cual permite el movimiento vertical relativo para que puedan hincarse en forma sucesiva pero sin separarse en forma horizontal.

Las Tablaestacas de acero corrugado son de peso ligero y de bajo costo. Pueden

hincarse a mano o con martillos ligeros. Las aplicaciones incluyen forros para trincheras y excavaciones de cimientos de poca profundidad.

Las tablaestacas de concreto precolado, reforzado o presforzado, y con ranura y lengüeta para conexiones a lo largo de los bordes verticales, también sirven como tablaestacas. Cuando un muro o enclaustramiento debe ser a prueba de agua, las juntas se lecharían después que los pilotes se han hincado. Pueden proporcionarse juntas de expansión y contracción con relleno flexible a intervalos de 25 a 50 pies. Puede usarse una unidad especial, sólida debajo del suelo y dividido arriba, con relleno en la división.

La madera que se utiliza para el tablaestacado puede ser de cualquier clase que soporte satisfactoriamente los esfuerzos de hincado, aserrada o desbastada, cruda o tratada. No debe tener agujeros provocados por herramientas, insectos u otros animales; nudos sueltos, huecos producidos por cualquier causa y defectos que reduzcan la resistencia o la rigidez de las tablaestacas. Las especies de madera usadas comúnmente, incluyen cedros, ciprés, abeto douglas, olmo, pinabete, alerce del oeste, maple, encinos o robles, pino y alerce tamarack. Las puntas de la tablaestaca se aguzarán si así lo requiere la naturaleza del terreno. Los extremos superiores del tablaestacado se cortarán al nivel indicado en el proyecto.

La unión y contraventeo de las tablaestacas se ejecutará de acuerdo con lo indicado en el proyecto.

Existen diferentes tipos de tablaestacas de acero comúnmente usadas. La resistencia y rigidez del tipo que tiene el alma en forma de arco, excede a la de alma plana; mientras que las tablaestacas con alma en forma de Z son las que tienen mayor resistencia. En consecuencia, se usan las de alma en forma de arco y las de alma plana en excavaciones de poca profundidad y las de alma en forma de Z para las excavaciones más profundas, o para aquellas en que se espera tener presiones muy grandes.

Cualquier estructura construida bajo la superficie del terreno está sometida a las fuerzas que ejerce el suelo en contacto con la misma. El proyecto y construcción de estructuras enterradas o de sostenimiento constituye una faceta importante de la ingeniería civil. Ejemplos de este tipo de estructuras son : los pilotes para cimentación, los muros de cerramiento, las pantallas de concreto, los apuntalamientos en excavaciones, túneles de ferrocarril o carretera, los edificios subterráneos como centrales hidroeléctricas, las obras de drenaje, los muros de retención y los oleoductos.

La determinación de las fuerzas que actúan sobre una estructura enterrada no se puede hacer en forma correcta, considerando únicamente la estructura o el terreno circundante, ya que el comportamiento de aquella dependerá del comportamiento de éste.

Un tipo habitual de este tipo de estructura de retención es el tablaestacado anclado. Al contrario de un muro de gravedad, el cual tiene una amplia base en contacto con el terreno de cimentación y peso suficiente para que exista una fricción entre el suelo y la base del muro que evite un desplazamiento lateral excesivo del mismo, el tablaestacado anclado debe su estabilidad a la penetración en el terreno de cimentación y a un sistema de anclaje próximo a su parte superior.

Para determinar la sección transversal y la longitud del tablaestacado, se deben calcular los esfuerzos ejercidos por el suelo sobre el muro (presiones laterales). La distribución de estas presiones a lo largo del muro dependen, en gran parte, de los desplazamientos laterales que se producen en el terreno situado junto al mismo, y, a su vez, estas deformaciones dependen de la rigidez del tablaestacado: un problema de interacción suelo-estructura.

La elección de la longitud y sección de las Tablaestacas y el proyecto de las

sistema de anclaje es únicamente una parte del problema. También ha de tenerse en cuenta la estabilidad de todo el sistema frente a una falla general, en la que la superficie de deslizamiento podría pasar a través del relleno de tierras y bajo el extremo inferior del tablaestacado. Este tipo de estabilidad general puede constituir un problema mucho más grave en el caso de tablaestacas ancladas que el proyecto del propio tablaestacado.

Las siguientes cuestiones deben tenerse en cuenta para el proyecto de un tablaestacado anclado:

1. ¿Qué tipo de tablaestacado debe emplearse (material y sección transversal)?
2. ¿A qué profundidad debe penetrar el tablaestacado en el terreno delante del mismo?
3. ¿A qué altura debe situarse el anclaje?
4. ¿Qué longitud debe darse al mismo?
5. ¿Qué sistema de anclaje debe emplearse en el extremo de la barra? (Un método de anclaje es emplear un gran macizo de concreto, o muerto. Otro sistema consiste en una serie de pilotes incluyendo algunos pilotes inclinados).
6. ¿Cuál es la distribución de presiones sobre el tablaestacado?

El tablaestacado debe proyectarse para los momentos flectores y esfuerzos cortantes que se desarrollen bajo las cargas mencionadas. El sistema de anclaje debe poder absorber las fuerzas laterales necesarias para sostener el tablaestacado.

Los tablaestacados anclados suelen utilizarse para formar diques o muelles, ya que los terrenos blandos que generalmente sirven de base a estas estructuras costeras son incapaces de soportar el peso de muros de gravedad masivos y, por esta razón, el empleo de tablaestacados anclados suele ser más barato que cimentar un muro de gravedad sobre pilotes. El dimensionamiento de los tablaestacados anclados es un problema bastante complicado.

La distribución de las presiones ejercidas por el relleno dependerá en gran parte por la forma como se construya la pared anclada. Tschebotariuff (1951) ha indicado que debe distinguirse tres casos :

1. Si el relleno se coloca después de construir el tablaestacado, las presiones sobre el mismo aumentarán linealmente con la profundidad hasta el punto de empotramiento, de acuerdo con las teorías clásicas de empuje activo.

2. Si el tablaestacado se hínca en el terreno horizontal, y a continuación se excava a un lado del mismo, las presiones serán más o menos uniformes con la profundidad, a no ser que el anclaje sea extraordinariamente rígido.

3. Si el anclaje es muy rígido, la distribución de presiones será semejante a la que existe sobre una pared apuntalada. Este caso puede producirse si se emplea un tirante muy rígido o si un cable corto se une a un bloque de anclaje pesado.

Por otro lado, la magnitud del momento flector máximo del tablaestacado está muy influenciado por la distribución de presiones sobre la parte empotrada, siendo la distribución de presiones en esta zona bastante compleja. Este efecto no puede calcularse a partir de una teoría sencilla, aunque las complicadas teorías de Hansen pueden resultar útiles. En general se requieren datos de pruebas y la experiencia real para un dimensionamiento correcto. Tschebotariuff (1951) y Rowe (1952) han dado métodos de proyecto de este tipo.

A menudo se utiliza una placa maciza o "muerto" para anclar el tirante. El proyecto de este anclaje constituye un interesante problema de determinación de la resistencia pasiva.

Tipos de falla. La mayor parte de las tablaestacas se colocan en obras marítimas y fluviales. En algunos casos, pueden hincarse los pilotes y construirse las anclas y el relleno, del lado de la tierra. La estructura se llama entonces tablaestaca

de relleno. En otras circunstancias, pueden hincarse las tablaestacas, instalarse las anclas, y quitarse el suelo por medio de excavación. La estructura se llama entonces tablaestaca dragada. En cualquier caso, usualmente sólo se permite usar material granular detrás de la atagüa; de otra manera las presiones laterales son extremadamente grandes.

Una tablaestaca anclada tiene tres modos principales de falla:

1. Si la tablaestaca está hincada en material cohesivo débil, el suelo subyacente puede experimentar una falla por capacidad de carga bajo el peso desequilibrado del material que está detrás. Los movimientos pueden tomar la forma de una falla general de tipo rotacional, abarcando la tablaestaca y aún el anclaje. La fuerza que tiende a causar la falla por capacidad de carga consiste en el peso completo del suelo y del agua que está detrás de la tablaestaca. El peso del agua y la presión lateral que ejerce en el frente de la tablaestaca deben incluirse en las fuerzas resistentes.

2. El anclaje puede fallar debido a que se hayan subestimado las fuerzas en los tirantes de las anclas, a que se haya sobrestimado la resistencia del anclaje, o a que éste se haya colocado demasiado cerca del tablero y se mueva con él hacia el agua. En algunos casos, el asentamiento del terreno bajo los tirantes, debido a la compresión de capas profundas subyacentes de material compresible, hace que estas soporten gran parte del peso del material sobreyacente y de las sobrecargas. De esta manera, los tirantes quedan sujetos a una tensión adicional que puede romperlos.

3. El empotramiento puede ser inadecuado, y, por tanto, el suelo frente a la porción embebida puede fallar o experimentar movimientos laterales excesivos. Si el nivel freático detrás de la tablaestaca está más alto que en el frente, caso no raro después de una lluvia fuerte o en zonas donde ocurren fluctuaciones de

mareas, el agua tiende a fluir hacia abajo detrás de la tablaestaca y hacia arriba enfrente de la porción hincada. Las fuerzas de filtración ascendentes pueden reducir apreciablemente la resistencia del suelo en el frente de la tablaestaca, especialmente en las arenas finas o limosas. Muchas tablaestacas, en buena condición durante años, han fallado al experimentar una carga hidráulica diferencial excepcionalmente grande.

Estos tres tipos de falla que se acaban de describir representan la gran mayoría de las que se producen en las tablaestacas. En contraste, la falla de las tablaestacas por flexión, bajo la influencia de la presión de la tierra, es bastante rara.

5.1.- PROTECCION PARA EL TABLAESTACADO

Para proteger contra la corrosión las estructuras de acero utilizadas (pilotes y tablaestacas), estas pueden revestirse de concreto desde la parte baja de la cubierta hasta dos pies por debajo del nivel de aguas bajas. Esta es el área donde puede ocurrir la mayor corrosión. Por debajo del nivel de aguas bajas, en donde la corrosión es usualmente lenta, se pueden cubrir con dos capas de pintura bitumástica antes de meterse. Cuando se espera una corrosión más severa, sobre todo en agua salada, puede emplearse la protección catódica.

En la aplicación de protección catódica de estructuras de acero sumergidas, como pilotes, tuberías, tablaestacas, el equipo que con más frecuencia se selecciona para suministrar la corriente directa consiste en un transformador y un rectificador montados dentro de un gabinete protector. Este gabinete en general es a prueba de agua, aunque también se instalan gabinetes a prueba de explosión donde se necesite.

Para el tratamiento de la madera se utilizarán sustancias químicas llamadas preservativos los cuales al penetrar dentro de la madera, aumentan su vida útil y su resistencia al intemperismo.

Los principales preservativos son : creosoto, cloruro de zinc cromado, cloruro de zinc cromado y cobrizado y pentaclorofenol.

Cuando las tablaestacas metálicas se prolonguen arriba de la superficie del agua o del terreno, se protegerán con tres manos de pintura, aplicándola desde dos pies abajo del nivel del agua del suelo o del suelo hasta la cabeza.

