

881215  
3  
20

# UNIVERSIDAD ANAHUAC

---

ESCUELA DE INGENIERIA  
CON ESTUDIOS INCORPORADOS A LA  
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO



*CIMENTACIONES DE MUELLES*

*TESIS PROFESIONAL*

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

*INGENIERO CIVIL*

P R E S E N T A :

JUAN PABLO SPINOLA GRANDIO

MEXICO, D. F.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

1990



Universidad Nacional  
Autónoma de México



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis 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.

I N D I C E .

PAGINAS

CAPITULO I.- INTRODUCCION.

9

- 1.- Historia del desarrollo portuario en México.
- 2.- Situación actual de los puertos mexicanos.
- 3.- Nuevas políticas de desarrollo.

CAPITULO II.- MUELLES.

16

- 1.- Definición.
- 2.- Tipos de muelles.
- 3.- Elementos complementarios de un muelle.

CAPITULO III.- ESTUDIOS DEL MEDIO FISICO.

51

- 1.- Reconocimiento.
- 2.- Delimitación del área de estudio.
- 3.- Control terrestre.
- 4.- Topografía.
- 5.- Nivelación.
- 6.- Delimitación de la Z.F.M.T.
- 7.- Levantamiento catastral.
- 8.- Batimetría.
- 9.- Mareas.
- 10.- Vientos.
- 11.- Oleaje.
- 12.- Bancos de material.
- 13.- Exploración geológica.

CAPITULO IV.- ANALISIS DE CARGAS

PAGINAS

56

- 1.- Introducción.
- 2.- Consideraciones preliminares en el análisis y diseño de un muelle.
- 3.- Partes principales de una embarcación.
- 4.- Fuerzas actuantes en un muelle.
- 5.- Criterios de cálculo.

CAPITULO V.- ESTUDIO DE LA CIMENTACION.

169

- 1.- Introducción.
- 2.- Longitud y profundidad a dar en los muelles.
- 3.- Estudios necesarios para determinar el tipo de cimentación.
- 4.- Muelles cimentados sobre pilotes.
- 5.- Muelles cimentados sobre pilas.
- 6.- Muros de gravedad.
- 7.- Muelles de tablestaca.
- 8.- Rompeolas.
- 9.- Dragado.

CAPITULO VI.- EJEMPLO.

227

- 1.- Datos de proyecto.
- 2.- Características del barco de proyecto.
- 3.- Dimensiones Generales.
- 4.- Viento sobre el perfil expuesto de la nave.
- 5.- Impacto de la nave al atracar.
- 6.- Carga Vertical.
- 7.- Carga de sismo.

- 8.- Fuerzas debidas a corrientes y oleajes.
- 9.- Empuje de tierras.
- 10.- Determinación de las rigideces angulares para cada uno de los marcos.
- 11.- Distribución de la fuerza cortante producida por la acción del sismo.
- 12.- Análisis y diseño de pilotes.
- 13.- Diseño de losa.
- 14.- Diseño de la pantalla de atraque y del faldón posterior.
- 15.- Determinación de la longitud mínima de hinca del pilote.

CONCLUSIONES.	316
APENDICE.	317
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.	

• • •

## CAPITULO I

### INTRODUCCION :

#### 1.- HISTORIA DEL DESARROLLO PORTUARIO EN MEXICO :

La actividad portuaria en México se inicia prácticamente en forma importante durante la época de la conquista y la colonia, cuando surgieron puertos como Campeche donde se desarrolló la industria naval; Veracruz, como puerto principal a través del cual se desarrolló una importante corriente comercial con la metrópoli; Acapulco, que permitía el comercio con el lejano Oriente y otros como San Blas en el estado de Nayarit, y Salina Cruz en el estado de Oaxaca, puertos de exploración para nuevas tierras.

Con la independencia de México a principios del siglo XIX, la importancia de los puertos declinó y es hasta en el tercer cuarto de siglo que se inicia la transformación del país al estructurarse un sistema vial de comunicación, condicionado por las relaciones comerciales con los Estados Unidos de Norteamérica. Es de este modo que se desarrolló una extensa red ferroviaria en la cual los puertos son apenas terminales de esa red.

A fines del siglo XIX, y principios del siglo XX, Tampico surgió como puerto petrolero y Veracruz se reactiva con el comercio; Coatzacoalcos y Salina Cruz, que se construyeron para funcionar como terminales del puente terrestre en el Istmo de Tehuantepec de las mercancías que llegaban por uno y otro

puerto, con la construcción del canal de Panamá dejaron de operar. Igualmente a principios del siglo XX, se construyó el puerto de Manzanillo para atender básicamente las necesidades del ferrocarril que corría desde Guadalajara.

De principios de siglo data también la construcción del canal intracostero entre Tuxpan y Tampico, que permitió la navegación de las embarcaciones petroleras a lo largo de la costa, mismo que dejó de usarse por su poca profundidad y dificultar la navegación de embarcaciones de mayor porte.

A partir de los años treinta, el sistema portuario nacional adquiere una mayor relevancia respecto del pasado, debido a que se inicia el proceso de industrialización del país y de sustitución de importaciones, con lo que consecuentemente aumenta el comercio exterior al tenerse que importar los bienes de capital necesarios para mantener dicho proceso y tenerse que exportar los bienes primarios que han sido la principal fuente generadora de las divisas necesarias para financiar nuestro proceso de industrialización.

Durante el régimen Cardenista (1935-1940), se iniciaron las obras del puerto de Progreso para dar salida a la producción de henequén de Yucatán, pero es en la década de los 50's que el desarrollo portuario del país cobra nuevo impulso al construirse los puertos comerciales de Ensenada, Guaymas y Mazatlán en el Noroeste del país, para atender sus respectivas zonas de influencia y algunos aspectos de la integración territorial de la Península de Baja California con el macizo continental.

## 2.- SITUACION ACTUAL DE LOS PUERTOS MEXICANOS:

El sistema portuario adquiere una importancia fundamental dentro de la economía nacional, es por ello que se han construido para apoyar el desarrollo del país los puertos de Lázaro Cárdenas en la desembocadura del Río Balsas, con el concepto de desarrollo marítimo industrial, en el que se cuenta además con áreas reservadas para las actividades comercial, pesquera y turística; Puerto Madero, cerca de la frontera de Guatemala, para facilitar el desarrollo del Soconusco y en general de su zona de influencia, y como máxima expresión de lo que es un desarrollo marítimo industrial el complejo de Coatzacoalcos-Pajaritos, en el estado de Veracruz, donde se ha desarrollado una floreciente industria petroquímica.

En la actualidad el país dispone del número necesario de puertos que le permiten satisfacer sus necesidades, en los cuales se dan actividades comunes como lo son: la pesquera, la turística y la industrial, ésta última con una gran perspectiva en su desarrollo.

Desde el punto de vista comercial, los puertos que tienen mayor participación son: Ensenada y San Carlos, ambos en la Península de Baja California; Guaymas, Son. y Mazatlán, Sin. en el Noroeste del país; Manzanillo, Col; Acapulco, Gro.; Salina Cruz, Oax. y Puerto Madero, Chis., en la costa del Océano Pacífico. Por lo que hace al Golfo de México: Tampico, Tamps., en las márgenes del Río Pánuco, Veracruz y Coatzacoalcos en el estado de Veracruz y Progreso en la costa Norte de la Península de Yucatán.

Existen puertos con instalaciones altamente mecanizadas, dedicadas al manejo de minerales como las de Coatzacoalcos, a través de las cuales se exportan importantes volúmenes de Azufre; las de Pajaritos que reciben roca fosfórica; las de las Islas de San Marcos, B.C. Sur, para el manejo de yeso y las de la Isla de Cedros, B.C., para la carga de sal que se envía a Japón en embarcaciones de gran tonelaje.

La mecanización también se emplea con grandes ventajas en el manejo de cereales como las de San Carlos, B.C. , las de Guaymas, Son. y las de Veracruz, Ver., así como en el manejo de productos granulares como el azúcar que en Veracruz, tiene una terminal mecanizada.

El desarrollo del país ha exigido la distribución de grandes volúmenes de derivados del petróleo, lo cual se ha logrado a lo largo de las costas con gran eficiencia, al disponerse de terminales que permiten su envío y recepción como en Baja California, con la monoboya de Rosarito, que permite el amarre de los buques y sirve como soporte del ducto a través del cual los derivados del petróleo fluyen del barco a tierra por medio de una tubería sumergida en el mar y en donde las embarcaciones realizan sus operaciones sin la protección de una obra portuaria; en Sonora y parte de Sinaloa a través de las instalaciones especializadas de Guaymas; en Sinaloa, Durango y otros estados del Norte del país, con las instalaciones de Mazatlán; Manzanillo que sirve a algunos estados del Centro como complemento a la refinería de Salamanca,

Gto., y como gran centro alimentador de estas regiones, Salina Cruz, en el estado de Oaxaca, que también surte a otros de menor importancia como son las terminales de la Paz, B.C. Sur, y Acapulco, Gro.

Desde el punto de vista pesquero, los puertos en donde ésta actividad tiene un gran impacto, están localizados cerca de las áreas donde las capturas son más abundantes o existen especies de alto valor comercial. Tales puertos son en el Océano Pacífico: Ensenada, B.C., de gran tradición pesquera, San Carlos, B. C. ; Puerto Peñasco, en la costa Norte de Sonora; Paraje Nuevo, en la costa Sur del mismo estado; Mazatlán, en la costa de Sinaloa; San Blás, Nay.; Salina Cruz, Oax., y con grandes perspectivas Puerto Madero, Chis., en la costa Sur del Océano Pacífico, en los límites de México y Guatemala.

Por lo que hace al Golfo de México destacan Yucalpetén, Yuc., cerca de Progreso, Yuc., y Campeche en el estado de Campeche; de creación más reciente el de Tuxpan en la margen derecha del Río del mismo nombre y Sánchez Magallanes en Tabasco.

Más recientemente para completar y facilitar el desarrollo de la pesca, se construyeron San Felipe, B.C., y Pichilingue, B. C. Sur, en el Océano Pacífico y en el Golfo de México en proceso de construcción El Mezquital y La Pesca, en la costa de Tamaulipas, así como Ciudad del Carmen en Campeche y numerosos refugios pesqueros en la costa de la Península de Baja California.

En proyecto, se tienen los puertos de Yávaros en la costa Sur de Sonora y Topolobampo en la costa Norte de Sinaloa, ambos localizados en zonas de grandes bancos pesqueros.

Por lo que hace a la actividad turística ligada con los puertos, se considera que Ensenada, B.C., tiene gran importancia, por su cercanía a las marinas del estado de California de la Unión Americana; y San Carlos, B.C., la marina más grande del país administrada por particulares. En relación con la integración territorial de la zona Sur de la Península de Baja California con el macizo continental se construyeron los puertos de Cabo San Lucas, Pichilingue y se habilitó Santa Rosalía en el estado de Baja California Sur, para permitir el arribo de transbordadores como se hizo así mismo en Guaymas, Topolobampo, Mazatlán y Puerto Vallarta en el continente, en donde fueron edificadas sendas terminales.

En el Caribe, que es la otra área turística del país, se han construido instalaciones en Isla Mujeres, Puerto Morelos y Cozumel, como los más importantes y otros de menor importancia en Puerto Juárez, Playa del Carmen y Chetumal.

Los puertos del país en general, integran en sus áreas las actividades ligadas con el mar, cumpliendo así con las más diversas funciones. De este modo en el área protegida de un puerto, en zonas bien definidas del mismo, se da la actividad comercial, la industrial, la pesca y el turismo cumpliendo de ésta manera todos los renglones de la actividad portuaria que requiere su zona de influencia.

### 3.- NUEVAS POLITICAS DE DESARROLLO:

Con el establecimiento de industrias en los puertos de México se lograrían varios propósitos de suma importancia para el desarrollo del país y son los siguientes:

I.- Desconcentrar la población del centro del país creando nuevos núcleos en las costas, que vivirán en condiciones más favorables.

II.- Reducir los costos del transporte de materias primas, así como de los productos elaborados.

III.- Generar un desarrollo y crecimiento económico más equilibrado del país.

IV.- Incrementar el comercio exterior, ya que el manejo tanto de las importaciones como de las exportaciones se realiza más eficazmente.

## CAPITULO II

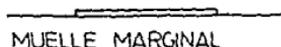
### MUELLES :

#### 1.- DEFINICION :

Los muelles son estructuras localizadas a las orillas de las riberas de los ríos o del mar y su función es el de permitir el enlace de las embarcaciones marítimas con los transportes terrestres, así como el transbordo de mercancías y pasajeros.

Existen varios tipos de atracaderos, ya que su forma está determinada por las características del lugar en donde se encuentre, por lo tanto existen los siguientes grupos:

- I. Muelles en peine.
- II. Muelles Marginales.
- III. Muelles en forma de abanico.



Independiente del tipo de muelle que se tenga, se debe tratar de obtener el máximo frente de atraque con la mayor economía posible, además de proveer el suficiente espacio para que el arribo de las embarcaciones sea cómodo y las maniobras se realicen sin ningún problema. Es recomendable darles a los muelles la mayor longitud posible en línea recta.

## 2.- TIPOS DE MUELLES :

Los atracaderos por su forma y estructura pueden ser de pilotes de acero, concreto armado o madera; de muros verticales y formados por una pared de tablestacas metálicas, de madera o de concreto armado; de muros de gravedad, ya sean de bloques precolados, concreto simple ó mampostería.

Existe una gran variedad de muelles entre los cuales tenemos:

### a).- Muros de empalizada:

Se emplean en dársenas, se construyen de acero estructural, concreto o de madera. El tipo más usual es el de pilotes de madera hincados, en los que se apoya un entablado horizontal que constituye la pantalla de contención del material de relleno (obsérvese la Fig. 2.1).

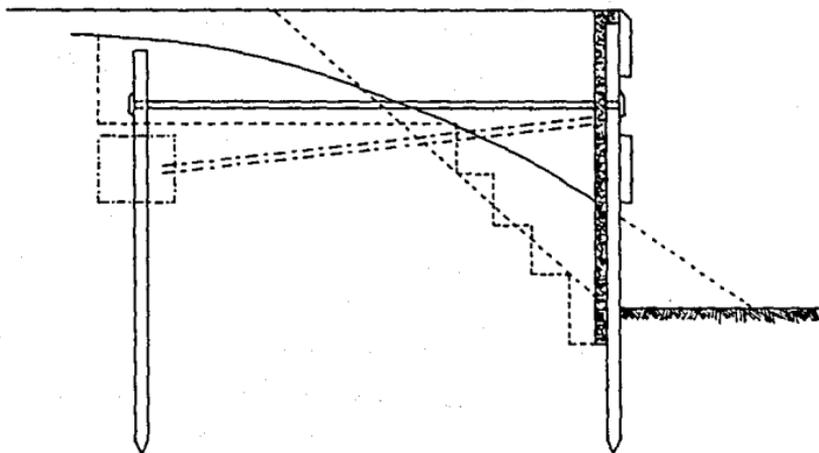


Fig. 2.1.- Muelle de empalizada.

b).- Muros de gravedad:

Este tipo de muro tiene como característica primordial su robustez, debido al gran peso que necesita para asegurar su autoestabilidad. Se construyen principalmente en zonas en donde se tengan suelos resistentes.

Cuando el muro esté compuesto de bloques artificiales, podrán colocarse las capas con un ligero escalonado; se hace un enrocamiento de apoyo, de manera que los bloques artificiales

se colocan a paño con la pendiente del enrocamiento. (Ver Fig. 2.2)

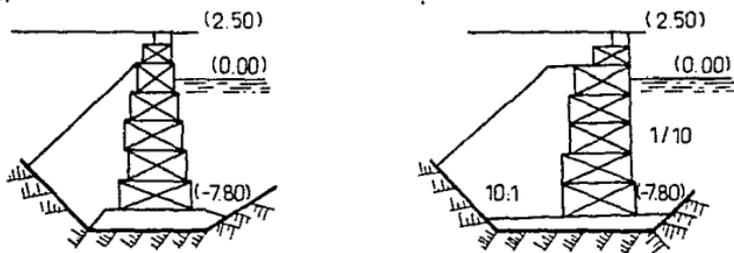


Fig. 2.2

Si el muro es de cajones de concreto armado, tanto el paramento de atraque como el paramento posterior son verticales; en la parte superior del cajón se apoya una viga de coronamiento con un voladizo. (Obsérvese la Fig. 2.3).

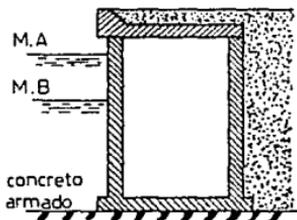


Fig. 2.3

c).- Muelles de cajones:

Se utilizan básicamente para la elaboración de estructuras verticales. Este tipo de muelle se compone de cajones contruídos en seco y se llevan flotando al lugar en donde van a ser colocados, rellenándose después de concreto o de arena. El paramento de atraque se protege con defensas, ya que se pueden presentar averías originadas por el impacto de las embarcaciones (Véase la Fig. 2.4).

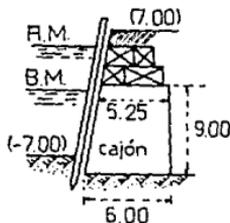


Fig. 2.4 Muelle de cajones.

d).- Cajones de madera:

Están formados por vigas de madera colocadas en forma de huacal y arriba de las cuales se coloca un muro de mampostería o concreto. En la parte posterior se coloca un entarimado para retener el relleno y en la parte anterior se ponen las defensas (Ver Fig. 2.5).

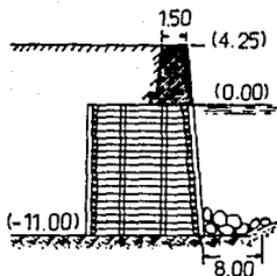


Fig. 2.5

e).- Muelles de Tablestaca:

Están constituidos por una pared delgada de tablestacas (de metal, concreto o madera), hincadas en el terreno y ancladas en la cabeza por elementos que la ligan a tierra de tal modo que se facilite su estabilidad.

La tablestaca metálica es la más utilizada, y existen diversas formas de ella, como son, en forma de S, en Z, en U, conjuntos triangulares, simétricos y asimétricos. La parte primordial de una tablestaca es la junta, que a su vez es el órgano de amarre y de guía entre los elementos.

Las tablestacas se utilizan con frecuencia como simples pantallas para la contención de rellenos, sobre los cuales se pueden ejercer pequeñas presiones verticales. (Obsérvese la Fig. 2.6.).

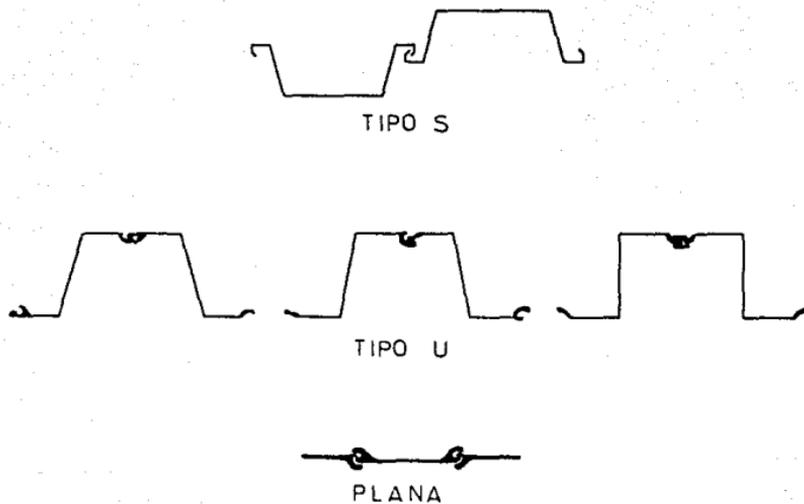


Fig. 2.6 Tipos de Tablestacas.

f).- Muros de atraque sobre pilas o sobre pilotes:

Cuando se tiene un subsuelo, en el cual el terreno se encuentra cubierto de una espesa capa de aluvión sin consistencia, es preferible construir un muro sobre pilas ó pilotes, ya que se puede atravesar esta capa con estos elementos, los cuales quedan apoyados en terreno resistente, obteniéndose así mayor seguridad en la estructura. Si el terreno de baja resistencia no tiene más de 3 metros de espesor no será suficiente con el dragado, sino que es conveniente

cimentar sobre elementos verticales, permitiendo el libre paso de los materiales del fondo, evitando así una acumulación del mismo. Si el ángulo del talud natural de las orillas es muy pequeño, será necesario aumentarlo en la parte posterior colocando un revestimiento de piedra de desperdicio, con el fin de evitar una losa de ancho desproporcionado. (Ver la Fig. 2.7).

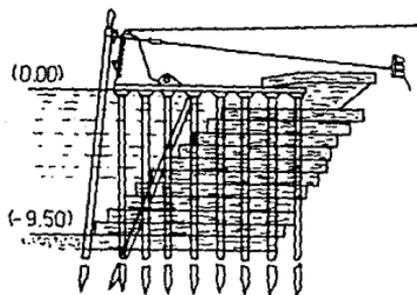


Fig. 2.7

Sin embargo, se puede evitar la construcción de los recubrimientos, hincando una cortina de tablestacas de mediano módulo de sección y corta longitud, ligando las cabezas de éstas con la losa de cubierta. (Obsérvese Fig. 2.8).

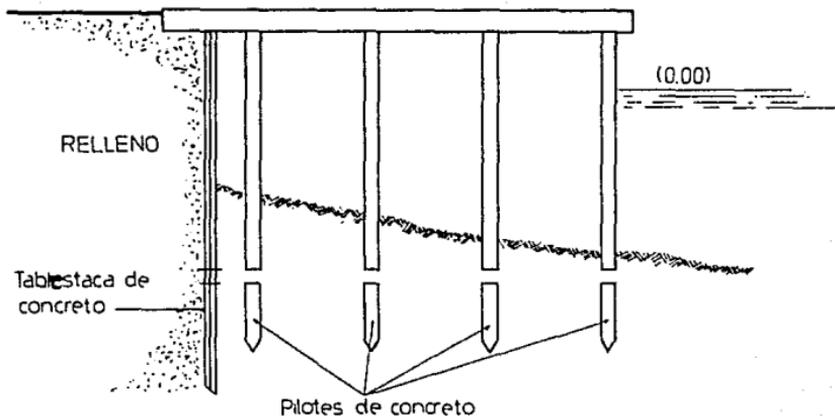


Fig. 2.8

g).- Muro danés:

Está constituido por una pantalla simple de tablestacas conectada con los pilotes de cimentación. Se compone de una losa de concreto armado con un muro de paramento vertical que sostiene el relleno superior y resiste a la sobrecarga; adelante, una cortina de tablestacas ancladas a la losa y empotradas en el terreno; atrás dos filas de pilotes hincados muy oblicuamente. (Ver Fig. 2.9).

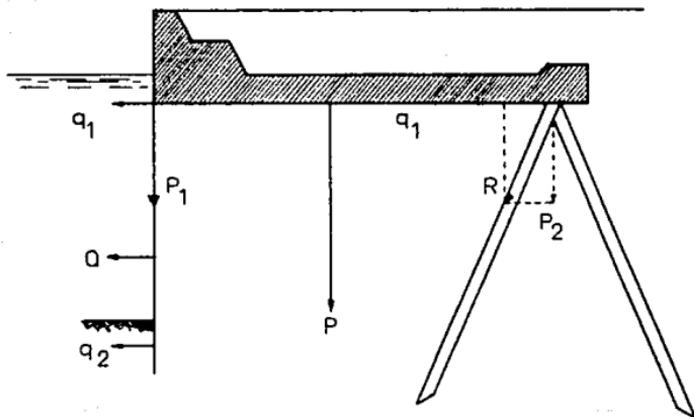


Fig. 2.9

h).- Muelles apoyados en pilas:

El uso de las pilas empleadas en las obras marítimas, queda restringido por la calidad del suelo y por razones de economía. El suelo debe de tener una buena resistencia, debido a la concentración de esfuerzos que le va a transmitir la pila; por consiguiente el estrato resistente no debe de encontrarse a gran profundidad por motivos económicos, siendo lo ideal que la pila se apoyara directamente sobre el fondo, sin tener que atravesar estratos de baja resistencia.

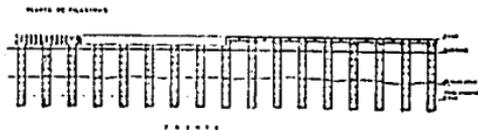
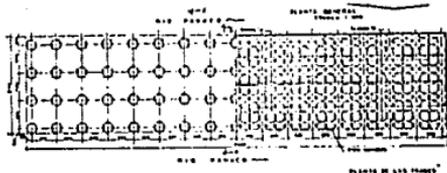


Fig. 2.10

Cuando el ingeniero se vea obligado a ubicar un muelle en una zona en donde la capa resistente se encuentra a una profundidad considerable, de tal modo que el empleo de pilas sea antieconómico y la utilización de pilotes se dificulte debido al manejo e hincado de elementos robustos y de longitud considerable, la solución adecuada será la utilización de una estructura mixta, de pilas y pilotes. (Véase la Fig. 2.10).

Es de vital importancia, en una estructura mixta, que la unión entre la pila y el pilote sea adecuada, de modo que trabajen como un solo elemento bajo las solicitaciones de carga.

La superestructura de un muelle apoyado sobre pilas puede formarse de elementos pretensados, de arcos, de retículas, de trabes, o bien con un sistema de losas planas para apoyar la cubierta. El empleo de elementos pretensados y de arcos proporcionan la gran ventaja de cubrir claros de gran magnitud. (Ver Fig. 2.11)

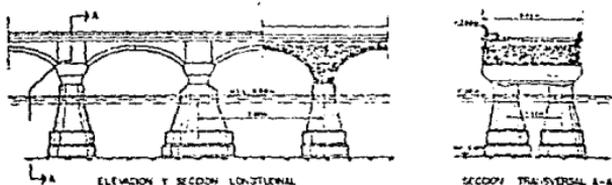


Fig. 2.11

En la mayoría de las veces, este tipo de muelles quedan cerca de la orilla, por lo que será necesario hacer una serie de dragados para dar el calado necesario. Al realizarse los dragados, se deberá tener especial cuidado para que no se presenten deslizamientos en el talud ya que se trabaja en terrenos poco resistentes; para evitar este problema es recomendable colocar un recubrimiento tendido en el talud natural del terreno o el empleo de una cortina que puede construirse ya sea con tablestacas, mampostería o concreto armado.

Si el terreno resistente se encuentra a baja profundidad o constituye el fondo marino, el cuerpo de la pila se forma utilizando cajones de concreto que se sumergen en el sitio donde se construirá el muelle, apoyándose en el terreno resistente, que ha sido limpiado y nivelado con anterioridad; a continuación se rellena el cajón de arena o de concreto pobre y con esto la pila queda lista para recibir la superestructura que se haya planeado.

i).- Muelles construídos sobre terrenos compresibles, de baja capacidad de carga.

Si se requiere construir un muelle en un sitio en el cual, las características del suelo no son las adecuadas, se procederá a realizar los siguientes trabajos:

\* Dragar y reemplazar el material de baja resistencia (arcilla), por arena, grava, ó desperdicios de cantera,

hasta alcanzar el estrato resistente, siempre y cuando éste no se encuentre a una profundidad considerable.

- \* Colocar enrocamiento en el sitio en donde se habrá de construir el muelle, con el fin de constituir un recubrimiento de buena calidad y así reducir los asentamientos que se puedan presentar.

Al realizar este tipo de trabajos en la construcción de un muelle, se debe tener un alto control de calidad, ya que debido a los fenómenos y sobrecargas que se puedan presentar, se originan problemas y dificultades al momento de querer ser utilizado.

Si la capa de arcilla cuenta con un espesor de gran tamaño, mediante elementos verticales se tratará a través de él, ya sea con pilas o pilotes apoyados en el terreno resistente. Si las características del terreno permiten que trabaje por fricción, se evitará en gran manera el costo del dragado y colocación de material de buena calidad.

En caso de que el estrato resistente se encuentre a una gran profundidad y la capacidad de trabajo por fricción del suelo sea baja, se optará por la construcción de instalaciones provisionales flotantes en el sitio donde se planea construir el muelle.

### 3.- ELEMENTOS COMPLEMENTARIOS DE UN MUELLE :

Para lograr el pleno rendimiento de un muelle, al atracar un navío, es de suma importancia la función que desempeñan los elementos complementarios, describiéndose éstos a continuación.

#### a).- Organos de amarre:

##### a.1.- Bitas:

Su función primordial es la de permitir sujetarse al muelle a las embarcaciones por medio de amarras. Se colocan por lo general, a un lado de la arista exterior del muelle y son piezas de diferentes materiales, pero generalmente son de fierro fundido.

Los esfuerzos originados por el atraque de los navíos, el oleaje, el viento, las corrientes o amarres defectuosos, hacen que éstas piezas trabajen a tensión en la dirección de las amarras.

Estas piezas se constituyen básicamente en una placa de base que se encuentra unida al muelle mediante unos pernos anclados, y de los cuerpos de amarre o bolardos, que es en donde se sujetan las amarras de los buques.

En algunas ocasiones el empuje del viento tiene una dirección tal que provocan tensiones en las amarras y las transmite a la estructura, debido a que la embarcación se separa del muelle por el efecto de este empuje. En tiempos pasados se consideraba una tensión de 25 Tons. por bita aplicada perpendicularmente al muro, pero en la actualidad, se considera una tensión de 100 Tons. debido al avance que se ha presentado en la industria marítima. Conforme a las experiencias obtenidas en la práctica, estos valores se han obtenido experimentalmente, considerando la superficie de la embarcación que queda expuesta cuando se presenten temporales, que es cuando las bitas soportan los esfuerzos máximos de tensión. El coeficiente de seguridad utilizado para el anclaje de éstas piezas es de 2.5 a 3, garantizando de ésta manera su óptimo funcionamiento.

En las costas mexicanas, la presión de viento que se considera como la más desfavorable es de  $250 \text{ Kg/m}^2$  de superficie de superestructura expuesta al viento. Se ha probado que la presencia de edificios, estructuras o cualquier otro tipo de edificación que se encuentren contiguos al muelle disminuyen en cierto modo la presión ejercida por el viento.

En el análisis de un muelle, la componente perpendicular a éste de la fuerza que actúa en las amarras, es necesario repartirla entre el número de cabos, observándose su inclinación, ya que para determinar las fuerzas actuantes en las bitas, deben considerarse en un plano horizontal.

Una de las propiedades más importantes con la que deben de contar las amarras es la de elasticidad, evitándose así las de gran sección transversal que se encuentran constituidas de cabos de baja elasticidad. Los cabos que están constituidos de henequén yucateco, son los de mejor calidad para soportar las cargas producidas por el empuje del viento.

Los esfuerzos producidos por el tirón de la embarcación al momento de atracar en el muelle, así como los generados por el movimiento del buque bajo la acción de la ola, se encuentran en función de la elasticidad así como de la posición de las amarras, y no se toman en cuenta para el diseño de las bitas, ya que no se acumulan con la acción del viento máximo debido a que el atraque de la embarcación se realiza cuando hay calma o el viento sopla tranquilamente.

Tanto la acción de las corrientes como el esfuerzo estático del viento, la acción de la ola y la mala posición de los cables, son los que determinan el diseño y las propiedades con que deben contar las bitas.

En México la cifra adoptada por la componente perpendicular al muelle es de 100 Tons. por bita, considerando las acciones y efectos que se acaban de mencionar.

Las bitas que se componen de 2 cuerpos o bolardos, tienen

como función el de permitir levantar las amarras de una embarcación, sin la necesidad de quitar las de los navíos que se encuentran atracados a los lados. Para este tipo de bitas, la resistencia a la cual son diseñadas también es de 100 Tons. para cada una, ya que es muy poco probable que los dos bolardos o cuerpos sean requeridos para soportar la fuerza máxima que se pueda presentar en un mismo instante. (Ver Fig. 2.12).

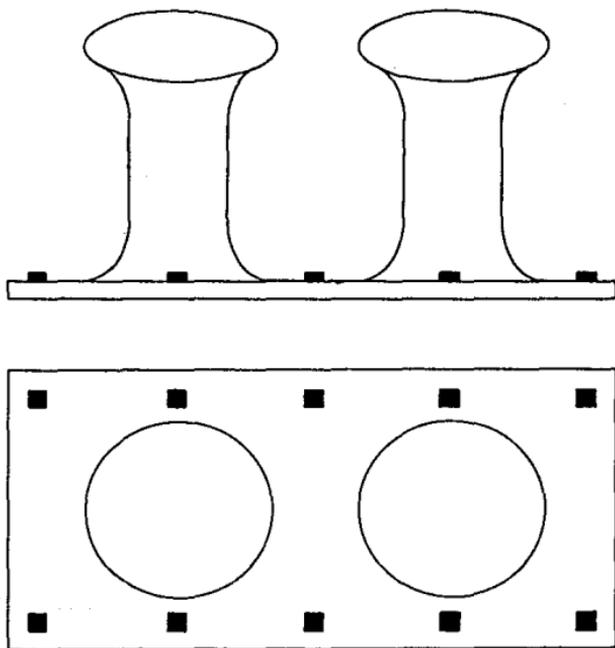


Fig. 2.12

En el diseño y proceso constructivo de un muelle, lo más importante es asegurar la estabilidad de éste, ya que si se llegara a presentar una sobrecarga, los cables de amarre o el anclaje de las bitas sea lo que falle y no la estructura del atracadero.

Por lo general, las bitas se anclan al muelle por medio de tirantes metálicos que van ahogados en la estructura; si el atracadero se compone de muros macizos, es conveniente el empleo de bloques de concreto independientes a la estructura del muelle, reduciéndose de ésta manera los costos de fabricación y se facilita la reposición de piezas en el caso de que se necesite una nueva. Estos bloques de concreto realizan la misma función de las bitas y se diseñan de igual manera que éstas últimas.

El anclaje de las bitas, en muelles que se componen de pilotes o muelles del tipo danés, se realiza en macizos de concreto o de mampostería, o anclándose directamente a las trabes reforzadas del atracadero, colocándose en los nudos de la estructura. En la figura 2.13 se pueden observar algunos tipos de bitas, así como su anclaje.

#### a.2.- Argollones:

Estos elementos complementarios de los muelles ejecutan la misma función de las bitas, la única diferencia que existe es en su composición, ya que los argollones son anillos de fierro de grado estructural  $F_y=2530 \text{ kg/cm}^2$  y

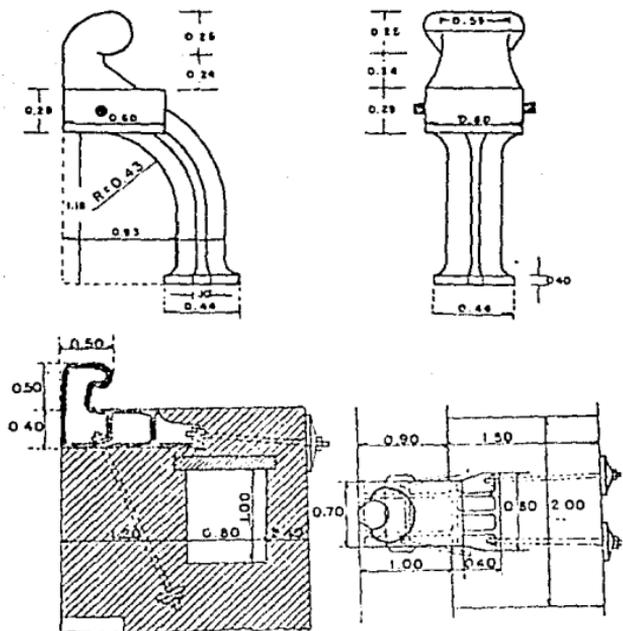


Fig. 2.13

van empotrados a los atracaderos por medio de anclas.