5.2.- PILOTES

De acuerdo con las dimensiones de su sección transversal, las cimentaciones profundas se dividen en pilas cuando su diámetro o lado mayor es de 60 cm, y pilotes, para dimensiones menores. En el diseño y construcción de pilas y pilotes intervienen fundamentalmente tres variables : la forma como transmiten la carga al suelo, el material con el que están fabricados y su procedimiento constructivo. Atendiendo a estos criterios, se presenta la clasificación propuesta para pilas y pilotes.

1.- Según como transmiten la carga al suelo.

Los pilas y pilotes se diseñan y construyen para transmitir cargas verticales por punta a estratos resistentes profundos o por fricción al suelo que los rodea; los pilotes se usan también para anclar estructuras en suelos expansivos y para resistir cargas horizontales provocadas por la estructura o por un sismo. En este último caso se colocan inclinados.

a) Pilotes de punta.

Cuando el o los estratos de suelo superficiales son de espesor considerable, compresibles y de baja resistencia al esfuerzo cortante, utilizando pilotes de punta se transmite prácticamente todo el peso y las cargas de la superestructura a un estrato profundo de suelo más resistente o a la roca. En ocasiones la densidad de zapatas es tal que económicamente y técnicamente conviene sustituirlas por pilas o pilotes.

b) Pilas de punta.

Se utilizan cuando el estrato de suelo superficial es blando y compresible, y cuando el peso y cargas de la superestructura son importantes. Una ventaja de las pilas radica en que se puede acampanar su base, aumentando así su carga útil.

c) Pilas y pilotes de punta con empotramiento.

Para incrementar la capacidad de carga de pilas y pilotes se pueden empotrar una cierta profundidad en el estrato resistente. Para pilotes se recomienda hacerlo de 4 a 10 veces su diámetro, dependiendo de la compacidad relativa del material de empotramiento y de la capacidad del equipo disponible, y en las pilas la distancia que sea posible.

d) Pilotes de fricción.

Son los que transmiten la carga de la superficie al suelo que los rodea; la magnitud de la fricción lateral es función del área perimetral del pilote. Esta solución se utiliza cuando no se encuentra ningún estrato resistente en el que podrían apoyarse pilotes de punta, o cuando el sitio donde se instalarán se localiza en una zona que sufre de asentamientos significativos por la consolidación regional.

e) Pilotes de anclaje.

Se utilizan en zonas con suelos arcillosos expansivos que por su espesor no pueden ser removidos; con estos elementos se puede absorber los movimientos que ocurren en la parte superficial de estos suelos, que se traduce en expansiones. Estos pilotes se hincan hasta alcanzar la zona del suelo estable. También se utilizan a veces para evitar el hufamiento por excavación en suelos arcillosos.

f) Pilas y pilotes verticales con carga horizontal.

Las fuerzas horizontales permanentes de reacción de una estructura o temporales provocadas por un sismo se pueden recibir aunque en forma poco eficiente con pilas o pilotes verticales.

g) Pilotes inclinados bajo cargas horizontales.

Una solución más eficiente que la del caso anterior es la de utilizar pilotes inclinados con orientación acorde a la dirección en que se presente la fuerza horizontal o con distintas direcciones cuando deban soportar las fuerzas horizon-

tales que provoca un sismo.

2.- Según el material con el que estén fabricados.

Los materiales que se emplean para fabricar pilotes en orden descendente de utilización son :

- a) Concreto, el cual puede ser fabricado o colado en sitio.
- b) Acero.
- c) Concreto y acero (mixtos).
- d) Madera.

Las pilas son siempre de concreto simple o reforzado, colado en el lugar.

a) Pilotes prefabricados de concreto.

Se fabrican con concreto simple, concreto reforzado, presforzado o postensado, empleando cemento portland normal o resistente a las sales, álcalis y silicatos del medio donde se hincarán. Se fabrican de una sola pieza o en segmentos que se pueden unir con juntas rápidas o soldando placas de acero que se dejan en los extremos de cada tramo precolado.

Estos pilotes son los de uso más frecuente por su durabilidad y la facilidad con que se ligan a la superestructura. Sus limitaciones se relacionan con las dificultades de fabricación, manejo e hincado. Según la geometría de su sección transversal pueden ser cuadrados, octagonales, ochavados, hexagonales, triangulares, de sección H y circulares.

b) Pilotes y pilas de concreto colado en el lugar.

Generalmente se fabrican con concreto reforzado, aunque es factible usar concreto simple cuando se trata de pilas cortas en una región no sísmica. El colado se debe hacer con una tubería tremie o con trompa de elefante para evitar la segregación y contaminación del concreto. El concreto colado en sitio no es muy empleado.

c) Pilotes de acero.

Estos pilotes son de secciones estructurales ligeras o pesadas dependiendo de la carga que transmitirán. Se pueden utilizar tubos de acero que pueden quedar huecos o rellenos con concreto, así como perfiles estructurales H; también se fabrican tubos de acero con una hélice soldada lateralmente, que se introducen a rotación.

Entre las ventajas principales de estos pilotes se tiene la facilidad y precisión con que se pueden alargar o recortar y el hecho de que pueden atravesar estratos duros con boleas y roca alterada, además de que su manejo es más simple que en los de concreto. La desventaja principal de estos pilotes es que son susceptibles a la corrosión, fenómeno que debe tomarse en cuenta especialmente en ambiente marino, que es donde más se utilizan, para protegerlos debidamente.

d) Pilotes mixtos de concreto y acero.

Se utilizan pilotes de concreto con puntas de acero como protección durante el hincado; en algunos suelos con condiciones estratigráficas peculiares se han utilizado pilotes que tienen un segmento inferior de tubo de acero y el resto de concreto reforzado. En general, este tipo de pilotes mixtos tienen poco uso.

e) Pilotes de madera.

Los pilotes de madera han caído en desuso ante el desarrollo de los de concreto; su empleo ha quedado restringido a la cimentación de estructuras provisionales y de embarcaderos pequeños en donde se aprovecha la resistencia de la madera para soportar las fuerzas de impacto. La limitación fundamental de estos pilotes se tiene en su corta duración, ya que fácilmente se daña el tramo que queda sujeto a variaciones del nivel de agua, sobre todo cuando están en un ambiente de aguas salobres. En este caso se puede recubrir con concreto el tramo expuesto a las variaciones de nivel.

3.- Según su procedimiento constructivo.

Se han desarrollado numerosos procedimientos constructivos para fabricar y posteriormente instalar en el lugar o para fabricar en el sitio mismo pilas y pilotes; la característica fundamental que los diferencia es que durante su construcción se induzca o no desplazamiento del suelo que los rodea; debe observarse que las pilas siempre se fabrican de concreto simple o reforzado, colado en sitio en una perforación previamente realizada y por ello caen únicamente dentro del tipo sin desplazamiento. En cambio los pilotes pueden ser: con desplazamiento cuando desplazan un volumen de suelo, igual al del pilote al ser hincados, con poco desplazamiento, que pueden ser pilotes hincados en una perforación previa de menor área que la del pilote mismo, pilotes de área transversal reducida como los de perfiles de acero de sección I, o pilotes hincados con ayuda de un chiflón, y sin desplazamiento, cuando se fabrican en el sitio, de manera semejante a las pilas (fig. 4.8).

En suelos blandos, los pilotes con desplazamiento pueden inducir disminución de la resistencia al corte por el remoldeo provocado, en tanto que en suelos granulares pueden generar aumento de la compactación relativa.

Los procedimientos constructivos son del dominio público o protegidos con patentes comerciales; en cuanto al equipo especializado que se utiliza, sus características y capacidades se eligen acordes al tamaño de la pila o pilote por construir y a las condiciones topográficas, estratigráficas y de localización del sitio.

a) Con desplazamiento.

Pilotes hincados a percusión.- Este procedimiento es el de uso más difundido y consiste en hincar a percusión los pilotes con ayuda de un martillo de impacto; los factores significativos que deben considerarse son:

1) la masa y longitud del pilote.

- 2) El peso y energía del martillo.
 3) El tipo de suelo en que se hínca.

	Con desplazamiento	Hincados: a percusión a presión con vibración
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE PILOTES	Con poco desplazamiento	Hincado en una perforación Hincados con chiflón Área transversal pequeña (tubos)
	Sin desplazamiento	En concreto colado en el lugar

Fig. 4.8 CLASIFICACION DE PILOTES SEGUN SU PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

CAPITULO 6

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

El procedimiento de construcción diseñado para el dique seco de la terminal resolvió el problema representado por la diferencia de estratificación, debida a su orientación con respecto a la margen del río y a las características geológicas del subsuelo de la zona en que se localiza.

En términos generales, la construcción del dique significó el dragado de 900,000 metros cúbicos de material indeseable, que fué sustituido por arenas de especificación controlada; el hincado de 9,200 toneladas de tablaestaca metálica así como 2,000 toneladas de pilotes tubulares metálicos; la colocación de 550 toneladas de anclas y colectores, y el colado de aproximadamente 22,000 metros cúbicos de concreto.

Los trabajos se iniciaron con la limpieza total de la zona, a fin de obtener mejores resultados en la excavación y dragado posteriores. La excavación inicial se llevo hasta la cota -3 metros con el fin de eliminar totalmente los obstáculos consistentes en rellenos de desperdicio y antiguas instalaciones.

De acuerdo con el proyecto y los estudios de mecánica de suelos, el dragado se efectuó hasta la cota -18 metros.

La parte inferior se rellenó con arena de mar de características especiales, y la superficial con arena de médanos debidamente analizadas.

Desde el punto de vista constructivo el dragado y el relleno en el área del dique tuvieron como finalidad contar con un estrato uniforme de espesor considerable para facilitar y asegurar la ejecución de varias etapas de esta obra.

En el hincado de los perfiles metálicos se dió especial importancia a la distancia entre cada uno de ellos, por ser las pantallas que darían forma al dique, la dársena y el área de rescate. En los muros dobles que dan forma al cuenco, entre el río y el dique mismo, las tablaestacas metálicas se hincaron con una separación entre pantallas de 22 metros, anclándose la parte inferior en el manto arcilloso compacto, y ligándose en su parte superior de pantalla a pantalla mediante tirantes metálicos.

En los restantes muros cajeros, entre el dique y tierra firme, la parte inferior de las pantallas de la tablaestaca metálica se ancló igualmente dentro del manto arcilloso compacto, pero en la parte superior los apoyos necesarios se efectuaron con pilotes metálicos tubulares, inclinados, y pilotes de concreto hincados verticalmente.

Cuando se concluyó el hincado de la tablaestaca en el área donde quedó alojada la casa de bombas, se procedió a drenar y excavar desde la superficie mediante grúas con pala mecánica, colocándose previamente un sistema de apuntalamiento horizontal que soportó los empujes del terreno circundante.

Todo el tablaestacado que formó el cuenco del dique se hincó a los niveles especificados dentro de la capa arcillosa compacta, con el fin de reducir a un mínimo el paso del agua, tanto del río, como del subsuelo, hacia el interior del dique.

Para garantizar la estabilidad de los elementos hincados que darían forma a los muros del dique durante la excavación se efectuó un abatimiento del nivel freático hasta la cota -7 metros, logrando además con este procedimiento, excavar el material en seco. La excavación interior del dique se inició en la zona de entrada y hacia el interior, por lo que fué necesario hincar lo más pronto posible las tablaestacas cortas localizadas bajo el umbral; el material que se obtuvo en esta etapa constructiva, se utilizó principalmente para rellenar el área de rescate.

Antes de proceder al hincado de la tablaestaca se efectuó la protección mecánica de los elementos de acero y la protección catódica necesaria se aplicó una vez colocados todos los elementos.

Otro elemento que requirió un diseño constructivo especial fué el sistema de drenaje localizado bajo la losa del piso del dique y la casa de bombas, porque tiene como finalidad controlar la presión hidrostática del subsuelo, y su operación debe ser continua, incluso cuando el dique esté inundado.

Dicho drenaje está formado por una serie de tubos de P.V.C. de 15 centímetros de diámetro, ranurados y colocados dentro de una capa de grava que sirve de filtro y apoyo a la losa de piso. Los tubos ranurados están conectados a dos canales colectores de concreto reforzado, dispuestos en posición paralela al eje longitudinal al dique, desde la compuerta hasta el fondo, para posteriormente descargar en los cárcamos situados bajo la casa de bombas, de donde se succiona el agua mediante las bombas destinadas para este sistema.

Finalmente, el problema que presentaron el colado del piso del dique y el umbral, dió paso a soluciones que dejarón importantes experiencias y conocimientos tecnológicos, aprovechables en otras obras. La losa de piso se construyó de concreto reforzado con un espesor de 80 centímetros, excepto en la zona central y a todo lo largo del dique, donde el espesor es de 1.70 metros, en función de que ahí se concentran las máximas cargas debido al peso propio del buque.

La construcción de la losa de piso se hizo por etapas mediante tableros de aproximadamente 40 por 25 metros, dejando las juntas entre las secciones completamente herméticas, usando sellos a base de tiras de hule que evitan la entrada de agua. Esta losa de piso fué construída con la pendiente mínima necesaria en su sentido longitudinal, a fin de obligar el escurrimiento del agua hacia el vaciado.

6.1.- ANÁLISIS Y DISEÑO

Para poder determinar cuales serán los trabajos a ejecutar, es necesario realizar un análisis de la estructura, el resultado dará datos para conocer las fuerzas a las que estará sometido, y así determinar la mejor sección a utilizar, proponer el equipo más útil para los diferentes trabajos, etc.

Existen diferentes métodos para determinar la profundidad necesaria de hincado para los tablaestacados anclados, como son el de apoyo de tierra fijo, el de apoyo de tierra libre y el de la línea elástica. En este caso se utilizó el de apoyo de tierra libre, se tomarán en consideración también las recomendaciones de la bibliografía consultada (4). De esta forma, la longitud de anclaje se ve aumentada en un 20% del valor calculado, el factor de seguridad empleado para estos casos debe tener un valor de 1.5 a 2.5.

Cabe aclarar que un análisis de este tipo de obras es muy complejo, debido a la interacción suelo-estructura y no se conoce aún algún método que pueda considerarse como exacto, por esta razón el proyectista deberá tomar en cuenta su experiencia para decidir la mejor forma de resolver el problema.

Lo presentado, es por tanto una de las posibles alternativas, y se circunscribe al área de estudio, que es un procedimiento constructivo.

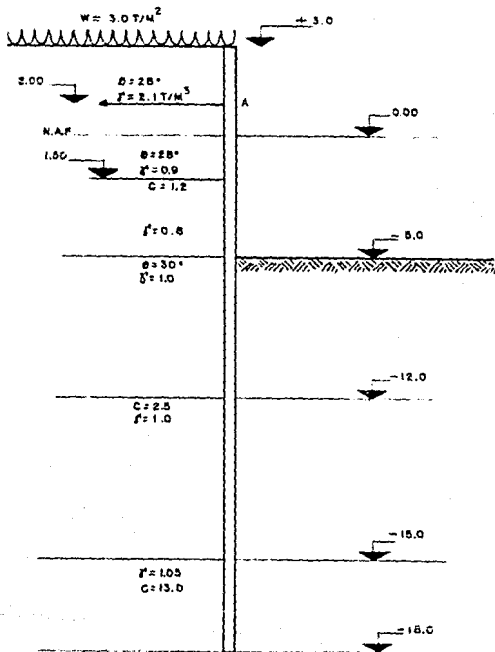


TABLA STACA

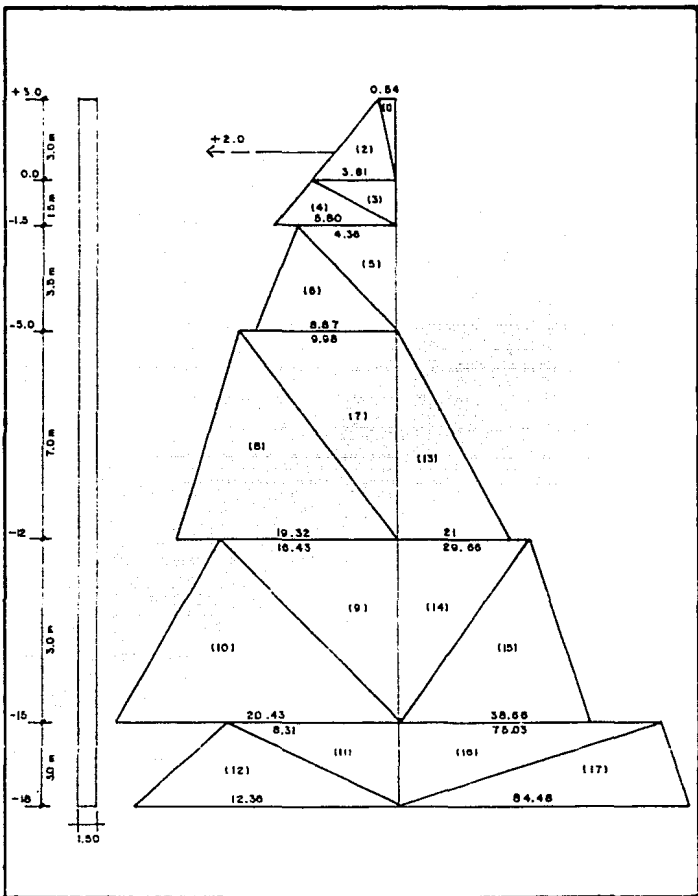
PRESION ACTIVA CON SISMO

$q' = 1.5$ ton (caso de sismo - 50% de la carga vertical)

Elev. (m)	$\$VH + q'$ (Ton/m ²)	Ka	C	$Pa = \$VH * Ka - 2C(Ka)^{0.5} + Vw$ (Ton/m ²)
+3.0	1.5	0.36		0.5416
0.0	$2.1 \times 3 + 1.5 = 7.80$	0.36		3.8161
-1.5	$0.9 \times 1.5 + 7.8 = 9.15$	0.36		5.8035
-1.5	9.15	0.36	1.2	4.3614
-5.0	$0.8 \times 3.5 + 9.1 = 11.95$	0.36	1.2	8.8723
-5.0	11.95	0.33		9.9833
-12.0	$1.0 \times 7 + 11.95 = 18.95$	0.33		19.3167
-12.0	18.95	0.33	2.5	16.4299
-15.0	$1.0 \times 3 + 18.95 = 21.95$	0.33	2.5	20.4299
-15.0	21.95	0.33	13.0	8.3056
-18.0	$1.05 \times 3 + 21.95 = 25.1$	0.33	13.0	12.3556

EMPLUE PASIVO

Elev. (m)	S_{VI} (ton/m ²)	K_p	C	$P_p = S_{VI} * K_p + 2C(K_p)^{1/2}$ (ton/m ²)
-5.0	0	3.00		0
-12.0	$1 \times 7 = 7.0$	3.00		21.00
-12.0	7.0	3.00	2.5	29.66
-15.0	$1.0 \times 3 + 7 = 10$	3.00	2.5	38.66
-15.0	10	3.00	13	75.03
-18.0	$1.05 \times 3 + 10 = 13.15$	3.00	13	84.48



Efectos por empuje activo :

	Ea (ton)	Yi (m)	MAI = Ea * Yi (Ton-m)
1	(0.54) (3.0) / 2 = 0.81	0	0
2	(3.81) (3.0) / 2 = 5.71	1.0	5.71
3	(3.81) (1.5) / 2 = 2.86	2.5	7.15
4	(5.80) (1.5) / 2 = 4.35	3.0	13.05
5	(4.36) (3.5) / 2 = 7.63	4.67	35.63
6	(8.87) (3.5) / 2 = 15.52	5.83	90.48
7	(9.98) (7.0) / 2 = 34.93	9.33	325.90
8	(19.32) (7.0) / 2 = 67.62	11.67	789.13
9	(16.43) (3.0) / 2 = 24.65	12.67	312.32
10	(20.43) (3.0) / 2 = 30.65	13.67	419.00
11	(8.31) (3.0) / 2 = 12.47	14.67	183.00
12	(12.36) (3.0) / 2 = 18.54	15.67	290.50

Total = 2471.87 ton-m

Efectos por empuje pasivo :

	Ep (ton)	Yi (m)	MPI = Ep * Yi (ton-m)
13	(21.00) (7.0) / 2 = 73.50	11.670	857.750
14	(29.66) (3.0) / 2 = 44.49	12.670	563.690
15	(38.66) (3.0) / 2 = 57.99	13.670	792.720
16	(75.03) (3.0) / 2 = 112.55	14.670	1651.000
17	(84.48) (3.0) / 2 = 126.72	15.670	1985.700
			Total = 5850.860

Cálculo de la profundidad necesaria de anclaje (D) :

$$2471.87 = (5850.860) / 2.5$$

2471.87 = 2340.340 ; despejando D e incrementando en un 30% (recomendable) el valor obtenido tenemos : $D = (1.30) * (1.06 \text{ m}) = 1.40 \text{ m}$.

Cálculo de la fuerza en los tensores :

$$\$FH = 0 ; 225.74 = (415.25) / 2.5 = (84.48) * (1.4) = Ap = 0$$

de donde $Ap = 64.23 \text{ ton-m}$.

6.2.- PROGRAMA DE OBRA

Se habla de la secuencia ordenada de los trabajos necesarios a efectuar para la ejecución completa de la obra; además de una breve explicación, en algunos casos, de los alcances de estas actividades.

Se muestra en forma gráfica el desarrollo de éstas, señalando tiempo y costos de ejecución estimados, algunos de estos precios se analizan en el siguiente punto de este capítulo, tomando como base los precios existentes en el mercado nacional en el año de 1990.

1.- TRABAJOS PRELIMINARES.-

ALCANCES :

- 1.1.- Construcción de las obras auxiliares que requiera el contratista para la ejecución de los trabajos.
- 1.2.- Acondicionamiento de los lugares a utilizar como depósito de materiales no utilizables producto del dragado.
- 1.3.- Trazo y nivelación.

2.- DRAGADOS.-

ALCANCES :

- 2.1.- Extracción de lodo, arena y/o fango mezclado con materiales de desecho como : pedacería de tubería, láminas, cables de acero, piedras, etc. del área de rescate (interior del tablaestacado).
- 2.2.- Extracción de mezcla de agua-arena, achique (en caso que se requiera) del interior del cuenco del área recuperada, mediante bomba sumergible.