El Ing. R.S. Gnudtzmann publicó en la revista "Ingeniörem", de Copenague, Dinamarca, una serie de resultados tabulados que obtuvo al realizar distintas pruebas con argollones de amarre. En dicha tabla se podrá observar si se utilizarán bitas o argollones dependiendo de la magnitud del esfuerzo al que sean sometidos. El Ing. Gnudtzmann, al efectuar sus pruebas consideró una presión de viento de  $20 \text{ kg/m}^2$  y la superficie expuesta al viento de la embarcación la toma aproximadamente el 11.5% de la longitud de ésta, restando 2 m. Los resultados son los siguientes:

TIRANTE DE AGUA EN M	CALADO DE LA EMBARCACION M	ESLORA DEL BUQUE EN M	SUPERFICIE EXPUESTA AL VIENTO EN M	ESFUERZO EN EL CABLE DE AMARRE TON.	ORGANO DE AMARRE A UTILIZARSE
2.50	2.40	15	----	---	Argollón
3.10	3.00	50	----	---	Argollón
3.70	3.60	75	550	11	Argollón
4.30	4.10	100	1050	21	Argollón
5.00	4.90	110	1300	26	Argollón
5.60	5.50	115	1400	28	Argollón
6.30	6.10	120	1550	31	Argollón
6.90	6.70	135	2000	40	Argollón
7.50	7.30	150	2550	51	Bitá
8.10	7.90	165	3100	62	Bitá
9.10	8.80	200	4600	93	Bitá
9.50	9.20	215	5400	108	Bitá
10.00	9.60	260	8600	172	Bitá

Como se podrá observar, los argollones se utilizan principalmente en muelles donde atraquen embarcaciones que no generen esfuerzos en los cables de amarre de gran magnitud, en cambio, las bitas se emplean en muelles en donde los navíos generan de 50 toneladas en adelante.

b).- Defensas:

En la actualidad los atracaderos constan de muros macizos de gran rigidez, por lo que es necesario colocar entre el muelle y el buque, un elemento de gran elasticidad para absorber el impacto que se produce al atracar el navío. Estos elementos son las llamadas defensas, que aparte de amortiguar el choque que se genera entre el atracadero y el barco, protegerá a ambas partes para que ninguna sufra algún desperfecto.

Existen diversos tipos de defensas, pero las más sencillas y fáciles de instalar son las que están formadas por llantas de hule de desperdicio de vehículos, las cuales se sujetan por medio de cables de acero, y además de ser muy económicas son muy eficientes.

Entre los varios tipos de defensas que existen, se encuentran las siguientes:

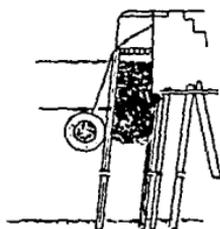
b.1.- Defensas de colchones:

Este tipo de defensas, se utilizan básicamente en muelles cimentados sobre pilotes. Trabajan conjuntamente la defensa de colchón, con el pilote de defensa, haciéndose ésto con el fin de evitar averías tanto a la embarcación como a la estructura del muelle, en este caso sería al pilote de defensa.

Existen 2 tipos de defensas de colchones, y son:

**b.1.1. Enfaginados:**

Esta defensa está constituida por un colchón con un núcleo de piezas redondas de pino cubierto con un material elástico (ramas). Este colchón permite deformaciones considerables, ya que al estar en contacto con el agua se satura y su elasticidad se aumenta, permitiendo grandes presiones sobre él al momento de atracar un navío. Este tipo de defensa va suspendida directamente al muelle en tramos de aproximadamente 6 metros y con una separación de 30 a 40 metros. (Véase la Fig. 2.14).



PERFIL



PLANTA

Fig. 2.14 Defensa enfaginada.

#### b.1.2. Armazones:

Una de las características principales de éste tipo de defensa es que proporciona contactos bastante duros. Está constituida por elementos de madera en sentido longitudinal y transversal que van unidos mediante pernos formando un armazón, el cual va colgado a la pared de atraque mediante cadenas. El armazón mide aproximadamente 5 metros de altura por 1.5 metros de largo y se distribuyen cada 30 ó 40 metros.

### b.2.- Defensas flotantes:

Este tipo de defensa está formada por una serie de elementos longitudinales de madera labrada que forman también un armazón, que va colgado al atracadero por medio de cadenas que van sumergidas en el agua y en un extremo se coloca un contrapeso con el fin de que una parte de ésta quede sumergida. El objeto de éstas defensas es el de proteger los elementos salientes del atracadero, además de cuidar la maquinaria con la que cuenta éste último al tener contacto con el buque.

### b.3.- Defensas suspendidas verticalmente:

La característica principal de este tipo, es la de reducir los impactos sobre el atracadero, por lo que de esta manera, al realizar el diseño de la superestructura, observaremos que ésta resultará muy ligera. Se construyen de concreto reforzado o pretensado, y por lo general son huecas, reduciéndose de esta manera su peso, y su colocación o reposición resulta más fácil (obsérvese la Fig. 2.15).

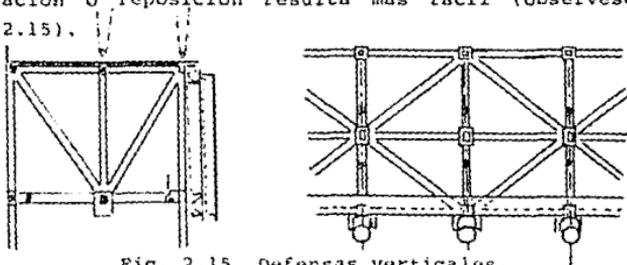


Fig. 2.15 Defensas verticales.

El lastre se constituye de bloques prefabricados de concreto o de arena básicamente. Los soportes de las cadenas se deben de colocar a una distancia tal, que las defensas tengan libertad de giro y de movimiento al absorber los impactos generados por el balanceo de la embarcación. Para restringir el movimiento longitudinal de la defensa y guiarla cuando se le aplica una carga y se oprime, los soportes ya mencionados, van provistos de una manera alternada de unas guías de madera.

#### b.4. Defensas verticales de gravedad:

Este tipo de defensas, se constituyen básicamente de tubos de fierro que se rellenan posteriormente con bloques preconstruídos de concreto. Se emplean principalmente en muelles que se encuentran sin la protección de obras de abrigo, como lo son rompeolas, escolleras, etc. En el proceso constructivo de un muelle, éste tipo de defensas se deben de colocar con una separación normal a éste de por lo menos medio metro, ya que éstas se desplazan considerablemente hacia el muelle al momento de atracar una embarcación. (Véase la Fig. 2.16)

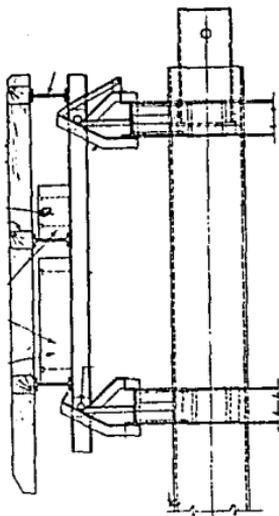


Fig. 2.16 Defensa vertical de gravedad.

**b.5.- Defensas horizontales de gravedad:**

Por lo general este tipo de defensas se emplean en sitios no abrigados, o sea, en zonas en donde las embarcaciones atracan bruscamente. Se constituyen principalmente de elementos de concreto reforzado en forma de escuadra; estas defensas se colocan en posición normal al muelle y van colgadas por medio de cadenas de acero ancladas

directamente a la losa de cubierta o a las traves de ésta. Los desplazamientos permisibles en este tipo de defensas son de 0.90 metros en sentido vertical y de 2.10 metros en sentido horizontal, ya que la fuerza generada por los impactos de los buques al atracar son amortiguados por medio de la masa de la estructura. (Obsérvese la Fig. 2.17).

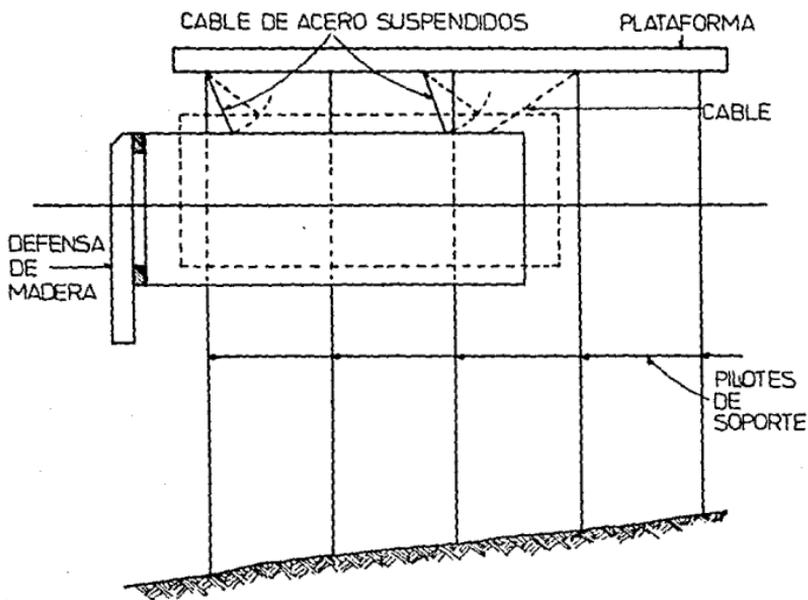


Fig. 2.17 Defensa horizontal de gravedad.

b.6.- Defensas con amortiguadores de resortes:

De acuerdo a las experiencias obtenidas en la práctica, este tipo de defensas permiten un desplazamiento no mayor a 30 Cms. Emplean, este tipo de defensas, unas juntas metálicas que distribuyen el impacto entre los amortiguadores de resortes y el fondo del terreno. (Ver Fig. 2.18).

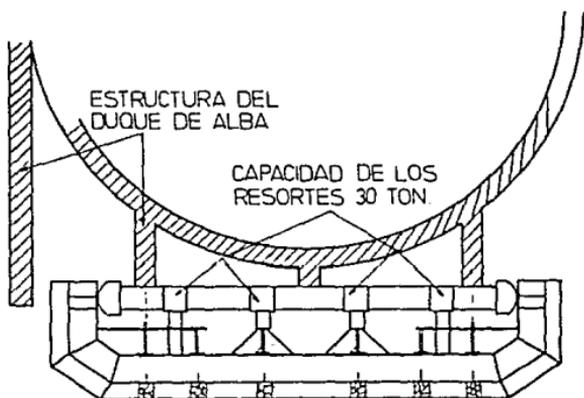


Fig. 2.18 Defensa con amortiguadores de resorte.

b.7.- Defensas tubulares de hule:

Son ideales las defensas tubulares de hule para muelles en donde las condiciones en el momento de atracar se tornan difíciles, y solamente reciban impactos a baja velocidad.

Se componen de hileras de tubos de hule, por lo general se construyen de 4 hileras, las cuales sirven para absorber y amortiguar las colisiones que producen las embarcaciones al momento de atracar, junto con los pilotes de madera y piezas longitudinales que también son de madera. (Obsérvese la Fig. 2.19).

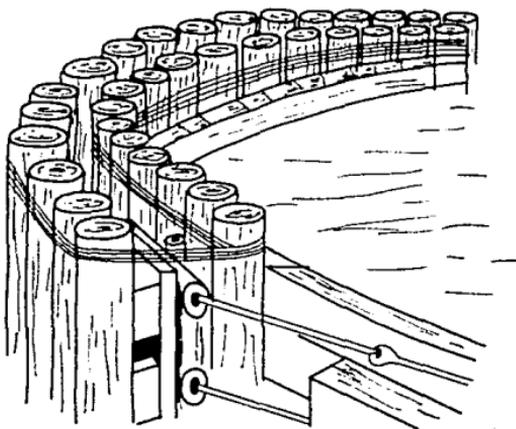


Fig. 2.19

Existen también defensas que se constituyen solamente por tramos tubulares de hule, que van suspendidos a la obra de atraque mediante cables o cadenas de acero.

c).- Duques de Alba:

Este tipo de estructura marina tiene diversos usos, entre los cuales se encuentran el atraque y amarre de embarcaciones, proteger a los muelles ligeros, puentes giratorios y diques flotantes.

Se componen básicamente de haces de pilotes o de un grupo de pilotes, de modo que los pilotes centrales se colocan verticalmente y los pilotes de la periferia van colocados ligeramente inclinados. (Véase la Fig. 2.20).

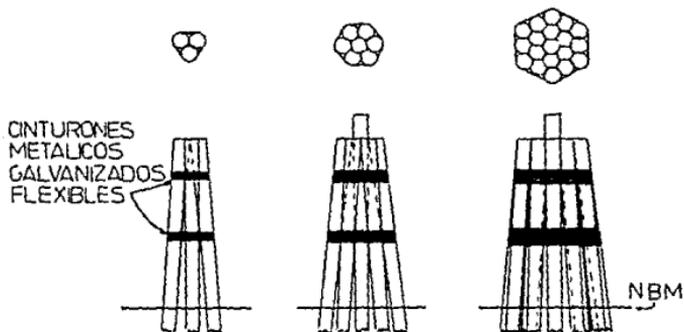


Fig. 2.20 Haces de pilotes de madera de duques de alba.

El número de pilotes que constituyen al duque de alba, estará en función del esfuerzo que deba soportar.

El haz de pilotes va unido en 2 ó 3 niveles por medio de cinturones metálicos ya sean rígidos o flexibles. Para facilitar el amarre de las embarcaciones se colocan cadenas que van colgadas directamente a la estructura del duque de alba.

Existen duques de alba que se construyen con una plataforma, de manera muy parecida a la de un muelle normal, pero con la diferencia de que el duque de alba es de dimensiones más pequeñas que las del atracadero normal, (Ver Fig. 2.21.)

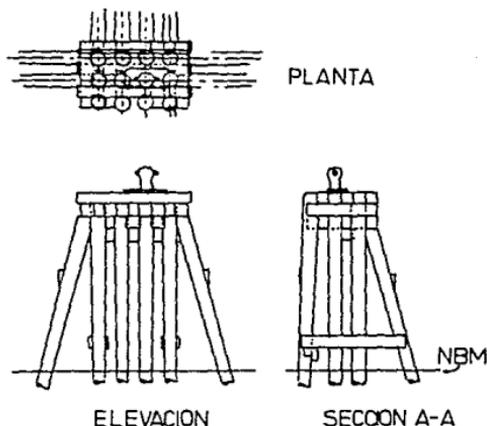


Fig. 2.21 Duques de alba con plataforma y pilotes de madera.

Este tipo de obras marítimas, se deben utilizar cuando es necesario dejar una cierta distancia entre el paramento de atraque y la embarcación, para proteger el pórtico y la maquinaria que entra en contacto con el navío.

En lo que se refiere a la estructura de los duques de alba, pueden construirse de varios materiales, como son de concreto, de acero, o de madera. Es de vital importancia, que la estructura no tenga una rigidez excesiva, con el objeto de que ésta tenga una mayor flexibilidad al momento de atracar cualquier buque. Los pilotes de defensa deben tener una longitud libre adecuada, ya que si ésta es muy grande, los pilotes pueden flexionarse considerablemente y en el peor de los casos hasta sufrir ruptura.

#### c.1.- Defensas de campana:

Las defensas de campana se emplean para absorber los impactos que se generan por el balanceo de los navíos al momento de aproximarse a cualquier tipo de estructura de atraque. Por lo general, éste tipo de defensa se utiliza para proteger a los duques de alba de los fuertes choques al momento de atracar un buque.

Este tipo de defensas se compone de una campana o caja metálica exterior y un apoyo esférico de radio ligeramente mayor que el de la cabeza esférica del casco de los pilotes. Al momento de que el buque empuja la campana y ésta alcanza su posición extrema, el centro de gravedad

se eleva, aumentándose de esta manera la capacidad de absorción de impactos. (Ver Fig. 2.22).

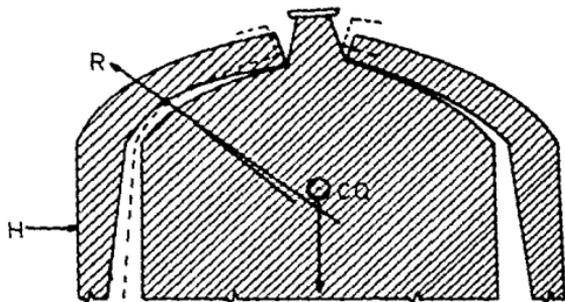


Fig. 2.22

La campana tiene propiedad de girar, por tal motivo puede recibir los impactos originados por el balanceo de la embarcación, ya que al ser empujada obliga a los barcos a desviar su trayectoria.

En el apéndice se pueden observar tablas y gráficas con las dimensiones y capacidades de los diferentes tipos de defensas más utilizadas en México, para el diseño y construcción de obras marítimas.

### CAPITULO III

#### ESTUDIOS DEL MEDIO FISICO:

En éste capitulo se explicarán los diferentes estudios preliminares que se deben ejecutar para determinar la alternativa adecuada para la localización del muelle en la zona planeada para tal efecto. Los estudios a realizar son los siguientes:

- 1.- Reconocimiento.
- 2.- Delimitación del área en estudio.
- 3.- Control terrestre.
- 4.- Topografía.
- 5.- Nivelación.
- 6.- Delimitación de la Zona Federal Marítimo Terrestre (Z.F.M.T.).
- 7.- Levantamiento catastral.
- 8.- Batimetría.
- 9.- Mareas.
- 10.- Vientos.
- 11.- Oleaje.
  - a).- Normal.
    - a.1.)- Período-Alturas.
    - a.2.)- Tiempos de acción.
    - a.3.)- Alturas de ola.
  - b).- Ciclónico.
  - c).- Diagramas de refracción.
- 12.- Bancos de materiales.
- 13.- Exploración Geológica.

A continuación se explican en que consisten cada uno de éstos estudios.

#### 1.- RECONOCIMIENTO:

Para conocer la zona de estudio perfectamente, se realiza un recorrido terrestre, marítimo y aéreo para así observar detalladamente cada una de las alternativas con las que cuenta la zona de estudio.

#### 2.- DELIMITACION DEL AREA DE ESTUDIO:

Ya que se conocen adecuadamente cada una de las alternativas que presenta la zona de estudio, se hace un análisis detallado para determinar la alternativa más conveniente y así delimitar el área de estudio.

#### 3.- CONTROL TERRESTRE:

Consiste en el levantamiento de triangulaciones, así como de poligonales auxiliares en la zona delimitada para el estudio, con el fin de servir de apoyo tanto para todos los trabajos, como para el levantamiento batimétrico y para los seccionamientos playeros.

#### 4.- TOPOGRAFIA:

Con el fin de conocer detalladamente la zona de estudio, se realizan levantamientos topográficos consistentes en la planimetría y seccionamiento para así saber correctamente la configuración del lugar y localización de edificaciones, instalaciones y elementos de importancia.

#### **5.- NIVELACION:**

Con el objeto de establecer cotas en los distintos puntos de las triangulaciones y poligonales auxiliares ya levantadas, se lleva a cabo una nivelación diferencial para facilitar los trabajos a realizar en la zona de estudio.

#### **6.- DELIMITACION DE LA Z.F.M.T.:**

La delimitación de la Z.F.M.T. se efectúa en campo siguiendo los lineamientos establecidos por la Dirección General de Control de Zona Federal, midiendo 20 m. horizontales a partir de los puntos con cota que define el Nivel de Pleamar Máximo.

#### **7.- LEVANTAMIENTO CATASTRAL:**

Se efectúa el levantamiento catastral de las construcciones que se encuentran en el interior del área en estudio, para así conocer las diferentes actividades que se realizan en la zona.

#### **8.- BATIMETRIA:**

Con el fin de obtener la configuración batimétrica de la zona en estudio, se realizan diferentes sondeos batimétricos en el área que ésta comprende, obteniendo así sus cartas hidrográficas correspondientes.

#### **9.- MAREAS:**

Con el objeto de definir con precisión los niveles generados por onda de marea en el sitio de estudio, se realiza una correlación de mareas, obteniendo un mareograma.

## 10.- VIENTOS:

Por medio del Servicio Metereológico Nacional se proporcionarán los datos concernientes a vientos. Por medio de estos registros, cuyo período de duración abarca 2 años se determinarán cuál es el viento reinante y cuál es el dominante.

## 11.- OLEAJE:

a).-Oleaje Normal: para la determinación de las características del oleaje normal que inciden en la zona de estudio se toman en consideración los siguientes aspectos:

a.1.).-Periodo - Alturas: se realiza un análisis estadístico para deducir las frecuencias de ocurrencia de alturas y períodos del oleaje por rangos, considerando el régimen anual y para todas las direcciones.

a.2.).-Tiempos de Acción: se ejecuta un análisis de los tiempos en que actúan los oleajes para cada dirección de incidencia, tomando en cuenta el régimen anual y para cada dirección.

a.3.).-Alturas de ola por dirección en cuanto a los regímenes anual y estacionales, considerando rangos de altura de ola y dirección de incidencia.

- b).- Oleaje Ciclónico: la predicción de las características del oleaje producidas por una perturbación se realiza a partir de los datos que proporciona el Servicio Meteorológico Nacional, respecto a trayectorias ciclónicas y cartas de tiempo, en donde aparecen las configuraciones isobáricas de las mismas.
- c).- Diagrama de Refracción: Con el objeto de conocer la deformación de los frentes de ola en su propagación hacia la costa y establecer las bases para el estudio de agitación se realizan los diagramas de refracción.

## 12.- BANCOS DE MATERIALES:

Con el fin de localizar y ubicar los bancos de materiales que sirven para la construcción del muelle y definir sus características, se realiza el análisis de la información disponible al respecto y un reconocimiento de campo en los sitios susceptibles.

## 13.- EXPLORACION GEOLOGICA:

Con el propósito de conocer las características del subsuelo en el área en donde se ubica la zona de estudio, en relación a la estratigrafía y la posible presencia de materiales rocosos que hicieran difíciles los trabajos de dragado, se llevan a cabo sondeos de exploración.

## C A P I T U L O   I V

### ANALISIS DE CARGAS :

#### 1.- INTRODUCCION:

Las estructuras marítimas, en el campo de la Ingeniería, conforman un tema muy amplio, por lo que únicamente se dará una explicación general, de los elementos principales y aspectos necesarios para estudiar y resolver problemas de este tipo.

El proyecto de obras marítimas, en los últimos años, ha logrado un avance considerable, debido a las diversas investigaciones exhaustivas referentes al comportamiento del agua, de los suelos, de los materiales de construcción, etc., sin embargo, cada caso es diferente, estando cada uno en función de diversos aspectos, por lo tanto, no existe una metodología a seguir al abordar un proyecto marítimo.

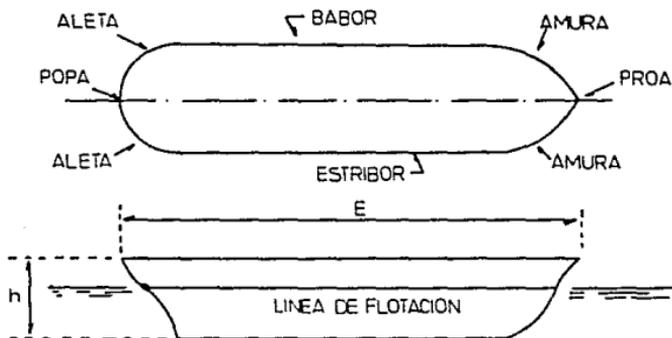
El ingeniero dedicado a las obras marítimas, aplica básicamente su criterio y su experiencia, para lograr el método de diseño adecuado, ya que, como se mencionó anteriormente, existe un gran número de condiciones diferentes para cada caso particular. Es de suma importancia, obtener resultados razonables y comprender su significado, para poder proporcionarse adecuadamente.

## 2.- CONSIDERACIONES PRELIMINARES EN EL ANALISIS Y DISEÑO DE UN MUELLE:

La proyección adecuada de un muelle debe considerar los siguientes factores, para una localización y orientación adecuada, en la zona determinada para tal efecto:

- a).- Proporcionar abrigo seguro a las embarcaciones que lo escalen, para cualquier condición meteorológica que se pueda presentar.
- b).- Permitir un atraque seguro.
- c).- El lugar se encuentre protegido de la acción del viento y del oleaje.
- d).- Un mínimo volúmen de material por dragar, con fondos susceptibles para ser profundizados, debido al crecimiento en el calado que necesitarán los barcos que arriben al muelle en el futuro.
- e).- Las características del suelo deben ser adecuadas, con el fin de que la cimentación de la estructura no resulte ser muy costosa.
- f).- La topografía del lugar debe ser tal, que la construcción del muelle se realice con el menor movimiento de tierras.
- g).- Si las características del subsuelo determinan que es necesario dragar, los trabajos se deben realizar económica y rápidamente, aprovechando el material para el relleno de zonas bajas.

3.- PARTES PRINCIPALES DE UNA EMBARCACION.



NOMENCLATURA.

E = Eslera  
 h = Altura  
 P = Puntal  
 Fr = Franco Bordo  
 C = Calado  
 M = Manga

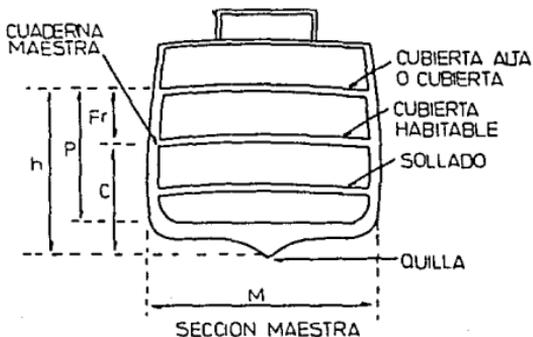
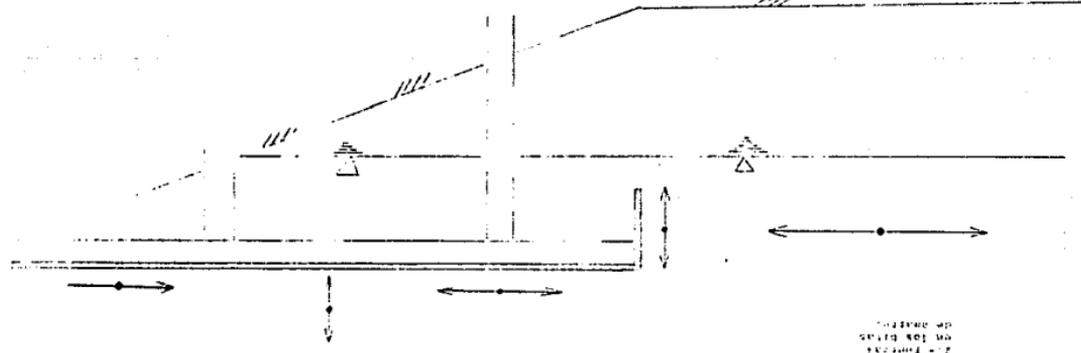


Fig. 4.1

El desplazamiento de un barco es el peso del agua que desplaza cuando flota, o sea, el peso real de la embarcación.

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

El peso muerto (DWT) de un navío es la diferencia entre el desplazamiento cargado y descargado, o sea, la capacidad de carga real del barco. El peso muerto varía, debido a que está en función de las 4 estaciones del año y de las diferentes partes del mundo, ya que la densidad del agua y por consiguiente la flotación, dependen de la salinidad y de la temperatura.



- 4.- FUERZAS ACTUANTES EN UN BARRILLO.
- 1.- FUERZAS PROVENIENTES DEL MAR
    - CARGAS HORIZONTALES
    - CARGAS VERTICALES
    - CARGAS HORIZONTALES
    - CARGAS VERTICALES
    - 1.- FUERZAS PROVENIENTES DEL MAR
    - 2.- FUERZAS ACTUANTES SOBRE EL BARRILLO
  - 2.- FUERZAS ACTUANTES SOBRE EL BARRILLO
    - CARGAS HORIZONTALES
    - CARGAS VERTICALES
    - CARGAS HORIZONTALES
    - CARGAS VERTICALES
    - 1.- FUERZAS ACTUANTES SOBRE EL BARRILLO
    - 2.- FUERZAS ACTUANTES SOBRE EL BARRILLO
  - 3.- FUERZAS ACTUANTES SOBRE EL BARRILLO
    - CARGAS HORIZONTALES
    - CARGAS VERTICALES
    - CARGAS HORIZONTALES
    - CARGAS VERTICALES
    - 1.- FUERZAS ACTUANTES SOBRE EL BARRILLO
    - 2.- FUERZAS ACTUANTES SOBRE EL BARRILLO
  - 4.- FUERZAS ACTUANTES SOBRE EL BARRILLO
    - CARGAS HORIZONTALES
    - CARGAS VERTICALES
    - CARGAS HORIZONTALES
    - CARGAS VERTICALES
    - 1.- FUERZAS ACTUANTES SOBRE EL BARRILLO
    - 2.- FUERZAS ACTUANTES SOBRE EL BARRILLO

## 5.- CRITERIOS DE CALCULO:

Para el diseño y construcción de un muelle, se deben analizar una serie de factores que son de suma importancia para conocer adecuadamente los diferentes tipos de carga a las que se encuentra sometida una obra marítima y son los siguientes:

- a).- Mareas.
- b).- Vientos.
- c).- Oleaje.
- d).- Corrientes.
- e).- Cargas muertas y cargas vivas.
- f).- Cargas producidas por el efecto del sismo.
- g).- Impactos producidos por el atraque de las embarcaciones.
- h).- Fuerzas producidas en las amarras.

A continuación se explicarán cada uno de estos factores.

### a).- Mareas:

El nivel del mar tiene la propiedad de oscilar constantemente ascendiendo y descendiendo aproximadamente 2 veces en 24 horas. Al establecer Newton la Ley de la Gravitación Universal, este fenómeno tuvo una explicación adecuada, ya que se ha establecido que se debe principalmente a la atracción gravitacional combinada del Sol y la Luna sobre las aguas en la superficie terrestre.

La distancia que existe entre el Sol y la Tierra es aproximadamente 390 veces mayor que la distancia existente entre la Tierra y la Luna, sin embargo la masa del Sol es 26'000,000 de veces mayor. En base al análisis matemático de la Ley de la Gravitación Universal de Newton, en donde las atracciones son directamente proporcionales a las masas e inversamente proporcionales al cuadrado de la distancia, se demuestra que la acción del Sol equivale a  $\frac{2}{5}$  de la acción de la Luna aproximadamente. Por lo tanto la influencia de la Luna es mayor por estar más cercana a la Tierra.

La atracción de los demás astros no se hace notar en las aguas de los mares, debido a sus pequeñas masas o bien, por encontrarse a grandes distancias.

La Tierra cada 24 horas, tiene la misma posición relativa con respecto a la Luna, considerada fija, por lo tanto, la rotación de la Tierra no influye en las mareas, únicamente la translación.

Los niveles máximo y mínimo de la marea se denominan Pleamar o Marea Máxima y Bajamar o Marea Mínima, respectivamente. Tomando el promedio entre estos 2 niveles se obtendrá un resultado más o menos constante en todos los puertos, denominado Nivel Medio del Mar o Nivel de Marea Media, sobre el cual están referidas todas las altitudes.

Para conocer de manera precisa las características de las mareas y sus diferentes niveles, será necesario colocar un mareógrafo automático en un sitio protegido de la costa. El mareógrafo es un aparato que registra los movimientos de las mareas en un rollo de papel que gira por medio de un sistema de relojería. Las variaciones de nivel mueven un flotador que va conectado a un mecanismo reductor, transmitiendo el movimiento a un estilete en contacto con el rollo de papel. El flotador se coloca en un tubo con perforaciones, en el que entra el agua con el menor número de perturbaciones posibles.

Con el empleo del mareógrafo se obtienen los mareogramas del sitio en estudio. Por medio de los mareogramas, se pueden definir con precisión los niveles generados por la onda de la marea realizando una correlación de mareas. En la Fig. 4.2 se puede observar un mareograma típico.

Las observaciones deben ejecutarse en un lapso no menor de dos años para obtener las características generales de las mareas de un sitio, necesarias para el diseño de obras marítimas.

Los tipos de curvas de marea que se presentan durante la mayor parte de un mes, se clasifican en:

- \* Marea diurna: presenta un pleamar y un bajamar por día.
- \* Marea semidiurna: se caracteriza por tener dos pleamares y dos bajamares.

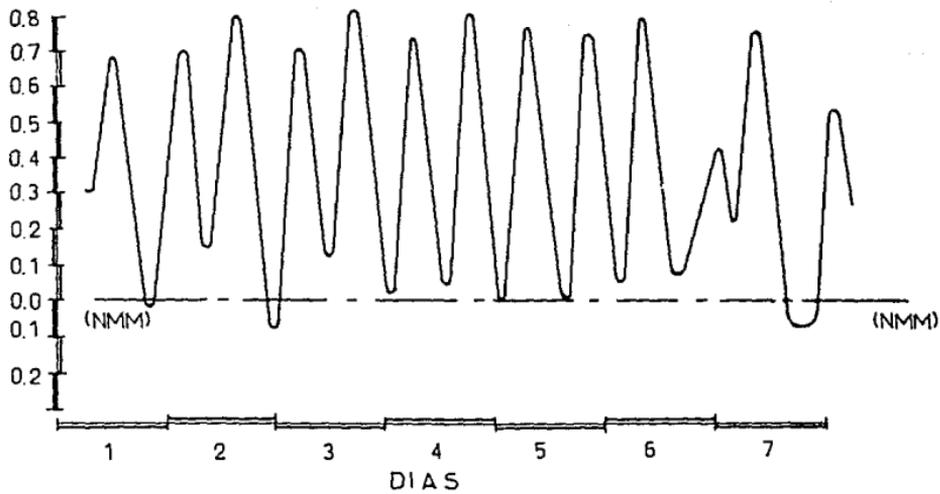
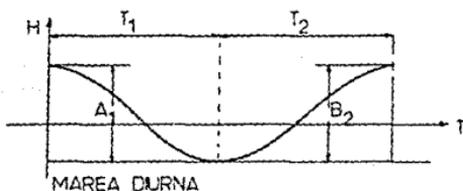


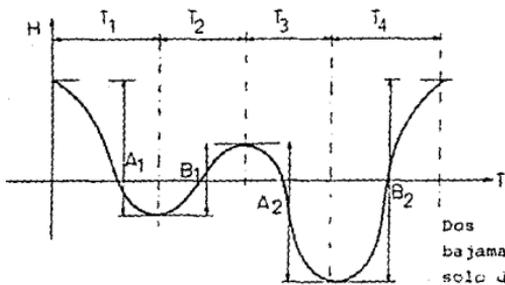
Fig. 4.2 Mareograma.

- \* Marea Mixta: es aquella que presenta dos pleamares o bajamares sumamente diferentes.

Por medio de los siguientes esquemas, se pueden observar los registros para cada tipo de las mareas mencionadas.

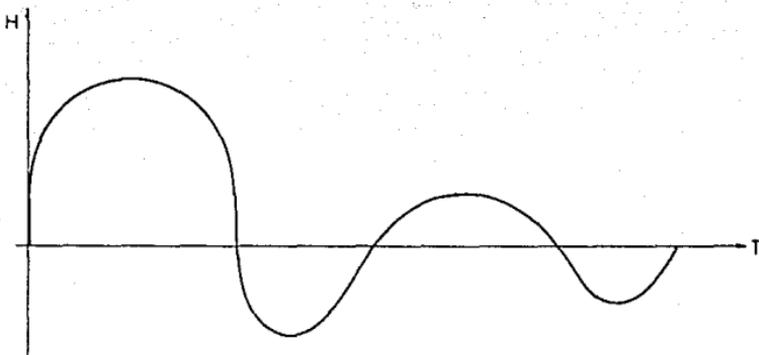


Un solo pleamar por día.



Dos pleamares y dos bajamares iguales en un solo día.

MAREA SEMIDIURNA



MAREA MIXTA

Tanto las mareas bajas como las mareas altas, presentan sus máximos valores cada 14.3 días, constituyendo así lo que se denomina mareas de sicigias. Esto sucede cuando se tiene Luna Llena o Luna Nueva. En el otro extremo, cada 14.3 días las mareas bajas y las mareas altas presentan sus mínimos valores, constituyendo así las mareas muertas. Durante dos veces al año, se presentan mareas máximas o "maximorum de sicigias", de acuerdo con la posición de la Tierra en su órbita.

a.1).- Marea de viento:

Este fenómeno se presenta cuando el viento sopla sobre la superficie del agua generándose oleaje e induciéndose una corriente superficial en la dirección general de su movimiento, ocasionando una sobreelevación del cuerpo del agua del lado de sotavento con el consecuente abatimiento del lado de barlovento. La rugosidad del fondo influye directamente sobre este fenómeno, ya que el efecto de la rugosidad sobre la amplitud de la marea de viento está en función de la profundidad del cuerpo de agua. Mientras mayor sea el tirante, el efecto resulta ser menor, llegando a ser 10% a 20% mayor para escasa profundidad cuando el fondo es rugoso que cuando es liso. El efecto del arrastre superficial debido al viento en aguas profundas, es equilibrado mediante un sistema de contracorrientes que se presentan en las capas inferiores. En aguas muy someras, la rugosidad frena las contracorrientes y genera una sobreelevación cuya magnitud es tal que permita dar la carga adicional necesaria para equilibrar de nuevo el sistema de corrientes y contracorrientes. Lógicamente, a mayor fricción la sobreelevación también resultará ser mayor.

El análisis de los datos completos para el cálculo de mareas de vientos, requiere el conocimiento de diversas variable como son la velocidad del viento, gradientes de temperatura, la profundidad y forma geométrica del cuerpo de aguas, la configuración y rugosidad del fondo, etc.

El análisis teórico de Hellstrom resulta ser el más confiable y completo, ya que se basa en la ecuación de Euler-Navier para el movimiento de un fluido viscoso incompresible de temperatura constante, determinando las siguientes expresiones:

$$U = \frac{\gamma_a}{\mu} \frac{\partial z_s}{\partial x} \left( \frac{z^2}{2} - z_s z \right) \tau_0 z$$

$$V = \frac{\gamma_a}{\mu} \frac{\partial z_s}{\partial y} \left( \frac{z^2}{2} - z_s z \right)$$

donde:

$$\frac{\partial z_s}{\partial x} = \lambda \frac{\tau_0}{\gamma_a z_s}$$

Integrando esta expresión, se tiene:

$$z_s^2 = \frac{2 \lambda \tau_0}{\gamma_a} (x + C_1)$$

donde:

U = componente de la velocidad del viento en el eje X.

V = componente de la velocidad del viento en el eje Y.

Z = Distancia según el eje Z.

z<sub>s</sub> = Profundidad a partir del nivel medio de la superficie del agua.

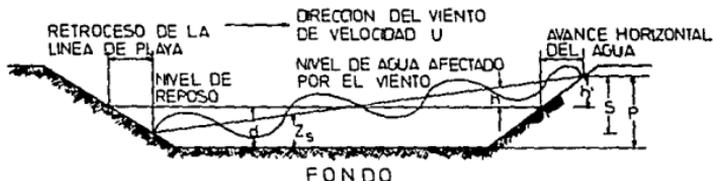
γ<sub>a</sub> = peso volumétrico del agua.

λ = coeficiente que depende de la turbulencia del flujo, por lo general el valor de este coeficiente es igual a λ = 1.5.

τ<sub>0</sub> = esfuerzo cortante en la superficie del agua.

$\mu$  = coeficiente de viscosidad.

En el siguiente esquema, se puede observar la definición de cada una de las literales:



Esta última ecuación, indica que la superficie del agua es de forma parabólica y puede escribirse en coordenadas  $(y, z)$  como sigue:

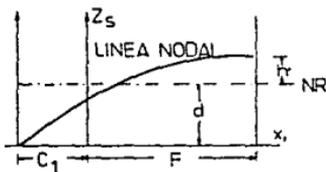
$$y^2 = \frac{2 \lambda z_0}{g_a} \mu$$

siendo esta expresión la parábola característica de la superficie del agua de Hellstrom.

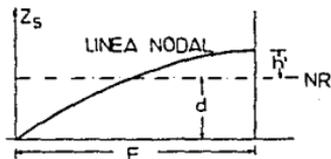
Para determinar la posición relativa del cuerpo de agua respecto a la margen de barlovento, se pueden considerar 3 casos:

- I.- El fondo no llega a ser descubierto no obstante el abatimiento, siendo la  $C_1$  positiva.
- II.- El fondo está a punto de ser descubierto, la  $C_1$  vale cero.
- III.- El desplazamiento de la masa de agua deja parte del fondo al descubierto, donde la  $C_1$  es negativa.

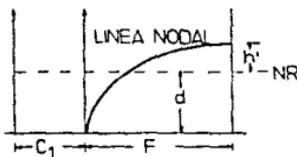
Para una mejor comprensión, obsérvense las siguientes gráficas:



I.- Fondo Cubierto



II.- Fondo a punto de descubrirse



III.- Fondo descubierto.

Por último, la sobreelevación sobre el nivel de reposo, puede calcularse por medio de la siguiente expresión:

$$h = \sqrt{\frac{2 \lambda G_s (x + C_1)}{\gamma}} - d$$

La posición de la línea nodal, se determina haciendo  $h = 0$  en ésta última ecuación.

El análisis realizado por Langhaar, propone 2 fórmulas diferentes dependiendo de la magnitud de las mareas de viento, siendo éstas:

I.- Para mareas pequeñas donde el fondo no está descubierto, la sobreelevación sobre el Nivel Medio de Reposo (NMR) es:

$$h' = \frac{\bar{\tau}_s F}{2 \gamma d}$$

donde:

$\bar{\tau}_s$  = Fuerza de arrastre del viento.

II.- En el caso en el que parte del fondo de barlovento está descubierto, la ecuación de cálculo es:

$$p = \sqrt[3]{\frac{3 \bar{\tau}_o F d}{\gamma}}$$

por lo que la sobreelevación sobre el NMR es:

$$h' = p - d$$

En base a los estudios efectuados por Keuglegan, determinó que la sobreelevación "S" para un gran cuerpo de agua se obtiene por medio de la siguiente expresión:

$$S = 3.3 \times 10^{-6} \times \left[ 1 + 63 \sqrt{\frac{d}{F}} \right] \frac{u^2 F}{gd}$$

a.2).- Mareas de tormenta:

El avance de un huracán hacia la costa, genera un aumento anormal en el nivel de mareas, siendo en algunas ocasiones, superior a 5 metros sobre la marea normal, para huracanes muy severos.

La marea de tormenta se inicia con una elevación gradual de nivel de la marea, algunas ocasiones más de 24 horas antes de que la tormenta alcance su distancia mínima al lugar. Ocasionalmente, la marea llega a ser menor que la normal durante el lapso en que la tormenta se aproxima, por lo general, sigue una rápida elevación del nivel del agua en el momento que los vientos de cierta magnitud, ligados con el huracán se dejan sentir. El punto de elevación máxima de la marea de tormenta se presenta generalmente una o dos horas después de que la tormenta alcanzó la mínima distancia al sitio en cuestión.

En sitios en donde las condiciones de drenaje sean adecuadas, el descenso del nivel de mareas es generalmente más rápido que la elevación, y la marea en algunas ocasiones baja más allá de lo normal unas pocas horas después de que la tormenta ha pasado. En lugares con drenaje deficiente y en tierras pantanosas, se requiere de varios días para que el nivel de las aguas retorne a niveles normales.

Se ha observado que la marea de tormenta es mayor en áreas en donde la plataforma continental es más plana. Cuando se presentan inundaciones en una zona costera, el efecto del oleaje es muy considerable, por tanto es conveniente efectuar predicciones cuantitativas del oleaje, ligadas a huracanes y otras tormentas. Sin embargo, los efectos y las características sobre la zona mencionada dependen de la topografía local, y pueden variar mucho en pequeñas distancias.

La altura de la ola rompiendo normalmente, no será mayor de 0.78 veces la profundidad donde se presenta. El primer valor máximo de la marea de tormenta es seguido algunas ocasiones de una serie de máximas. El segundo máximo de la marea de tormenta, se presenta algunas horas después de que la tormenta ha pasado y puede ser tan alto como el primero.

Los factores más importantes en la generación de mareas de tormenta son:

- I.- Arrastre superficial del agua de mar por el efecto del viento.
- II.- Reducción de la presión atmosférica debido al paso del ojo del huracán.
- III.- Configuración de la línea de la playa.
- IV.- Tamaño y pendiente de la plataforma continental.
- V.- A menor pendiente y mayor extensión, se amplifica considerablemente la marea.

- VI.- Angulo entre la trayectoria del huracán y la línea de costa. El efecto mayor se presenta cuando el ángulo entre la costa y el lado exterior derecho de la tormenta forman  $90^\circ$ .
- VII.- Topografía costera.
- VIII.- Transporte de agua por rotura del oleaje.

El método más utilizado para calcular la marea de tormenta es el de Harris, el cual se basa en una serie de observaciones realizadas en el Golfo de México, así como en la costa Atlántica de los Estados Unidos de América, requiriendo como único dato, la presión barométrica mínima de la tormenta, proporcionando en función de ella, el valor de la sobreelevación de tormenta. La ecuación para obtener la sobreelevación de tormenta es:

$$h_{\text{máx}} = (1023 - P_0) 0.142.$$

donde:

$h_{\text{máx}}$  = sobreelevación de tormenta, en piés.

$P_0$  = presión barométrica mínima de la tormenta, en milibares.

#### a.3).- Tsunamis:

El término tsunami, se emplea para definir las olas gravitacionales asociadas con disturbios sísmicos de origen submarino.

Los tsunamis se generan principalmente por la explosión de un volcán bajo el agua, así como una explosión causada por el surgimiento de una isla. Generalmente la mayoría de los tsunamis se asocian con disturbios sísmicos submarinos, pero muchos de estos disturbios aunque de gran magnitud, no han causado tsunamis; por lo tanto, no todos los terremotos producen un tsunami, además de que los pequeños tsunamis no se notan.

Se ha determinado que los terremotos que han sido acompañados por tsunamis, son siempre seguidos por un impacto posterior (after shock), en el que los terremotos tienen una magnitud en exceso del orden de 6, además de presentar una profundidad focal.

Los tsunamis asociados con grandes terremotos a profundidades focales mayores de 80 km, difícilmente pueden ser observados, por lo que resultan de una pequeña magnitud para terremotos entre 50 y 80 km. La mayoría de los tsunamis observados, se han asociado con terremotos a profundidades focales entre 0 y 40 km.

Se ha analizado que para que se presenten tsunamis que sean notables, la magnitud del terremoto debe ser mayor que  $6.3 + 0.01 H$ , siendo H la profundidad en kilómetros. Además, se ha determinado que los desastres por tsunamis ocurren si la magnitud del terremoto es mayor de  $7.5 + 0.008H$ .

Un científico japonés llamado Iida, estudió la relación entre la energía de los tsunamis y la energía de los terremotos, determinando que la energía de los tsunamis varía entre 1/10 y 1/100 de la energía de las olas sísmicas. Además encontró que mientras mayor es el tsunami, mayor es la razón de la energía del tsunami a la energía de las ondas sísmicas.

Los tsunamis de mayor magnitud se generan a mayores profundidades que los de pequeña magnitud. Por medio de la siguiente tabla, se puede observar la relación entre la clasificación del tsunami, la energía y su máxima elevación:

Clasificación de la magnitud del Tsunami	Energía del Tsunami		Elevación máxima del Tsunami	
	( m )	(ergs)	(lb-ft)	(metros)   (pies)
-2.0	0.0015x10 <sup>23</sup>	0.0011x10 <sup>16</sup>	0.30	1.0
-1.5	0.003 "	0.0022 "	0.30-0.50	1.0-1.6
-1.0	0.006 "	0.0044 "	0.50-0.75	1.6-2.5
-0.5	0.0125 "	0.0092 "	0.75-1.0	2.5-3.2
0.0	0.025 "	0.018 "	1.0-1.5	3.2-4.9
1.0	0.1 "	0.074 "	2.0-3.0	6.6-9.9
1.5	0.2 "	0.15 "	3.0-4.0	9.9-13.1
2.0	0.4 "	0.29 "	4.0-6.0	13.1-19.7
2.5	0.8 "	0.59 "	6.0-8.0	19.7-26.2
3.0	1.6 "	1.2 "	8.0-12.0	26.2-39.2
3.5	3.2 "	2.4 "	12.0-16.0	39.2-52.5
4.0	6.4 "	4.7 "	16.0-24.0	52.5-79.0
4.5	12.8 "	9.4 "	24.0-32.0	79.0-105.0
5.0	25.6 "	18.9 "	32.0	105.0

El tiempo de viaje de la onda inicial producida por un tsunami se calcula por medio de la siguiente expresión:

$$c = \sqrt{gd}$$

donde:

c = celeridad de la onda inicial producida por el tsunami.

g = aceleración de la gravedad.

d = profundidad de la onda inicial.

Para los Tsunamis que se generan en ciertas áreas, se elabora un plano con los tiempos de viaje de las ondas producidas por el tsunami, ya que éstas tienen velocidades mucho menores que las ondas sísmicas.

b).- Vientos:

Se puede definir al viento como la circulación de las masas de aire casi paralela a la superficie de la Tierra, y se produce por los cambios de temperatura en la atmósfera. Al calentarse el aire, disminuye su densidad, y como resultado de ésto asciende y es sustituido por aire de menor temperatura que fluye adentro y abajo de éste. Los cambios de temperatura en la atmósfera debidos principalmente a la diferencia de absorción superficial de calor por la Tierra en comparación con el agua y las montañas comparadas con los valles, y a los cambios producidos por la noche y el día, producen las brisas y los vientos locales. Además, existe un flujo de aire general, ya que el aire cálido del Ecuador es reemplazado por aire más frío fluyendo desde el Norte y Sur, que es desviado debido a la rotación de la tierra.

Todo sitio se encuentra bajo la acción de un viento que sopla de una dirección general o viento predominante casi todo el año. No necesariamente los vientos predominantes son los más fuertes, ya que vientos con menor frecuencia pero de mayor intensidad pueden soplar en otras direcciones. La dirección de los vientos está dada por el punto desde el cual, viene hacia el observador. El lado de una estructura, que se encuentra expuesto a la dirección en la cual viene el viento, se le llama barlovento, y el lado opuesto se le nombra sotavento.

En el diseño de obras marítimas, los vientos que influyen son: "vientos locales", que determinan la orientación de muelles, las maniobras de las embarcaciones, y el transporte eólico de

arena; "vientos permanentes", conocidos también con el nombre de vientos oceánicos, los cuales generan los oleajes reinante y dominante; y los "vientos ciclónicos tropicales" que producen las olas más peligrosas para las estructuras marítimas.

b.1).- Dirección del viento:

Por medio de las llamadas rosas de vientos, se determina la dirección de donde provienen los vientos, las cuales pueden referirse a 8, 16 ó 32 direcciones (véase la fig. 4.3).

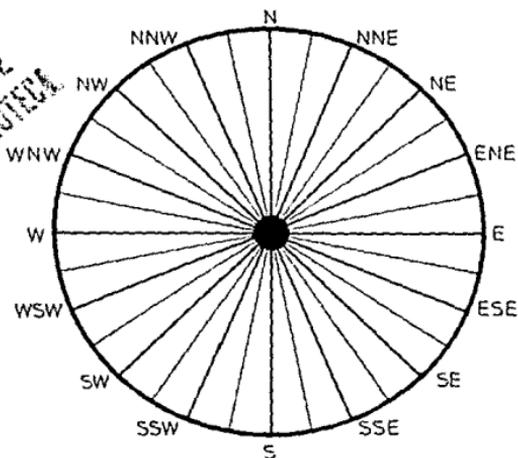


Fig. 4.3 Rosa de los Vientos.

El anemocinémógrafo, es un aparato automático que determina tanto la dirección del viento, como su velocidad, y consta de un anemómetro registrador de alabes con una veleta registradora.

b.2).- Escala de Vientos:

Para definir la intensidad del viento y sus propiedades, se clasifican en la Escala de Beaufort, de tal modo, que su comprensión resulta muy fácil al transmitirlos y utilizarlos de un observatorio a otro.

ESCALA DE BEAUFORT

Número de Beaufort	Característica	Velocidad en km/hr	Estado del mar
0	Calma	0 a 3.6	Tranquilo
1	Casi tranquilo	3.6 a 7.2	Algo tranquilo
2	Muy flojo	7.2 a 14.4	Rizado
3	Flojo	14.4 a 21.6	Rizado
4	Poco fresco	21.6 a 28.8	Marejada pequeña
5	Fresco con brisa	28.8 a 36.0	Marejada
6	Muy fresco	36.0 a 43.2	Marejada gruesa
7	Demasiado fresco	43.2 a 50.4	Marejada gruesa
8	Viento duro	50.4 a 57.6	Marejada muy gruesa
9	Ventarrón	57.6 a 72.0	Marejada muy gruesa
10	Temporal	72.0 a 90.0	Marejada demasiado gruesa
11	Temporal deshecho	90.0 a 108.0	Arbolada
12	Huracán	108 ó más	Arbolada

b.3).- Vientos Locales:

Las direcciones de los vientos establecidas mediante las observaciones hechas, se representan mediante diagramas. El método a utilizar, consiste en representar vectorialmente las frecuencias del viento referidas a las 8, 16 ó 32 direcciones establecidas, durante un período de tiempo determinado y unirlos por los extremos, formando así una gráfica de frecuencia del viento "N", que permite determinar el viento que se presenta con mayor frecuencia durante el período de tiempo considerado, o sea el viento reinante, independientemente de su velocidad. (Obsérvese la Fig. 4.4).

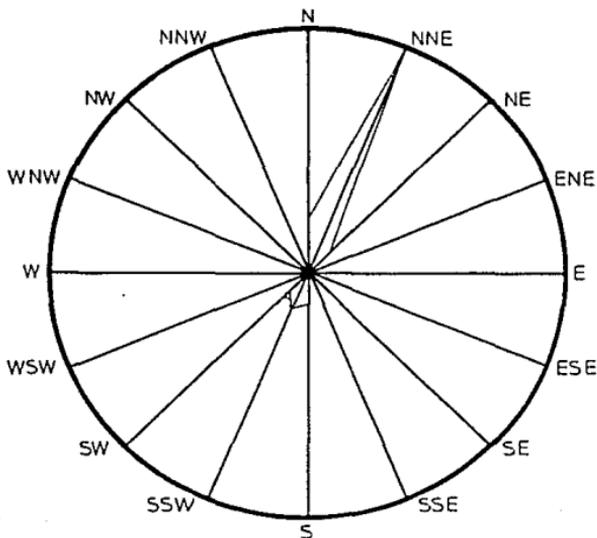


Fig. 4.4 Frecuencias del viento "N"

La acción del viento se encuentra en función de su frecuencia, así como de su velocidad, y se determina también por medio de un diagrama, en donde los vectores para cada dirección analizada son proporcionales al producto de la frecuencia por la velocidad media, esto es,  $NV$ , obteniéndose así el Diagrama de Lenz (Ver la Fig. 4.5).

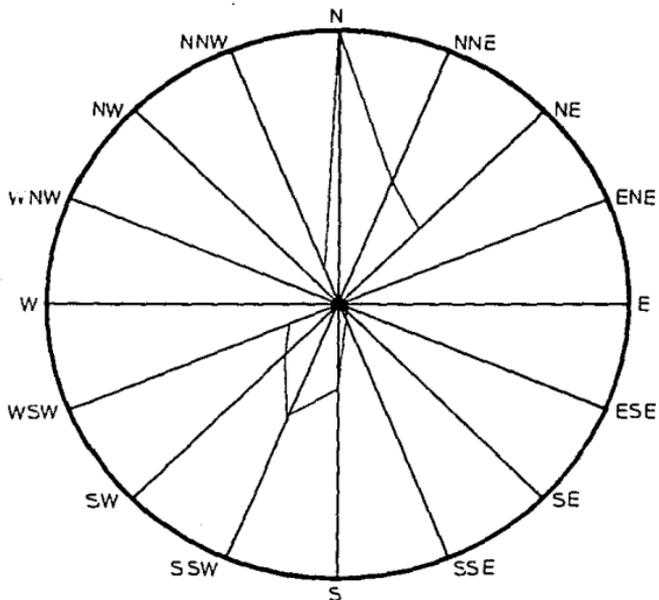


Fig. 4.5 Acción del viento "NV"

Por último, se elabora un tercer diagrama, que consiste en que los segmentos vectoriales son el producto de la frecuencia "N" por el cuadrado de la velocidad media  $\bar{v}^2$ , los cuales son proporcionales a la presión que genera el viento al encontrar un obstáculo. (Véase la Fig. 4.6).

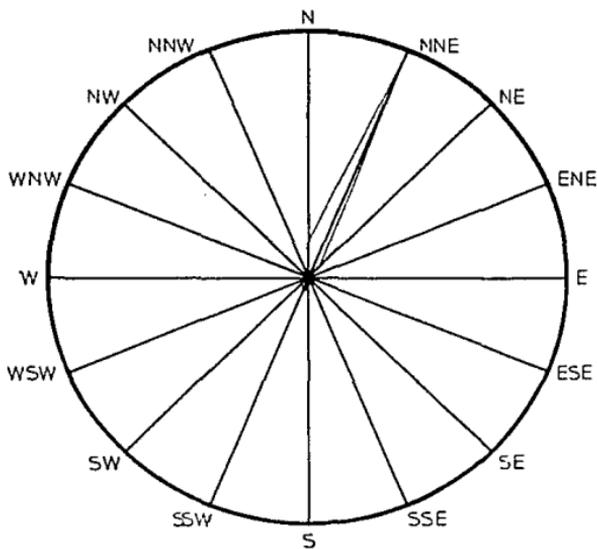


Fig. 4.6 Presión del Viento " $Nv^2$ ".

La presión del viento varía con el cuadrado de la velocidad y está dada por la siguiente expresión:

$$P = CV^2$$

donde:

P = presión del viento, en  $\text{kg/m}^2$

C = constante tomada normalmente como 0.0625 cuando V está en  $\text{km/hr}$  y P en  $\text{kg/m}^2$

V = Velocidad del viento, en  $\text{km/hr}$

La presión total generada por el viento al actuar sobre una estructura, varía con su forma, por lo tanto, la presión "P" se debe multiplicar por un factor que varía entre 1.3 y 1.6, aplicándose el primer valor para una superficie plana baja de un barco o un muelle.

Cuando se encuentran atracados barcos en ambos lados del muelle, la presión total del viento se debe incrementar en un 50%.

Un viento dominante se presenta con máxima intensidad media, independientemente de su frecuencia. Un viento reinante, en algunas ocasiones, puede ser a su vez reinante y dominante.

Para determinar las propiedades descritas de los vientos, es necesario contar con observaciones de por lo menos 10 años o más, con el objeto de que los resultados obtenidos sean lo más aproximados a la realidad.

El conocer las características de los vientos locales es de sumo interés, ya que en el diseño de muelles, se utilizan para determinar su orientación, el transporte eólico de arenas, etc.

#### b.4).- Vientos Oceánicos:

El estudiar este tipo de vientos, tiene como objetivo el determinar su acción en la generación de olas.

En base a los datos estadísticos obtenidos en áreas oceánicas, para la zona cercana a la costa, se determinan los vectores mensuales que indiquen la acción del viento, o sea los diagramas "NV", así como deducir los porcentajes de frecuencia del oleaje de la zona de estudio.

El Servicio Meteorológico Nacional elabora cartas denominadas "Cartas Piloto", en las cuales se muestran las condiciones medias de viento para cada uno de los meses, cubriendo observaciones realizadas en varios años.

#### b.5).- Vientos Ciclónicos:

Este tipo de vientos, como se había mencionado anteriormente, resultan ser muy peligrosos, ya que generan olas que deterioran considerablemente a cualquier estructura marítima.

Se encuentran constituidos básicamente por 2 masas de aire distintas, una de origen caliente, y otra de origen frío, separadas por una línea recta bien definida, la cual se encorva hacia la región fría situándose al centro del ciclón.

En el diseño de muelles, se debe aplicar un juicio aceptable para elegir la velocidad del viento a utilizar. Generalmente, en México se emplea la velocidad máxima del viento establecida en la Carta de Vientos Máximos, para cada una de las zonas del país, lo cual nos hace estar del lado de la seguridad. (Véase la carta de Vientos Máximos en el Apéndice).

c).- Oleaje:

Para definir la dirección de incidencia del oleaje, y conocer así el transporte de arenas en la zona de estudio, existen básicamente 3 procedimientos y son:

I.- Emplear las estadísticas de observaciones directas de dirección y alturas de olas hechas por barcos en travesía, los cuales obtienen datos en un periodo de dos años, clasificados por meses. Los resultados se concentran en las Cartas de Estado de Agitación de Areas Oceánicas.

II.- Aplicar las técnicas de predicción de olas empleando las cartas históricas de tiempo.

En el Instituto Meteorológico de Tacubaya, mediante los procedimientos mencionados, se obtienen los espectros de la dirección del oleaje en la playa.

III.- Realizar observaciones directas de la dirección, alturas, y período de las olas cubriendo un período mínimo de un año. Este procedimiento se efectúa por medio de un olómetro, el cual consiste en una baliza graduada en medios metros con colores contrastantes, fijado en el fondo y mantenido verticalmente por medio de flotadores sumergidos. (Véase la Fig. 4.7). Se debe fijar un punto desde el cual se harán las observaciones sistemáticas 3 veces al día, o sea cada 8, 13 y 18 horas. Por medio de un tránsito se observará al olómetro durante 5 minutos, registrando la máxima altura observada en ese lapso; en ese mismo momento se toman los diferentes períodos, midiendo el tiempo transcurrido entre el paso de crestas sucesivas, registrándose el período medio.

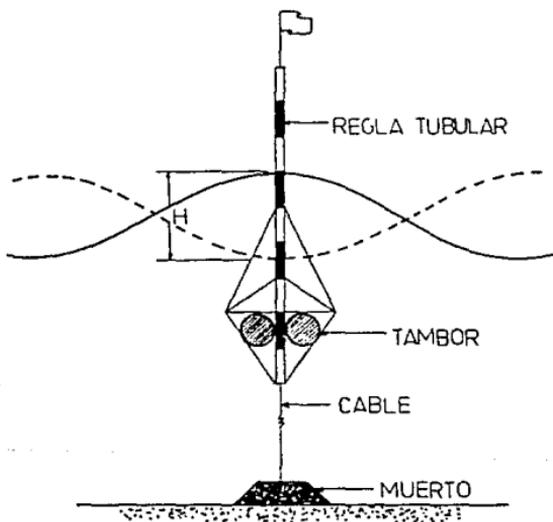
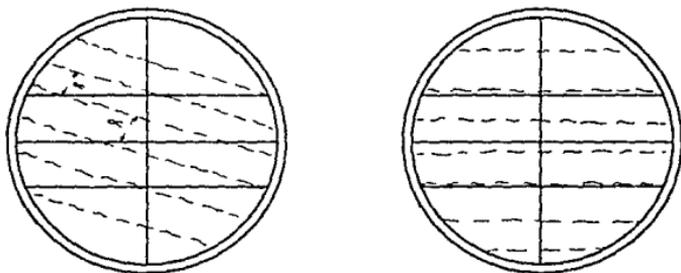


Fig. 4.7 Olómetro

La dirección de donde proviene el oleaje, se puede determinar por medio de un tránsito de la siguiente manera. Se orienta el aparato en la dirección Norte-Sur, se gira hasta observar que las crestas de las olas sean paralelas a los hilos de la retícula y se mide el ángulo que se giró el aparato, el cual es el rumbo de donde provienen las olas como se puede ver en el siguiente dibujo.



Incidencia del oleaje

Las olas reinantes son las originadas por los vientos oceánicos permanentes, y se presentan durante la mayor parte del tiempo, independientemente de su intensidad.

Las olas dominantes se generan por la acción de vientos ciclónicos, y son las que se presentan con máximas características en la zona, siendo poco frecuentes.

c.1).- Teoría de las ondas:

Los efectos que producen el oleaje son la diferencia de presiones, la diferencia de profundidades, la diferencia de velocidades y la diferencia de viscosidad, etc. La acción producida por el viento, genera la formación de ondas con una determinada frecuencia, que depende directamente de la velocidad de la transmisión de la onda o sea, la celeridad de la onda.

Se define a la celeridad de la ola, como la relación entre la longitud de la ola, y el período de la misma, entonces:

$$C = \frac{L}{T}$$

donde:

C = Celeridad de la onda.

L = Longitud de la onda.

T = Período de la onda.



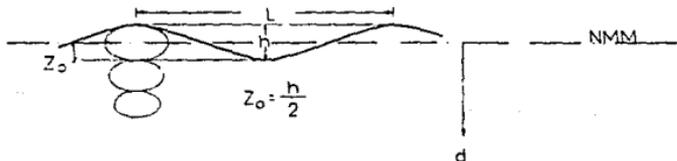
Sobre la superficie libre del agua o aguas reducidas, la celeridad está definida por la siguiente relación:

$$C = \sqrt{\frac{gL}{2\pi} \operatorname{Tan hip} \frac{2\pi d}{L}}$$

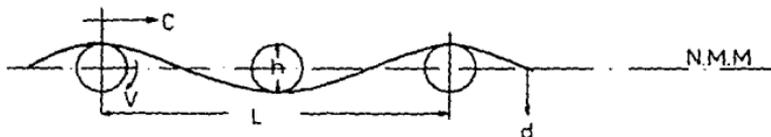
donde:

- C = celeridad o velocidad aparente.
- L = longitud de onda
- d = profundidad
- g = aceleración de la gravedad.

Por medio del siguiente esquema, se pueden observar los principales elementos que conforman a una ola:



La celeridad "C" o velocidad aparente, es la que se observa sobre la superficie de la ola y la velocidad real "V" es aquella que se genera con el movimiento característico de las olas. Dichas velocidades se pueden observar en el siguiente esquema.



Conforme aumenta la profundidad con respecto a la longitud de ola, el valor de tan hip ( $2\pi d/L$ ) se aproxima a la unidad, por lo que las características del oleaje en aguas profundas se indican con un subíndice "o" y se determinan con las siguientes expresiones:

$$C_o = \sqrt{\frac{g L_o}{2\pi}}$$

$$L_o = C_o T_o$$

Sustituyendo literales se tiene:

$$C_o = \sqrt{\frac{g C_o T_o}{2\pi}}$$

$$C_o = \frac{g T_o}{2\pi}$$

Si  $C_o$  está en pies/seg y  $T_o$  en segundos, se tiene:

$$C_0 = 5.12 T_0$$

$$\text{Si } T_0 = T$$

$$C_0 = \frac{L_0}{T}, \text{ entonces:}$$

$$\frac{L_0}{T_0} = 5.12 T_0$$

Por tanto:

$$L_0 = 5.12 T_0^2$$

(estando la longitud de onda en aguas profundas en pies).

Si la profundidad resulta ser muy baja, el valor de la tan hip ( $2\pi d/L$ ) se aproxima a  $2\pi d/L$ , por lo que la celeridad en este caso, se expresa de la siguiente manera:

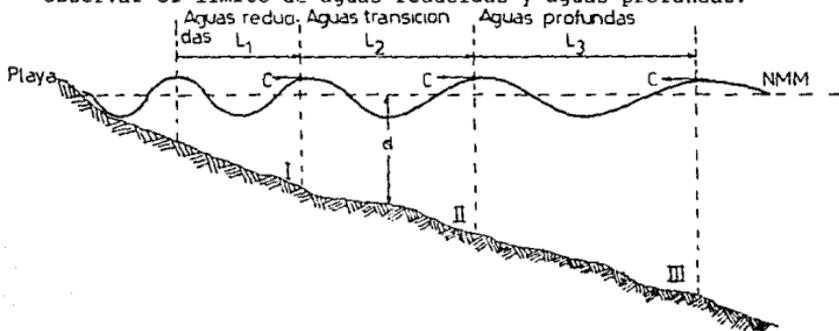
$$C = \sqrt{\frac{gL}{2\pi} \frac{2\pi d}{L}}$$

entonces:

$$C = \sqrt{gd}$$

En aguas cuya profundidad sea tal, que se deba aplicar esta última fórmula, se consideran aguas reducidas.

Se denomina profundidad relativa "d/L" a la relación que existe entre la profundidad y la longitud de la onda. Se considera el límite de aguas profundas a una profundidad relativa de 0.25. Por medio del siguiente dibujo, se puede observar el límite de aguas reducidas y aguas profundas:



- I.- Profundidad relativa  $d/L = 0.25$
- II.- A partir de este punto se inicia la refracción, por la deformación del oleaje debido al fondo, con una profundidad relativa  $d/L=0.5$
- III.- Perfil del fondo.

c.2).- Crecimiento y decaimiento de olas generadas por el viento:

La superficie de agua sobre la cual sopla el viento (donde se genera el oleaje), se le denomina área de Fetch.

$$C_o = 5.12 T_o$$

$$\text{Si } T_o = T$$

$$C_o = \frac{L_o}{T}, \text{ entonces:}$$

$$\frac{L_o}{T_o} = 5.12 T_o$$

Por tanto:

$$L_o = 5.12 T_o^2$$

(estando la longitud de onda en aguas profundas en pies).

Si la profundidad resulta ser muy baja, el valor de la tan hip ( $2\pi d/L$ ) se aproxima a  $2\pi d/L$ , por lo que la celeridad en este caso, se expresa de la siguiente manera:

$$C = \sqrt{\frac{gL}{2\pi} \frac{2\pi d}{L}}$$

entonces:

$$C = \sqrt{gd}$$

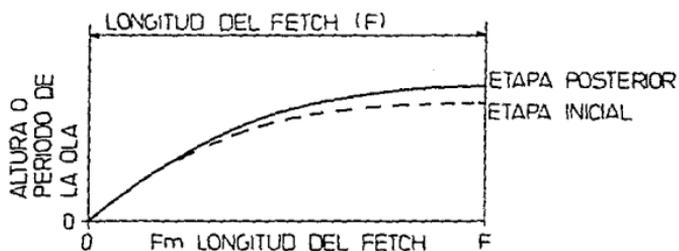
En aguas cuya profundidad sea tal, que se deba aplicar esta última fórmula, se consideran aguas reducidas.

El crecimiento de las olas está afectado por 3 factores:

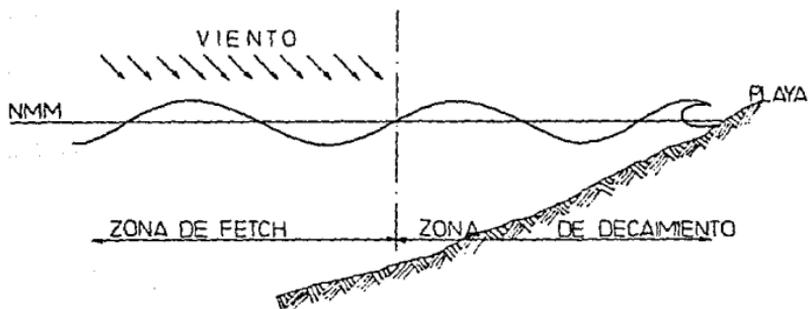
- I.- Velocidad del viento (U).
- II.- Tiempo en que el viento ha estado soplando o duración "td".
- III.- Longitud del área de Fetch (F), en la dirección hacia el punto de estudio en la que el viento está soplando.

La altura y periodos promedio del oleaje se incrementan a lo largo del área de Fetch, desde su arranque, donde el viento empieza a tener un valor significativo, hasta el frente del mismo, excepto cuando la altura y el período máximos para un viento y su duración se han alcanzado. En zonas de agua relativamente reducidas, además de éstos factores la profundidad del agua en el área de Fetch, puede limitar el aumento de ola.

Considerando que un viento de velocidad constante se origina en cualquier etapa inicial del desarrollo de oleaje, las alturas y periodos de onda cambiarán considerablemente desde el arranque del Fetch (área de Fetch) hasta el frente, como se indica en el siguiente esquema:



Desarrollo del oleaje dentro de un Fetch



Cuando el viento empieza a soplar, se desarrollan pequeñas olas a lo largo del Fetch y se desplazan en dirección del viento, creciendo conforme a su desplazamiento. No entran olas en la parte posterior del Fetch, por lo tanto en este punto la altura y el período de ola deben ser cero. En esta etapa el viento ha estado soplando solamente lo suficiente para generar las alturas y períodos máximos dados por la línea punteada horizontal del esquema. Las olas están limitadas en su altura por la duración del viento.