3.- CONSTRUCCION DE MUROS (DE TABLAESTACA O TUBERIA).-

ALCANCES :

- 3.1.- Acarreo de la tablaestaca desde el almacén hasta el sitio de la obra.
- 3.2.- Limpieza de tablaestaca con chorro de arena a metal blanco, de ancho y longitud variables de acuerdo con las especificaciones de PEMEX.
- 3.3.- Unión de tablaestaca, corte de la misma, limpieza manual de chaflán, biselado.
- 3.4.- Protección anticorrosiva, suministro y aplicación de recubrimiento primario, intermedio y acabado; conforme a proyecto.
- 3.5.- Hincado de tablaestaca, manejo, izado, colocación y movimientos necesarios.
- 3.6.- Fabricación y montaje de estructura metálica para largueros.
- 3.7.- Hincado de pilotes para muro.
- 3.8.- Fabricación de pilotes con tubo de acero, maniobras, estiba y movimientos.
- 3.9.- Hincado de pilotes.

4.- MUERTOS DE ANCLAJE.-

ALCANCES :

- 4.1.- Selección, identificación, carga, acarreo 1er. km desde el taller de fabricación al sitio de la obra, descarga y estiba en el lugar.
- 4.2.- Fabricación, pilotes de acero con 508 x 10 mm de diámetro; fabricación de puntas, biselés, unión de tubos para dar la elevación final marcada por proyecto, maniobras y movimientos locales.
- 4.3.- Hincado de pilotes.
- 4.4.- Colocación de sensores, identificación de cargas, acarreos, descargas, estirado y colocación de sensores.

5.- TRAZO DE CORONAMIENTO.-

ALCANCES :

- 5.1.- Trazo de madera para cimbra, corte, armado de la misma; para fabricar la forma a vaciar o armado directo en el lugar, manejo, colocación, alineación, nivelación en el sitio de trabajo.
- 5.2.- Habilitado y colocación de acero de refuerzo, juntas de construcción.
- 5.3.- Concreto hidráulico, suministrado y vaciado de concreto, premezclado, según datos de proyecto, obtención de muestras para cilindros de pruebas, aditivos.

6.- INSTALACION DE ADEME METALICO.-

ALCANCES :

- 6.1.- Fabricación de ademe metálico con tubería de acero recuperada.
- 6.2.- Hincado de pilotes, hincado del ademe (la pieza completa).

7.- SISTEMA DE DRENADO.-

ALCANCES :

- 7.1.- Trazo y nivelación de las trayectorias sobre el terreno en seco o en agua.
- 7.2.- Suministro y colocación de filtro de grava con la granulometría y especificaciones del proyecto.
- 7.3.- Suministro, manejo, tendido e instalación de tubería de P.V.C., accesorios y piezas especiales.

8.- PROTECCION CATODICA.

9.- MEJORAMIENTO DE SUELO EN ZONA DE MUERTOS.

10.- PROTECCION EXTERIOR CONTRA SOCAVACION.

11.- RELLENOS.

12.- LIMPIEZA.

CONCURSO: SPCC-5/90

OPRA: CONSTRUCCION DE LA OBRA CIVIL Y ELECTROMECANICA DEL TABLAESTACADO EN ZONA DE MUELLES DE REPARACIONES A FLOTE EN LA TERMINAL MARITIMA DE CD. RADERO, TAMPS.

JUNIO DE 1990

NIVEL C A T E G O R I A	FONDO DE RENTA DE SALARIO							TOTAL	T. EXTRA	T. EXTRA	PRIMA	
	TABLAZO	AMERGO	CASA	TABLAZO	AMERGO	CASA	CIANCOS					
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	JORNADA	NOBLE	TRIPLE	NOCTURNAL
	(9)	(10)	(11)	(12)								
03 GERENTE GENERAL TRABAJOS GENERALES (DIVERSOS Y TOPOGRAFIA)	5,007	2,754	4,690	5,042	3,213	5,472	409	597	15,532	1,252	1,078	307
05 AYUDANTE OP. MECANICO (EQ. MECANICO) Y AYUDANTE DE CHOFER	5,270	2,899	4,408	5,148	3,382	5,142	414	603	15,690	1,310	1,078	303
06 AYUDANTE OP. ESPECIALISTA (EQ. MECANICO), ATTE. OPERARIO (DIVERSOS OFICIOS)	5,411	2,976	4,251	6,313	3,472	4,960	417	606	15,718	1,253	2,029	375
07 CABO 3a. TRABAJOS GRALES (DIVERSOS)	5,590	3,075	4,037	6,522	3,587	4,710	421	609	15,840	1,300	2,096	397
08 AYUDANTE OPERARIO ESP. AL. (EQ. OPERARIO) CABO DE 2a. BOBBERO	5,603	3,192	3,773	6,770	3,724	4,402	424	612	15,932	1,451	2,176	399
09 CABO DE PRINCPA (PATIO Y TRABAJOS GRALES) CASEREMO DE 2a.	6,043	3,324	3,464	7,050	3,878	4,041	428	615	16,012	1,511	2,266	401
10 CHOFER OPER. CASEREMO DE 2a. EQUIPO MECANICO, DIVERSO	6,334	3,464	3,074	7,390	4,064	3,586	432	618	16,090	1,504	2,375	403
11 SOBRESTANTE 2a. - OPERARIO 2a.	6,649	3,657	2,649	7,757	4,266	3,091	436	621	16,171	1,662	2,493	405
12 SOBRESTANTE 1a. - OPERADOR 1a.	6,964	3,830	2,825	8,125	4,469	3,043	452	643	16,751	1,741	2,612	419
14 CASEREMO DE 1a. OPERACION OBRA OPERARIO DE 1a.	7,723	4,248	3,331	9,010	4,956	3,806	514	734	19,100	1,931	2,096	470
16 OPERARIO ESPECIALISTA DIVERSOS OFICIOS	8,364	4,600	4,176	9,758	5,367	4,872	574	822	21,392	2,091	3,127	536
17 CABO DE OFICIOS (CONSTRUCCION Y TRABAJOS GENERALES)	8,787	4,833	4,722	10,252	5,638	5,509	613	879	22,871	2,187	3,295	573

CONCURSO: SP-CD-5799

OBRA: CONSTRUCCION DE LA OBRA CIVIL Y ELECTROMECANICA DEL TARRAESTACADO EN ZONA DE
MUELLES DE REPARACIONES A FLOTE EN LA TERMINAL MARITIMA DE CD. NAJESO, TAMPS.

JUNIO DE 1990

PERCEP. BASE (113)	COMPENSA- CION (114)	PERCEP. TOTAL (117)	I.A.S.S. TOTAL (118)	GUAR. (117)	LIG. TOTAL (119)	ADMNISTIVO OBRA (119)	PERCEP. TOTAL (120)	EMC. IS (121)	INF. ESTATAL (122)	IMPORTE TOTAL (123)	COSTO TOTAL (124)	COSTO EMPRESA 1.5310 (125)
14,526	0	14,526	3,023	145	1,674	1	17,299	172	172	3,514	20,772	31,725
14,673	0	14,673	3,054	147	1,693	1	17,353	174	174	3,550	20,933	32,049
14,744	0	14,744	3,069	147	1,701	1	17,459	175	175	3,566	21,036	32,207
14,818	0	14,818	3,084	148	1,710	1	17,558	176	176	3,582	21,141	32,367
14,896	0	14,896	3,100	149	1,719	1	17,651	177	177	3,603	21,254	32,539
14,969	0	14,969	3,115	150	1,727	1	17,739	177	177	3,622	21,361	32,704
15,040	1,130	16,170	3,345	162	1,864	1	19,086	191	191	3,910	22,996	35,207
15,114	1,100	16,214	3,374	162	1,871	1	19,142	191	191	3,920	23,063	35,369
15,456	764	16,420	3,417	164	1,895	1	19,410	194	194	3,972	23,382	35,797
17,852	0	17,852	3,715	179	2,060	1	21,159	212	212	4,319	25,470	39,006
19,997	0	19,997	4,162	200	2,307	1	23,700	237	237	4,837	28,536	43,689
21,399	0	21,399	4,454	214	2,469	1	25,360	254	254	5,176	30,536	46,750

6.3.- ANALISIS DE PRECIOS

99

NO.	ESPECIFICACION Y DESCRIPCION DEL CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
	OPAGADO				
2.0	15/C. EXCAVACION EFECTUADA CON DRAGA DE ALMEJA MONTADA SOBRE CAMION DE 1 1/2 YARPA CUBICA DE CAPACIDAD, EN MATERIAL DRENOZO SALITROSO Y CONTAMINADO CON OBSTACULOS DE CATAMBA, PLACA, PEZONERIA DE TUBO. INCLUYE: AFLOJAMIENTO DEL MATERIAL ACARREO DEL MISMO DE ZONA, ZANA NO ACCESIBLE A LA ALMEJA CON TRACTOR, MANIOBRAS PARA BAJAR Y SUBIR EL TRACTOR, EXCAVACION EJECUTADA A LA COTA + 1.05 M. HASTA COTA -5.00 M. (TREINTA Y CINCO MIL METROS CUBICOS).	M3	25,000.00	15,632.50	540,387,510.00
2.1	15/C. CAPSA A CAMION DE MATERIAL PRODUCTO DE EXCAVACION Y DESPEZONADO CON MAGUINARIA (TREINTA Y CINCO MIL METROS CUBICOS).	M3	25,000.00	1,951.00	49,275,250.00

NO.	ESPECIFICACION Y DESCRIPCION DEL CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
	CRAGADO				
2.2	15/C. ACERVO DE MATERIAL PRODUCTO DE BARRIAMIENTO (PRIMER KILOMETRO) DE AREA, MECLADO CON HIDROCARBUROS PESADOS Y PESTOS DE CONSTRUCCIONES ANTERIORES, TUBOS, PERACERIA DE ESTRUCTURAS, MADERA, ETC. TRANSPORTE EN EL INTERIOR DE REFINERIA CON VELOCIDADES PERMITIDAS Y DEMORAS POR CRUCE DE PUERTAS CON VIGILANCIA.	M3	25,333.33	1,433.00	47,000,000.00
2.3	15/C. MARNER DE MATERIAL PRODUCTO DE BARRIAMIENTO DE AREA (KILOMETROS SUBSECUENTES) MECLADO CON HIDROCARBUROS PESADOS Y PESTOS DE CONSTRUCCIONES ANTERIORES, TUBOS, PERACERIA DE ESTRUCTURAS, MADERA, ETC. TRANSPORTE EN EL INTERIOR DE REFINERIA CON VELOCIDADES PERMITIDAS Y DEMORAS POR CRUCE DE PUERTAS CON VIGILANCIA.	M3/KM	35,000.00	5,742.31	201,001,500.00
2.4	15/C. EXTENDIDO DEL MATERIAL PRODUCTO DE EXCAVACION (CON TRACTOR, MANILLAS PARA TENDIDO Y ACORTOS DEL MATERIAL.	M3	35,000.00	3,752.30	131,330,500.00

DRAGADO

UNIDAD : LOTE
CANTIDAD : 1.00

I.- ACTIVIDADES INCLUIDAS

- | | |
|-----------------------------|--------------|
| 1.- EXTRACCION DEL MATERIAL | 35,000.00 m3 |
| 2.- CARGA DEL MATERIAL | |
| 3.- ACARREO DEL MATERIAL | |
| 4.- EXTENDIDO DEL MATERIAL | |

II.- ANALISIS DEL CONCEPTO

1.- EXTRACCION DEL MATERIAL

A) EQUIPO

1.00 GRUA LS-118	x	\$146,086.50 /HR	=	\$146,086.50 /HR.
1.00 BOTE DE ARASTRE	x	\$13,602.68 /HR	=	\$13,602.68 /HR.
				\$159,689.18 /HR.