Cualquier longitud del Fetch mayor de "0" a "Fm" en la gráfica del esquema, no podrá ser acompañada por mayores períodos o alturas de ola. La distancia desde "0" a "Fm" es conocida como la mínima longitud del Fetch  $F_m$  y corresponde a la mínima duración del viento  $T_m$ , la cual producirá las condiciones de crecimiento del oleaje que se indica con la línea punteada.

Una etapa posterior en el desarrollo del oleaje está indicada por la línea llena del esquema. El viento sopla con suficiente duración para generar las alturas y períodos máximos dados por la intersección de la curva llena con la ordenada, que representa el frente del fetch. Después de alcanzada esta etapa, un incremento en la duración del tiempo de viento, no produce un aumento proporcional en la altura de la ola o el período. Las olas empiezan de cero en el arranque del fetch y se incrementan debido a la influencia del viento, hasta el frente del mismo y ahí salen del área

de generación. En otras palabras, el crecimiento del oleaje está limitado por el fetch disponible. De ahí que el tiempo mínimo que necesita soplar el viento sobre una longitud determinada de Fetch, para producir tal condición de "estado constante", se denomina duración mínima ( $T_m$ ). La longitud de Fetch abarcada, en este caso el total disponible de Fetch, se sigue considerando como el Fetch mínimo correspondiente a la duración mínima.

Debe observarse particularmente que para la etapa inicial, la longitud del Fetch  $F$ , es mayor que el Fetch mínimo, correspondiente a la duración mínima. En la etapa posterior, la duración puede ser mayor que la mínima correspondiendo con la longitud total del Fetch  $F$ .

Después de salir del Fetch, las olas viajan hacia algún punto distante, como por ejemplo a una costa, con velocidades proporcionales a sus períodos. En esta "distancia de decaimiento"  $D$ , las olas de mayor período se desplazan más rápidamente y por consecuencia alcanzan su punto de arribo antes que los de períodos cortos. Una observación puede ser que al final de la distancia de decaimiento el período significativo del oleaje,  $T_d$ , es mayor que el período significativo  $T_f$  en el frente del Fetch. Por tanto, el período significativo de las olas parece incrementarse después de que éstas han salido del Fetch.

Las alturas de las olas realmente disminuyen después de que han salido de la influencia de un Fetch, y al final de la distancia de decaimiento la altura de ola significativa observada ( $H_D$ ) será menor que la altura de la ola significativa en el frente del Fetch ( $H_F$ ). El tiempo requerido por un grupo de olas para viajar a través de la distancia de decaimiento, se obtiene aproximadamente dividiendo la distancia de decaimiento entre la velocidad de las olas en aguas profundas con un período  $T_D$ , y se conoce como tiempo de recorrido ( $t_D$ ), donde:

$$t_D = \frac{D}{C}$$

donde:

- $t_D$  = tiempo de recorrido.
- $D$  = distancia de decaimiento.
- $C$  = velocidad de las olas.

sustituyendo  $C = \frac{g T_D}{2 \pi}$  en la ecuación, se tiene:

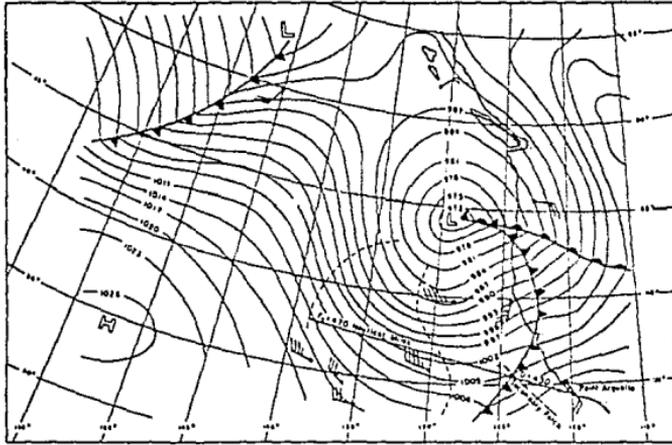
$$t_D = \frac{2 D \pi}{g T_D}$$

c.3).- Predicción del oleaje para zonas de aguas profundas:

Los procedimientos de predicción (forecasting) de oleaje, pueden ser utilizados para transformar los datos meteorológicos en características del oleaje. Para efectuar una predicción es necesario delinear un Fetch (área de generación) medir su longitud y la distancia de decaimiento si existe, además conocer la velocidad y duración del viento dentro del Fetch.

Para volúmenes de agua relativamente pequeños como son los lagos, la longitud del Fetch es frecuentemente la distancia desde el punto de predicción, hasta la costa opuesta medida en la dirección del viento.

Cuando se realizan predicciones para costas de océanos o de algunos otros grandes volúmenes de agua, la forma más común de emplear los datos meteorológicos es mediante las cartas sinópticas del tiempo (sinóptico se refiere al hecho de que las cartas están elaboradas en base al análisis de muchos datos independientes observados simultáneamente en diferentes puntos de un área muy amplia). Estas cartas muestran curvas de igual presión atmosférica, llamadas "isobaras". Una carta sinóptica del tiempo simplificada se puede observar en la fig. 4.8, la cual está elaborada para diferentes fechas y horas (tiempo de Greenwich). Nótese en particular el área marcada con una L en la parte central derecha de la carta, y el área denominada H en la esquina



CARTA SINOPTICA DEL TIEMPO.  
FIG. 4.8

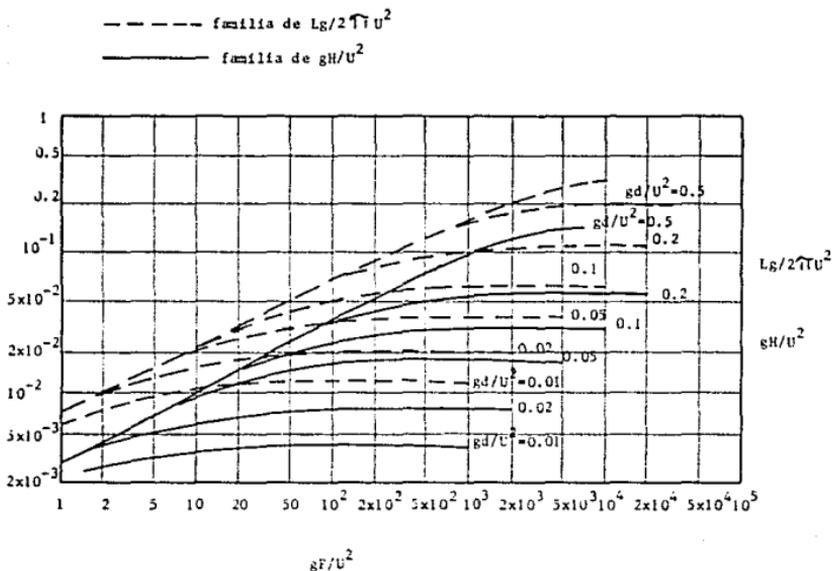
inferior izquierda de la misma. Estas áreas se designan como zonas de baja y alta presión respectivamente, las presiones aumentan conforme salen de la zona L, y disminuyen cuando se alejan de la zona H. Distribuidas en la carta se encuentran algunas pequeñas flechas con varias marcas, de tal modo que la dirección de la flecha indica la orientación de donde está soplando el viento hacia esa estación en ese momento, y las marcas indican una escala de velocidad del viento. (obsérvese la tabla # 4 del Apéndice referente a las conversiones de las velocidades del viento).

Las olas después de abandonar una zona de generación, seguirán generalmente una gran trayectoria circular hacia la costa. Sin embargo, para la mayoría de las predicciones comunes, se obtiene una exactitud apropiada considerando un desplazamiento recto del oleaje sobre las cartas sinópticas. Luego entonces, la distancia de decaimiento puede determinarse, midiendo la distancia en línea recta entre el frente de un Fetch y el punto en la costa considerado.

#### c.4).- Predicción del oleaje en aguas reducidas:

En aguas relativamente reducidas, la generación del oleaje se ve afectada por la profundidad. Para unas condiciones de Fetch y duración, si el área de generación se encuentra en una zona de transición o en aguas reducidas, las alturas de las olas serán menores y los períodos más cortos.

Se han realizado varias investigaciones respecto a este problema, por lo que el método más utilizado es el de Thijse y Schijf. Este método presenta por medio de dos ramas de curvas, las relaciones empíricamente determinadas entre parámetros de predicción, como se puede ver en la siguiente gráfica.



CRECIMIENTO DE LAS OLAS EN UNA PROFUNDIDAD LIMITADA.

Para poder emplear estas curvas, deben conocerse la dirección y velocidad del viento  $U$ , así como la longitud del Fetch  $F$ , en la dirección determinada. A continuación se calculan las relaciones  $gF/U^2$  y  $gd/U^2$  ( $g$  es la aceleración de la gravedad y  $d$  es la profundidad promedio a lo largo del Fetch), después de lo cual para un valor de  $gF/U^2$  en las abscisas, se traza una línea vertical hasta que intercepte a la curva correspondiente a  $gd/U^2$ , ya sea que la corte o que haya necesidad de interpolar. Los valores de  $gH/U^2$  y de  $Lg/2\pi U^2$  se leen en las ordenadas. Una vez determinados estos valores, una simple multiplicación permite calcular la altura de la ola  $H$ , y su longitud  $L$ . El período de la onda, puede ser determinado por medio de la combinación de las siguientes ecuaciones:

$$T = \frac{L}{C}$$

$$C = \sqrt{\frac{gL}{2\pi} \operatorname{Tan h} \frac{2\pi d}{L}}$$

$$T^2 = \frac{2\pi L}{g \operatorname{Tan h} \frac{2\pi d}{L}}$$

c.5).- Olas en aguas de transición y reducidas:

En la ecuación:

$$C^2 = \frac{gL}{2\pi} \operatorname{Tan h} \frac{2\pi d}{L}$$

se puede observar que la velocidad de la onda, varía en relación a la profundidad en la cual se desplaza; a menor profundidad, la velocidad también será menor. Además, suponiendo un período constante de la ola, la ecuación indica que la longitud de ésta también varía con la profundidad:

$$C = \frac{L}{T}$$

La variación en cuanto a velocidad de la onda, a lo largo de la cresta de una ola moviéndose con un cierto ángulo respecto a las curvas de nivel del fondo o líneas batimétricas, por ejemplo, la parte inferior de la ola se desplaza más rápidamente en aguas profundas que en aguas reducidas, origina que la cresta tome la forma de las curvas de nivel. Este efecto llamado refracción, sera de mayor o menor importancia, dependiendo de la relación existente entre la profundidad y la longitud de ola.

En aguas de profundidades mayores que la mitad de la longitud de ola, la tangente hiperbólica de la ecuación descrita en el inicio de éste apartado, es prácticamente 1, por lo que la expresión se reduce a

$$C^2 = \frac{g L}{2T}$$

En esta ecuación, la velocidad C, no depende de la profundidad, de ahí que la refracción no es significativa en aquellas zonas donde la profundidad sea mayor que L/2 (aguas profundas). Los efectos de refracción son significantes en una zona donde la profundidad es de L/2 a L/4 (aguas de transición), y en lugares donde la profundidad es menor de L/4 (aguas reducidas).

En el primero de éstos casos, la velocidad de la onda debe determinarse empleando la ecuación:

$$C^2 = \frac{gL}{2\pi} \tanh \frac{2\pi d}{L}$$

y en el segundo caso, la  $\tanh (2\pi d/L)$  se aproxima a  $2\pi d/L$ , por lo que la expresión se reduce a:

$$C^2 = gd$$

Estas 2 ecuaciones, indican una dependencia de la velocidad de la onda respecto a la profundidad.

Para determinar la energía total por ancho de cresta unitario que tiene una ola, se puede utilizar la siguiente expresión:

$$E_T = \frac{\rho LH^2}{8}$$

donde:

$E_T$  = energía total por ancho unitario de cresta que tiene una ola.

$\rho$  = densidad de agua de mar.

$L$  = Longitud de la ola.

$H$  = Altura de la ola.

Se ha observado que la energía total de la ola,  $E_T$ , no se transmite hacia adelante completamente con la ola, solamente la mitad de esta energía se transmite como energía efectiva  $E_f$ , en aguas profundas. El valor de  $E_f$  para una ola determinada, se mantiene prácticamente constante en su recorrido desde aguas profundas hasta la línea de rompiente.

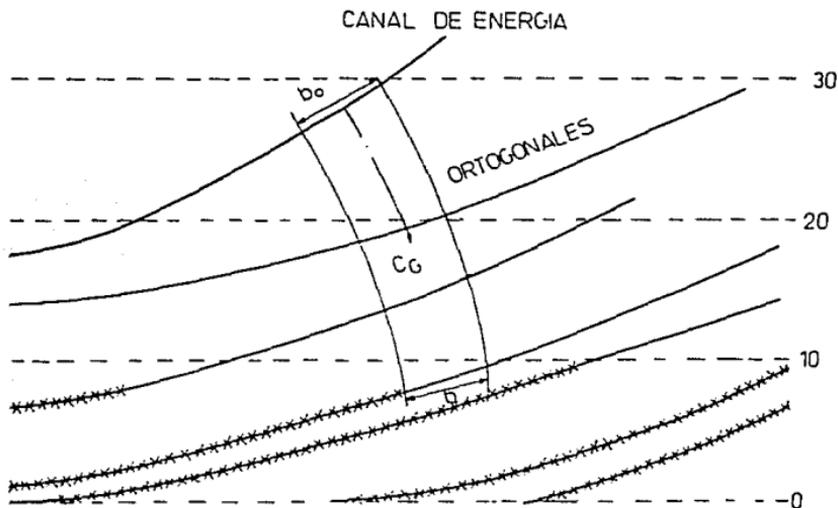
c.6).- Refracción de las olas:

La refracción de las olas de agua, es el proceso por medio del cual, la dirección de una ola en movimiento cambia en aguas reducidas, por la presencia de las curvas de nivel del fondo (batimetría). La parte de la onda que se desplaza en aguas reducidas, se mueve en menor velocidad que aquella que se encuentra aún en aguas profundas originando que el frente se flexione, de tal manera que tiende a tomar el alineamiento de la batimetría existente.

En el análisis de refracción, se supone que cuando avanza una onda hacia la playa, no existe dispersión lateral de energía a lo largo del frente de la ola, esto es, la energía transmitida permanece constante entre dos líneas (ortogonales) trazadas perpendicularmente al frente de la ola, conforme ésta se desplaza sobre la batimetría irregular.

El diseño y construcción de estructuras marinas dependen de la altura de las olas, períodos y direcciones en regiones costeras donde pueden ser afectadas por la hidrografía. Para poder determinar estas cantidades, la refracción tiene que ser tomada en cuenta. Algunos casos simplificados pueden ser resueltos analíticamente, dando resultados muy exactos, pero desafortunadamente no son aplicables a la mayoría de las situaciones naturales.

Los cambios debidos a la refracción se estiman elaborando diagramas de refracción, tales diagramas pueden ser preparados enteramente en fotografías aéreas, pero por lo regular se construyen gráficamente como se puede observar en el siguiente dibujo:



- xxxxx Rompiente
- Batimetría del Fondo
- bo Frente de ola en aguas profundas
- b Frente de ola en aguas reducidas
- CG Celeridad del grupo de olas
- Crestas de ola

Los diagramas de refracción se construyen por medio del método de "frente de ola", que es esencialmente un plano mostrando las crestas de ola en un tiempo dado, o las posiciones sucesivas de una particular cresta de ola, y como se mueve hacia la costa, además de un segundo conjunto de líneas, cada una perpendicular a las líneas de crestas de ola. Estas nuevas líneas se conocen como líneas ortogonales, considerándose que el poder constante es transmitido entre las dos líneas ortogonales, de tal manera que permita calcular las variaciones en altura de la ola debido a la refracción.

Para la elaboración de diagramas de refracción, se recomienda que se obtengan para una determinada zona las cartas que indiquen las profundidades correspondientes. En algunas ocasiones puede ser necesario utilizar dos o más cartas de diferente escala, pero los procedimientos son idénticos para las diferentes cartas no importando la escala. A continuación se trazan las curvas batimétricas, y ya sea sobre la misma carta o sobre un papel transparente sobrepuesto a ésta para diferentes profundidades, dependiendo del grado de aproximación deseado.

La variación de los períodos que deben emplearse, se determinan en base a las cartas sinópticas del tiempo existentes. Con los períodos ya calculados, los valores de  $C_1$  y  $C_2$ , que corresponden a espaciamentos entre batimétricas, deben señalarse entre dichas curvas. Para trazar una ortogonal

desde aguas profundas hasta aguas reducidas, se determina inicialmente la incidencia del oleaje en aguas profundas ya sea por medio del estudio del diagramas de rosa de vientos o de la observación directa del oleaje. En aguas profundas se traza un frente de oleaje perpendicular a ésta dirección y se dibujan ortogonales con una separación adecuada a partir del frente. Estas líneas se prolongan hacia la playa, hasta cruzar una profundidad menor de  $L_0/2$ , siendo:

$$L_0 \text{ (en piés)} = 5.12 T^2$$

c.7).- Difracción de la ola:

La difracción es el conjunto de fenómenos que modifican la forma de propagación del oleaje mediante el cambio de energía a través de las ortogonales. Se presenta cuando se suprime un frente de onda, tal como ocurre cuando el oleaje incide normalmente sobre un obstáculo de longitud prácticamente infinito.

Ultimamente se han realizado trabajos de investigación teórica para obtener diagramas de difracción, y así conocer la difracción que sufre el oleaje alrededor de un rompeolas.

c.8).- Reflexión de la ola:

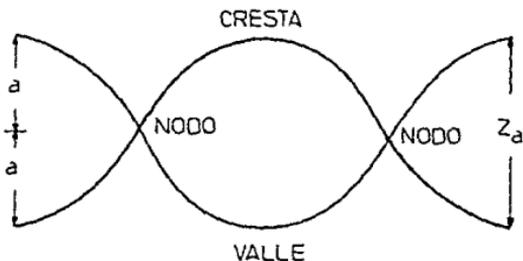
La reflexión del oleaje es un factor muy importante que debe tomar en cuenta el proyectista de puertos, especialmente cuando se trata de obras para alojar embarcaciones pequeñas. Aún en un puerto que cuente con una entrada bien protegida, una pequeña cantidad de energía entrando en un período crítico de resonancia, puede amplificarse dentro del mismo.

El problema de la reflexión del oleaje, da como resultado la amplificación de ondas y la resonancia llega a ser aún más crítica cuando los muros de contención, malecones y rompeolas tienen paredes verticales o superficies altamente reflejantes. Las ondas que entran en un puerto son reflejadas repetidamente y amplificadas por paredes verticales. Tales ondas resonantes flexionarán las plataformas flotantes en aquellos puertos diseñados para embarcaciones pequeñas, y tensarán las amarras tanto de las grandes embarcaciones como de las pequeñas. Por lo tanto de ser posible, la reflexión deberá reducirse al mínimo.

La concentración de ondas de período reducido al entrar en un puerto, origina una agitación o la formación de ondas de largo período en áreas del puerto o dársena.

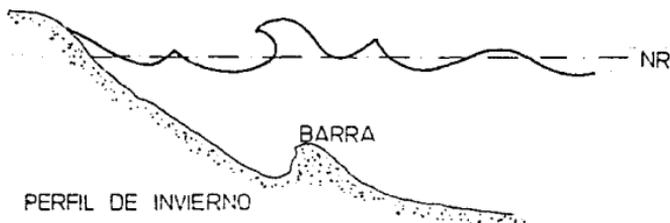
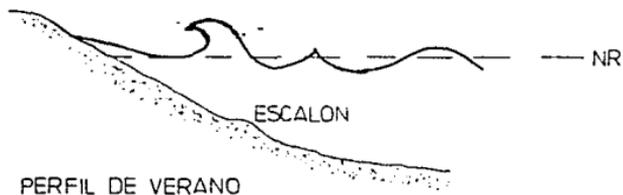
El proceso de reflexión de ondas en el agua, es análogo al realizado por las ondas luminosas y acústicas. Para ondas que se propagan en el agua, un método de análisis conveniente es el de considerar la pared o frontera reflejante como el origen de alimentación de un tren de ondas secundario, estableciendo la relación de fase adecuada entre los trenes de ondas incidentes y reflejadas, por medio de la condición de frontera de que no existe flujo entre éstas.

La interacción de los trenes de ondas que se propagan en direcciones opuestas, da origen al fenómeno comúnmente conocido como "clapotis" o chapoteo (onda estacionaria). El sistema de olas clapotis resultante, pierde la apariencia de un movimiento horizontal progresivo, ya que oscila verticalmente sobre puntos fijos siendo nodos y antinodos, donde el nodo es el punto de variación mínima en altura y el antinodo el de máxima como se puede ver en el siguiente dibujo:



c.9).- Perfiles de playa:

En términos generales, se consideran básicamente 2 formas definidas de los perfiles de playa que se han designado genéricamente como perfil de verano y perfil de invierno, con el objeto de hacer notar la diferencia de las características del oleaje que los modelan. Así en verano por ejemplo, se supone que las condiciones de agitación del mar son menos severas que en la época de invierno produciéndose un perfil en el que se nota una acumulación considerable de material en la parte alta del estrán, dando lugar a una berma bien definida. Para las condiciones de invierno se tiene una mayor agitación, esto da lugar a una serie de rompientes que forman barras y fosas, típicas de los perfiles de invierno. Véanse los siguientes dibujos para una mejor comprensión:



Sin embargo, considerando que el factor determinante para un tipo de perfil es la relación de esbeltéz del oleaje  $H/L$ , se puede establecer que un perfil con formación de barras (invierno) será característico de una relación  $H/L > 0.025$  y el perfil de verano corresponderá a la relación  $H/L < 0.025$ . En términos generales se puede establecer que la pendiente en el estrán aumentará o disminuirá si la relación de esbeltéz aumenta o disminuye, análogamente variará en forma inversa si se toma en consideración las características del diámetro del material playero como indicativo.

La variación de estas relaciones es estacional, y más aún, pueden en algunos casos variar considerablemente en un mismo día. Por ello, diversos investigadores han determinado que los parámetros que intervienen en la formación del perfil de playa son, las características del material del fondo, amplitudes y período del oleaje y las variaciones de nivel.

Considerando que antes de romper la ola, se comporta como una onda solitaria y que además el tipo de perfil de playa es función de la relación entre el tiempo transcurrido de la rotura de la ola hasta que llegue al punto de alcance máximo, y su período, Kemt propone que los parámetros fundamentales a considerar deben estar relacionados en la forma siguiente:

$$H_b = 0.05 (T) (\sqrt{D})$$

donde:

$H_b$  = altura de la ola en rompiente, en metros.

$D$  = diámetro de los granos, en mm.

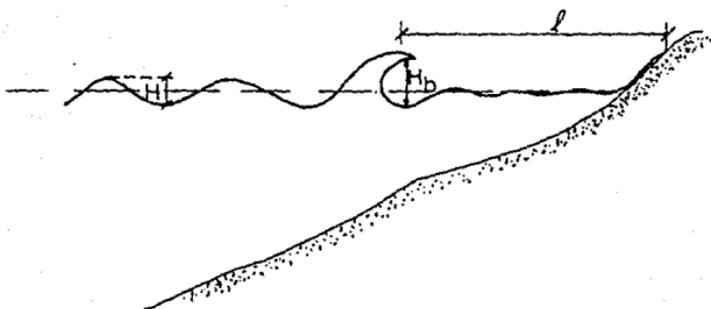
$T$  = período de la onda, en segs.

$$l = \frac{44(H_b)^{3/2}}{\sqrt{D}}$$

donde:

$l$  = distancia a la línea de rompientes, en metros.

En el siguiente dibujo, se puede observar la definición de cada una de las literales:



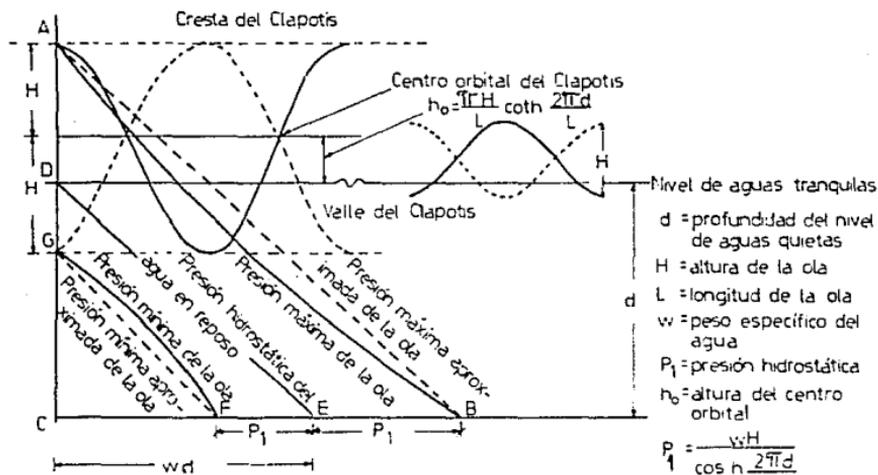
c.10).- Fuerzas de Oleaje:

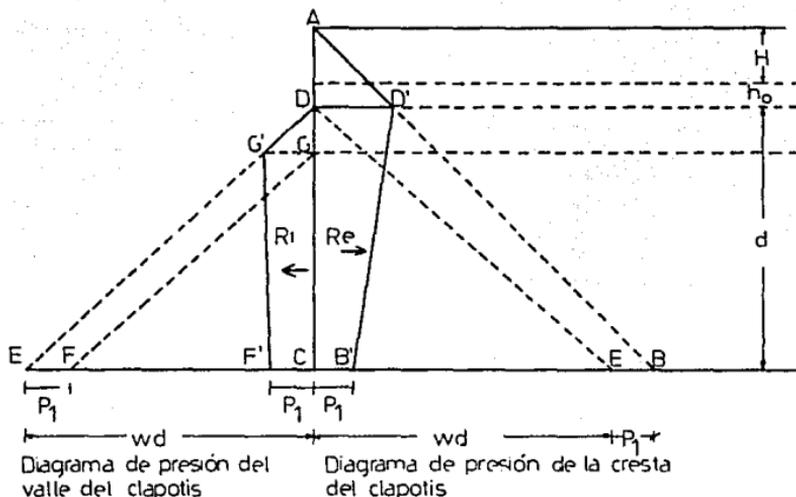
En un análisis de las fuerzas que actúan sobre las estructuras debido a las olas, se debe realizar una clasificación entre la acción de las olas no rompientes, olas en rompientes, y olas rotas.

Las fuerzas debidas a olas no rompientes son esencialmente hidrostáticas. Las olas rompientes y rotas ejercen una fuerza adicional debido a los efectos dinámicos del agua turbulenta en movimientos y a la compresión de masas de aire atrapado. Las fuerzas dinámicas pueden ser mayores que las hidrostáticas.

c.10.1).- Olas no rompientes:

Generalmente las estructuras costeras se localizan hasta profundidades donde, tanto las olas normales como las de tormenta pueden romper sobre ellas. Sin embargo, se presentarán condiciones de oleaje no rompiente, en zonas protegidas o en áreas donde el fetch es limitado, y cuando la profundidad de aguas frente a la estructura es mayor que 1.5 veces aproximadamente la altura de ola máxima esperada. El método más empleado para la determinación de la presión debida a estas olas no rompientes se debe a Sainflou, por lo que necesitaremos observar para su comprensión, los siguientes dibujos:





Si una ola de longitud  $L$ , y altura  $H$ , choca contra la pared vertical de un muro  $AC$ , se forma una onda estacionaria o clapotis (chapoteo). El punto  $A$ , es la máxima elevación de la cresta, y el punto  $G$  es la mínima elevación del seno de clapotis.

El nivel medio o centro orbital se encuentra a una distancia aproximada  $h_0$ , sobre el nivel de aguas tranquilas o de reposo,  $d$ :

$$h_0 = \frac{\gamma H^2}{L} \cot h \frac{2\gamma d}{L}$$

DA, es igual a  $H + h_0$ , mientras que DG es igual a  $H - h_0$ . La presión hidrostática (wd) en la base C se traza a partir de C y se denomina como E. El triángulo CED es la distribución de la presión hidrostática que actúa contra el muro relacionada con el nivel de aguas tranquilas.

Conforme la superficie del clapotis se desplaza hacia arriba o hacia abajo del nivel de aguas tranquilas, se incrementará o reducirá la presión hidrostática en la base del muro en una cantidad  $P_1$ . Este cambio de presión es igual a:

$$P_1 = \frac{WH}{\cos h (2\gamma d/L)}$$

Marcando el valor de  $P_1$  en ambas direcciones a partir del punto E se obtienen los puntos B y F que representan las presiones máxima y mínima respectivamente en la base, causadas por el clapotis contra el paramento. Las líneas curvas llenas, tituladas presión máxima y mínima del oleaje indican las distribuciones de presión calculadas por medio de fórmulas

teóricas exactas. Estas líneas curvas son tan cercanas a una línea recta que es aceptable y conservador, aproximar esta distribución por medio de líneas rectas punteadas uniendo A con B y G con F.

Considerando el mismo nivel de aguas tranquilas en ambos lados del muro, existe una presión sobre el paramento hacia el mar, la cual es igual a las presiones hidrostáticas indicadas por medio del triángulo CDE.

Como las dos presiones se compensan en el nivel de aguas tranquilas, la presión resultante sobre el muro cuando la cresta del clapotis se encuentra contra el mismo, es hacia tierra y está indicada por medio del área ABDE o AD'B'C. Cuando el seno del clapotis se encuentra en el muro la presión resultante es hacia el mar y se representa por medio del área DEFG o DG'F'C.

También se puede observar el diagrama de presiones resultante sobre un muro vertical. Si acaso no hay agua en el paramento del muro hacia tierra, entonces la presión resultante total estaría representada por el triángulo ACB cuando la cresta del clapotis se encuentra en A. Si hubiera acción del oleaje sobre el lado hacia tierra, entonces la condición de cresta del clapotis sobre el lado hacia el mar y el seno de ola sobre el lado hacia el puerto, producirán una presión máxima desde el lado de mar. La presión máxima desde

el lado del puerto se produciría cuando el seno del clapotis en el lado del mar y la cresta de la ola en el lado del puerto coinciden en la estructura.

Para una longitud de muro unitaria, con  $h_0$  como el nivel medio del clapotis sobre el nivel de aguas tranquilas y  $P_1$  longitud común de los segmentos EB y EF, se obtienen respectivamente la resultante "R" y el momento "M" respecto a la base, para el nivel máximo de cresta (con índice "e") y para el nivel mínimo de seno (con índice "i") como se muestra a continuación:

$$R_e = \frac{(d+H+h_0)(wd+P_1)}{2} - \frac{wd^2}{2}$$

$$M_e = \frac{(d+H+h_0)^2 (wd+P_1)}{6} - \frac{wd^3}{6}$$

$$R_i = \frac{(d+h_0-H)(wd-P_1)}{-2} - \frac{wd^2}{2}$$

$$M_i = \frac{(d+h_0-H)^2 (wd-P_1)}{-6} - \frac{wd^3}{6}$$

Estas fórmulas para presiones originadas por el clapotis se basan en la consideración de que el muro vertical se encuentra apoyado sobre el fondo natural. Si el muro vertical

descansa sobre una cimentación de enrocamiento, la acción del oleaje depende de su perfil. En general, Sainflou concluyó que cuando un muro vertical se localiza sobre una cimentación de enrocamiento con un talud muy inclinado, elevando por lo tanto el muro sobre el terreno natural, se debe emplear la máxima profundidad de agua (hasta el terreno natural), para determinar las presiones por clapotis y los momentos de volteo. Un talud muy inclinado de la cimentación de enrocamiento, se considera que es una distancia demasiado corta para afectar el movimiento del oleaje. Por el contrario, si la cimentación de enrocamiento tiene un talud suave hacia el lado del mar, el movimiento del mar se afecta y por lo tanto, se debe considerar solo la profundidad hasta la base del muro vertical para determinar la altura de ola, así como las presiones resultantes y los momentos de volteo.

c.10.2).- Olas en rompiente:

Generalmente, los malecones, muros de gravedad, y muros de protección marginal, se localizan en profundidades de aguas donde tanto las olas normales como las de tormenta pueden romper directamente sobre ellos. Aún aquellas estructuras que se localizan en tierra respecto a la línea de playa en bajamar, pueden estar expuestas a la acción del rompimiento de las olas cuando se presenta la pleamar.

No obstante que el diseño de estructuras verticales para

soportar las fuerzas producidas por olas no rompientes está muy adelantado, el procedimiento de diseño de éstas estructuras cuando estén sujetas bajo la acción de olas rompientes aún se encuentra en sus primeras etapas. Se ha realizado un volumen considerable de trabajos de investigación acerca de las fuerzas inducidas por olas en rompiente, pero aún falta por aclarar lo referente a las fuerzas de impacto instantáneas.

Mientras que las olas no rompientes causan un tipo de presión estática, las rompientes originan ambas presiones (estáticas y dinámicas).

La presión de impacto ocurre en el instante en el que el frente de la rompiente golpea el muro. La intensidad de esta presión de choque o impacto, puede ser varias veces mayor que las presiones de baja y alta duración. La duración de la presión de choque, varía de 1/100 a 1/1000 de segundo. También se ha encontrado que la presión máxima se localiza en un punto que se encuentra entre el nivel de aguas tranquilas y la cresta de la rompiente. La distribución de presiones sobre el muro varía aproximadamente en una forma parabólica desde un máximo hasta cero en el punto de máxima sobre-elevación de la ola y en la base del muro hasta una intensidad menor que la máxima.

R.R. Minikin realizó una investigación para determinar

las presiones debidas al oleaje. Este método representa probablemente la investigación más aproximada a las presiones reales causadas por una ola rompiente sobre una estructura, la cual se explicará a continuación.

De acuerdo con Minikin, la presión total causada por olas rompientes sobre una estructura se debe a la combinación de presiones dinámica e hidrostática. La presión dinámica se concentra en el nivel de aguas tranquilas y está dada por:

$$P_m = \frac{101(H_b)(w)}{L_D} \frac{d(D+d)}{D}$$

donde:

- $P_m$  = presión dinámica, en lbs/pie<sup>2</sup>.  
 $H_b$  = altura de rompiente de la ola sobre la estructura, en piés.  
 $w$  = peso unitario del agua, en lbs/pie<sup>3</sup>.  
 $d$  = profundidad en la base de la estructura vertical situada sobre la subestructura, o sea, la profundidad de agua en la estructura, en piés.  
 $D$  = profundidad de agua al pie de la subestructura, esto es, la profundidad de agua hasta el terreno natural, en piés.  
 $L_D$  = longitud de la ola al pie de la subestructura, en piés.

Las presiones hidrostáticas sobre el paramento hacia el mar en el nivel de aguas tranquilas (con índice "s"), y la profundidad d (con índice "d"), están dadas por:

$$P_s = \frac{wHb}{2}$$

$$P_d = \frac{wHb}{2} + wd$$

La curva de presión se puede trazar considerando que la presión dinámica se concentra en el nivel de aguas tranquilas y disminuye rápidamente en forma parabólica hasta cero en una distancia  $Hb/2$  sobre y abajo del nivel de aguas tranquilas. A este diagrama de presiones dinámicas se les suma la presión hidrostática sobre el paramento hacia el mar trazando un área triangular desde  $Hb/2$  sobre el nivel de aguas tranquilas hasta el fondo. Las presiones hidrostáticas sobre el paramento hacia tierra trazadas por medio de un área triangular a partir del nivel de aguas tranquilas hasta el fondo, deben sustraerse de las presiones anteriormente obtenidas. Véase el siguiente diagrama.

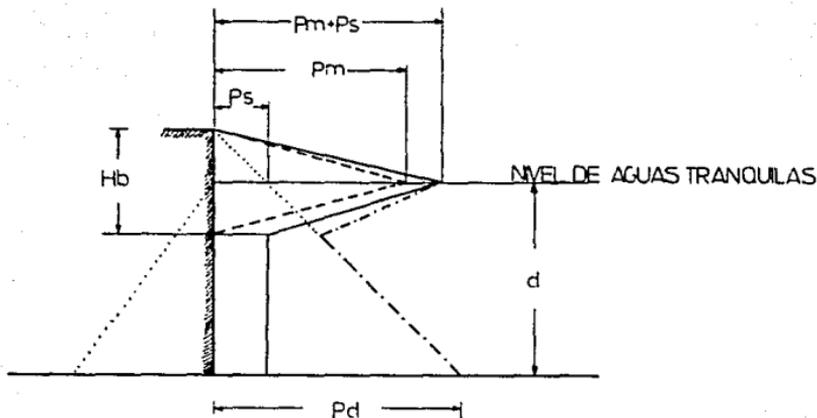


Diagrama de Minikin de Presión de Oleaje.

Las líneas con guiones y la punteada indican respectivamente los efectos de las presiones dinámicas e hidrostáticas, y la línea continua indica la combinación de presiones, en el caso de que existan presiones hidrostáticas en ambos lados del muro.

El empuje resultante del oleaje o fuerza por pie de estructura se determina calculando el área de este diagrama:

$$R = \frac{P_m H_b}{3} + P_s \left( d + \frac{H_b}{4} \right)$$

El momento de volteo resultante con respecto a la línea del terreno natural antes del muro, es la suma de los momentos de las áreas parciales y está dado por:

$$M = \frac{P_m H_b}{3} d + \frac{P_s d^2}{2} + \frac{P_s H_b}{4} \left( d + \frac{H_b}{6} \right)$$

Si no existe agua en el lado hacia tierra se pueden efectuar cálculos similares, y en tal caso el empuje por pie de muro es:

$$R = \frac{P_m H_b}{3} + \frac{P_d}{2} \left( d + \frac{H_b}{6} \right)$$

y el momento respecto a la línea del terreno natural es:

$$M = \frac{P_m H_b}{3} d + \frac{P_d}{6} \left( d + \frac{H_b}{2} \right)^2$$

Las presiones combinadas para este caso, se indican en el diagrama de Minikin de presión de oleaje, por medio de una línea de guiones y puntos.

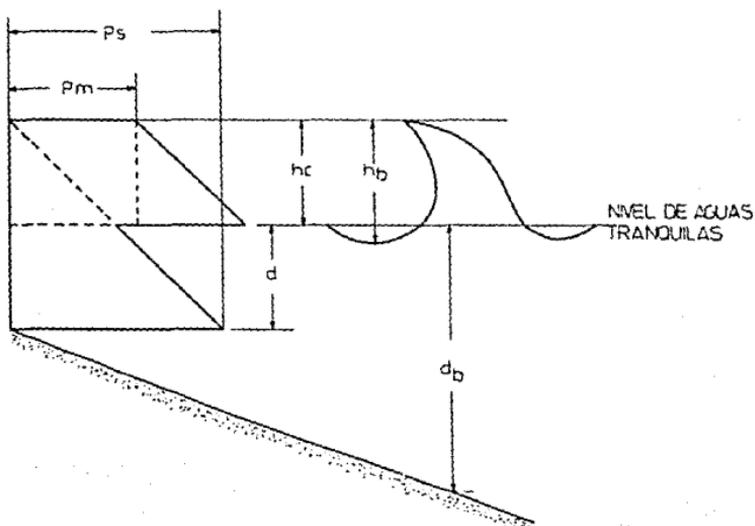
c.10.3).- Olas Rotas:

Algunas estructuras de protección pueden estar localizadas de tal forma que aún, bajo condiciones severas de tormenta y marea, las olas romperán antes de chocar contra ellas. Hasta la fecha no se han realizado investigaciones para relacionar, las fuerzas causadas por olas después de su rompimiento, con respecto a varios parámetros del oleaje, y es necesario realizar algunas consideraciones que simplifiquen la determinación de fuerzas de diseño aproximadas.

Supóngase que inmediatamente después de la rompiente, la masa de agua de una ola se desplaza hacia adelante con la velocidad de propagación que obtuvo anteriormente a su rompimiento, es decir, que durante la rompiente el movimiento de las partículas de agua cambia de oscilatorio, a un movimiento de translación. Después esta masa de agua turbulenta se desplaza hasta la línea de playa y la sobrepasa. Para hacer una estimación conservadora de las fuerzas del oleaje, divídase en dos zonas la playa a partir de la línea de rompiente, una parte hacia tierra y otra hacia el mar, suponiendo que no disminuyen ni la altura de ola, ni la velocidad de propagación, desde el punto de rompiente hasta la línea de playa y que a partir de ésta, la sobreelevación del oleaje será aproximadamente del orden del doble de la altura de ola en la rompiente, decreciendo la velocidad linealmente hasta cero en este punto.

Investigaciones en modelos, han mostrado que aproximadamente el 70% de la altura de ola en rompiente  $H_b$ , se transforma en sobreelevación del oleaje sobre la playa arriba del nivel de aguas tranquilas.

Las estructuras que se encuentran localizadas entre la línea de playa y el mar, están sujetas a presiones del oleaje las cuales son parcialmente dinámicas y estáticas, como se puede ver en el siguiente dibujo:



Siendo la velocidad de propagación del oleaje la expresión:

$$C = \sqrt{gd_b}$$

donde  $g$  es la aceleración de la gravedad, y  $d_b$  la profundidad en la zona de rompiente, las presiones sobre el muro pueden aproximarse de la siguiente forma: la parte dinámica de la presión será:

$$P_m = \frac{wC^2}{2g} = \frac{wd_b}{2}$$

donde  $w$  es el peso unitario del agua. La parte estática variará desde cero hasta  $h_c$  (es la altura de la ola en rompiente que se encuentra arriba del nivel de aguas tranquilas), donde:

$$h_c = 0.7 H_b$$

El máximo en la base del muro puede obtenerse de:

$$P_s = w(d + h_c)$$

donde:

d = profundidad de agua en la estructura.

Considerando que la presión dinámica se distribuye uniformemente desde el nivel de aguas tranquilas, hasta una altura  $h_c$ , arriba de dicho nivel, el empuje total del oleaje será:

$$R = R_m + R_s$$

$$R = P_m(h_c) + P_s \left( \frac{d + h_c}{2} \right)$$

$$R = \frac{w d h(h_c)}{2} + \frac{w}{2} (d + h_c)^2$$

El momento de volteo de la estructura con respecto a la línea del terreno natural en el paramento hacia el mar será:

$$M = M_m + M_s$$

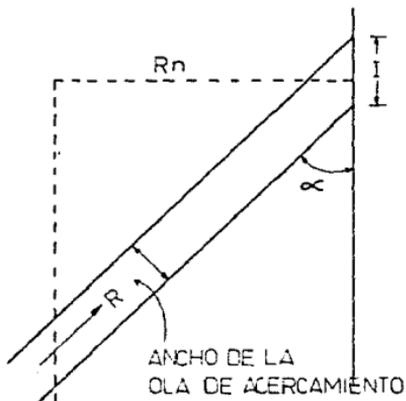
$$M = R_m \left( d + \frac{hc}{2} \right) + R_s \left( \frac{d + hc}{3} \right)$$

$$M = \frac{wd_p hc}{2} \left( d + \frac{hc}{2} \right) + \frac{w}{6} (d + hc)^3$$

c.11).- Efecto del ángulo de incidencia del oleaje:

Cuando las olas chocan contra el paramento vertical de una estructura costera con un ángulo oblicuo, la presión o la fuerza producida se piensa debe ser menor que la ejercida por aquellas que chocan normalmente al paramento.

En el siguiente dibujo se muestra un análisis matemático de la reducción de la componente normal de la fuerza del oleaje, que actúa sobre el paramento vertical de una estructura:



$$I = R/\text{sen}\alpha$$

$R_x$  = Componente de la fuerza dinámica del oleaje (R) normal a la estructura.

$R_n$  = Componente de la fuerza del oleaje normal a la estructura por unidad de longitud.

$$R_x = R\text{sen}\alpha$$

$$R_n = R_x/I$$

$$R_n = R\text{sen}\alpha \text{ sen}\alpha = R\text{sen}^2\alpha$$

c.12).- Selección de la ola de diseño:

La selección de la ola de diseño, depende de que la estructura vaya a estar sujeta al ataque de olas antes de romper, en rompiente y después de haber roto (olas rotas). Después de conocer y seleccionar las características del oleaje en el sitio, el siguiente paso es determinar si la altura del oleaje en el lugar, está controlada por la profundidad del agua.

Si la profundidad de agua no controla la altura del oleaje, entonces existirá una condición de oleaje no rompiente. En este caso, debe basarse la selección de la ola de diseño en un parámetro estadístico seleccionado con el tipo de estructura, rígida, semirígida o flexible. En una forma práctica, la ola de diseño se selecciona de la siguiente forma: para estructuras rígidas, como muros en cantiliver de tablestacas de acero, donde una ola alta dentro del tren de olas puede causar la falla de la estructura, la ola de diseño deberá basarse generalmente en  $H_1$ , que es la altura promedio del 1% de las olas más altas, para estructuras semirígidas, la ola de diseño debe seleccionarse dentro de un rango de  $H_{10}$ , que es la altura promedio del 10% superior de todas las

olas, a  $H_1$ ; las estructuras a base de celdas de tablestaca de acero son semirígidas y pueden absorber considerables cantidades de esfuerzo, y por lo tanto se puede emplear una ola de diseño  $H_{10}$ ; para estructuras flexibles, como son las de enrocamiento, la ola deberá ser la ola significante,  $H_s$ , o altura promedio del tercio superior de todas las olas, excepto en casos extraordinarios. Los efectos de olas mayores que  $H_s$ , sobre estructuras flexibles de este tipo se desconocen. Aún cuando una piedra o un elemento prefabricado de coraza, sea movido por una ola de mayor altura, la acción sucesiva de olas menores lo reacomodarán.

La selección de la altura de la ola de diseño, también debe tomar en consideración si la estructura va a estar sujeta al ataque de una ola rompiente. El punto de rompiente de una ola se define generalmente como la posición donde aparece posteriormente, sobre la cresta de la ola, donde la parte frontal de la ola empieza a ser vertical, o donde la cresta de la ola se empieza a enrizar sobre su cara frontal. Luego entonces, se ve claro que el punto de rompiente es un punto intermedio en el proceso de rompimiento entre el estado o etapa de inestabilidad y la zona de rompimiento completo. Por lo tanto, la profundidad que inicia el proceso de rompimiento, dando como resultado que la ola rompa directamente contra la estructura, realmente se encuentra a alguna distancia mar adentro de la estructura.

Hedar, ha sugerido que el proceso real del rompimiento de una ola se extiende a través de una distancia igual a la

mitad de longitud de ola en aguas reducidas; ésta longitud de olas es función de la profundidad de agua en esa distancia mar adentro. Sobre pendientes relativamente planas, la altura resultante de una ola rompiendo contra la estructura variará solamente una pequeña cantidad en relación con la profundidad de agua que se tiene en la base de la misma, mientras que en una pendiente suponiendo de 1:15, podría incrementarse la altura de ola rompiente desde un 20% hasta un 80% dependiendo de la longitud de la ola o su período. Los estudios de Galvin, indican la existencia de una relación entre la distancia de viaje o recorrido de una rompiente, después de haberse reventado y la altura de la ola en la rompiente,  $H_b$ . Los resultados preliminares indican que una rompiente violenta efectúa su proceso de rompimiento sobre una zona que se extiende hacia la costa en una longitud aproximada de 6 a 7 veces la altura de la ola desde el punto inicial de rompiente. Tomando en consideración los estudios de Hedder y Galvin, se sugiere que hasta que se realicen estudios posteriores, la determinación de la ola de diseño para condiciones de ola en rompiente se base sobre una profundidad de agua aproximada de 7 alturas de rompiente,  $H_b$ .

Cuando se diseña para condiciones de ola en rompiente, es costumbre despreciar las olas más grandes que rompen antes de alcanzar la estructura, basándose en la suposición de que la fuerza máxima destructiva se deberá a la acción de la ola que rompe completamente sobre dicha estructura. De ahí que, cuando la profundidad de diseño frente a la estructura (a una distancia igual a 7 alturas de rompiente) es igual

o menor que  $1.3 H$ , la profundidad predomina en la selección de la ola de diseño. Cuando la profundidad de tal diseño es tal que, queda entre  $1.3 H_s$  y  $1.3 H_1$ , algunas olas romperán en la estructura, pero con una frecuencia decreciente conforme a la profundidad,  $d$ , se aproxima a  $1.3 H_1$ .

Cuando la profundidad de diseño,  $d \leq 1.3 H_{10}$ , es preferible emplear una ola rompiente con  $H_b = 0.78 (d)$  como ola de diseño.

A continuación se presentan los procedimientos generales que se siguen, para determinar el desarrollo de la altura y dirección de la ola de diseño.

Para la zona en estudio, se debe dibujar un grupo de abanicos de refracción para las diferentes olas que puedan presentarse en el lugar (usando incrementos de 2 segundos). Se tabulan los coeficientes de refracción así determinados para los diferentes períodos de oleajes escogidos y para cada dirección de incidencia en aguas profundas.

Los datos estadísticos de oleaje que se deriven de cartas sinópticas del tiempo o de alguna otra fuente, deberán revisarse para determinar si se presentarán frecuentemente aquellas olas que tienen coeficientes de refracción altos.

DETERMINACION DE ALTURAS DE OLA DE DISEÑO.

DIRECCION	ALTURA DE OLA SIGNIFICANTE EN AGUAS PROFUNDAS. (m)	PERIODO DE OLA (SEG)	COEFICIENTE DE REFRACCION Y DE FONDO REDUCIDO. (KE X KS)*	ALTURA DE OLA REFRACTADA. (m)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
NW	4.6	8	0.10	0.46
		10	0.07	0.32
		12	0.04	0.18
W	3.1	10	0.30	0.93
		12	0.31	0.96
		14	0.20	0.62
		16	0.25	0.78
WSW	3.1	10	0.60	1.86 **
		12	0.50	1.55
		14	0.35	1.09
		16	0.35	1.09
SW	2.4	12	0.72	1.73 **
		14	0.59	1.42
		16	0.40	0.96

- \* Coeficiente de refracción  $K_r = \sqrt{b_0/b}$
- Coeficiente de fondo reducido  $K_s = H/H_0$
- \*\* Altura de ola de diseño significativa seleccionada.

Las columnas 1, 2 y 3, son datos estadísticos de oleaje determinados de cartas sinópticas del tiempo.

La columna 4 se determina por relación de distancias entre dos ortogonales adyacentes en aguas profundas ( $b_0$ ) y aguas reducidas ( $b$ ), y el coeficiente de fondo reducido.

La columna 5 es el producto de las columnas 2 y 4.

Esta altura de ola en aguas profundas afectada por los coeficientes de refracción y de fondo reducido, la cual proporciona la máxima altura de ola significativa en la estructura, determina el período y dirección de incidencia de la ola de diseño. Como se puede observar en el ejemplo anterior de la determinación de alturas de ola de diseño, las máximas olas significantes en aguas profundas inciden de direcciones que varían desde el Oeste hasta el Nor-Oeste, sin embargo, el estudio de refracción indicó que pueden esperarse olas significantes mayores desde direcciones de tendencia Sur.

La aproximación al determinar la ola de diseño en aguas reducidas por medio del procedimiento de refracción, decrece cuando las condiciones del fondo son altamente complejas. En tales casos, pueden requerirse observaciones directas durante períodos substanciales para obtener datos de oleaje útiles.

c.13).- Estados de resonancia:

El término "sheiching" u oleaje en puerto se emplea para describir las oscilaciones de un puerto. El oleaje denota un solo movimiento, mientras el "seiche" se refiere a las oscilaciones libres de un cuerpo rodeado por agua. El fenómeno descrito puede ser la oscilación de un puerto en una o más de sus frecuencias armónicas, o puede estar oscilando a las frecuencias del período largo de las olas que lo excitan.

La fuerza generadora o mecanismo de excitación pueden ser vientos variables, golpeteo de olas, un tsunami, oscilaciones de aire, o tormentas.

Generalmente los movimientos verticales son bajos, pero cuando las oscilaciones son alteradas por una tormenta o un tsunami, éstas resultan ser bastante largas. Sin embargo, si éstos movimientos son largos, fácilmente se notarán las

oscilaciones en el puerto, pero si las oscilaciones son de pequeña amplitud es más difícil observarlas. Una de las causas por las cuales es necesario comprender las oscilaciones de los puertos y el mecanismo que las genera, es que los pequeños movimientos verticales son acompañados por movimientos del agua relativamente grandes.

Wemesfelder determinó que los períodos de oscilación, están en función del estado de la marea, así como de la profundidad del agua, siempre y cuando el puerto estuviera oscilando en uno de los períodos naturales. Los períodos de oscilación notorios dependen del tamaño del vaso, variando entre 2 y 3 minutos en algunos puertos y entre 15 y 40 minutos en otros puertos.

Cuando el período del movimiento horizontal coincide con el período natural del oleaje, se presenta el fenómeno de resonancia, el cual resulta en movimientos considerables. Dicho fenómeno, se puede explicar con el siguiente ejemplo: Considérese un recipiente en forma rectangular, de paredes verticales con un fondo plano parcialmente lleno de agua. Al inclinarse ligeramente el recipiente a lo largo de uno de sus ejes, y regresarlo a su posición original, el agua oscilará hacia adelante y hacia atrás en el recipiente. De igual modo se presenta este fenómeno, si el agua en un extremo aumenta en elevación mientras que en el otro extremo disminuye el líquido, y se encuentra oscilando en su frecuencia fundamental, siendo la distancia entre las dos paredes reflectantes igual a la semilongitud de la ola estacionaria.

El período natural se calcula por medio de la siguiente expresión:

$$L = CT$$
$$L = \frac{2 \lambda}{n}$$

sustituyendo, tenemos que:

$$\frac{2 \lambda}{n} = CT$$

$$T_n = \frac{2 \lambda}{nC}$$

donde:

L = longitud de la onda oscilatoria.

$\lambda$  = longitud del vaso.

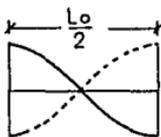
C = velocidad de una ola progresiva (en el período T) en la profundidad de aguas correspondiente a la profundidad de agua en el vaso.

T<sub>n</sub> = período natural.

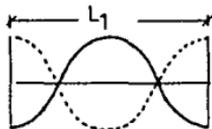
n = orden de la frecuencia armónica (primero, segundo, tercero, etc., donde n = 1, es la primera armónica).

Por medio de los siguientes esquemas, se pueden observar los perfiles de superficie para olas oscilatorias:

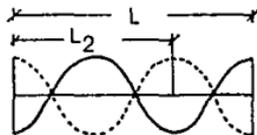
Vaso con orillas cerradas:



I.- Primera  
Armónica.  
(Primer Orden)



II.- Segunda  
Armónica.  
(Segundo Orden)



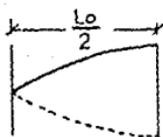
III.- Tercera  
Armónica.  
(Tercer Orden)

Si una de las orillas del vaso estuviera abierta y conectada a un cuerpo de agua grande, de tal manera que el flujo pudiera cruzar a través de la abertura, un nodo podría ocurrir en esta orilla antes de un antinodo, por lo que los períodos naturales están dados por la siguiente ecuación:

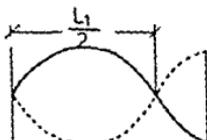
$$T_n = \frac{4\lambda}{nC}$$

Donde "n" tiene valores de 1, 3, 5, etc., ya que como el vaso tiene una orilla abierta, el tipo de oscilación también será abierta como se puede ver en los siguientes esquemas de los perfiles de superficie de olas oscilatorias:

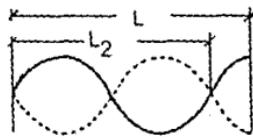
VASO CON UNA ORILLA ABIERTA:



I.- Primera Armónica.  
(Primer Orden)



II.- Tercera Armónica.  
(Segundo Orden)



III.- Quinta Armónica.  
(Tercer Orden)

Si la longitud de las olas es muy grande comparada con la profundidad del agua, el parámetro "C" se puede determinar con la expresión  $C = \sqrt{gd}$ . Si se conocen las dimensiones de un puerto, muchos de los períodos naturales pueden ser obtenidos.

Un vaso también puede oscilar entre ambos pares de paredes simultáneamente. Esta oscilación resulta en patrones complejos, ya que los puertos reales no tienen una profundidad uniforme, las paredes usualmente no forman ángulos rectos,

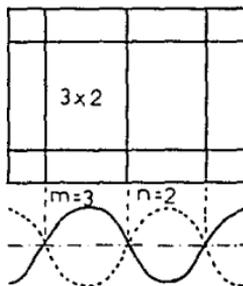
además de que existen aperturas al mar por las cuales inciden olas largas. Si un vaso rectangular oscila en su dirección longitudinal y transversal, Lamb determinó que el período está dado por la siguiente ecuación:

$$T_{mn} = \frac{2 \lambda}{c \sqrt{m^2 + \left(\frac{\lambda n}{B}\right)^2}}$$

donde:

B = anchura del vaso

m, n = enteros de posibles valores de 1, 2, 3, etc., definiendo el nodo de la oscilación en los ejes longitudinal y transversal respectivamente, como se puede observar en los siguientes esquemas:



En base a los factores mencionados, el ingeniero dedicado al diseño de obras marítimas debe tomar en consideración las siguientes recomendaciones:

- \* Definir las direcciones de donde proviene el oleaje dominante para proporcionar protección, a menos que sea muy baja su frecuencia.
- \* Contar con protección adecuada contra la dirección del oleaje reinante, para poder disponer de las obras óptimamente.
- \* Orientar a las estructuras de tal modo, que la dirección y energía del oleaje que ataquen, sea de baja intensidad y de poca frecuencia.

d).- Corrientes:

La presión ejercida por la corriente está dada por la siguiente expresión:

$$P_c = \frac{(W)(V^2)}{2G}$$

donde:

$P_c$  = presión ejercida por la corriente, en  $kg/m^2$

$W$  = densidad del agua, en  $kg/m^3$

$V$  = velocidad de la corriente, en  $m/seg$

G = aceleración de la gravedad en  $m/seg^2$

Esta presión se aplica al área comprendida debajo de la línea de flotación del barco, cuando éste se encuentra totalmente cargado. Cuando la embarcación está atracada paralelamente a la corriente, ésta no se toma en consideración.

Las causas que generan a las corrientes son, la acción del viento local, variaciones locales de presión, diferencias de salinidad y de densidad.

Para obtener la dirección, ubicación y velocidad de las corrientes, se pueden llevar a cabo los siguientes procedimientos:

I.- Colocar en el interior de una bolsa de papel un puñado de arena con una cucharada de un producto químico cristalino llamado fluoresceína, soltándola en el sitio de estudio. Al entrar en contacto la fluoresceína con el agua, se disuelve y aparece una mancha brillante de color verde amarillento; mediante puntos previamente determinados en la playa se localiza el movimiento de la mancha, anotando el tiempo y la distancia, obteniéndose así, su velocidad.

II.- Utilizar flotadores, los cuales están constituidos de una banderola con un vaso de aluminio de color brillante en su parte exterior, y de una aleta en su parte sumergida que mueve al flotador en la dirección de la corriente. (Ver la Fig. 4.9). Al moverse los flotadores, se localizan por medio

de intersecciones, tomando el tiempo de recorrido y sincronizado los cronómetros de los observadores.

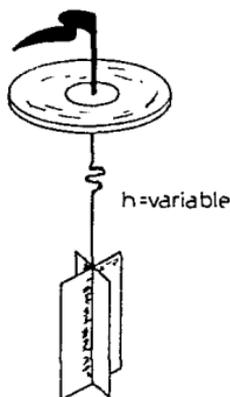


Fig. 4.9 Flotador.

III.- Emplear el corrientógrafo, que es un aparato que mide la velocidad y dirección de las corrientes. Está constituido de dos partes unidas por unos cables conductores, y son: una parte sumergida que es el transmisor, y una parte exterior que es el receptor en donde se registra la velocidad y dirección de la corriente. El transmisor consta de un molinete que manda una señal hacia el receptor en donde se registran los resultados en un rollo de papel. Además consta de un mecanismo que define la dirección de la corriente con respecto al norte, mediante una brújula que se encuentra en el interior de una caja hermética; una cola estabilizadora para lograr la horizontalidad, con una aleta que orienta al aparato en el sentido de la corriente. Este aparato sólo se deposita en:

el lugar de estudio y se recoge en el tiempo señalado. (Ver Fig. 4.10).

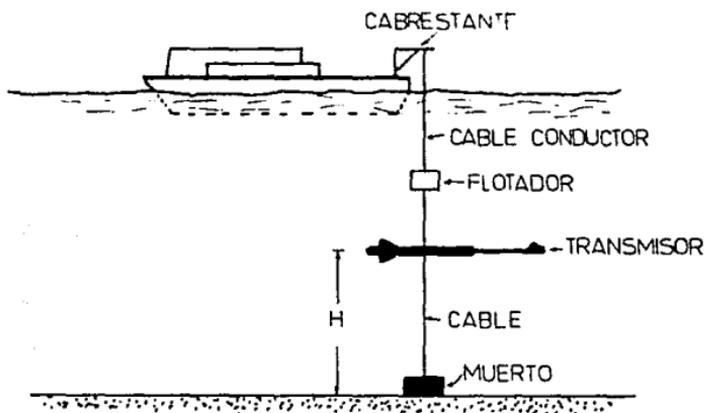


Fig. 4.10 Corrientógrafo.

e).- Cargas Muertas y Cargas Vivas:

Las cargas verticales consisten en el peso muerto de la estructura, denominada carga muerta; y la carga viva, la cual generalmente consiste en una carga uniformemente distribuida y de cargas de vehículos sobre ruedas, ya sea, camiones, ferrocarriles, grúas y maquinaria. En la figura 4.11 se muestran las cargas correspondientes a varios tipos de vehículos. En el caso de que se utilicen grúas fijas, giratorias, sobre rieles, o de cualquier otro tipo, el fabricante debe proporcionar un plano de cargas para definir el diseño de la cimentación.

La carga viva uniformemente distribuida varía entre 1.3 Ton/m<sup>2</sup> y 5 Ton/m<sup>2</sup> del área total de la plataforma del muelle, siendo que el valor más pequeño es empleado para el diseño de muelles petroleros y estructuras similares que manejan productos empacados por medio de bandas transportadoras o tuberías.

La tendencia en los últimos años, ha determinado que en el diseño de muelles de carga, el valor de la carga viva debe fluctuar entre 3 Ton/m<sup>2</sup> y 4 Ton/m<sup>2</sup>. Para atracaderos que manejan metales pesados y contenedores, pueden ser diseñados para más de 5 Ton/m<sup>2</sup>.

La carga viva uniformemente distribuida, determinará el diseño de los pilotes, así como de la plataforma del muelle, mientras que la carga concentrada de los vehículos, incluyendo el impacto, determinaran el diseño de los elementos transversales del muelle (trabes y vigas) y de la pantalla de atraque. En algunas ocasiones se reduce una tercera parte de la carga viva uniformemente distribuida en el diseño de los pilotes, de la plataforma del muelle y de las trabes. Esto se basa en la suposición de que toda el área completa de la plataforma del muelle no se encuentra cargada en su totalidad en un mismo instante.

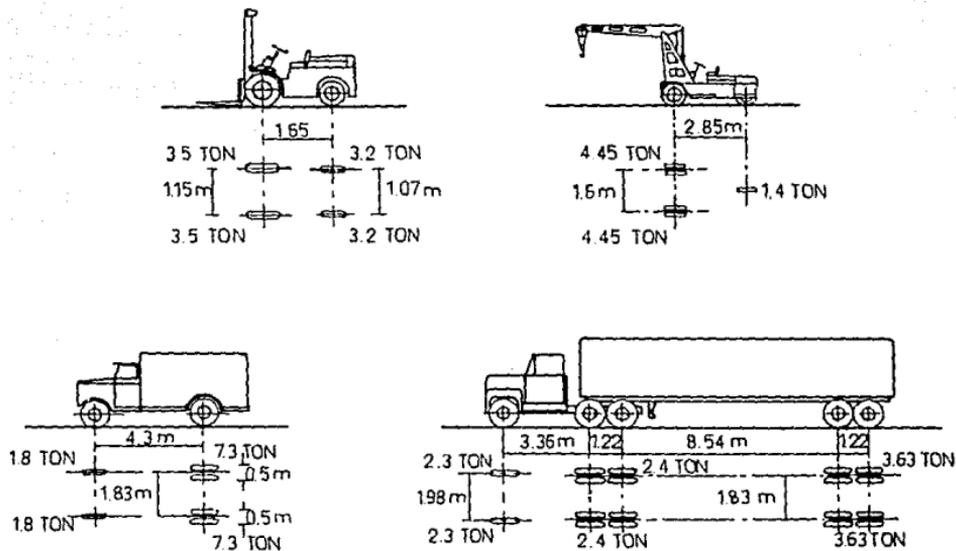


Fig. 4.11 Cargas concentradas correspondientes a cada uno de los vehículos ilustrados.

f).- Cargas producidas por el efecto del sismo:

La fuerza horizontal producida por el sismo se obtiene con la siguiente expresión:

$$F_s = k_s (W_{cm} + 50\% W_{cv})$$

donde:

$F_s$  = Fuerza sísmica de acuerdo a la regionalización sísmica del Instituto de Geofísica de la U.N.A.M.

$W_{cm}$  = Peso total de la carga muerta de la estructura, en Ton.

$W_{cv}$  = Peso total de la carga viva generada en la estructura en ton.

Si un conjunto de pilotes es empleado para tomar las fuerzas laterales, éstos deben ser examinados para determinar si son capaces de soportar la fuerza horizontal producida por el sismo, sin incrementar su capacidad de carga en más del 30%; de otra manera, se necesitarán añadir pilotes adicionales.

g).- Impactos producidos por el atraque de Embarcaciones:

El impacto de las embarcaciones produce cargas laterales de sumo interés en el diseño de muelles, las cuales, deben

de ser soportadas por el muelle a diseñar. Básicamente éste tipo de cargas se presentan en 2 maneras:

- \* Atraque en condiciones normales: las fuerzas estarán en función de las condiciones de la marea, pero generalmente puede considerarse el viento.
- \* Atraque accidental en condiciones excepcionales.

El diseño de una estructura que sea capaz de soportar una colisión de proa a popa sin que se produzca ningún daño, resulta antieconómico.

El estudio de la estabilidad de un muelle en general, comprende los siguientes aspectos:

- I.- Determinar la magnitud y dirección del impacto.
- II.- Determinar los esfuerzos en el muelle u otra estructura, causados por el impacto lateral que reciben.
- III.- Calcular la proporción de energía cinética de la embarcación que será transmitida y absorbida por el muelle y las defensas en el momento del impacto.
- IV.- Determinar la cantidad de energía cinética que absorberán

las defensas, así como su diseño.

Debido a que los impactos suceden bajo un sin número de condiciones, se han ejecutado observaciones, investigaciones y recolección de datos de impactos reales en los últimos años, para su medición y observación práctica.

Recordando el concepto de lo que es un impacto elástico, en el cual se establece que, durante el impacto entre 2 cuerpos, las deformaciones continúan hasta que la energía cinética del cuerpo que ocasiona el impacto se ha gastado en el trabajo de deformación interna. De esta manera, el principio de la absorción de impactos de embarcaciones en donde la energía cinética se emplea en deformar la estructura o una parte de ella, y si sucede elásticamente, ésta regresará a su posición inicial cuando la energía se haya absorbido en su totalidad, es decir, la embarcación llega al reposo y ha dejado de apoyarse en la estructura. La masa que compone la estructura es apta para reducir la energía cinética de la embarcación, ya que la estructura debe resistir la inercia antes de vencer el movimiento. De tal modo, que en muelles de muros de gravedad con un relleno posterior, el impacto no es un factor necesario a considerar, únicamente con el propósito de proteger a la embarcación y evitar un daño local en la estructura. En muelles cimentados sobre pilotes, en donde la masa es mucho menor, el impacto de las embarcaciones es de vital importancia para su diseño.

Existen normalmente tres posibilidades para que una embarcación pueda atracar y hacer contacto con un muelle u

otro tipo de obra marítima y son:

I.- Un impacto de punta.

II.- Un impacto de lado, esto es, paralelo a la banda de atraque.

III.- Un impacto por el cuarto de la embarcación a cierto ángulo con la estructura.

En raras ocasiones un barco realiza impactos de punta, sólo en el caso de que se suscite un accidente. Una embarcación con una marea considerable, normalmente atraque por el primer cuarto de su longitud a cierto ángulo con el muelle, cabeceando contra la marea y sigue con un impacto de lado, paralela a la banda de atraque, cuando la marea balancea a la embarcación hacia el muelle. El barco en el momento de atracar puede rebotar en el primer impacto, moviéndose una cierta distancia hacia adelante, y volver a hacer contacto con el cuarto o deslizarse a lo largo de la banda de atraque, para hacer contacto finalmente a todo lo largo. En aguas tranquilas la embarcación toca primero en el cuarto con un pequeño ángulo, pero por lo general el contacto se hace a todo lo largo. Frecuentemente, la cubierta del muelle o la parte superior de las defensas son las que reciben el primer impacto. En realidad, la energía cinética total de la embarcación no se transmite hacia la estructura, excepto en los impactos de punta y posiblemente en algunos impactos de lado. Al no utilizarse amarras inmediatamente, rebota el barco y gran parte de la energía se transforma en resistencia del agua.

El cálculo del impacto de una embarcación está en función del ángulo  $\gamma$  de la velocidad de atraque, así como también del desplazamiento a plena carga. Si no se conoce éste último, se puede obtener aproximadamente con la siguiente expresión:

$$W = K (M \times E \times C)$$

donde:

W = Desplazamiento de la embarcación a plena carga, en ton.

M = Manga del barco, en m.

E = Eslora del barco, en m.

C = Calado del barco, en m.

K = Coeficiente en función de las dimensiones del barco, teniendo los siguientes valores:

0.08 a 0.85 ---- embarcaciones pequeñas de carga.

0.75 a 0.80 ---- embarcaciones pequeñas rápidas de carga.

0.70 a 0.75 ---- grandes embarcaciones de carga.

0.65 a 0.70 ---- grandes embarcaciones rápidas de carga.

0.60 a 0.65 ---- grandes embarcaciones rápidas de pasajeros.

La energía de la embarcación consta de 2 componentes, una transversal  $(C_1)(W/2g)(V\text{sen}\theta)^2$ , y otra longitudinal  $(C_2)(W/2g)(V\text{cos}\theta)^2$ , en donde  $C_1$  y  $C_2$  son coeficientes menores

de la unidad;  $W$  es el desplazamiento de la embarcación, en ton;  $V$  es la velocidad de atraque, en m/s; y  $\theta$  es el ángulo de atraque. (Véase la Fig. 4.12)

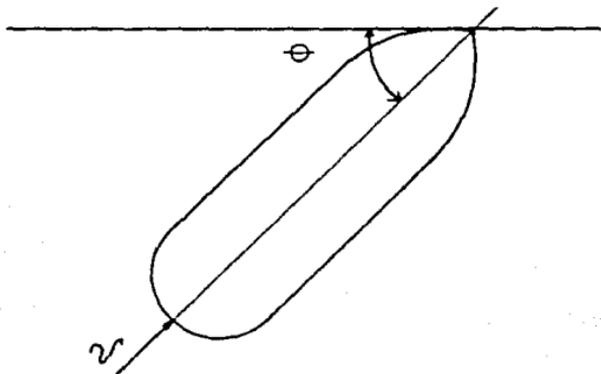


Fig. 4.12 Barco atracando.