CICLO DE LA GRUA

Carga

TIRAR DEL BOTE	.20 MIN.
RECUPERAR BOTE	.25 MIN.
GIRO DE LA GRUA	.15 MIN.
TIRAR DEL MATERIAL	.25 MIN.
GIRO REGRESO GRUA	.15 MIN.

1.00 MIN.

REPOSICIONAMIENTO

15 MIN @ 30 CICLOS .50 MIN.

SUMA 1.50 MIN.

CAPACIDAD DEL BOTE	2.50 TON	=	1.91 M3.
FACTOR DE LLENADO			.35 M3.
CAPACIDAD REAL			.67 M3.
FACTOR DE EFICIENCIA			.75
FACTOR DE OPERACION			.75
FACTOR DE ABANDONAMIENTO			1.40 M3/M3.

RENDIMIENTO

.67 M3/CICLO	x	60.00 MIN/HR.	x	.75	x	.75	
							10.77 M3/HR.
1.50 MIN/CICLO	x	1.40 M3/M3.					

CARGO = $\frac{8159,689.18 /HR.}{10.77 \text{ M3/HR.}}$ = 814,827.22 /M3. ---

EL MANO DE OBRERA

102

1.00 OBRERAS DE 1o	x	\$39,006.00 /TMO	=	\$39,006.00 /TMO.
1.00 ANTE. DE OP.	x	\$32,537.00 /TMO	=	\$32,537.00 /TMO.

MEPR. Y EQ. DE SEGURIDAD.				3.00%
				\$7,245.00 /TMO.

				\$73,641.35 /TMO.

CARGO = $\frac{873,641.35 /TMO.}{10.77 \text{ M3/HR.} \times 9.00 \text{ HR./TMO.}}$ = 895.18 /M3.

2.- CAPSA DEL MATERIAL

A-EQUIPO

1.00 CARGA 45-B x 129,812.82 /HR. = 129,812.82 /HR.

CARGO = $\frac{829,812.82 /HR.}{20.00 \text{ M3/HR.}}$ = 81,491.64 /M3.

EL MANO DE OBRERA

1.00 OBRERAS DE 1o	x	\$39,006.00 /TMO	=	\$39,006.00 /TMO.
1.00 ANTE. DE OP.	x	\$32,537.00 /TMO	=	\$32,537.00 /TMO.

MEPR. Y EQ. DE SEGURIDAD.				3.00%
				\$7,245.00 /TMO.

				\$73,641.35 /TMO.

CARGO = $\frac{873,641.35 /TMO.}{20.00 \text{ M3/HR.} \times 9.00 \text{ HR./TMO.}}$ = 846.27 /M3.

3.- ACARreo DEL MATERIAL

DE LA RÍMUTA DE VISITA SE INICIO QUE EL MATERIAL PRODUCIDO DEL
DAGADO SE ACARREARA A UNA DISTANCIA DE 9.00 KILOMETROS
APROXIMADAMENTE.

UTILIZANDO LA TARIFA DE CARROES Y FLETES DE LA ZONA TENEMOS

ACARREO AL PRIMER KILOMETRO 81,000.00 /M3.

CARGO = 81,000.00 /M3. : 1.40 M3/M3. = 81,400.00 /M3.

ACARREO KILOMETRO SUBSECUENTE 8512.76 /M3-MR. ---

CARGO = 8512.76 /M3. x 1.40 M3/M3. x 8.00 MR. = 85,742.91 /M3.

4.- EXTENDIDO DEL MATERIAL

AJEQUIPO

1.00 TRACTOR S/OPONGAS DE x 189,173.59 /M² = 189,173.59

103

CARGO = $\frac{189,173.59 /M^2}{26.22 \text{ M}^2/M^2}$ = 7,214.21 /M²

E: MANO DE OBR

1.00 OPEARIO DE 10 x 839,006.00 /TMO = 839,006.00 /TMO

1.00 AYTE. ES. OP. x 821,539.00 /TMO = 821,539.00 /TMO

871,545.00 /TMO

HERR. Y ED. DE SEGURIDAD. 3.00X 82,146.35 /TMO

873,691.35 /TMO

CARGO = $\frac{873,691.35 /TMO}{25.22 \text{ M}^2/HR. \times 9.00 \text{ HR./TMO}}$ = 3751.31 /M²

COSTO DIRECTO 129,529.92 /M²

RESUMEN

MANO DE OBR 871,545.00 /M²MATERIALES 8.00 /M²MAQUINARIA 819,719.85 /M²FLETES 17,142.91 /M²COSTO DIRECTO 129,529.92 /M²

MANO DE OBR	871,545.00 /M ²	x	35,000.00 M ² /LOTE	=	30,503,575.00 /LOTE
MATERIALES	8.00 /M ²	x	35,000.00 M ² /LOTE	=	280,000.00 /LOTE
MAQUINARIA	819,719.85 /M ²	x	35,000.00 M ² /LOTE	=	28,690,195.75 /LOTE
FLETES	17,142.91 /M ²	x	35,000.00 M ² /LOTE	=	600,001.85 /LOTE

(C.D.) COSTO DIRECTO (C.D.) x I 129,529.92 /LOTE
(1) INDIRECTOS (31.19%) (C.D.) x I 40,385,755.16 /LOTE

(4) SUMA (C.D. + I) (4) x F 40,515,284.92 /LOTE
(5) FINANCIAMIENTO (2.19%) (4) x F 887,184.60 /LOTE

(6) SUMA (C.D.+I+F) (6) x U 41,402,469.52 /LOTE
(7) UTILIDAD (5.24%) (6) x U 2,168,527.44 /LOTE

(8) SUMA (C.D.+I+U) (8) x Ca 43,270,996.96 /LOTE
(9) CARGOS ADICIONALES (2.78%) (8) x Ca 1,192,862.21 /LOTE

TOTAL PRECIO UNITARIO 44,463,859.17 /LOTE

CONSTRUCCION DE MUELLE DE TANQUESTACA

UNIDAD : M.
CANTIDAD : 3,423.00

I.- ACTIVIDADES INCLUIDAS

1.- TANQUESTACA

1.1.- LIMPIEZA CON CHORO DE ARENA	14,500.00 M2.
1.2.- PROTECCION ANTICORROSIONA	14,500.00 M2.
1.3.- CORTE Y UNION DE TANQUESTACA	230.00 CIES.
1.4.- MANEJO E HENDIDO	9,453.00 M.

2.- DEFENSAS

2.1.- DESMONTAJAMIENTO Y REINSTALACION DE DEFENSAS	9.00 PZAS.
2.2.- SUMINISTRO Y COLOCACION DE DEFENSAS	4.00 PZAS.

3.- LAMBUEROS

3.1.- SUMINISTRO Y FABRICACION DE LAMBUEROS	26,000.00 KG.
3.2.- PROTECCION ANTICORROSIONA	28,000.00 KG.
3.3.- MONTAJE	64.00 PZAS.

II.- ANALISIS DEL CONCEPTO

1.- TANQUESTACA

1.1.- LIMPIEZA CON CHORO DE ARENA
1.2.- PROTECCION ANTICORROSIONA
1.3.- CORTE Y UNION DE TANQUESTACA
1.4.- MANEJO E HENDIDO

1.1.- LIMPIEZA CON CHORO DE ARENA

A) EQUIPO

1.00 GRUA HIAP S/CACION	x	140,758.33 /HR	=	140,758.33 /HR.
1.00 COMPRESOR 3/4 PC"	x	132,046.87 /HR	=	132,046.87 /HR.
1.00 EQ. DE SAND BLASTED	x	13,236.33 /HR	=	13,236.33 /HR.
				<hr/>
				276,041.53 /HR.

276,041.53 /HR.

CARGO = ----- x

5.00 M2/HR.

112,673.56 /M2.

B) MANO DE OBRA

1.00 CARO DE OFICIOS	x	145,750.00 /TMO	=	145,750.00 /TMO.
2.00 OPERARIO DE 1a	x	139,000.00 /TMO	=	172,012.00 /TMO.
2.00 OBRERO GENERAL	x	131,725.00 /TMO	=	162,421.00 /TMO.
				<hr/>
				418,183.00 /TMO.
HESS. Y ED. DE SEGURIDAD.		5.001		17,410.60 /TMO.
				<hr/>
				435,593.60 /TMO.

\$197,622.60 /TMO.

CARGO = ----- = 14,117.14 /MO.
 6.00 H2/HR. x 8.00 HR/TMO.

C) MATERIALES

105

ASENA

CARGO = 124,000.00 /LIT. x .08 H2/LIT. = 11,920.00 /MO

CARGO POR LIMPIEZA

\$18,710.70 /MO.

R E S U M E N

MANO DE OBRA 14,117.14 /MO.
 MATERIALES 11,920.00 /MO.
 AMOVIAMIA 112,673.56 /MO.
 FLETES 6.00 /MO.

CARGO POR LIMPIEZA

\$18,710.70 /MO.

VOLUMEN ESTIMADO DE LIMPIEZA

14,500.00 M2/LOTE

MANO DE OBRA	14,500.00 M2/LOTE	x	\$4,117.14 /MO.	=	\$59,698,550.00 /LOTE
MATERIALES	14,500.00 M2/LOTE	x	\$1,920.00 /MO.	=	\$27,840,000.00 /LOTE
AMOVIMIA	14,500.00 M2/LOTE	x	\$12,673.56 /MO.	=	\$182,766,820.00 /LOTE
FLETES	14,500.00 M2/LOTE	x	6.00 /MO.	=	6.00 /LOTE

\$271,305,150.00 /LOTE

1.2.- PROTECCION ANTICORROSION

POR ESPECIFICACIONES SE TENDRA UNA PROTECCION PRIMARIA, SECUNDARIA Y DE ACABADO.

A) MANO DE OBRA

1.00 LABO DE OFICIOS	=	\$46,750.00 /TMO	=	\$46,750.00 /TMO.
1.00 PREPARO DE IS	=	\$39,006.00 /TMO	=	\$39,006.00 /TMO.
1.00 OPERO GENERAL	x	\$31,725.00 /TMO	=	\$31,725.00 /TMO.

HEFF. Y ED. DE SEGURIDAD. 10.00%
 \$117,481.00 /TMO.
 \$11,748.10 /TMO.

\$129,229.10 /TMO.

\$129,229.10 /TMO.

CARGO = ----- = 14,615.32 /MO.
 3.50 H2/HR. x 8.00 HR/TMO.

B) MATERIALES

PINTURA PARA PROTECCION PRIMARIA	\$35,982.50 /LT.
PRIMER PARA PROTECCION PRIMARIA	\$34,982.50 /LT.

	\$70,965.00 /LT.

CARGO = 170,965.00 /LT. x .15 LT/M2. = \$10,644.75 /MO.

PINTURA PARA PROTECCION SECUNDARIA \$32,757.00 /LT.

CARGO = \$32,757.00 /LT. x .10 LT/M2. = \$3,275.70 /MO.

PINTURA PARA PROTECCION DE ACABADO		\$47,164.00 /LT.			
CARGO =	\$47,164.00 /LT.	x	10 LT./M ² .	=	\$4,716.40 /M ² .