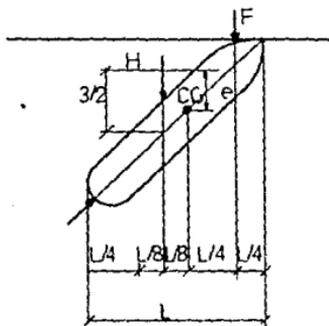
Esta energía se absorbe de varias maneras para llegar al reposo, y son las siguientes:

- I.- Trabajo de deformación de la propia embarcación, de la estructura de atraque y de las defensas.
- II.- Resistencia de la fricción del agua durante los cambios de dirección del barco.
- III.- Calor producido por la fricción existente entre la embarcación, la estructura y las defensas, presentándose esto, durante el deslizamiento del barco a lo largo del paramento de atraque mientras se alcanza el reposo.

#### IV.- Restricción de los cables de las amarras.

Si en el momento de atracar un barco, se asegura una amarra de la parte delantera, jalándose la embarcación hacia el muelle, se presentará un deslizamiento longitudinal, transformándose así la componente longitudinal de la energía en fricción de las defensas, resistencia del agua, y tensión de los cables. Posteriormente, si se despega el barco, la tensión de los cables sobre el atracadero será de sentido transversal opuesto al del impacto y del mismo sentido longitudinalmente, lo cual, únicamente sucede en muy pocas ocasiones, al igual que cuando no se utilizan amarras, en éste caso la embarcación rebota y la energía se transforma en resistencia del agua. Únicamente cuando se presentan impactos de punta, o se pega con la popa, se tienen ángulos de atraque entre  $40^\circ$  y  $90^\circ$ .

La fuerza de diseño más desfavorable generada por la embarcación, se calcula de la siguiente manera:



F → Reacción al impacto transversal.

H → Resistencia del agua.

Debido a que la velocidad angular es constante, la aceleración angular es cero, por tanto:

$$\Sigma M_{cg} = 0$$

$$F(L/4) = H(L/8)$$

$$\therefore H = 2F$$

$$F = \frac{H}{2} \quad \dots (1)$$

Para lograr que el barco se encuentre en reposo, se debe presentar un movimiento uniformemente decelerado, entonces:

$v^2 = 2 e \bar{a}$ , en donde  $\bar{a}$  = aceleración del centro de gravedad

Energía Total =  $E_t = \frac{1}{2} m v^2$ , donde  $m$  = masa.

$$E_t = \frac{1}{2} m (2 e \bar{a})$$

$$E_t = m e \bar{a} \quad \dots (2)$$

En base al principio del movimiento del centro de masa, tenemos:

$$F + H = m \bar{a} \quad \dots (3)$$

Sustituyendo la ecuación (1) en la ecuación (3).

$$\frac{H}{2} + H = m \bar{a}$$

$$\frac{3H}{2} = m \bar{a}$$

$$\therefore H = \frac{2}{3} m \bar{a}$$

Por lo tanto, la energía absorbida por el agua es:

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

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

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

$$E_h = \frac{1}{2} E_t$$

Por tanto, el impacto toma únicamente la energía restante, esto es:

$$E_f = \frac{1}{2} E_t$$

Basándose R.R. Minikin en sus experimentos, determinó que solamente del 18% al 27% de la energía cinética total de la embarcación se transmite directamente hacia el muelle por un impacto de punta, con el inconveniente de que puede voltearse el barco, debido a que el ángulo de atraque es grande y la velocidad de atraque es baja.

Por medio de la energía cinética total del barco se puede determinar la fuerza de impacto, esto es, si se considera que el sistema de rígideces en serie de la estructura, de las defensas, y del barco, absorberá dicha energía. La rigidez de las defensas está en función de su tipo, y se determina mediante tanteos a partir de las gráficas que el fabricante proporciona, y la rigidez del barco no se toma en consideración por ser muy pequeña.

A. Pagés determinó en su estudio de impactos oblicuos,

que la energía cinética de la embarcación, se reduce a la mitad cuando el barco atraca de lado y a 1/5 cuando atraca en uno de los extremos.

R.R. Minikin y H.T. Horsfield, han demostrado que la energía cinética transmitida por el barco hacia la estructura en aguas tranquilas en un impacto de proa, es menor del 50% de la energía cinética total de la embarcación. En cambio Arthur L. Baker propone que para un atraque de proa se considere la energía cinética total, y para impactos laterales solamente el 40% de ésta.

Para que un barco pueda atracar con bastante seguridad, la velocidad máxima del viento debe ser de 12.5 m/seg a 15 m/seg, y para obtener la fuerza producida por la acción del viento, sólo basta aplicar la siguiente expresión:

$$F = K \times S \times (V - U)^2$$

en donde:

F = Fuerza del viento, en Kg.

K = Coeficiente en función de las dimensiones de la embarcación, cuyos valores ya se mencionaron con anterioridad.

S = Superficie expuesta del barco, en m<sup>2</sup>.

V = Velocidad del viento, en m/seg.

U = Velocidad de atraque de la embarcación, en m/seg.

La fuerza retardante que se genera por la resistencia del agua, se determinará con la siguiente fórmula:

$$Pr = Kf \times Ss \times U^2$$

en donde:

Pr = Fuerza retardante, en kg

Kf = 60

Ss = Area de la superficie sumergida, en m<sup>2</sup>

Generalmente, en el diseño de obras marítimas, se considera una velocidad de atraque de  $U = 0.3$  m/seg, y una velocidad máxima del viento  $V = 15$  m/seg, pero en algunas ocasiones se toma la velocidad establecida en la carta de vientos máximos para cada una de las regiones del país.

En base a estudios realizados, y de acuerdo con los resultados obtenidos, se determinó que para embarcaciones con un peso muerto (DWT) de 10,000 ton o menos, se tome una energía de atraque para el diseño de muelles de 1.02 ton-m, y para embarcaciones mayores se considera 1.02 ton-m por cada 10,000 ton adicionales.

Una manera simplificada y muy utilizada, para obtener energía de atraque de un barco es, aplicando la siguiente expresión:

$$Ea = \frac{1}{4} \frac{MV^2}{g}$$

donde:

$E_a$  = Energía de atraque, en ton-m

$V$  = Velocidad de atraque, en m/seg

$g$  = Aceleración de la gravedad, en m/seg<sup>2</sup>

$M$  = Masa virtual, en ton.

$$M = m_1 + m_2$$

donde:

$m_1$  = desplazamiento del barco a plena carga, en ton.

$m_2$  = masa adicional

$$m_2 = \frac{1}{2} \pi (\text{Cal Max})(E)(\rho)$$

donde:

Cal.Max. = Calado Máximo de la embarcación, en m.

$E$  = Eslora del barco, en m

$\rho$  = Densidad del agua del mar, en ton/m<sup>3</sup>

Existen diversas fórmulas, gráficas y métodos teóricos para la obtención de la velocidad, la energía y el impacto durante el atraque de un barco. Los conceptos mencionados en éste inciso, son los más utilizados en el estudio y diseño de obras portuarias.

La energía de atraque de la embarcación, de acuerdo a los estudios y pruebas realizadas, nunca se transmite en su totalidad hacia la estructura, exceptuando los impactos de proa en los que no se tenga confianza en el modo en el que se absorberá la energía. Al considerar que se transmite únicamente la mitad de la energía de atraque, se coloca uno del lado de la seguridad, sin embargo se requiere de un mayor número de investigaciones para comprender y aplicar un criterio adecuado para la transmisión y absorción de energía.

h).- Fuerzas producidas en las amarras:

En la fig. 4.13 se muestra la posición de las amarras de una embarcación atracada en un muelle.

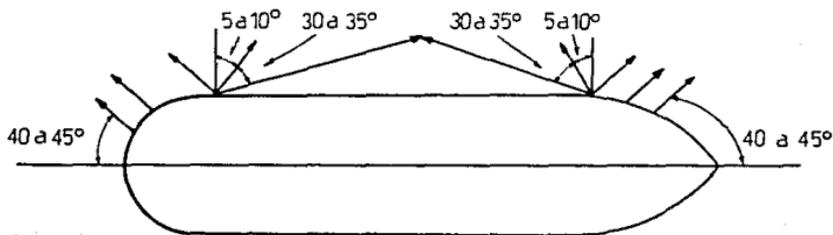
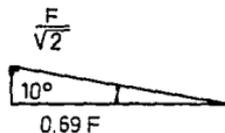
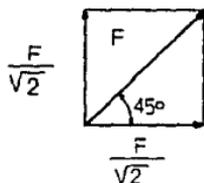


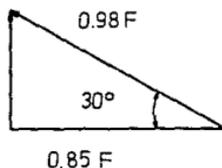
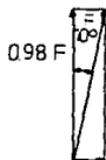
Fig. 4.13 Barco atracando.

h.1).- Fuerzas en las amarras de proa y de popa:



Por lo que la fuerza a soportar transversalmente que se emplea en el diseño, es la obtenida por el producto de 0.69 por la magnitud de la resistencia total del cable.

h.2).- Fuerzas en las líneas de los lados:



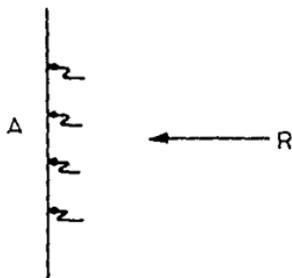
Por lo tanto, la fuerza soportada transversalmente utilizada en el diseño, está dada por el producto de 0.85 por

la magnitud de la resistencia del cable.

h.3).- Efecto del viento y la corriente:

Si un fluido con una velocidad  $V$ , choca contra una superficie, se presentará una transformación de carga de velocidad en carga de presión.

Por tanto:



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

donde:

$R$  = Fuerza contra la superficie.

$\rho$  = Densidad del agua de mar.

A = Area del barco expuesta a la corriente o al viento.

V = Velocidad del viento o corriente.

g = Aceleración de la gravedad.

Considerando el coeficiente de arrastre "C", determinado en base a la experiencia, se tiene:

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

Despejando, tenemos que la fuerza que actúa contra la superficie es:

$$R = \frac{1}{2} v^2 \rho AC$$

De acuerdo a los estudios realizados por investigadores del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M., en combinación con el Servicio Meteorológico Nacional, determinaron las siguientes expresiones que corresponden a las fuerzas generadas por la embarcación cuando ésta ya se encuentra atracada y amarrada debido a la acción de la corriente y del viento.

La fuerza del viento que actúa perpendicularmente al eje de la embarcación se puede obtener aplicando la siguiente relación:

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

donde:

R = Fuerza del viento contra la superficie expuesta, en Ton.

L = Eslora en la línea de flotación, en pies.

d = Calado medio, en pies.

D = Profundidad de la cubierta principal, en pies.

V = Velocidad del viento, en nudos.

La fuerza de la corriente actuando en la dirección del eje de la embarcación, está dada por:

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

donde:

R = Fuerza contra la superficie expuesta, en Ton.

S = Área de la superficie mojada, en Ft<sup>2</sup>.

V = Velocidad de la corriente, en nudos.

Para determinar el área de la superficie mojada, se aplica la expresión siguiente:

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

donde:

W = Desplazamiento del barco, en ton.

L = Eslora sobre la línea de flotación, en pies.

La fuerza de la corriente que actúa perpendicularmente al eje de la embarcación, está dada por la relación:

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

donde:

R = Fuerza contra la superficie expuesta, en ton.

A = Area lateral proyectada bajo el agua, en Ft<sup>2</sup>.

V = Velocidad de la corriente, en nudos.

## CAPITULO V

### ESTUDIO DE LA CIMENTACION:

#### 1.- INTRODUCCION:

El determinar el tipo de cimentación para una estructura marítima, depende de diversos factores, como su función, las condiciones del subsuelo, las cargas que debe soportar, y el costo de la cimentación comparado con el de la superestructura. Sin embargo, se pueden hacer otras consideraciones, pero las anteriores son las principales.

Debido a las relaciones existentes entre estos factores, generalmente pueden obtenerse varias soluciones para cada problema de cimentación. Cuando diferentes ingenieros con su experiencia se ven ante una situación dada, pueden llegar a conclusiones algo diferentes, por lo tanto, el criterio juega un papel importante en la Ingeniería de Cimentaciones.

Cuando un ingeniero experimentado empieza a estudiar una obra nueva, casi instintivamente desecha los tipos más inadecuados de cimentación y se concentra en los más prometedores. Cuando su elección se ha limitado a unas cuantas cimentaciones que se adaptan bien a las condiciones del subsuelo y a la función de la estructura, estudia la economía relativa de estas selecciones, antes de tomar la decisión final.

Los ingenieros con menos experiencia pueden seguir un procedimiento semejante, sin peligro de cometer errores serios, si aprovechan los resultados de los estudios científicos y el trabajo experimental de otros; sin embargo, debe estar organizada de manera lógica esta información para que sea útil.

Para elegir el tipo de cimentación más adecuado el ingeniero debe seguir los siguientes lineamientos:

- \* Obtener cuando menos, información aproximada con respecto a la naturaleza de las cargas que se van a transmitir a las cimentaciones.
- \* Determinar las condiciones del subsuelo en forma general.

- \* Considerar básicamente cada uno de los tipos acostumbrados de cimentación, para juzgar si pueden construirse en las condiciones prevalecientes; si serían capaces de soportar las cargas necesarias, y si pudieran experimentar asentamientos perjudiciales. En ésta etapa preliminar se eliminan los tipos evidentemente inadecuados.
  
- \* Hacer estudios más detallados y aún anteproyectos de las alternativas más prometedoras. Para hacer estos estudios es necesario tener información adicional con respecto a las cargas y condiciones del subsuelo.

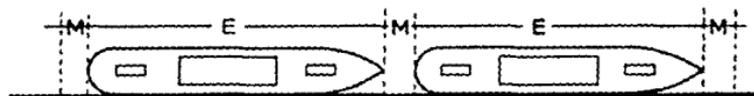
En estos dos últimos pasos, se requiere el conocimiento del comportamiento probable de cada tipo de cimentación para cada tipo de condición del subsuelo.

- \* Preparar una estimación del costo de cada alternativa viable de cimentación, y elegir el tipo que represente la alternativa más aceptable entre el funcionamiento y el costo.

## 2.- LONGITUD Y PROFUNDIDAD A DAR EN LOS MUELLES:

La longitud y área de un muelle, se dimensionan de acuerdo

con el tipo y número de barcos que lleguen a atracar, considerando como factor principal para definir la longitud, la eslora "E" de cada barco, más un espacio entre la proa de uno y la popa de otro igual a una manga "M" de los mismos. Estos espacios dependerán del número de embarcaciones atracadas, siendo el objeto permitir una fácil maniobra de atraque o desatraque; o bien, evitar averías entre las embarcaciones al ceder por alguna circunstancia sus amarres. (Véase la fig. 5.1).



MUELLE  
FIG. 5.1

Para dimensionar el semiancho de una dársena, se debe tomar en cuenta la manga máxima (M) del tipo de barco considerado, más un espacio de agua correspondiente a  $3M$ , en el que se incluye la zona de tránsito para las embarcaciones de servicio tales como: remolcadores, chalanes, barcos cisterna, pontones grúa, etc. La suma de éstos espacios, determinará la semi anchura de la dársena necesaria para entradas y salidas accesibles, como se puede ver en la fig. 5.2

De las dimensiones de los barcos, el calado es el factor

que determina las profundidades a dar en los muelles o la modificación de las ya existentes cuando así se necesite.

Originalmente se utilizaban como puertos los sitios abrigados en forma natural y las embarcaciones se adaptaban a los tirantes de agua existentes. Al desarrollarse el comercio, se presentó la necesidad de utilizar embarcaciones de mayores dimensiones, por lo que fue indispensable adaptar los puertos, efectuando los dragados necesarios para permitir un fácil acceso.

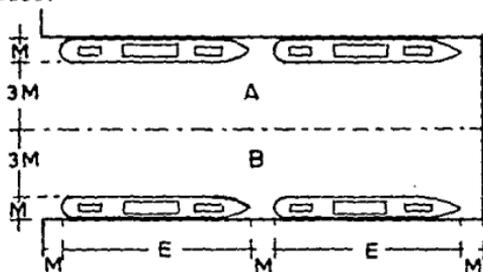


Fig. 5.2 Dimensionamiento de una dársena.

El aumento del tirante de agua proporciona entre otras cosas, las siguientes ventajas:

- \* Permitir que los navíos entren y salgan a plena carga.
- \* Evitar que los barcos tengan que esperar la alta marea para entrar o salir del puerto.

- \* Reducir a un mínimo las averías de las embarcaciones.
- \* Fomentar nuevo tráfico al proporcionar mayor seguridad dentro del puerto.

Las condiciones que deben considerarse al fijar las profundidades son:

- I.- El calado de las embarcaciones mayores que frecuenten el muelle a plena carga.
- II.- La consistencia del material que constituye el fondo submarino. Si se tienen fondos suaves como arcilla, limo o arena suelta, y el casco del barco toca fondo, no sufrirá averías de consideración, por lo que el tirante libre necesario que debe haber entre la quilla del buque y el fondo será de 40 cms. como mínimo. Cuando se tienen fondos duros (rocosos principalmente), se deberá evitar que la embarcación toque el fondo en cualquier condición, para lo cual el tirante libre de agua necesario será de 90 cm.
- III.- El estado del oleaje y la velocidad a la que navega el buque en la zona considerada.

Habrá que considerar una profundidad suplementaria igual a la mitad de la altura de la ola que se tenga en el lugar que se analice. La velocidad que desarrollan las embarcaciones dentro del puerto, dan lugar a un asentamiento de aproximadamente 70 cm, por lo que es necesario dejar un tirante de agua suplementario del mismo valor.

Concretando, la profundidad requerida en cada caso será la suma de el calado de la máxima embarcación que llegue al muelle a plena carga, más un tirante suplementario que resulte de analizar para cada sitio, las condiciones mencionadas; la experiencia aconseja que el tirante suplementario nunca sea menor a 1 m. En todo caso habrá que preveer para un futuro, el arribo de embarcaciones mayores de acuerdo con el desarrollo general del puerto.

En aquellos sitios en donde exista tendencia al azolve, es conveniente al efectuar el dragado, dar mayor profundidad a la mínima necesaria, con el propósito de disponer de margen suficiente para que los dragados de conservación sean a lapsos mayores. Las profundidades estarán referidas al nivel promedio de mareas bajas, teniéndose así un margen de seguridad proporcionado por la marea en el lugar.

En aquellos muelles que tengan una actividad marítima de poca importancia, podrán darse profundidades menores que las mencionadas, tomando en consideración únicamente la amplitud de las mareas; los buques de mayor calado, tendrán que esperar la presencia de las altas mareas para su arribo.

### 3.- ESTUDIOS NECESARIOS PARA DETERMINAR EL TIPO DE CIMENTACION:

#### a).- Estudios Geofísicos:

En los últimos años se han desarrollado técnicas mediante la utilización de equipo electrónico de alta resolución acústica para conocer la estratigrafía del subsuelo marino, así como para determinar la existencia de estructuras geológicas que por su origen y características presenten riesgos para la cimentación de estructuras dentro del mar.

Es por esto que se han realizado estudios geofísicos para determinar las propiedades del suelo y subsuelo marino. Estos requieren del uso simultáneo de tres tipos de equipo: los destinados a conformar el fondo marino, otros a investigar el tirante de agua, y los que exploran el subsuelo.

Un típico estudio geofísico consiste en la ejecución de líneas de exploración espaciadas 150 metros, formando una retícula a través del sitio en estudio. Para que se ejecuten los estudios en el lugar planeado se utiliza un sistema de posicionamiento, siendo los principales instrumentos empleados en los estudios los siguientes:

- \* Ecosonda.
- \* Transductor Sintonizado.
- \* Sonar de barrido lateral.
- \* Perfilador electromecánico.
- \* Perfilador profundo.
- \* Magnómetro.

El trabajo de gabinete se inicia con la obtención de planos, así como de perfiles que se procesan en base al desarrollo e interpretación de los sistemas aplicados. Los planos que arroja la interpretación son los siguientes:

- I.- Planos de Posicionamiento.
- II.- Planos Batimétricos.
- III.- Planos de Isopacas.
- IV.- Planos de riesgos para construcción.
- V.- Fondo del mar.
- VI.- Corales.
- VII.- Roca.
- VIII.- Perfiles.

b).- Estudios de Mecánica de Suelos:

Por medio de los estudios de mecánica de suelos, es posible conocer las propiedades mecánicas e índice de los suelos, para con ellos poder diseñar la cimentación.

b.1).- Obtención de muestras:

Los métodos de extracción de muestras en el subsuelo marino que se realizan con mayor frecuencia son:

- I.- Explotación y muestreo desde un soporte superficial.
- II.- Extractores de corazón rotatorios operados a control remoto.
- III.- Extractores de corazones operados por buzos.
- IV.- Extractores de corazones de gravedad.

b.2).- Pruebas de Laboratorio:

Para efectuar ensayos preliminares que nos permitan determinar de manera directa los parámetros de resistencia, deformabilidad, o cualquier otro dato que se necesite para conocer a priori las características de los suelos, es necesario efectuar las siguientes pruebas:

- I.- Límites de Atterberg:
  - Límite líquido.
  - Límite Plástico.
  - Índice de Plasticidad.
- II.- Densidad de sólidos.
- III.- Granulometría.
- IV.- Prueba al corte directo
- V.- Prueba de compresión axial.
- VI.- Prueba triaxial rápida.
- VII.- Prueba triaxial rápida consolidada.
- VIII.- Prueba triaxial lenta.
- IX.- Prueba de consolidación.

b.3).- Pruebas in Situ:

Las pruebas efectuadas in situ que se llevan a cabo, son las siguientes:

- I.- Prueba de penetración      ándar dinámica.
- II.- Penetrómetro holandés de cono.
- III.- Torcómetro.
- IV.- Veleta.

En las referencias N° 1, N° 4, N° 5, N° 6 y N° 7, se pueden estudiar los conceptos referentes a la estabilidad general de taludes, presión de tierras ejercida sobre la estructura, filtración y redes de flujo.

#### **4.- MUELLES CIMENTADOS SOBRE PILOTES:**

Se usan los pilotes como elementos de cimentación cuando se requiere:

- I.- Transmitir las cargas de una estructura, a través de un espesor de suelo blando o de agua, hasta alcanzar un estrato de suelo resistente que garantice el apoyo adecuado. La forma de trabajo de estos pilotes podría visualizarse como similar a las columnas de una estructura.
- II.- Transmitir la carga a un cierto espesor de suelo blando, utilizando para ello la fricción lateral que se produce entre suelo y pilote.
- III.- Compactar suelos granulares con fines de generación de capacidad de carga.
- IV.- Proporcionar el debido anclaje lateral a ciertas estructuras o resistir las fuerzas laterales que se ejerzan sobre ellas, en estos casos es frecuente recurrir a pilotes inclinados.
- V.- Alcanzar con la cimentación profundidades ya no sujetas a erosión, socavaciones u otros efectos nocivos.

En la fig. 5.3 se puede observar un típico muelle cimentado sobre pilotes.

Los pilotes son elementos esbeltos, que trabajan de 3 maneras:

- I.- De punta: estos pilotes transmiten su carga a un estrato firme, situado a una profundidad determinada.
- II.- Pilotes de fricción: estos pilotes transfieren la mayor parte de su carga por fricción lateral.
- III.- Pilotes mixtos: son aquellos que transfieren parte de su carga por fricción lateral y parte en su punta.

Estudiaremos los pilotes más utilizados en la construcción de muelles, desde el punto de vista de los principales materiales de que están hechos, que incluyen la madera, el concreto, y el acero.

a).- Pilotes de madera:

Probablemente, los pilotes de madera son el tipo que más se usa en todo el mundo. Bajo muchas circunstancias, proporcionan cimentaciones seguras y económicas. Su longitud está limitada por la altura de los árboles disponibles; son

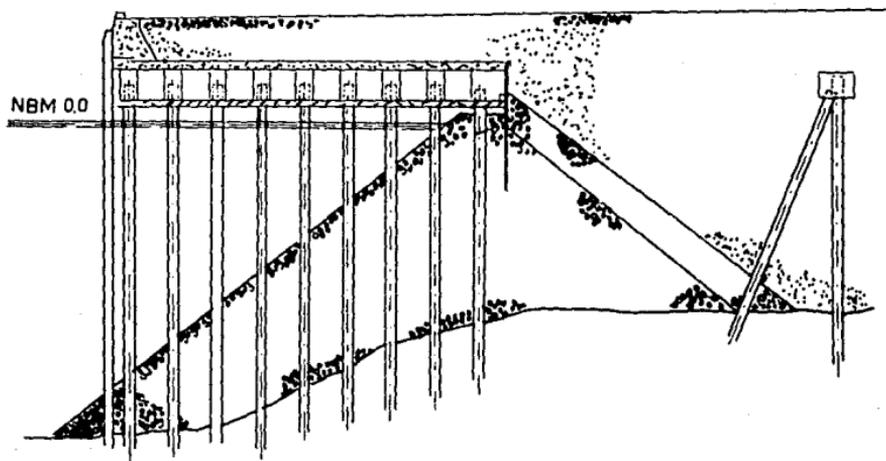


Fig. 5.3 Muelle cimentado sobre pilotes.

comunes los pilotes de longitudes de 12 a 18 m, en tanto que longitudes mayores no pueden obtenerse económicamente en todas las regiones.

Los pilotes de madera no pueden soportar los esfuerzos debidos a un fuerte hincado, en ocasiones necesario para penetrar mantos muy resistentes. Pueden reducirse los daños en las puntas usando regatones de acero, pero para un tipo dado de martinete, el peligro de romper los pilotes puede reducirse mucho únicamente limitando el esfuerzo inducido en la cabeza del pilote y el número de golpes del martillo. Los pilotes de madera no pueden hincarse en suelos de elevada resistencia sin sufrir daño, por lo tanto, rara vez se usan para cargas mayores de 30 toneladas; en muchos sitios la carga de trabajo está restringida a 25 toneladas o menos.

Aunque los pilotes de madera pueden durar indefinidamente cuando están rodeados permanentemente por un suelo saturado, están sujetos a pudrirse arriba de la zona de saturación. En algunos sitios, pueden dañarse o destruirse por insectos como las termitas. La vida de los pilotes de madera, arriba del nivel del agua puede aumentarse mucho tratándolos a presión con creosota. La duración efectiva con este tratamiento se ha estimado que excede a los 40 años.

Los pilotes de madera en aguas estancadas o saladas también están sujetos al ataque por varios organismos marinos como la limnoria y el teredo. El deterioro puede ser completo en unos cuantos años o, en condiciones extremadamente desfavorables, en unos cuantos meses. El tratamiento químico

no parece ser muy efectivo. Por lo tanto, se deberán realizar investigaciones completas de que no existen organismos destructivos, para pilotes de madera que queden expuestos en aguas saladas.

b).- Pilotes precolados:

Son éstos probablemente los más utilizados para la construcción de muelles, que cualquier otro tipo de pilotes. Siendo correctamente construidos e hincados, dan un tipo permanente de construcción en agua salada, sin necesidad de manutención.

Sin embargo tienen una limitación en su longitud por los esfuerzos que se producen en su izado. Recientemente el pretensado ha aumentado su longitud.

Al ser hincados los pilotes precolados, como son sólidos de concreto desplazan un volumen igual de suelo por lo que para suelos arcillosos se tiene que tener cuidado, pues remoldean a éste produciendo una pérdida considerable en los esfuerzos cortantes y esfuerzos de fricción, disminuyendo su capacidad de carga.

Los pilotes precolados pueden llevar en la punta, además de acero de refuerzo, una zapata de hierro fundido, para poder ser hincados con mayor facilidad.

Los pilotes precolados son hechos, en patios que deberán ser nivelados, los moldes de los pilotes serán de madera, o en su caso de lámina de acero si van a tener un número considerable de usos. Las juntas deberán ser impermeables, para retener el concreto líquido. Antes de colocar el esqueleto de acero de refuerzo, los moldes deberán ser limpiados y asegurados con calzas para evitar que se muevan.

Por medio de la siguiente expresión, se puede calcular la carga axial permisible para un pilote precolado, en el cual la longitud efectiva no debe ser mayor de diez veces la mínima dimensión lateral del pilote, entonces:

$$P = 0.8 A_g(0.225 f'_c + f_s P_g)$$

donde:

P = carga máxima permisible.

$A_g$  = área total de la sección transversal del concreto.

$f'_c$  = resistencia a la compresión del concreto.

$f_s$  = esfuerzo nominal permisible del refuerzo vertical,  
 $F_s = 0.5 F_y$ .

$P_g$  = relación existente entre el área del refuerzo vertical y el área total del concreto.

Para pilotes precolados cuya longitud efectiva sea mayor de 10 veces la mínima dimensión lateral, la carga máxima permisible será:

$$P' = P(1.3 - \frac{0.031}{t})$$

donde:

l = longitud efectiva del pilote.

t = mínima longitud lateral.

Una vez colado el pilote, éste se tiene que izar y llevar al lugar donde va a ser hincado; para el hincado de pilotes pueden usarse varios métodos:

I.- Martillos de caída libre.

II.- Martillos de acción simple y doble (vapor).

III.- Martillo Diesel.

Para ayudar la hinca de pilotes se utilizan:

\* Chorro de agua a presión.

\* Aire a presión.

La resistencia de un pilote precolado al hincado por medio de un martinete de acción simple está dada por la siguiente expresión, en la cual, las cargas tienen un factor de seguridad de 3, y el martinete y el pilote se consideran como cuerpos inelásticos durante el período de impacto, por tanto:

$$R_u = \frac{AE}{L} \left[ -S + \sqrt{S^2 + \frac{W_r^2 H}{W_r + W_p} \frac{2L}{AE}} \right]$$

donde:

- R<sub>u</sub> = resistencia última al hincado del pilote.
- A = área total de la sección transversal del pilote.
- E = módulo de elasticidad del concreto.
- L = longitud del pilote.
- S = penetración útil del pilote.
- W<sub>r</sub> = peso del martinete.
- W<sub>p</sub> = peso del pilote.
- H = altura de caída del martinete.

En la fig. 5.4 se pueden observar los puntos de izado de pilote precolados, y en la fig. 5.5 los elementos constitutivos de un pilote precolado típico.

c).- Pilotes colados en el lugar:

Estos pilotes son construídos haciendo una perforación en el suelo y llenándolo de concreto posteriormente, o

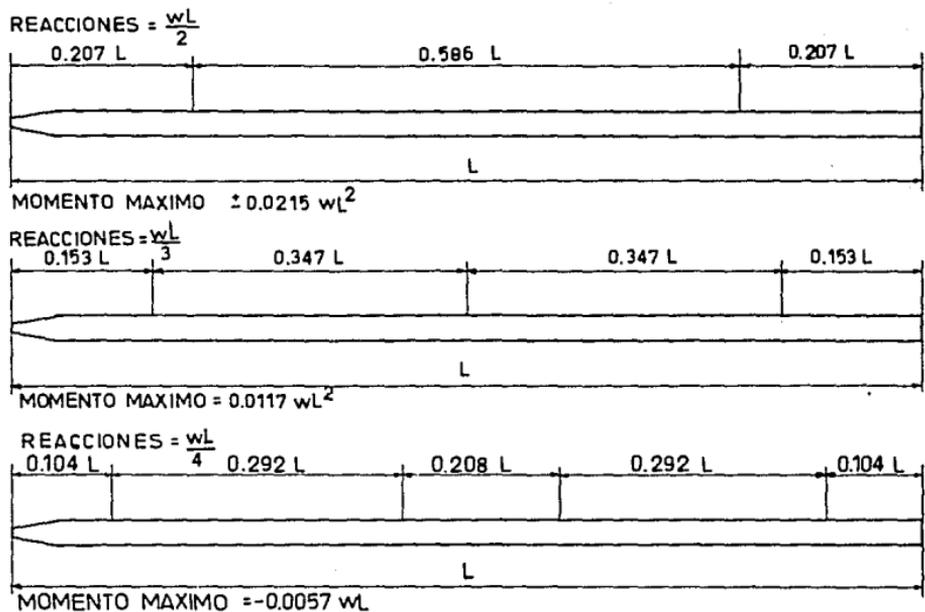


Fig. 5.4 Puntos de izado de pilotes precolados.

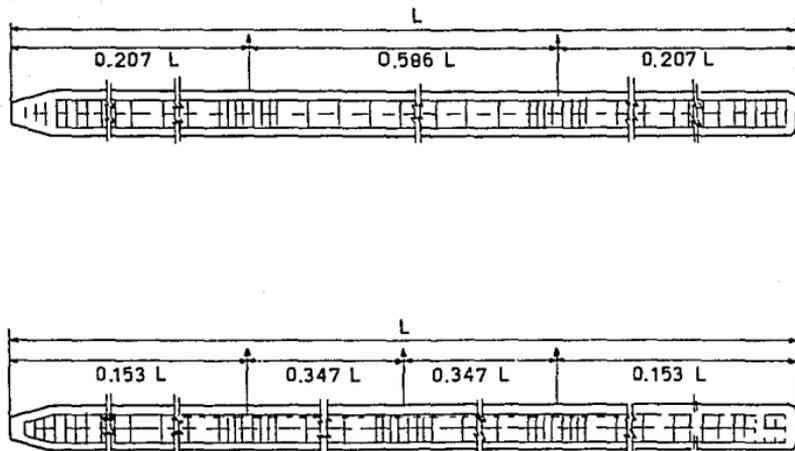


Fig. 5.5 Pilotes precolados.

introduciendo un tubo extrayendo el material para después llenarlo de concreto también.

Han sido utilizados en los últimos años en trabajos muy importantes, y en muchos casos tienen marcadas ventajas sobre los pilotes precolados.

En unos casos el tubo es dejado en tierra y llenado de concreto, y en otros casos éste es extraído, cuando el concreto ha sido vaciado. El sistema para hincar estos tubos, puede ser con martillo, o ayudado con un taladro o chiflón de aire y de agua. Una vez introducido el tubo, se introduce el refuerzo de acero y se coloca en su posición adecuada y entonces se vacía el concreto.

d).- Pilotes preesforzados:

Este tipo de pilotes se emplean en obras marítimas de tales dimensiones, que los pilotes precolados comunes no puedan ser utilizados, debido a su manejo e hincado, resultando antieconómico su uso.

Con el preesforzado se trata de reducir las grietas producidas por tensión durante su manejo e hincado, y de proporcionar resistencia a los esfuerzos de flexión.

Se han desarrollado pilotes huecos cilíndricos

preesforzados de concreto, con diámetros hasta de 1.5 m o más, y espesor de paredes de 10 a 15 cm, para elevadas capacidades. En la fig. 5.6 se pueden observar pilotes preesforzados.

Para determinar la capacidad de carga de pilotes preesforzados, se aplica la siguiente expresión, en la cuál se supone un factor de seguridad de 9, por lo tanto, se tiene:

$$P = \frac{K \uparrow^2 E I}{4 h^2}$$

donde:

P = carga permisible.

I = momento de inercia de la sección

E = módulo de elasticidad del concreto.

K = factor de apoyo, donde K = 1 si se consideran apoyos fijos en ambos extremos, K = 2.25 para un apoyo fijo en un extremo y empotrado en el otro, y K = 4 para empotres en ambos extremos.

h = longitud libre del pilote.

Las sales en el agua de mar y la humedad marina, atacan el refuerzo en los pilotes a través de las grietas en el concreto; al formarse el óxido, el concreto se desconcha. La mayor protección contra ello es usar un concreto que sea denso y de alta calidad. El deterioro de los pilotes de concreto preesforzado no es tan rápido, porque las grietas de tensión se reducen al mínimo.

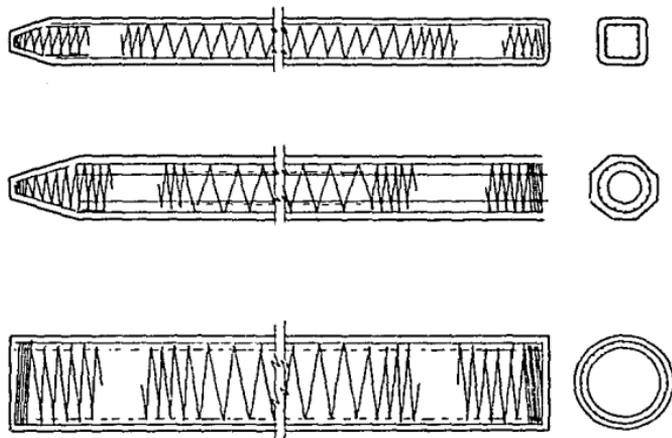


Fig. 5.6 Pilotes preesforzados.

e).- Pilotes de acero:

Se utilizan mucho como pilotes los tubos de acero, que usualmente se llenan de concreto después de hincados, y los perfiles de acero en H cuando las condiciones requieren un hincado violento, longitudes desusadamente grandes, o elevadas cargas de trabajo por pilote.

Los pilotes de perfiles de acero en H (fig. 5. 7), penetran en el terreno más fácilmente que otros tipos, en parte porque desalojan relativamente poco material. En consecuencia, se usan frecuentemente para alcanzar un estrato de gran capacidad de carga a gran profundidad. Si el hincado es difícil, y especialmente si el material superior contiene obstrucciones o gravas gruesas, es probable que los patines se dañen y los pilotes se tuerzan o se doblen. Pueden producirse pocos defectos serios si pueden notarse los síntomas durante el hincado. Cuando las condiciones sugieran la posibilidad de estos daños, las puntas de los pilotes deben reforzarse con una zapata de hierro fundido.

El diámetro de los pilotes de tubo varía usualmente de 25 a 75 cm. El espesor de las paredes rara vez es inferior a 2.5 mm, y usualmente, se hincan tubos con espesores hasta de 4.5 mm con mandril. Si el espesor de las paredes excede de 2.5 a 3.2 mm, puede considerarse que el acero participa con el concreto en el soporte de las cargas estructurales. Si los pilotes se hincan con el extremo abierto, deben limpiarse antes de llenarlos de concreto. Ordinariamente, están cerrados en el extremo inferior, casi siempre con una placa.

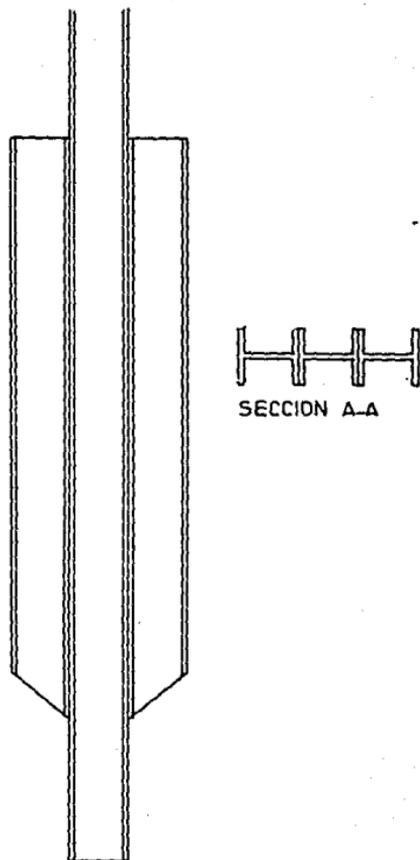


Fig. 5.7 Pilote de acero.

Los pilotes de perfiles de acero en H, usualmente son hincados con martinetes de acción simple, por lo que para determinar su resistencia al hincado se aplica la siguiente ecuación:

$$R = \frac{2 E}{S + 0.3 P/W}$$

donde:

- R = resistencia permisible
- S = penetración promedio por golpe, para los últimos cinco golpes.
- E = energía por golpe.
- P = peso del pilote.
- W = peso del martinete.

Cuando el peso del pilote es igual al peso del martinete, en el caso de pilotes precolados, la resistencia al hincado será  $R = 2E/(S + 0.3)$ , la cual es una modificación de la ecuación anterior, y en el caso en el que el peso del pilote sea mucho menor que el peso del martinete, esto es, para pilotes de madera, la resistencia al hincado es igual a  $R = 2E/(S + 0.1)$ .

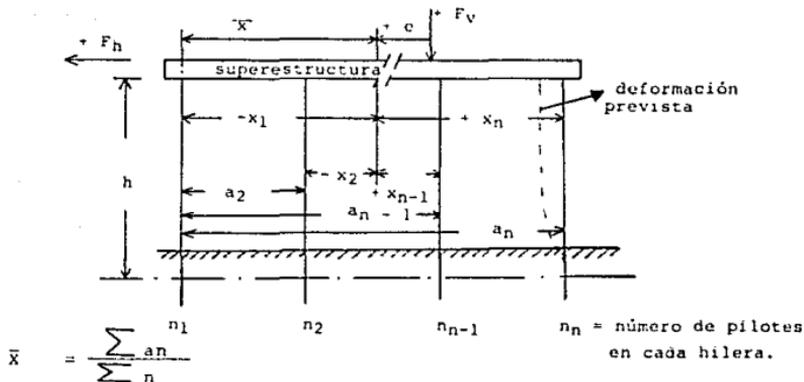
Los pilotes de acero están sujetos a la corrosión. El deterioro es insignificante, si todo el pilote se encuentra enterrado en una formación natural, pero puede ser intenso en algunos rellenos debido al oxígeno atrapado. Además, puede esperarse un ataque considerado entre los niveles de las mareas del agua de mar, y arriba de la alta marea donde el pilote

queca sujeto al ataque de las sales. Posiblemente sea necesario consultar especialistas para determinar la posibilidad de daño y para elegir métodos de defensa apropiados. Los recubrimientos epóxicos son efectivos y no se dañan con facilidad con el hincado. Así mismo, una buena protección es recubrir las zonas vulnerables con concreto.

f).- Análisis de cargas:

Para realizar el análisis de las cargas que actúan sobre un muelle cimentado sobre un grupo de pilotes, se aplica el método de Reynolds, el cual se explica a continuación:

1.- Muelles cimentados sobre pilotes verticales:



Para grupos de pilotes simétricos  $\bar{x} = \frac{1}{n} a_n$

$$I = \sum nx^2$$

Carga axial para cada uno de los pilotes:

$$M = [(P_v)(e) - (P_h)(h)]$$

$$N_x = [(k_w)(F_v) + (k_m)(M)] + \text{peso del pilote.}$$

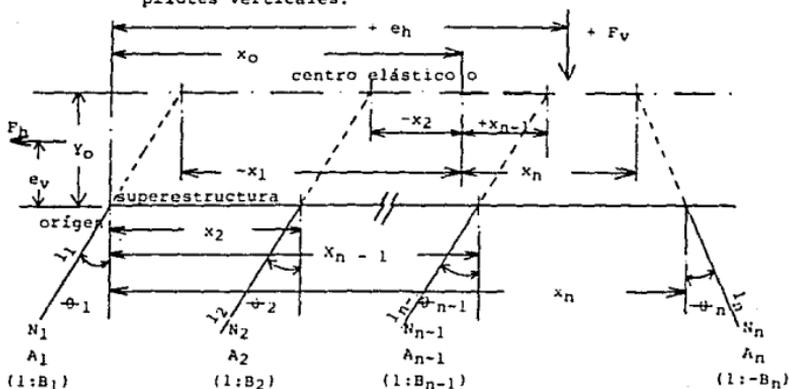
$$k_w = \frac{1}{\sum n}$$

$$k_m = \frac{x}{n I}$$

$$\text{Fuerza cortante en cada pilote: } V = \frac{F_h}{\sum n}$$

Momento flexionante en cada pilote:  $\frac{1}{n} Vh$

II.- Muelles cimentados sobre pilotes inclinados con o sin pilotes verticales:



$N_n$  = referencia del pilote y su carga

$A_n$  = área de la sección transversal.

Carga axial en cada pilote:

$$M = F_v (e_h - x_o) + F_h (y_o - e_v)$$

$$N_x = K_p (K_w F_v + K_h F_h + K_m M)$$

Coordenadas del centro elástico:

$$x_o = (\sum_3 \sum_5 - \sum_2 \sum_4) / K$$

$$y_o = (\sum_2 \sum_3 - \sum_1 \sum_4) / K$$

$$K = \sum_1 \sum_5 - \sum_2^2$$

$$J = \frac{A}{i}$$

E se considera constante.

SUMATORIAS	PILOTES INCLINADOS HACIA LA DERECHA	PILOTES VERTICALES	PILOTES INCLINADOS HACIA LA IZQUIERDA
$\sum_1 = \sum J \cos^2 \phi$	$+\sum_R \frac{A}{1} \cdot \frac{B^2}{1+B^2}$	$+\sum_V \frac{A}{1}$	$+\sum_L \frac{A}{1} \cdot \frac{B^2}{1+B^2}$
$\sum_2 = \sum J \cos \phi \operatorname{sen} \phi$	$+\sum_R \frac{A}{1} \cdot \frac{B}{1+B^2}$	Nula	$-\sum_L \frac{A}{1} \cdot \frac{B}{1+B^2}$
$\sum_3 = \sum x J \cos^2 \phi$	$+\sum_R \frac{A}{1} \cdot \frac{B^2}{1+B^2} x$	$+\sum_V \frac{A}{1} x$	$+\sum_L \frac{A}{1} \cdot \frac{B^2}{1+B^2} x$
$\sum_4 = \sum x J \cos \phi \operatorname{sen} \phi$	$+\sum_R \frac{A}{1} \cdot \frac{B}{1+B^2} x$	Nula	$-\sum_L \frac{A}{1} \cdot \frac{B}{1+B^2} x$
$\sum_5 = \sum J \operatorname{sen}^2 \phi$	$+\sum_R \frac{A}{1} \cdot \frac{1}{1+B^2}$	Nula	$+\sum_L \frac{A}{1} \cdot \frac{1}{1+B^2}$
$\sum_6 = \sum X^2 J \cos^2 \phi$	$+\sum_R \frac{A}{1} \cdot \frac{B^2}{1+B^2} X^2$	$+\sum_V \frac{A}{1} X^2$	$+\sum_L \frac{A}{1} \cdot \frac{B^2}{1+B^2} X^2$
$X = x - x_0 + Y_0 \tan \phi$	$x - x_0 + \frac{Y_0}{B}$	$x - x_0$	$x - x_0 - \frac{Y_0}{B}$

COEFICIENTES PARA OBTENER LA CARGA Nx DE CADA PILOTE	PILOTES INCLINADOS HACIA LA DERECHA	PILOTES VERTICALES	PILOTES INCLINADOS HACIA LA IZQUIERDA
$K_p = J_x \cos \phi_x = \frac{Ax}{1_x} \cdot \frac{B}{1+B^2}$	$+ \frac{A}{1} \cdot \frac{B}{\sqrt{1+B^2}}$	$+ \frac{A}{1}$	$+ \frac{A}{1} \cdot \frac{B}{\sqrt{1+B^2}}$
$K_w = (\sum_5 - \tan \phi \sum_2) / K$	$+ \frac{\sum_5 - \frac{\sum_2}{B}}{K}$	$+ \frac{\sum_5}{K}$	$\frac{\sum_5 + \frac{\sum_2}{B}}{K}$
$K_h = (\tan \phi \sum_1 - \sum_2) / K$	$+ \frac{\frac{\sum_1}{B} - \sum_2}{K}$	$- \frac{\sum_2}{K}$	$- \frac{\frac{\sum_1}{B} + \sum_2}{K}$
$K_m = X/I = X / \sum_6$	$+ \frac{X}{\sum_6}$	$+ \frac{X}{\sum_6}$	$+ \frac{X}{\sum_6}$

Para grupos de pilotes simétricos:

$$\sum_2 = 0$$

$$K = \sum_1 \sum_5$$

$$X_0 = \frac{1}{2} X_n$$

$\sum_3$  no es necesaria.

Una vez obtenida la carga axial para cada uno de los pilotes, se procede a diseñarlos considerándolos como columnas sujetas a flexo-compresión o flexotensión.

## 5.- MUELLES CIMENTADOS SOBRE PILAS:

El uso de pilas como elementos de apoyo para muelles queda restringido, como se había mencionado, por la calidad del suelo y por razones económicas. En lo referente al suelo, la concentración de cargas transmitidas por la pila requiere de éste una buena resistencia; por lo que respecta a la economía, este suelo no debe encontrarse a gran profundidad, ya que lo ideal sería apoyar la pila directamente sobre el fondo sin necesidad de atravesar ningún estrato poco resistente. En la fig. 5.8 se puede observar la sección transversal de un muelle cimentado sobre pilas cilíndricas de acero rellenas de concreto armado.

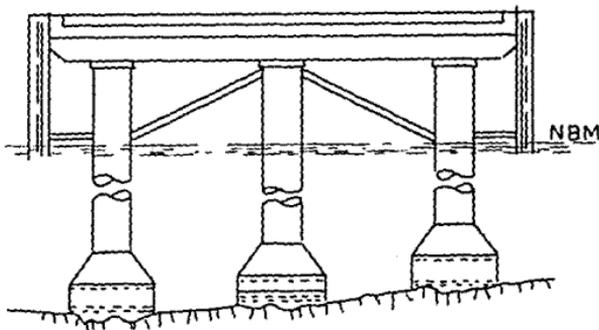


Fig. 5.8

Las pilas están constituidas por tubos metálicos que llevan en su interior un armado semejante al utilizado en columnas, y en su extremo inferior una punta de concreto hecha con mezcla rica cuya función es la de servir de guía y facilitar la hinca; esta punta lleva un tubo interior de 2 plg de diámetro, que se puede dejar o recuperar.

Los tramos de tubería se hacen de lámina de palastro, soldando en cordón las uniones; tienen aproximadamente 3 m de longitud y se preparan para unirse a los demás a tope mediante una cubre-junta o anillo del mismo material del tubo. El primer tramo se hace de una longitud tal, que una vez hundida la parte inferior por su propio peso, sobresalga en su parte opuesta aproximadamente 80 cm arriba de la marea máxima.

La hinca de los tubos se hace con ayuda de un chiflón de agua y golpes de martillo relativamente débiles; para ésta fase del trabajo se conecta el tubo interior a un compresor y se coloca al siguiente tramo de un tubo soldando la unión y la cubre junta en el lugar de la hinca. Terminada esta operación, se inyecta aire o agua a presión con objeto de remover el fondo y al mismo tiempo, el tubo se levanta y se baja con ayuda de una pequeña cabria con malacate, consiguiendo de esta manera la hinca del conjunto.

Una vez que se ha conseguido llegar al terreno firme, se procede a rellenar el tramo hincado con mezcla de concreto, procurando que no tome contacto con el agua de mar. El colado puede hacerse también parcialmente, es decir, antes de que

el tubo llegue a la capa resistente puede colarse una parte, con lo que se conseguirá un descenso más rápido en virtud del peso agregado a la tubería.

Pilas constituidas por tubos metálicos rellenos de concreto, se diseñan generalmente como columnas, por lo que su capacidad de carga está dada por la siguiente expresión:

$$P = 0.25 F'c \left(1 - 0.000025 \frac{l^2}{k_c^2}\right) A_c + F'r A_s$$

donde:

P = carga axial permisible.

F'c = esfuerzo resistente de compresión del concreto a los 28 días.

l = longitud efectiva de la pila.

A<sub>c</sub> = área del concreto.

k<sub>c</sub> = radio de giro del concreto.

A<sub>s</sub> = área del tubo metálico de la pila.

F'r = esfuerzo unitario permisible del tubo metálico de la pila, el cual es igual a  $1200 \text{ kg/cm}^2 - 0.485 (l^2/k_s^2)$  m donde el límite de fluencia del tubo metálico vale  $2530 \text{ kg/cm}^2$ . y la relación  $l/k_s$  debe ser igual o menor de 120, siendo  $k_s$  el radio de giro de la sección del tubo metálico de la pila.

#### 6.- MUROS DE GRAVEDAD:

El análisis y diseño de muros de gravedad consiste en

suponer secciones, e ir revisando el equilibrio en cada uno de los niveles, el cual debe resultar con un factor de seguridad adecuado. Se aplica la fórmula de la escuadría para obtener los esfuerzos máximos, los cuales no deben exceder a los esfuerzos permisibles de los materiales. Las cargas que deben ser consideradas son las cargas verticales muertas, cargas verticales vivas, presión hidrostática, empujes del terreno, y la flotación o subpresión de los elementos sumergidos. Por sus características especiales, este tipo de muelles se desplantan sobre terrenos de cimentación rocosos, conglomerados, gravas y arenas.

Los esfuerzos permisibles para cada tipo de suelo de cimentación, no deben exceder a los siguientes valores:

0.5 kg/cm<sup>2</sup> para suelos arenosos y arcillosos.

2.0 a 3.0 kg/cm<sup>2</sup> para suelos arenosos y gravosos.

5.0 a 8.0 kg/cm<sup>2</sup> para suelos conglomerados o calcáreos.

10.0 a 12.0 kg/cm<sup>2</sup> para suelos rocosos.

En ningún caso, el valor del máximo esfuerzo permisible debe exceder de 15 kg/cm<sup>2</sup>. Las capas en el pie del muro deben ser más robustas que en la corona y la parte posterior puede o no ser escalonada, colocando cada capa de tal modo que la resultante de todas las fuerzas pase sensiblemente por la mitad de la base.

La cimentación del muelle debe constar de una fosa de desplante, la cual se debe despaltar y nivelar colocando una

plantilla con los drenes adecuados, para evitar que se generen presiones hidrostáticas sobre el muro reduciendo la presión debida a la tierra por efecto del peso específico sumergido, así como las subpresiones o presiones de agua contra los materiales que constituyen al muro.

El procedimiento constructivo de los muros de gravedad se basa en ir colocando en hileras horizontales o sobre planos inclinados, los bloques de concreto de diversas formas y dimensiones. En la fig. 5.9 y la fig. 5.10 se pueden observar secciones transversales típicas de muros de gravedad.

La acción producida por las fuerzas del oleaje no rompiente, del oleaje rompiente, y de las olas rotas, se puede observar en el apartado referente al oleaje del capítulo N° 4.

#### 7 .- MUELLES DE TABLESTACAS:

Este tipo de muelle es empleado en suelos arenosos o gravosos, y está constituido por una pared delgada de tablestacas, ya sean de metal, de concreto, o de madera, las cuales van hincadas en el terreno y ancladas en la cabeza por elementos que la ligan a tierra de tal manera que se favorezca su estabilidad; en la fig. 5.11 se puede observar un típico muelle de tablestacas. Las tablestacas se utilizan con frecuencia como simples pantallas para la contención de rellenos, sobre los cuales se pueden ejercer pequeñas presiones verticales.

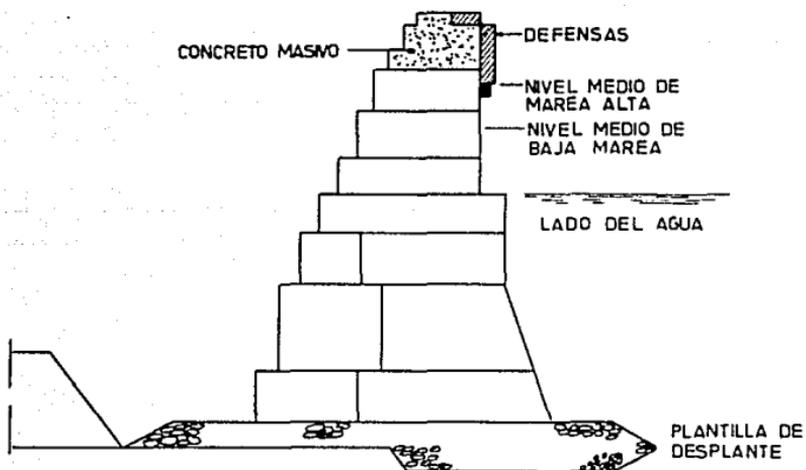


Fig. 5.9 Sección transversal de un muro de gravedad compuesto por bloques de concreto.

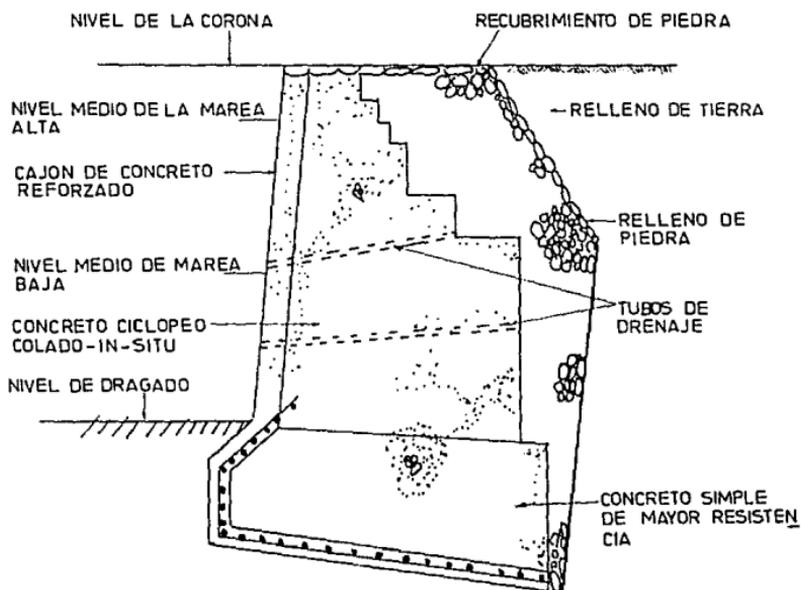


Fig. 5.10 Sección transversal de un muro de gravedad.

Las casas que se dedican a la construcción de tablestacas proporcionan en sus catálogos, las características principales de las tablestacas que fabrican, como son, su módulo de sección, su espesor, ancho, peso, etc. La diferencia esencial desde el punto de vista del módulo de sección o dicho de otro modo resistencia a la flexión, entre piezas de alma plana y piezas de alma ondulada, es que las primeras trabajan exclusivamente a la tensión, en cambio, las de alma ondulada trabajan a flexión.

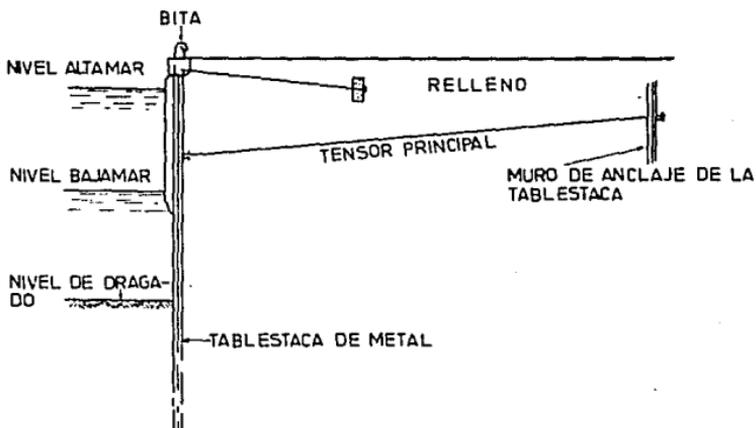


Fig. 5.11 Muelle de tablestaca.

La secuela seguida para la construcción de una pared de atraque formada por tablestacas, es la siguiente:

- I.- Hincada de la tablestaca en el sitio elegido previamente, hasta que ésta alcance cuando menos, la longitud mínima de penetración obtenida por el cálculo.
- II.- Recorte de la tablestaca en caso necesario.
- III.- Construcción de la trabe o macizo de anclaje, dejando ahogados los tirantes que se sujetarán a la cabeza de las tablestacas.
- IV.- Colocación de los tirantes, reforzando la tablestaca con piezas longitudinales de acero colocadas por ambas caras, para impedir el desgarramiento de la tablestaca.
- V.- Relleno posterior de la pared.
- VI.- Colocación de la superestructura.

a).- Análisis de cargas:

Las cargas que del lado de tierra obran en los tableros de una tablestaca anclada se muestran en la fig. 5.12, si la tablestaca está hincada completamente en arena, abajo de la línea del lodo, y en la fig. 5.13, si el material que queda abajo de esa línea es arcilla, con resistencia no drenada  $c$ , o con resistencia a la compresión simple,  $q_u$ . La arena sobre la línea del lodo tiene un ángulo de fricción  $\beta_1$ ; la que queda abajo de ese límite en la fig. 5.12, tiene un ángulo de fricción  $\beta_2$ .

La secuela seguida para la construcción de una pared de atraque formada por tablestacas, es la siguiente:

- I.- Hincada de la tablestaca en el sitio elegido previamente, hasta que ésta alcance cuando menos, la longitud mínima de penetración obtenida por el cálculo.
- II.- Recorte de la tablestaca en caso necesario.
- III.- Construcción de la trabe o macizo de anclaje, dejando ahogados los tirantes que se sujetarán a la cabeza de las tablestacas.
- IV.- Colocación de los tirantes, reforzando la tablestaca con piezas longitudinales de acero colocadas por ambas caras, para impedir el desgarramiento de la tablestaca.
- V.- Relleno posterior de la pared.
- VI.- Colocación de la superestructura.

a).- Análisis de cargas:

Las cargas que del lado de tierra obran en los tableros de una tablestaca anclada se muestran en la fig. 5.12, si la tablestaca está hincada completamente en arena, abajo de la línea del lodo, y en la fig. 5.13, si el material que queda abajo de esa línea es arcilla, con resistencia no drenada  $c$ , o con resistencia a la compresión simple,  $q_u$ . La arena sobre la línea del lodo tiene un ángulo de fricción  $\beta_1$ ; la que queda abajo de ese límite en la fig. 5.12, tiene un ángulo de fricción  $\beta_2$ .

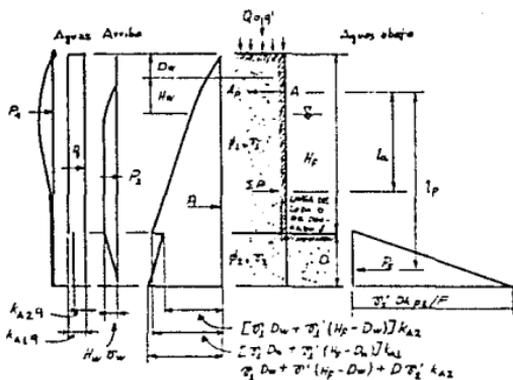


Fig. 5.12 Carga contra una tablestaca con relleno de arena por arriba de la línea de dragado hincada en arena.

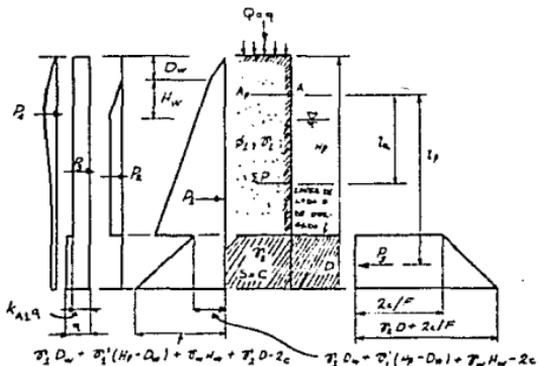


Fig. 13 Carga contra una tablestaca con relleno de arena por arriba de la línea de dragado hincada en arcilla plástica.

En ambos casos  $P_1$  representa la presión horizontal resultante debida al peso del suelo tras la tablestaca;  $P_2$  representa la presión horizontal no equilibrada del agua;  $P_3$  es la presión lateral resultante debida a la sobrecarga uniformemente distribuida  $q$  por unidad de área;  $P_4$  es la fuerza resultante debida a la carga concentrada  $Q$  o a la carga lineal  $q'$  que puedan actuar en la superficie del suelo tras la tablestaca. La fuerza resistente  $P_5$  representa la porción movilizada de la presión pasiva del suelo, enfrente de la parte hincada de la tablestaca.

En la tablestaca que está en contacto sólo con arena (Fig. 5.12), el diagrama de presiones, representado por  $P_1$ , corresponde a la presión activa de tierra, en la que la intensidad de la presión vertical  $P_v$  incluye todo el peso de la arena que está arriba del nivel del agua freática y el peso de la arena sumergida, abajo de dicho nivel.

La presión representada por  $P_2$  es la presión del agua desequilibrada causada por la diferencia máxima en niveles atrás y adelante de la tablestaca, compatible con las condiciones en el lugar. Si el suelo bajo la línea de lodo es permeable (Fig. 5.12), la presión desequilibrada del agua disminuye de  $\gamma_w H_w$  en la línea de lodo a cero en el extremo inferior de las tablestacas.

La porción del diagrama de presión representada por  $P_3$  se refiere a la presión activa de tierra adicional causada por cualquier sobrecarga uniformemente distribuida  $q$  por unidad de área, que pueda actuar en la superficie del terreno.

Tiene intensidad constante con la profundidad igual a

$$P_q = k_A q$$

El diagrama irregular de presiones  $P_4$  representa la presión horizontal debida a cargas lineales verticales  $q'/m$ , paralelas al borde superior de la tablestaca, o a cargas concentradas  $Q$  que obren en la superficie del terreno.

Las tablestacas deben estar en equilibrio en las condiciones de trabajo. Las fuerzas horizontales del lado aguas arriba se supone que corresponden al estado de esfuerzos activos debido a lo comparativamente pequeño del movimiento de los tableros que se necesita para movilizar la resistencia al esfuerzo cortante en el suelo y producir las condiciones de dicho estado. En contraste, como se requiere un movimiento mucho mayor para producir estados de esfuerzos pasivos, la presión  $P_5$  aguas abajo del tablero en la fig. 5.12 se restringe a una fracción de  $1/F$  de la presión pasiva  $P_p$ . Así,  $F$  representa el factor de seguridad contra la falla, por concepto de resistencia pasiva, y  $P_5 = P_p/F$ . El peso volumétrico que debe usarse es el sumergido  $\gamma'$ , a menos que el valor de  $H_w$  sea tan grande que el peso volumétrico efectivo de la arena se reduzca apreciablemente por las presiones de filtración hacia arriba causadas por el flujo ascendente del agua en la arena en el frente de la tablestaca. La reducción  $\Delta\gamma'$  puede calcularse en la red de flujo. Estos cálculos conducen al resultado aproximado de  $320H_w/D$ .

En la tablestaca de la fig. 5.13, las presiones en el lado de aguas arriba sobre la arcilla bajo la arena se determinan sobre la base de que en el suelo prevalecen condiciones de resistencia no drenada. Por tanto, si  $P_v$  y  $P_h$  se consideran esfuerzos principales,

$$P_h = P_v - 2c$$

De nuevo, aguas abajo, se considera que solamente una fracción  $1/F$  de la resistencia al corte se pone en acción. Por tanto,

$$P_h = P_v + 2c/F$$

En estas expresiones,  $P_h$  y  $P_v$  son esfuerzos totales, según el análisis para las condiciones no drenadas. Así, en el lecho superior de la arcilla, en la línea de lodo, aguas arriba

$$P_h = \gamma_1 H_f - 2c$$

y aguas abajo

$$P_h = \gamma_w (H_f - D_w - H_w) + 2c/F$$

La presión neta, o la diferencia de los valores de  $P_h$  a ambos lados, no se altera si se resta la misma cantidad de ambos valores. Por comodidad, la presión del agua  $\gamma_w (H_f - D_w - H_w)$  se resta de los dos, con lo que el valor de  $P_h$  aguas arriba se convierte en  $\gamma_1 D_w + \gamma_1 (H_f - D_w) + \gamma_w H_w - 2c$ , y el de aguas abajo simplemente queda  $2/F$ . Estos valores son los

que aparecen en la fig. 5.13. Como se ha restado el término  $2c$  de la presión vertical para obtener la presión horizontal aguas arriba de la porción embebida en el diagrama  $P_1$ , no se resta de nuevo de la sobrecarga  $q$  en el diagrama  $P_3$ .

El diagrama que representa la presión  $P_2$  no se prolonga abajo de la línea de lodo en una arcilla plástica, en la que prevalezcan condiciones de resistencia no drenada, debido a que la presión no equilibrada del agua se toma completamente en cuenta en el efecto de la sobrecarga  $\gamma_w H_w$  que actúa verticalmente en la superficie de la arcilla.

Además de las cargas mostradas en las figs. 5.12 y 5.13, los tableros están sujetos a la tensión de las anclas  $A_p$ .

Para el proyecto de los mamparos se requiere la determinación de la profundidad de empotramiento  $D$  necesaria para evitar una falla en el pie y de la magnitud  $A_p$  de la tensión del ancla. Estas cantidades se determinan considerando el equilibrio de la tablestaca.

b).- Equilibrio de las tablestacas:

La profundidad necesaria de empotramiento se calcula tomando momentos de todas las fuerzas horizontales que obran en la tablestaca respecto al punto de aplicación de la tensión del ancla. La experiencia ha demostrado que la profundidad determinada de esta manera es satisfactoria en los suelos

cuidadosamente explorados y que son relativamente homogéneos.

Aunque en principio el cálculo de los momentos con relación al punto de aplicación de la tensión del ancla es sencillo, la determinación de la profundidad de empotramiento en la arena incluye una ecuación cúbica que se resuelve más cómodamente por tanteos. Después que se ha determinado la profundidad de empotramiento, la tensión del ancla puede calcularse igualando a cero la suma de los momentos de todas las fuerzas horizontales en la tablestaca con relación al punto de aplicación de la resistencia pasiva. Como alternativa,  $A_p$  puede calcularse igualando a cero la suma de todas las fuerzas horizontales en la tablestaca.

Para tomar en cuenta las inevitables variaciones en la resistencia y compresibilidad de los materiales situados en frente de la porción embebida de la tablestaca, se considera una buena técnica hincarlas a una profundidad de 20 por ciento mayor que el valor calculado de  $D$ , para tener un factor de seguridad. Además, para tomar en cuenta la diferencia entre la distribución real de la presión contra el tablero y la calculada ignorando la influencia de la flexibilidad del mismo, el valor calculado de la tensión del ancla se aumenta en 20 por ciento antes de proyectar el anclaje.

#### c).- Anclajes:

En la fig. 5.12 se muestra un anclaje típico a base de un muerto y en la fig. 5.13 otro con un muro de anclaje. Los anclajes de este tipo dependen para su estabilidad de

la presión pasiva en el suelo. El suelo que proporciona la resistencia no debe quedar dentro de la zona en la que las condiciones de deformación correspondan al estado activo detrás del mamparo; de otra manera, todo el material comprendido entre el anclaje y el mamparo puede moverse como un sólo cuerpo. Es generalmente satisfactorio colocar el anclaje a una distancia que sea cuando menos la que indica la distribución geométrica de las figs. 5.12 y 5.13. La resistencia neta del muro de anclaje (fig. 5.13) es la diferencia entre la presión activa en el respaldo y la presión pasiva en el frente. No es necesario que el muro se prolongue hasta la superficie del terreno; si la distancia  $a_c$  (fig. 5.14) de la superficie del terreno a la corona del muro no es mayor que un tercio de la distancia  $a_d$  de la superficie del terreno a la base del muro, la resistencia puede calcularse como si el anclaje se prolongara en toda la altura  $a_d$ . No debe considerarse ninguna fricción en el muro; por tanto, la resistencia  $P_A - P_p$  puede calcularse por medio de las ecs. ya mencionadas. Debido a la necesidad de un anclaje suficientemente fuerte, el factor de seguridad no debe ser menor que 2.5, a menos que las cargas y las condiciones del suelo se conozcan muy bien.

d).- Momento máximo en las tablestacas:

Numerosas observaciones hechas en el campo así como pruebas completas de laboratorio han demostrado que los momentos flexionantes en los tableros de las tablestacas ancladas son mucho más pequeños que los que se calculan al aplicar las fuerzas mostradas en las figs. 5.12 y 5.13. El error produce un costo excesivo y en algunos casos indicaría

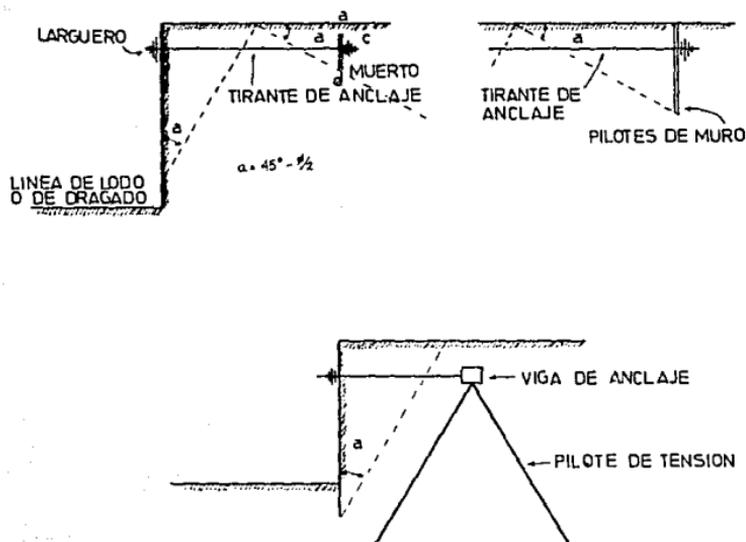


Fig. 5.14 Tipos de anclaje para tablestacas.

momentos tan grandes que las tablestacas tradicionales no podrían usarse.