					106
CARGO POR PROTECCION					\$2,252.18 /M ² .

					RESUMEN
MANO DE OBRA					\$4,815.33 /M ² .
MATERIALES					\$1,682.55 /M ² .
MAQUINARIA					\$1.00 /M ² .
FLETES					\$1.00 /M ² .

CARGO POR PROTECCION					\$23,252.18 /M ² .

VOLUMEN ESTIMADO DE PROTECCION					14,000.00 M ² /LOTE

MANO DE OBRA	14,000.00 M ² /LOTE	x	\$4,815.33 /M ² .	=	\$66,922,286.00 /LOTE
MATERIALES	14,500.00 M ² /LOTE	x	\$18,636.85 /M ² .	=	\$270,234,325.00 /LOTE
MAQUINARIA	14,500.00 M ² /LOTE	x	\$1.00 /M ² .	=	\$14,500.00 /LOTE
FLETES	14,500.00 M ² /LOTE	x	\$1.00 /M ² .	=	\$14,500.00 /LOTE

					\$377,756,510.00 /LOTE

1.2.- CORTE Y UNION DE TABLACA

A) EQUIPO

1.00 EQ. DE OXICORTE	x	\$2,431.54 /HR.	=	\$2,431.54 /HR.
1.00 SOLDADORA DE 30V AMF	x	\$9,411.20 /HR.	=	\$9,411.20 /HR.
1.00 BISELADORA	x	\$4,612.56 /HR.	=	\$4,612.56 /HR.
1.00 GRUA HT44 S CARION	x	\$40,758.13 /HR.	=	\$40,758.13 /HR.

				\$57,213.43 /HR.

CARGO = -----
 \$57,213.43 /HR. x 75 CTE/HR. = \$4,290,750.75 /CTE.

B) MANO DE OBRA

1.00 CABO DE OFICIOS	x	\$46,750.00 /TMO.	=	\$46,750.00 /TMO.
1.00 OPERARIO DE 1o	x	\$39,096.00 /TMO.	=	\$39,096.00 /TMO.
1.00 AYUD. DE OF. CABO 3o.	x	\$32,367.00 /TMO.	=	\$32,367.00 /TMO.
2.00 OBRERO GENERAL	x	\$31,725.00 /TMO.	=	\$63,450.00 /TMO.

				\$159,603.00 /TMO.
HEFR. Y EQ. DE SEGURIDAD. 10.00%				

				\$25,958.50 /TMO.

				\$285,561.50 /TMO.

CARGO = -----
 \$285,561.50 /TMO. x 8.00 HR/TMO. = \$2,284,492.00 /CTE.

C) MATERIALES

SOLDADURA \$5,406.50 /KG.					
CARGO =	2.20 KG/CTE	x	\$5,406.50 /KG.	=	\$11,894.30 /CTE.
ACETILENO \$24,192.17 /KG.					
CARGO =	25.90 KG/CTE	x	\$24,192.17 /KG.	=	\$627,177.24 /CTE.

ORIGEN	18,476.67 /M3.		
CARGO =	.3780 M3/CTE	x	65,476.67 /M3. =
			63,373.71 /CTE.

107

CARGO POR CORTE Y UNION 6141,111.15 /CTE.

RESUMEN

MANO DE OBRA	647,290.58 /CTE.
MATERIALES	617,234.00 /CTE.
MAQUINARIA	676,294.57 /CTE.
FLETES	6.00 /CTE.

CARGO POR CORTE Y UNION 6141,111.15 /CTE.

VOLUMEN ESTIMADO DE CORTE Y UNION 736.00 CTE/LOTE

MANO DE OBRA	736.00 CTE/LOTE	x	647,590.58 /CTE.	=	634,742,122.48 /LOTE
MATERIALES	736.00 CTE/LOTE	x	617,234.00 /CTE.	=	612,422,288.00 /LOTE
MAQUINARIA	736.00 CTE/LOTE	x	676,294.57 /CTE.	=	657,687,476.12 /LOTE
FLETES	736.00 CTE/LOTE	x	6.00 /CTE.	=	6.00 /LOTE

6103,611,129.60 /LOTE

1.4.- MANEJO E HINCAJO

A) EQUIPO

1.00 GRUA-EXCAV. L.B. LS-118	x	6146,066.50 /HR.	=	6146,066.50 /HR.
1.00 MARTILLO VIBROINCASOR	x	6261,811.30 /HR.	=	6261,811.30 /HR.
1.00 CHALAN FLEXIFLOT	x	673,750.25 /HR.	=	673,750.25 /HR.
1.00 LANCHAS 2/MOTOR	x	65,791.23 /HR.	=	65,791.23 /HR.

6427,439.81 /HR.

6427,439.81 /HR.

CARGO = -----
2,430 HR./H.

6104,615.00 /H.

B) MANO DE OBRA

1.00 CARO DE OFICIOS	=	646,750.00 /TMO.	=	646,750.00 /TMO.
2.00 OPERARIO DE 1a	x	639,006.00 /TMO.	=	678,012.00 /TMO.
2.00 AYUD. 1a OP. CARO 3a.	x	622,367.00 /TMO.	=	664,734.00 /TMO.
2.00 OBRERO GENERAL	x	631,725.00 /TMO.	=	663,450.00 /TMO.

6282,948.00 /TMO.

HERR. Y EQ. DE SEGURIDAD. 5.000 612,647.30 /TMO.

6285,595.30 /TMO.

6285,595.30 /TMO.

CARGO = -----
3.43 HR./H. x 6100 HR./TMO.

69,527,005 /H.

CARGO POR MANEJO E HINCAJO 6134,297.68 /H.

R E S U M E N

MANO DE OBRERA	\$9,679.06 /M.
MATERIALES	1.00 /M.
MAQUINARIA	\$124,618.02 /M.
FLETES	1.00 /M.

	1008

CARGO POR MANEJO E HINCADO \$124,297.98 /M.

VOLUMEN ESTIMADO DE MANEJO E HINCADO

8,463.00 M/LOTE

MANO DE OBRERA	8,463.00 M/LOTE	x	\$9,679.06 /M.	=	\$81,913,824.78 /LOTE
MATERIALES	8,463.00 M/LOTE	x	1.00 /M.	=	8.00 /LOTE
MAQUINARIA	8,463.00 M/LOTE	x	\$124,618.02 /M.	=	\$1,054,842,303.26 /LOTE
FLETES	8,463.00 M/LOTE	x	1.00 /M.	=	8.00 /LOTE

					\$1,136,855,185.04 /LOTE

2.-DEFENSAS

2.1.- DESMONTAJE Y REINSTALACION DE DEFENSAS

DESMONTAJE

A) MANO DE OBRERA

1.00 CABO DE OFICIOS	x	446,750.30 /TMO	=	446,750.00 /TMO.
2.00 CESARIO DE 1a	x	139,096.00 /TMO	=	178,012.00 /TMO.
1.00 AYTE. DE OP. CABO 3a.	x	132,367.00 /TMO	=	132,367.00 /TMO.
2.00 OPERO GENERAL	x	131,725.00 /TMO	=	163,450.00 /TMO.

				\$226,579.00 /TMO.
MEPR. Y ED. DE SEGURIDAD.		5,001		111,528.95 /TMO.

				\$231,607.95 /TMO.

\$231,607.95 /TMO.

CARGO = ----- = \$115,803.96 /PZA.

.25 PZAS/HR. x 8.00 HR/TMO.

b) EQUIPO

1.00 OBRA HIAE S. CAMION	x	140,758.13 /HR	=	140,758.13 /HR.
1.00 ES. DE OXICORTE	x	12,431.54 /HR	=	12,431.54 /HR.

				\$143,189.67 /HR.

\$143,189.67 /HR.

CARGO = ----- = \$172,758.68 /PZA.

.25 PZAS/HR.

C) MATERIALES

MATERIAL					
ACETILENO					
CARGO =	0.070 M3/PZA.	=	124,192.17 /KG.	=	\$701.57 /PZA.
OXIGENO					
CARGO =	.2410 M3/PZA.	x	\$8,476.67 /M3.	=	\$2,042.66 /PZA.

REINSTALACION

A) MANO DE OBRA

1.00 CABO DE OFICIOS	x	846,750.00 /TMO	=	846,750.00 /TMO.
2.00 OPERARIO ESPTA.	x	843,889.00 /TMO	=	843,889.00 /TMO.
1.00 AYTE. DE OP. CABO 2a.	x	832,539.00 /TMO	=	832,539.00 /TMO.
2.00 OPERARIO GENERAL	x	831,725.00 /TMO	=	831,725.00 /TMO.

109

HERR. Y EQ. DE SEGURIDAD.	5.000			8,230,117.00 /TMO.
				811,505.85 /TMO.
				824,622.85 /TMO.

824,622.85 /TMO.

CARGO =	-----			824,622.85 /PZA.
	.125 PZAS/HR.	x	8.00 HR/TMO.	

B) EQUIPO

1.00 SOLDADORA 300 AMP	x	89,411.20 /HR	=	89,411.20 /HR.
1.00 EQ. DE OXIGENIO	x	82,431.54 /HR	=	82,431.54 /HR.
1.00 ANSAMBO COLGANTE	x	82,156.24 /HR	=	82,156.24 /HR.
				813,998.98 /HR.

813,998.98 /HR.

CARGO =	-----			811,771.54 /PZA.
	.125 PZAS/HR.			

C) MATERIALES

CARGO =	3.10 KG/PZA.	x	85,406.50 /KG.	=	816,760.15 /PZA.		
CARGO =	.0290 KG/PZA.	x	824,192.17 /KG.	=	8701.87 /PZA.		
CARGO =	.2410 KG/PZA.	x	88,476.67 /KG.	=	82,042.89 /PZA.		
CARGO =	.1500 LT/42.	x	834,882.50 /LT.	x	5.50 KG/PZA	=	818,860.56 /PZA.

CARGO POR DESMONTAJE Y REINSTALACION 8693,268.96 /PZA.

RESUMEN

MANO DE OBRA	824,622.85 /PZA.
MATERIALES	8701.87 /PZA.
MAQUINARIA	8264,750.82 /PZA.
FLETES	8.00 /PZA.

CARGO POR DESMONTAJE Y REINSTALACION 8693,268.96 /PZA.

NO. DE DEFENSAS POR LOTE Y REINSTALAR. 9.00 PZAS/LOTE

MANO DE OBRA	9.00 PZAS/LOTE	x	8357,424.83 /PZA.	=	83,216,841.47 /LOTE
MATERIALES	9.00 PZAS/LOTE	x	851,109.81 /PZA.	=	8,459,988.29 /LOTE
MAQUINARIA	9.00 PZAS/LOTE	x	8264,750.82 /PZA.	=	80,582,754.60 /LOTE
FLETES	9.00 PZAS/LOTE	x	8.00 /PZA.	=	8.00 /LOTE

84,219,592.36 /LOTE

2.2.- SUMINISTRO Y COLOCACION DE DEFENSAS

A) MANO DE OBRA

1.00 CABO DE OFICIOS	x	445,750.00 /TMO	=	445,750.00 /TMO.	
1.00 OPERARIO ESPTA.	x	443,689.00 /TMO	=	443,689.00 /TMO.	110
2.00 OPERARIO DE IA	x	637,000.00 /TMO	=	679,012.00 /TMO.	
1.00 ANTE. DE OP. CABO DE	x	432,539.00 /TMO	=	432,539.00 /TMO.	
3.00 OBRERO GENERAL	x	431,725.00 /TMO	=	495,175.00 /TMO.	

HERR. Y EQ. DE SEGURIDAD.				5.000	426,165.00 /TMO.
					114,208.25 /TMO.

					1310,973.25 TMO.

1310,973.25 /TMO.

CARGO =	-----		-----	1310,973.25 /PZA.
	.125 PZAS/MO.	x	8.00 MO/TMO.	

B) EQUIPO

1.00 SOLDADORA 300 AMP	x	49,411.20 /MO	=	49,411.20 /MO.	
1.00 GRUA HIAE S/CAMION	x	440,758.13 /MO	=	440,758.13 /MO.	
1.00 EQ. DE OXIGENO	x	42,431.54 /MO	=	42,431.54 /MO.	
1.00 ARMAPO COLEGANTE	x	42,156.24 /MO	=	42,156.24 /MO.	

					454,757.11 /MO.

454,757.11 /MO.

CARGO =	-----		-----	4438,056.88 /PZA.
	.125 PZAS/MO.	x		

C) MATERIALES

DEFENSA DE MULE TIPO "M"					
CARGO =	1.00 PZA/PZA.	x	111,074,465.00 /PZA.	=	111,074,465.00 /PZA.
CARGO =	795.00 KG/PZA.	=	41,746.00 /KG.	=	41,389,660.00 /PZA.
SOLDADURA					
CARGO =	3.10 KG/PZA.	x	45,468.50 /KG.	=	126,760.15 /PZA.
CARGO =	.0299 KG/PZA.	x	424,192.17 /KG.	=	9701.57 /PZA.
CARGO =	.2410 M3/PZA.	x	48,476.67 /M3.	=	12,042.88 /PZA.
CARGO =	.1500 LT./M2.	x	434,982.50 /LT.	=	434,982.50 /PZA.

CARGO POR SUMINISTRO Y COLOCACION 113,266,520.29 /PZA.

RESUMEN

MANO DE OBRA	1310,973.25 /PZA.
MATERIALES	412,517,490.15 /PZA.
MAQUINARIA	4438,056.88 /PZA.
FLETES	4.00 /PZA.

CARGO POR SUMINISTRO Y COLOCACION 113,266,520.29 /PZA.

NO. DE DEFENSAS POR SUM. Y COLGAR.	4.00 PZAS/LOTE		111	
MANO DE OBRA	4.00 PZAS/LOTE	x	\$310,973.25 /PZA. =	\$1,243,893.00 /LOTE
MATERIALES	4.00 PZAS/LOTE	x	\$12,517,490.16 /PZA. =	\$50,065,960.64 /LOTE
MANJUNARIA	4.00 PZAS/LOTE	x	\$439,056.88 /PZA. =	\$1,752,227.52 /LOTE
FLETES	4.00 PZAS/LOTE	x	8.00 /PZA. =	32.00 /LOTE
<hr/>				
				\$53,056,091.16 /LOTE

3.-LANGUETOS

3.1.- SUMINISTRO Y FABRICACION DE LANGUETOS

A) MATERIALES

CANAL DE ACERO ESTRUCTURAL						
CARGO	= 28,000.00 KG/LOTE.	x	\$1,710.00 /KG.	=	\$47,080,000.00 /LOTE	
PERNO DE 1 1/2" x 50 CM. CON TUERCA						
CARGO	= 322.00 PZA/LOTE.	x	\$150,000.00 /PZA.	=	\$48,300,000.00 /LOTE	
PLACA DE 1 1/31"						
CARGO	= 322.00 PZA/LOTE.	x	\$1,748.00 /KG.	x	15.00 KG/PZA. =	\$8,440,540.00 /LOTE
BARRA CUADRADA DE 5/8"						
CARGO	= 322.00 PZA/LOTE.	x	\$5,183.00 /KG.	x	.30 KG/PZA. =	\$50,677.30 /LOTE
SOLDADURA						
CARGO	= 28,000.00 KG/LOTE.	x	\$5,406.50 /KG.	x	.050 KG/KG. =	\$7,549,100.00 /LOTE
ACETILENO						
CARGO	= 28,000.00 KG/LOTE.	x	\$4,192.17 /KG.	x	.0040 KG/KG. =	\$2,709,523.04 /LOTE
OXIGENO						
CARGO	= 28,000.00 KG/LOTE.	x	\$1,474.67 /KG.	x	.0060 KG/KG. =	\$1,878,774.58 /LOTE

B) MANO DE OBRA

1.00 CABO DE OFICIOS	x	\$45,750.00 /TMO.	=	\$45,750.00 /TMO.	
2.00 OPERARIO ESPTA.	x	\$43,889.00 /TMO.	=	\$87,378.00 /TMO.	
2.00 ATTE. PL. OF. CABO 2o.	x	\$32,539.00 /TMO.	=	\$65,078.00 /TMO.	
2.00 CORREPO GENERAL	y	\$31,705.00 /TMO.	=	\$63,450.00 /TMO.	
<hr/>					
HEPR. Y EQ. DE SEGURIDAD.				10.00%	\$262,656.00 /TMO.
					\$76,265.00 /TMO.
<hr/>					
					\$288,921.00 /TMO.

CARGO	= \$288,921.00 /TMO.	x	28,000.00 KG/LOTE.	=	\$40,448,924.00 /LOTE
	25.00 KG/HR.	x	8.00 HR/TMO.	=	

C) EQUIPO

1.00 SOLDADORA 300 AMP	x	\$9,411.20 /HR.	=	\$9,411.20 /HR.	
2.00 EQ. DE OXICORTE	x	\$4,831.54 /HR.	=	\$4,831.54 /HR.	
2.00 TIRFOR CON CASCO DE ACERO	x	\$2,448.18 /HR.	=	\$4,896.36 /HR.	
<hr/>					
					\$17,079.10 /HR.
CARGO	= \$17,079.10 /HR.	x	20,000.00 KG/LOTE.	=	\$21,471,116.00 /LOTE
	25.00 KG/HR.				
<hr/>					
CARGO PER SUMINISTRO Y FABRICACION					\$179,221,055.70 /LOTE

RESUMEN

117

MANO DE OBRA	\$40,449,024.00 /LOTE
MATERIALES	\$117,300,914.92 /LOTE
MAQUINARIA	\$21,411,116.00 /LOTE
FLETES	\$.00 /LOTE

CARGO POR SUMINISTRO Y FABRICACION

\$179,221,055.70 /LOTE

3.2.- PROTECCION ANTICORROSIVA

AL MANO DE OBRA

1.00 CABO DE OFICIOS	x	\$46,750.00 /TMO	=	\$46,750.00 /TMO.
1.00 OPERARIO DE 1a	x	\$39,006.00 /TMO	=	\$39,006.00 /TMO.
1.00 OBRERO GENERAL	x	\$31,725.00 /TMO	=	\$31,725.00 /TMO.

\$117,481.00 /TMO.

HEPR. Y ED. DE SEGURIDAD. 10.001 \$11,748.10 /TMO.

\$129,229.10 /TMO.

CARGO =	\$129,229.10 /TMO.	x	20,000.00 KG/LOTE	=		\$12,922,910.00 /LOTE
	35.00 KG/HR.	x	3.00 HR/TMO.	=		

E) MATERIALES

PRIMARIO ANTICORROSIVO

CARGO =	.0050 LT/KG.	x	\$34,982.50 /LT.	x	20,000.00 KG/LOTE	=	\$4,997,550.00 /LOTE
---------	--------------	---	------------------	---	-------------------	---	----------------------

CARGO POR PROTECCION ANTICORROSIVA

\$17,920,460.00 /LOTE

RESUMEN

MANO DE OBRA	\$12,922,910.00 /LOTE
MATERIALES	\$4,997,550.00 /LOTE
MAQUINARIA	\$.00 /LOTE
FLETES	\$.00 /LOTE

CARGO POR PROTECCION ANTICORROSIVA

\$17,920,460.00 /LOTE

3.3.- MONTAJE

AL MANO DE OBRA

1.00 CABO DE OFICIOS	x	\$46,750.00 /TMO	=	\$46,750.00 /TMO.
1.00 OPERARIO DE 1a	x	\$39,006.00 /TMO	=	\$39,006.00 /TMO.
1.00 ANTE. DE OP. CABO 2a.	x	\$32,539.00 /TMO	=	\$32,539.00 /TMO.
2.00 OBRERO GENERAL	x	\$31,725.00 /TMO	=	\$63,450.00 /TMO.

\$181,745.00 /TMO.

HEPR. Y ED. DE SEGURIDAD. 5.001 \$9,027.25 /TMO.

\$190,822.25 /TMO.

CARGO =	\$190,822.25 /TMO.	x	64.00 PZA/LOTE	=		\$6,106,632.00 /LOTE.
	.750 PZAS/HR.	x	9.00 HR/TMO.	=		

B) EQUIPO

1.00 GRUA HIAB S/CAMION	x	\$40,758.13 /HR	=	\$40,758.13 /HR.
1.00 EG. DE DILCORTE	x	\$2,431.54 /HR	=	\$2,431.54 /HR.
1.00 ANAMID COLGANTE	x	\$2,156.24 /HR	=	\$2,156.24 /HR.
				<u>\$45,345.91 /HR.</u>

113

CARGO	=	<u>\$45,345.91 /HR.</u>	x	44.00 PZA/LOTE	=	\$1,995,580.04 /LOTE.
				.250 PZAS/HR.		

C) MATERIALES

CARGO	=	ACETILENO	.0360 KG/PZA.	x	\$24,192.17 /KG.	x	240.00 PZA/LOTE	=	\$2,206,322.08 /LOTE.
CARGO	=	OXIGENO	.0194 P3/PZA.	x	\$8,478.67 /P3.	x	240.00 PZA/LOTE	=	\$37,482.07 /LOTE.

CARGO POR MONTAJE

\$17,961,219.28 /LOTE.

RESUMEN

MANO DE OBRA	\$6,256,632.00 /LOTE
MATERIALES	\$246,804.32 /LOTE
MAQUINARIA	\$11,608,632.76 /LOTE
FLETES	\$1.00 /LOTE

CARGO POR MONTAJE

\$17,961,636.28 /LOTE

RESUMEN GENERAL

MANO DE OBRA	\$6,256,632.00 /LOTE
MATERIALES	\$493,631,470.37 /LOTE
MAQUINARIA	\$1,231,491,711.02 /LOTE
FLETES	\$1.00 /LOTE

COSTO DIRECTO \$2,122,237,716.74 /LOTE

MANO DE OBRA	\$6,256,632.00 /LOTE	/	8,463.00	/LOTE	=	\$736,329.97 /M.
MATERIALES	\$493,631,470.37 /LOTE	/	8,463.00	/LOTE	=	\$57,146.72 /M.
MAQUINARIA	\$1,231,491,711.02 /LOTE	/	8,463.00	/LOTE	=	\$157,330.89 /M.
FLETES	\$1.00 /LOTE	/	8,463.00	/LOTE	=	\$1.00 /M.

(C.D.) COSTO DIRECTO

(1) INDIRECTOS () (C.D.) x I \$250,773.44 /M.

(1) INDIRECTOS () (C.D.) x I \$79,217.80 /M.

(4) SUMA (C.D. + I) \$329,996.24 /M.

(F) FINANCIAMIENTO () (4) x F \$7,295.02 /M.

(5) SUMA (C.D.+I+F) \$337,291.26 /M.

(U) UTILIDAD () (5) x U \$17,601.85 /M.

(6) SUMA (C.D.+I+F+U) \$354,893.11 /M.

(Ca) CARGOS ADICIONALES () (6) x Ca \$7,826.15 /M.

TOTAL PRECIO UNITARIO \$362,719.26 /M.

CONSTRUCCION DE LA OBRA CIVIL Y ELECTROMECHANICA DEL TABLAESTACADO EN
ZONA DE MUELLES DE REPARACIONES A FLOTE EN LA TERMINAL MARITIMA DE
CD. MADERO, TAMPS.

PROGRAMA Y MONTOS MENSUALES DE OBRA

FASE	MESES					
	1	2	3	4	5	6
1.- TRABAJOS PRELIMINARES	2654					
2.- DRAGADO		206849	206849	206849	206849	206849
3.- CONSTRUCCION DE MUROS			512934	512934	512934	512934
4.- MUERTOS DE ANCLAJE					442523	442523
5.- TRABE DE CORONAMIENTO						
6.- ADEME METALICO						
7.- SISTEMA DE DRENADO						
8.- PROTECCION CATODICA						
9.- MEJORAMIENTO DE SUELO						
10.- PROTECCION EXTERIOR						
11.- RELLENOS						
12.- LIMPIEZA						
MONTOS MENSUALES (MILES)	2654	206849	719783	719783	1162306	1162306
MONTOS ACUMULADOS (MILES)	2654	209503	929286	1649069	2811375	3973681
AVANCE PARCIAL PROGRAMADO (%)	0.03	2.32	8.06	8.06	13.02	13.02
AVANCE ACUMULADO PROGRAMADO (%)	0.03	2.35	10.41	18.47	31.49	44.50

CONSTRUCCION DE LA OBRA CIVIL Y ELECTROMECHANICA DEL TABLAESTACADO EN
ZONA DE MUELLES DE REPARACIONES A FLOTE EN LA TERMINAL MARITIMA DE
CD. MADERO, TAMPS.

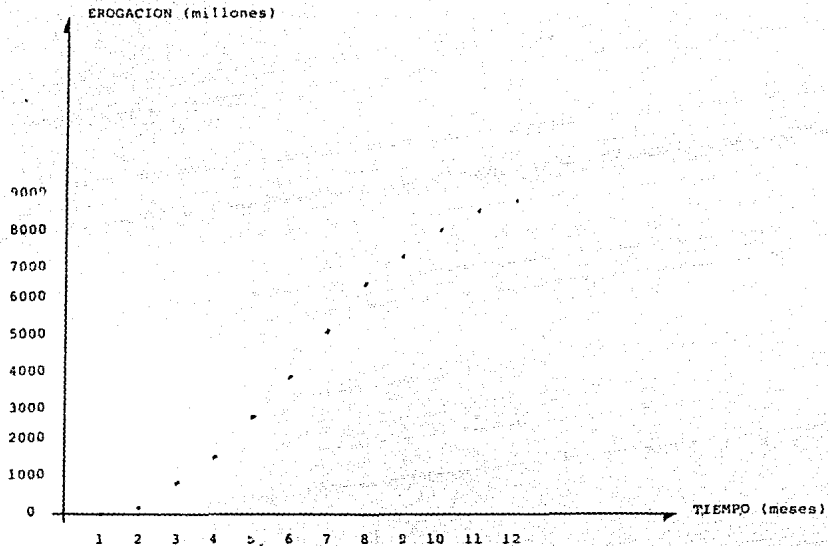
PROGRAMA Y MONTOS MENSUALES DE OBRA

FASE	MESES					
	7	8	9	10	11	12
1.- TRABAJOS PRELIMINARES						
2.- DRAGADO	206849	206849				
3.- CONSTRUCCION DE MUROS	512934	512934				
4.- MUERTOS DE ANCLAJE	442523	442523	442523	442523		
5.- TRABE DE CORONAMIENTO			49480	49480		
6.- ADEME METALICO			77928	77928		
7.- SISTEMA DE DRENADO				32808	32808	
8.- PROTECCION CATODICA				19543	19543	
9.- MEJORAMIENTO DE SUELO	128308	128308	128308	128308	128308	
10.- PROTECCION EXTERIOR					176529	176529
11.- RELLENOS			97276	97276	97276	97276
12.- LIMPIEZA						2504
MONTOS MENSUALES (MILES)	2290614	1290614	795515	847866	454464	276309
MONTOS ACUMULADOS (MILES)	2264295	6554909	7350424	8198290	8652754	8929063
AVANCE PARCIAL PROGRAMADO (%)	14.45	14.45	8.91	9.50	5.99	3.03
AVANCE ACUMULADO PROGRAMADO (%)	58.96	73.41	82.32	91.82	96.91	100.00

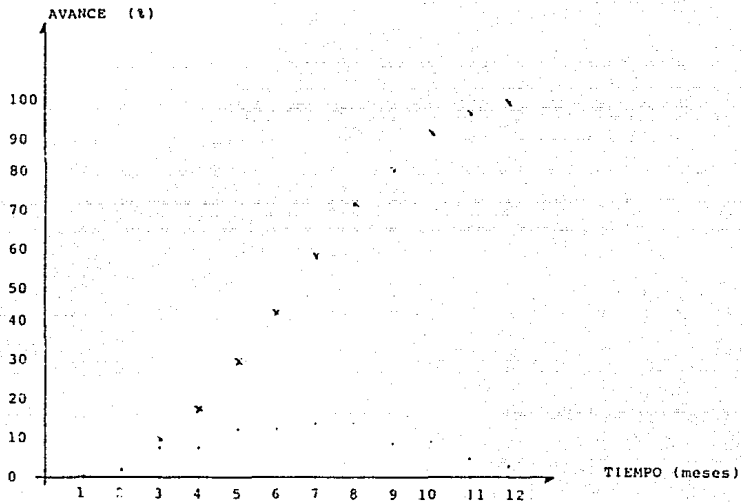
NO.	ESPECIFICACION Y DESCRIPCION DEL CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
11.0	TRABAJOS PELELINAPES	M2			2,654,190.00
12.0	DRAGADO	LOTE			11,447,944,646.43
13.0	CONSTRUCCION DE MUROS DE TABLETAJA O TUBERIA	ML			13,077,636,343.63
14.0	MUERTO DE ANCLAJE	LOTE			12,655,139,797.55
15.0	TRABE DE CORONAMIENTO	M3			98,360,000.00
16.0	ACEME METALICO	M2			155,956,000.00
17.0	SISTEMA DE DRENADO	SIST.			65,616,626.25
18.0	PROTECCION CATORICA	LOTE			33,086,410.29
19.0	MEJORAMIENTO DE SUELO	LOTE			641,540,000.00
110	PROTECCION EXTERIOR	M2			353,359,000.00
111	RELLENOS	M3			389,103,242.00
112	LIMPIEZA	LOTE			2,594,124.00
TOTAL					18,929,069,947.70

(OCHO MIL NOVECIENTOS VEINTINUEVE MILLONES SESENTA Y NUEVE MIL NOVECIENTOS CUARENTA Y SIETE PESOS 70/100 M.N.)

PROGRAMA DE EROGACIONES



PROGRAMA DE AVANCE DE OBRAS



(.) : AVANCE PARCIAL PROGRAMADO
(x) : AVANCE ACUMULADO PROGRAMADO

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En el desarrollo del trabajo expuesto, se hace notorio cómo nos es útil el obtener la mayor cantidad de información posible para la realización de los trabajos necesarios en una obra a ejecutar.

Así, debemos llevar a cabo un estudio que nos permita enterarnos de el tipo de estructura con la que se trabajará, su función y uso, la localidad donde se ubica y las condiciones actuales que presenta.

Es necesario elaborar un informe que permita detallar las características del lugar, esto nos indicará cuál es la causa del problema a resolver, esto se logra realizando las pruebas de campo indicadas para el sitio y las condiciones que ahí se encuentran.

Localizado el origen del problema, se hace necesario plantear las posibles soluciones existentes; para tomar la mejor alternativa se deben de evaluar aspectos varios como :

Económico,

Social,

De mercado,

Estructurales,

De factibilidad,

Constructivos, entre otros.

Elegida la mejor solución posible, y al estar llevando a cabo los trabajos, en algunas ocasiones se hace necesario resolver situaciones imprevistas, esto se logra mediante ajustes al proyecto original, teniendo que replantear esa situación específica, es aquí donde la experiencia toma un papel sobresaliente, pues de ella

dependerá la resolución que se tome y los cambios que provengan en el desarrollo de los trabajos.

Es necesario, por tanto, el mantenerse informado sobre los cambios o nuevos métodos constructivos y tecnológicos, para poder utilizarlos cuando sea requerido y no limitarse a los conocidos solamente.

Cabe señalar la importancia que tiene para el desarrollo económico del país este tipo de estructuras, es decir las terminales petroleras marinas, y por tanto los trabajos que se realicen para su construcción, operación y mantenimiento.

Escoger entre las teorías existentes, la más apropiada a aplicar está en función de las características de la zona donde se llevarán a cabo los trabajos, siendo éstas el resultado de los estudios efectuados y de la valoración de los aspectos antes citados.

En nuestro caso, se determinó que la mejor manera de solucionar el problema, era construyendo una pared de tipo flexible ya que las propiedades físicas que presenta la hace ser mejor que una de tipo rígida, en este caso particular, las razones fueron expuestas ya en el trabajo, además de que facilita las labores a realizar en la etapa constructiva y en su mantenimiento.

Se piensa que la experiencia aquí descrita, pudiera servir para estudios o trabajos similares.

BIBLIOGRAFIA :

- 1.- Normas Para Proyecto de Obras (Nº 3.210.03) Tablaestacas y su hincado, PETROLEOS MEXICANOS, 1975.
- 2.- Normas de Construcción de Obras (Nº 3.210.01) Fabricación, Manejo e Hincado de Pilotes de madera y Tubos de acero, PETROLEOS MEXICANOS, 1975.
- 3.- Herrejón de la Torre Luis, Estructuras Marítimas, 1ª edición, LIMUSA, 1979, 125 p.
- 4.- Alonzo Def. Quinn, Design and Construction of Ports and Marine Structures, Mc. GRAW HILL, 1987.
- 5.- Normas para Construcción e instalaciones (Nº 3.03.01; 02; 03). Costas y Puertos. SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES, 1984.
- 6.- Normas para Construcción de Obras (Nº 3.121.06) Clasificación de materiales para el pago de excavaciones, PETROLEOS MEXICANOS, 1986.
- 7.- Normas para Proyecto de Obras (Nº 4.111.01), (segunda parte) Exploración y Muestreo de suelos para Proyecto de Cimentaciones, PETROLEOS MEXICANOS, 1976.
- 8.- Juárez Badillo - Rico Rodríguez, Mecánica de Suelos, Tomo II, LIMUSA, 1987, 695p.
- 9.- R. F. CRAIG, Mecánica de Suelos, 1ª edición, LOGOS, 1976. 311 p.
- 10.- Ralph B. Peck, Ingeniería de Cimentaciones, LIMUSA, 1980.
- 11.- T. William Lambe, Mecánica de Suelos, LIMUSA, 1990.