Se producen momentos flexionantes más pequeños como consecuencia de por lo menos tres factores. Debido a que las tablestacas usadas en la práctica son comparativamente flexibles, su flecha en la línea de lodo, comparada con la que se produce en la punta, es relativamente mayor que lo que sería si las tablestacas fueran rígidas. Por tanto, la presión resistente resultante  $P_5$  actúa a un nivel más elevado, más cercano a la línea de lodo, que el indicado en las figs. 5.12 ó 5.13. Esto produce el efecto de acortar el claro  $l_p$ ; ya que los momentos flexionantes en los tableros son función de  $l_p$ , el acortamiento tiene una influencia importante en los momentos entre el anclaje y la línea de lodo. Además, la presión de tierra contra las tablestacas se reduce en aquellos lugares en los que los tableros se flexionan más; la presión se redistribuye a los puntos que se flexionan menos, como son los puntos de conexión con el sistema de anclaje o la porción empotrada de las tablestacas. La redistribución es mayor en las tablestacas dragadas que en las de relleno. Finalmente, la tendencia de la parte de la tablestaca situada arriba del punto de anclaje A (figs. 5.12 y 5.13) a empujar contra el suelo, aumentando en esta forma la presión de tierra arriba de A aguas arriba, se reduce el momento en las tablestacas abajo de A.

#### 8 .- ROMPEOLAS:

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

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

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

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

La mayoría de los rompeolas proporcionan protección, pero en ocasiones se construyen con el propósito de servir

además como parte del muelle o de apoyo para un camino.

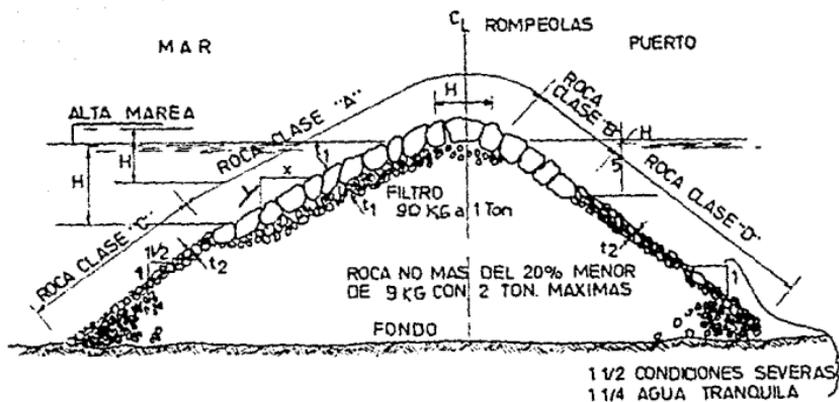
Puesto que el propósito principal de los rompeolas es proporcionar protección contra el oleaje, es obvio que los efectos que produce son de primordial importancia para el análisis.

Otros factores también importantes para el diseño del rompeolas son la profundidad del agua y las características del fondo que debe tomar al final, la acción de las olas sobre la estructura construída para absorber la energía de éstas. Puesto que la mayoría de los rompeolas son estructuras de gravedad, su estabilidad depende del peso. Consideraciones prácticas limitan la altura del rompeolas con una profundidad de 18 M bajo el nivel medio del mar, y cuando la profundidad es mayor, el apoyo se hace sobre un relleno de roca abajo de este nivel, lo cual en terreno suave es muy costoso puesto que en ocasiones se requiere un volúmen de material casi igual al de rompeolas en sí.

En las figuras 5.15 y 5.16 se presentan dos tipos de rompeolas cuyo uso ha sido muy común principalmente en nuestro país.

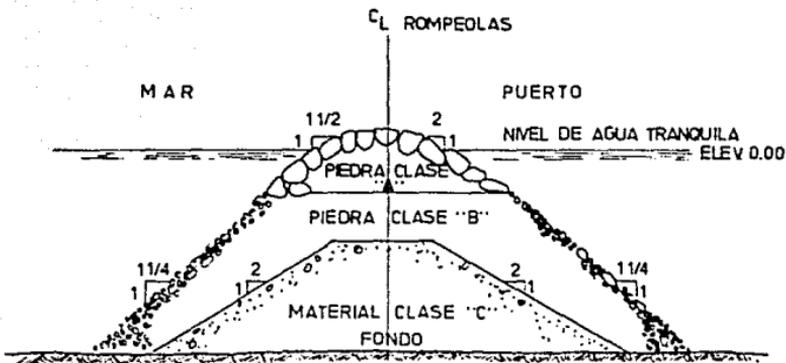
#### 9 .- DRAGADO:

Es la acción de ahondar y limpiar con draga los puertos de mar, los ríos, etc.



ALTURA DE OLA (H)	PENDIENTE		R O C A					
			CLASE "A"		CLASE "B"		CLASE "D"	
			TAMAO - TON.	t <sub>1</sub>	TAMAO - TON.	t <sub>2</sub>	TAMAO - TON.	TAMAO - TON.
0.31 - 1.53	1 1/2	1	2	3	2	3	2	2
1.53 - 3.10	2	1	4	4	4	4	2-4	2
3.1 - 4.58	2 1/2	1	7	5	5	4	2-C	2-4
4.58 - 6.1	3	1	16	6	10	5	2-8	2-6
6.1 - 7.63	3 1/2	1	23	7	15	6	2-10	2-6

Fig. 5.15



- Piedra clase "A".- Se selecciona de la cantera con piezas no menores de una tonelada y al menos el 95% en peso de 10 toneladas o más cada una.
- Piedra clase "B".- De cantera con no más del 25% en peso de piezas menores de 9 kgs. y no menos del 40% de piezas de 1 toneladas o más.
- Material clase "C" Es un residuo de cantera o material de dragado.

Fig. 5.16

El dragado tiene por objeto mantener o incrementar las profundidades de los puertos o vías navegables; sanear terrenos pantanosos abriendo zanjas que permitan el libre flujo de las aguas; eliminar en las zonas en que se proyectan estructuras, los suelos de mala calidad para sustituirlos por otros adecuados y en general, efectuar movimientos de tierras cubiertas por las aguas.

Para ejecutar este trabajo se hace uso de equipos especializados que genéricamente se denominan dragas.

Son diversos los tipos de las dragas, pero en general puede intentarse su clasificación atendiendo a los factores que a continuación se indican:

- a) Si pueden navegar por sus propios medios.
- b) Si almacenan con ellas el producto del dragado.
- c) De acuerdo con el equipo de ataque de que dispongan.

En el primer caso las dragas reflejan su característica de movilidad o amovilidad en la forma de su casco, es decir, será tipo de barco si la draga posee medios propios de propulsión y de chalán en el caso contrario.

La condición de movimiento es indicio también de la zona en que la draga debe trabajar; en efecto, en mar abierto o en zonas de poco abrigo, sólo podrá trabajar una draga que pueda moverse por sus propios medios; en el interior abrigado

de los puertos, en los ríos y canales interiores, el trabajo lo puede realizar cualquier tipo de draga.

En el segundo caso, la distinción entre las dragas es su capacidad para almacenar el producto dragado, denominándose dragas portadoras o de tolvas a las que cuentan con depósitos en los que puede almacenarse el material dragado en forma transitoria y no portadoras o de descarga inmediata, las que como su nombre lo indica, descargan el material a medida que lo dragan, ya sea a chalanes o a un lugar alejado por medio de canales o de tuberías.

La tercera clasificación de las dragas, atendiendo a la naturaleza de su aparato de ataque es la que a continuación se indica:

- Dragas de pala
- Dragas de almeja
- Dragas de granada
- Dragas de rosario
- Dragas de succión.

A pesar de que la clasificación anterior se encuentra bastante generalizada, puede reducirse a la siguiente:

- \* Dragas de cuchara.
- \* Dragas de succión.

En el primer caso quedan comprendidas las primeras cuatro y la draga de succión corresponde a la última mencionada.

Es quizá, el aparato de ataque, la característica más notable de las dragas; su elección debe ser cuidadosamente meditada a efecto de obtener los mejores resultados.

a).- Dragas de pala o de cuchara.- Son generalmente estacionarias, con un chalán por casco y carecen de tolvas. Su utilización queda restringida a zonas abrigadas, como dársenas o canales interiores; su rendimiento no es grande, difícilmente sobrepasa los 200 m<sup>3</sup>, por hora y disminuye rápidamente a medida que la profundidad aumenta; el límite recomendable se sitúa alrededor de los 10 m de profundidad.

Se recomienda su empleo cuando el fondo a dragarse es pedregoso.

b).- Dragas de almeja y de granada.- Pueden ser estacionarias o de auto-propulsión, con tolvas o sin ellas. Por tanto, tienen un rango de utilización mayor a las de pala, aún cuando se tenga un mar algo agitado. Su rendimiento es mayor, pero como en el caso anterior éste disminuye con la profundidad,

recomendándose que no exceda tampoco de 10 m.

c).- **Dragas de Rosario.**- Esta draga, que en esencia es una de almeja pero de operación continua, es de gran rendimiento y ha sido empleada en forma amplísima para la ejecución de trabajos de dragado; consiste en una cadena sin fin a la que va unida una serie de cubos (cangilones) que raspan el fondo recogiendo el material, el cual se deposita bien en las tolvas de la draga, en chalanes o se transporta por canales o tuberías a tierra.

El corte de esta draga es muy preciso y su rendimiento es bueno cuando el material no es roca grande o muy suave (lodos); se tienen las desventajas del rápido desgaste de las piezas que forman la cadena; y que debido a la altura de la obra muerta, su estabilidad no es muy grande y por lo tanto, no es posible trabajar cuando hay oleaje o viento regular. Esto ha hecho que los fabricantes se preocupen por mejorarla y en la actualidad, hay tipos de estas dragas que tienen una estabilidad casi equivalente a las de succión, de formas muy simples y de cangilones ligeros, pero de gran resistencia.

d).- **Dragas de Succión.**- Estas dragas constituyen el máximo adelanto en la materia, tanto en lo que se refiere a rendimiento como a versatilidad en su aprovechamiento.

Las dragas de succión en cuanto a su mecanismo, están constituidas por una bomba de gran rendimiento, sigue inmediatamente una caja provista de una reja que impide el paso de material grande, en ella se encuentra un aparato triturador que desmenuza el material; esta caja se conoce con el nombre de caja de piedras, continúa la escala que es una tubería formada por tramos unidos entre sí con juntas estancas, en la extremidad de la escala se coloca un cortador que remueve el material para que sea aspirado con mayor facilidad, cuando éste es duro o bien se adapta una rastra o se dota al tubo de aspiración de chiflones de agua que cumplen la misma función de disgregar el material para facilitar su manejo.

La escala puede encontrarse situada lateralmente removiéndola durante la navegación, o bien puede ser central, bajándose para operar, por un pozo situado al centro de la nave, o más comúnmente colocada en popa.

El tipo primeramente mencionado, puede usarse satisfactoriamente en el dragado de canales y pueden colocarse 2 escalas a la embarcación. El segundo tipo puede emplearse con éxito en dragados en mar abierto y en condiciones atmosféricas o de oleaje no del todo favorables.

## CAPITULO VI

### EJEMPLO:

Para complementar lo estudiado en los capítulos anteriores, acerca de los diversos tipos de carga que actúan en un muelle, así como los diferentes procedimientos que se pueden llevar a cabo para determinar el diseño de la cimentación del atracadero, dependiendo del tipo que requiera éste último, se lleva a cabo el análisis y diseño de los elementos que componen al muelle Pesquero de Tuxpan, ubicado en el Golfo de México, en la localidad de Tuxpan, Estado de Veracruz.

1.- DATOS DE PROYECTO:

MUELLE PESQUERO DE TUXPAN, VERACRUZ.

- \* Eslora: 26.25 m
- \* Manga: 7.50 m
- \* Puntal: 3.65 m
- \* Calado: 3.75 m
- \* Desplazamiento a plena carga: 300 ton.
- \* Peso muerto: 110 Ton.
- \* Velocidad de atraque: 0.3 m/seg.
- \* Velocidad de viento: 200 km/hr
- \* Coeficiente sísmico: 0.2
- \* Factor de ductilidad: 4
- \* Factor sísmico:  $K_s = \frac{C_s}{F_d}$ ;  $K_s = \frac{0.2}{4}$ ;  $K_s = 0.05$
- \* Carga viva: 2 T/m<sup>2</sup>

a).- Geología Regional:

Túxpan se encuentra localizado en una zona de depósitos aluviales, sobre terrenos del Mioceno. Alrededor de estos terrenos miocénicos se encuentran depósitos pleistocénicos; más hacia el Sur hay nuevamente depósitos del Mioceno, y aún más al Sur, en donde se forma la cordillera de la Sierra Madre, se vuelven oligocénicos y eocénicos, y la Sierra en sí está constituida de suelos del Mesocretácico.

Hacia el Este existen exclusivamente suelos pleistocénicos, y hacia el Oeste se localiza una zona montañosa formada por rocas ígneas efusivas con un lunar de formaciones recientes.

Este análisis muestra la dramática lucha que sostuvieron los terrenos de la zona durante su formación geológica. A mediados de la Era Terciaria ya estaba completamente formada la Sierra Madre del Sur, pero no existían los terrenos que ahora forman la costa del Golfo. Parece ser que debido a

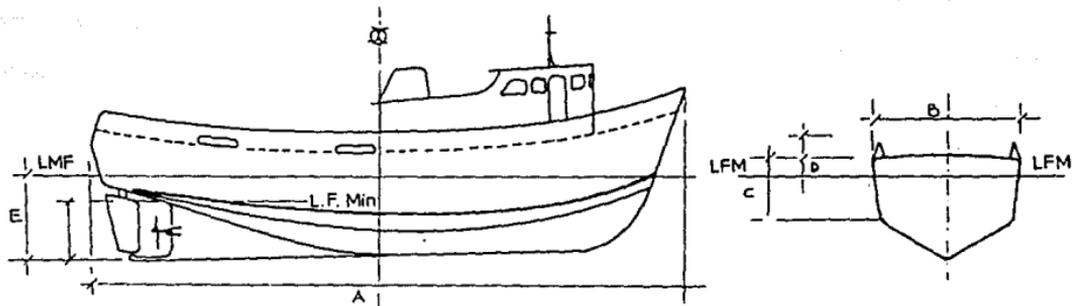
uno de los grandes movimientos que caracterizaron el fin de la Era Terciaria hubo emersiones que dieron como resultado la formación de los terrenos que ahora ocupan Tuxpan y sus alrededores, para ya en plena Era Cuaternaria configurarse en la forma que se conoce actualmente.

b).- Exploración y Muestreo:

Los trabajos de exploración, muestreo y clasificación determinaron que el subsuelo de la zona en estudio, está compuesto por materiales esencialmente finos de tipo arcilloso, surcados de vez en cuando por lentes de arena fina cuarzosa y con presencia de gravillas.

Por medio de la prueba de penetración estándar dinámica, se determinó que el espesor del estrato, compuesto por arcilla de consistencia dura, es de 15 metros, a partir del nivel del terreno, con una resistencia promedio a dicha prueba, de 30 golpes.

2.- CARACTERISTICAS DEL BARCO DE PROYECTO:



- A.- Eslora total ..... 26.25 m
- B.- Manga ..... 7.50 m
- C.- Puntal ..... 3.65 m
- D.- Franco bordo ..... 1.40 m
- E.- Calado máximo en popa .. 3.75 m

D<sup>1</sup> Desplazamiento barco cargado ..... 300 Ton.

L.P.Máx. Línea de flotación barco cargado.

L.F.Mín. Línea de flotación barco descargado.

### 3.- DIMENSIONES GENERALES:

En base a la topografía y batimetría de la zona, las solicitaciones de carga a las que va a estar sujeto el atracadero como son, mareas, vientos y oleaje, así como los estudios geofísicos y de mecánica de suelos efectuados, el muelle estará constituido por los siguientes elementos:

- a).- De acuerdo con los resultados obtenidos en los sondeos hechos en el sitio de estudio, se determinó que el subsuelo está compuesto por un estrato inferior formado de arcilla muy firme, por lo que las cargas se transfieren a este estrato utilizando pilotes. Por lo tanto, el muelle estará cimentado sobre un conjunto de pilotes, precolados donde la sección transversal del atracadero está constituida por 2 pilotes verticales colocados en ambos extremos de la plataforma, y 2 pilotes inclinados uno hacia la derecha y otro hacia la izquierda cuya parte superior se une en la parte central de la plataforma. Este conjunto de pilotes ha de resistir las fuerzas verticales, siendo la carga muerta y la carga viva, y las fuerzas horizontales como son las producidas por el atraque de los barcos, la presión activa del suelo, el viento, el oleaje, las corrientes, etc.
  
- b).- El tablero o plataforma del muelle lo compone una losa de concreto doblemente armada, con un espesor de 35 cm,

con el fin de facilitar la unión de la cabeza de los pilotes con la losa en el proceso constructivo.

- c).- El atracadero cuenta con una pantalla de atraque de concreto reforzado de 1.50 m de altura y 30 cm de espesor, y un faldón posterior de 1.80 m de altura e igual espesor.
  
- d).- El embarcadero cuenta también con un relleno o "approach"; constituido por un material areno-arcilloso compactado al 95%. Este relleno tiene como función reducir desplazamientos del muelle hacia tierra, evitar posibles filtraciones de agua, así como minimizar el volumen de material a dragar para proporcionar el calado adecuado.
  
- e).- Por último, el muelle se compone de un terraplén formado por piedras de diferentes tamaños, con un peso no mayor de 200 kg cada una. Este terraplén se coloca con el fin de aumentar la resistencia de la estructura al desplazamiento lateral, y evitar que el relleno o "approach" pueda moverse lentamente hacia el agua debido a la acción de las mareas, las corrientes y el oleaje.

Para observar con detalle cada uno de los elementos descritos, véase el Plano N° 1.

#### 4.- VIENTO SOBRE EL PERFIL EXPUESTO DE LA NAVE:

a).- Calado Mínimo:

$$\text{Calado Mínimo} = \text{Cal Máx} = \frac{D \times 0.6}{\text{Ccg} \times E \times M}$$

donde:

Cal. Mín = Calado Mínimo de Proyecto, en m.

Cal.Máx. = Calado Máximo de proyecto; Cal.Máx. = 3.75 m.

D = Desplazamiento a plena carga; D = 300 Ton.

Ccg = Coeficiente de carga en función del desplazamiento; mientras mayor sea el desplazamiento, aumentará el valor del coeficiente de carga y por ende el calado correspondiente; para éste caso Ccg = 0.8

E = Eslora de proyecto; E = 26.25 m.

M = Manga de proyecto; M = 7.50 m.

$$\text{Calado Mínimo} = 3.75 \text{ m} = \frac{300 \text{ Ton} (0.6)}{(0.8)(26.25 \text{ m})(7.5 \text{ m})}$$

Calado Mínimo = 2.61 m

b).- Altura expuesta sobre el perfil de la nave:

$$H_{exp} = [P \times P_f] - \text{Cal. M\u00edn.}$$

donde:

$H_{exp}$  = Altura expuesta sobre el perfil de la nave al impacto de la embarcaci\u00f3n en condiciones de descargado, en m.

$P$  = Puntal de proyecto;  $P = 3.65$  m

$P_f$  = Factor de forma que se toma en consideraci\u00f3n por la diferencia de niveles existentes entre la marea alta y la marea baja;  $P_f = 1.10$

$H_{expuesta}$  =  $\{(3.65 \text{ m})(1.1)\} - 2.61$  m

$H_{expuesta}$  = 1.41 m

c).- Area expuesta sobre el perfil de la nave:

$A_{expuesta}$  =  $H_{expuesta} \times E$

donde:

Aexpuesta = área expuesta de la pantalla de atraque al  
impacto de la embarcación descargada, en m<sup>2</sup>.

$$\therefore A_{\text{expuesta}} = (1.41\text{m})(26.25\text{m})$$

$$A_{\text{expuesta}} = 37 \text{ m}^2$$

d).- Fuerza del viento:

$$P_v = C V^2$$

donde:

P<sub>v</sub> = Presión del viento, en kg/m<sup>2</sup>

V = Velocidad del viento tomada de acuerdo a la gráfica  
de vientos máximos para cada una de las regiones del  
país, en este caso "V" = 200 km/hr.

C = Constante tomada normalmente como 0.0625 cuando "V"  
está en Km/hr y "P<sub>v</sub>" en Kg/m<sup>2</sup>

$$Pv = (0.0625) \left( \frac{200}{3.6} \right)^2$$

$$\therefore Pv = 192.90 \text{ kg/m}^2$$

$$Fv = Pv A_{exp}$$

donde:

Fv = Fuerza de viento, en Ton.

entonces:

$$Fv = (192.9 \text{ kg/m}^2)(37 \text{ m}^2) = 7137.3 \text{ kg}$$

$$\therefore Fv = 7.1 \text{ Ton}$$

De acuerdo a las características de los barcos que vayan a atracar en este muelle, la fuerza del viento actuante y las dimensiones de proyecto del atracadero, se utilizarán 3 bitas de amarre con una capacidad de soportar tensiones del orden de 10 ton. Véase el Plano # 4 para observar la localización de cada bita, así como los elementos que la componen.

## 5.- IMPACTO DE LA NAVE AL ATRACAR:

$$a).- M = m_1 + m_2$$

donde:

M = masa virtual

m<sub>1</sub> = desplazamiento del barco de proyecto; m<sub>1</sub> = 300 Ton.

m<sub>2</sub> = masa adicional; ton

$$m_2 = \frac{1}{4} \pi (CalMax)(E) \rho$$

donde:

$\rho$  = densidad del agua de mar;  $\rho = 1.026 \text{ ton/m}^3$

$$m_2 = \frac{1}{4} (\pi) (3.75\text{m})^2 (26.25\text{m}) (1.026 \text{ Ton/m}^3)$$

$$\therefore m_2 = 297.5 \text{ Ton}$$

$$M = 300 \text{ Ton} + 297.5 \text{ Ton}$$

$$\therefore M = 597.5 \text{ Ton}$$

$$b). - E_A = \frac{1}{2} \frac{Mv^2}{g}$$

donde:

$E_A$  = Energía de atraque; en ton-m

$v$  = velocidad de atraque;  $v = 0.3$  m/seg

$g$  = aceleración de la gravedad;  $g = 9.81$  m/seg<sup>2</sup>

entonces:

$$E_A = \frac{1}{2} \left( \frac{597.5 \text{ Ton } (0.3 \text{ m/seg})^2}{9.81 \text{ m/seg}^2} \right)$$

$$\therefore E_A = 1.4 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

Esta energía de atraque que transmite la embarcación al muelle en el momento de atracar, se absorberá mediante defensas compuestas de 2 llantas usadas de camioneta de 7" x 15", colocadas en cada uno de los ejes del atracadero en sentido longitudinal, las cuales generan una reacción "R", dicha reacción tiene un valor de  $R = 9$  Ton que va aplicada directamente a la pantalla de atraque. Véase la Tabla N° 1 del Apéndice. Para observar con detalle cada uno de los elementos que componen a éstas defensas de atraque, véase el Plano N° 4, referente a las pantallas, registros, defensas y bitas.

6.- CARGA VERTICAL:

a).- Carga muerta:

- \* Longitud de la plataforma, pantalla de atraque y pantalla posterior: 40.40 m.
- \* Ancho de pantalla de atraque y pantalla posterior: 1.45 m
- \* Ancho de plataforma: 9 m
- \* Espesor de la plataforma: 0.35 m
- \* Espesor de la pantalla de atraque y faldón posterior: 0.30 m
- \* Peso volumétrico de concreto: 2.4 Ton/m<sup>3</sup>

Losa:

$$(0.35\text{m})(40.40\text{m})(9\text{m})(2.4 \text{ Ton/m}^3) = 305.4 \text{ Ton}$$

Pantalla de atraque:

$$(0.30\text{m})(40.40\text{m})(1.15\text{m})(2.4 \text{ Ton/m}^3) = 33.5 \text{ Ton}$$

Pantalla posterior:

$$(0.30\text{m})(40.40\text{m})(1.45\text{m})(2.4 \text{ Ton/m}^3) = \underline{42.2 \text{ Ton}}$$

$$\text{TOTAL} = 381.1 \text{ Ton}$$

b).- Carga viva:

$$\text{Carga viva de proyecto} = 2 \text{ T/m}^2$$

$$100\% \text{ Carga viva en losa: } (2\text{T/m}^2)(9\text{m})(40.40\text{m}) = 727.2 \text{ Ton}$$

$$50\% \text{ Carga viva en losa: } (1\text{T/m}^2)(9\text{m})(40.40\text{m}) = 363.6 \text{ Ton}$$

7.- CARGA SISMO:

$$F_s = K_s (W_{cm} + 50\% W_{cv})$$

donde:

$F_s$  = Fuerza sísmica aplicada a la estructura; en Ton.

$K_s$  = Factor sísmico de acuerdo a la regionalización sísmica de la U.N.A.M.;  $K_s = 0.05$

$W_{cm}$  = Peso total de la carga muerta de la estructura;  
 $W_{cm} = 381.1 \text{ Ton}$

$W_{cv}$  = Peso total del 50% de la carga viva generada en la estructura;  $W_{cv} = 363.6 \text{ Ton}$ .

entonces:

$$F_s = 0.05(381.1 \text{ Ton} + 363.6 \text{ Ton})$$

$$\therefore F_s = 37.2 \text{ Ton}$$

## 8.- FUERZAS DEBIDAS A CORRIENTES Y OLEAJES:

Dada la ubicación del muelle, estas dos fuerzas se desprecian.

## 9.- EMPUJE DE TIERRAS:

El empuje de tierras del relleno o "approach" que actúa sobre el faldón posterior se calcula a partir de la siguiente manera:

a).- Empuje de tierras activo estático:

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma^a H^2 K_a$$

donde:

- $E_A$  = Empuje activo de tierras provocado por el relleno sobre el faldón posterior del muelle; en ton/m
- $\gamma^a$  = peso específico correspondiente al estado en que se encuentre el medio; en éste caso  $\gamma^a = 1.8 \text{ Ton/m}^3$
- $H$  = profundidad a la que actúa el empuje activo de tierras;  
 $H = 1.8 \text{ m}$
- $K_a$  = coeficiente de presión activa de tierras, obtenido de la siguiente manera:

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - \beta/2)$$

donde:

$\beta$  = ángulo de fricción interna del relleno, para este caso  
 $\beta = 33^\circ$

entonces:

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - 33^\circ/2)$$

$$\therefore k_a = 0.295$$

$$E_{A1} = \frac{1.8 \text{ ton/m}^3 (1.8)^2 0.95}{2}$$

$$\therefore E_{A1} = 0.860 \text{ Ton/m}$$

Para una sobrecarga "q" tenemos que el empuje activo de tierras se calculará:

$$E_A = kaqH$$

para  $q = 2 \text{ Ton/m}^2 \longrightarrow 100\% \text{ C.V.}$

$$\therefore E_{A2} = 0.295 (2\text{T/m}^2)(1.8 \text{ m})$$

$$E_{A2} = 1.062 \text{ Ton/m}$$

$$E_{AT} = E_{A1} + E_{A2}$$

$$\therefore E_{AT} = 0.860 \text{ Ton/m} + 1.062 \text{ Ton/m}$$

$$E_{AT} = 1.924 \text{ Ton/m}$$

$F_{ET}$  = Fuerza horizontal total producida por el empuje activo de tierras.

$L$  = Longitud de la plataforma de proyecto,  $L = 40.40 \text{ m}$ .

$$\therefore F_{ET} = 1.924 \text{ Ton/m (40.40 m)}$$

$$F_{ET} = 77.73 \text{ Ton}$$

$$F_{ETR} = 1.924 \text{ Ton/m (4.70 m)}$$

$$F_{ETR} = 9.0428 \text{ Ton}$$

b.- Empuje de tierras activo bajo la acción de carga sísmica:

El coeficiente de presión activa de tierras "ka" bajo la acción del sismo, está en función del factor sísmico "ks" y del ángulo de fricción interna "φ". Para este caso en el que "ks" = 0.05 y el ángulo φ = 33°, el coeficiente de presión activa de tierras vale ka = 0.32.

entonces:

$$E_{AS1} = \frac{\gamma}{2} H^2 k_a;$$

donde:

$E_{AS}$  = Empuje activo sísmico de tierras, en  $\frac{\text{ton}}{\text{m}}$

$$E_{AS1} = \frac{1.8 \text{ Ton/m}^3 (1.8\text{m})^2 0.32}{2}$$

$$\therefore E_{AS1} = 0.933 \text{ Ton/m}$$

Para una sobrecarga q= 1 Ton/m<sup>2</sup>, se tiene:

$$E_{AS2} = K_a q H$$

$$E_{AS2} = (0.32)(1\text{Ton/m}^2)(1.8 \text{ m})$$

$$\therefore E_{AS2} = 0.576 \text{ Ton/m}$$

entonces:

$$E_{AST} = E_{AS1} + E_{AS2}$$

donde:

$E_{AST}$  = Empuje activo sísmico total de tierras, en ton/m

$$E_{AST} = 0.933 \text{ Ton/m} + 0.576 \text{ Ton/m}$$

$$\therefore E_{AST} = 1.509 \text{ Ton/m}$$

$$F_{EST} = E_{AST} (L)$$

donde:

$F_{EST}$  : Fuerza de empuje sísmico total, en Ton.

$$F_{EST} = 1.509 \text{ Ton/m} (40.40 \text{ m})$$

$$\therefore F_{EST} = 60.96 \text{ Ton}$$

$$F_{ESTR} = E_{AST} (A_T)$$

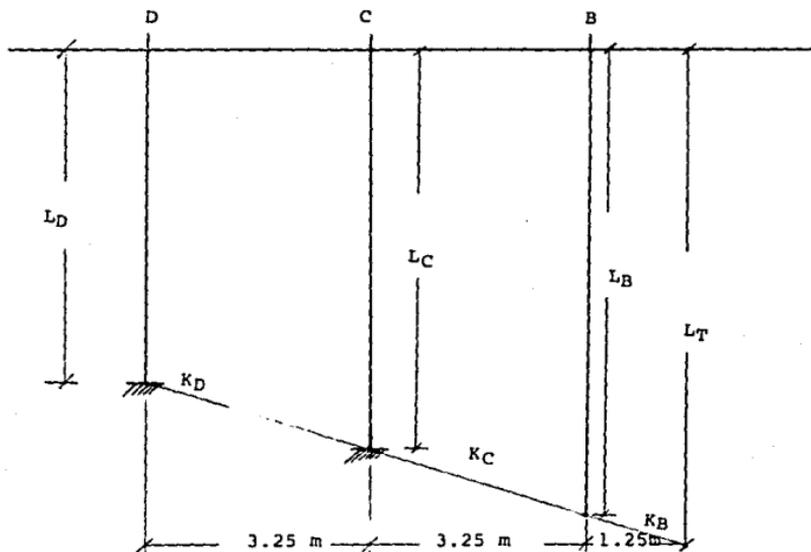
donde:

$F_{ESTR}$  = Fuerza del empuje activo sísmico tributario, en ton.

$A_T$  = Ancho tributario del marco de proyecto;  $A_T = 4.70\text{m}$

$$F_{ESTR} = 1.509 \text{ Ton/m} (4.70 \text{ m}) = 7.10 \text{ Ton}$$

10.- DETERMINACION DE LAS RIGIDECES ANGULARES PARA CADA UNO DE LOS MARCOS QUE COMPONEN A LA ESTRUCTURA:



$$a).- K_D = \frac{4 EI}{L_D}$$

Se considera como una viga empotrada en ambos extremos.

$$EI = \text{cte}$$

$$L_D = 2.33 \text{ m}$$

$$\therefore K_D = \frac{4}{2.33 \text{ m}}$$

$$K_D = 1.72$$

$$b).- K_C = \frac{4EI}{L_C}$$

Se considera como una viga doblemente empotrada.

$$EI = \text{cte}$$

$$L_C = 4.5 \text{ m}$$

$$\therefore K_C = \frac{4}{4.5 \text{ m}}$$

$$K_C = 0.89$$

c).-  $K_B = \frac{3EI}{L_B}$  Se considera como una viga empotrada en un extremo y simplemente apoyada en el otro extremo.

$$EI = \text{cte}$$

$$L_B = 6.67 \text{ m}$$

$$\therefore K_B = \frac{3}{6.67 \text{ m}}$$

$$K_B = 0.45$$

d).- Como la rigidez  $K_B$  es la de menor valor, se considerará con un valor unitario, quedando los valores de las rigideces como sigue:

$$\text{I.- } K_B = \frac{0.45}{0.45}$$

$$\therefore K_B = 1$$

$$\text{II.- } K_C = \frac{0.89}{0.45}$$

$$\therefore K_C = 1.98$$

$$\text{III.- } K_D = \frac{1.72}{0.45}$$

$$\therefore K_D = 3.82$$

11.- DISTRIBUCION DE LA FUERZA CORTANTE PRODUCIDA POR LA ACCION DEL SISMO EN CADA UNO DE LOS MARCOS DE PROYECTO:

La fuerza cortante deberá ser resistida en un marco cualquiera igual a la suma de dos efectos:

- \* El debido a la fuerza cortante de piso actuando en el centro de rigideces ( $V_{DIR} \rightarrow$  cortante directo).
- \* El debido al momento torsionante del piso ( $V_{TOR} \rightarrow$  cortante por torsion y  $M_T \rightarrow$  momento torsionante).

Del inciso # 5 tenemos que la fuerza sísmica aplicada a la estructura es:

$$F.s. = 37.2 \text{ Ton}$$

a).-

EJE	$X_i$ (m)	$K_{iy}$	$K_{iy} \cdot X_i$	$X_{iT}$ (m)	$K_{iy} \cdot X_{iT}$	$K_{iy} \cdot X_{iT}^2$	$V_{DIR}$ (Ton)	$V_{TOR}$ (Ton)	$V_{TOTAL}$ (Ton)
1	0	1	0	-18.8	-18.8	353.4	4.13	-2.07	2.06
2	4.7	1	4.7	-14.1	-14.1	198.8	4.13	-1.55	2.58
3	9.4	1	9.4	-9.4	-9.4	88.4	4.13	-1.03	3.1
4	14.1	1	14.1	-4.7	-4.7	22.1	4.13	-0.52	3.61
5	18.8	1	18.8	0	0	0	4.13	0	4.13
6	23.5	1	23.5	4.7	4.7	22.1	4.13	0.52	4.65
7	28.2	1	28.2	9.4	9.4	88.4	4.13	1.03	5.16
8	32.9	1	32.9	14.1	14.1	198.8	4.13	1.55	5.68
9	37.6	1	37.6	18.8	18.8	353.4	4.13	2.07	6.20
$\Sigma$		9	169.2			1'325.4	37.2		

$$a.1). - X_{iT} = \frac{\sum k_{iy} \cdot X_i}{\sum k_{iy}}$$

$$X_{iT} = \frac{169.2}{9}$$

$$X_{iT} = 18.8 \text{ m}$$

$$a.2). - V_{DIR} = F_S \left( \frac{k_{iy}}{\sum k_{iy}} \right)$$

$$V_{DIR} = 37.2 \text{ Ton} \left( \frac{1}{9} \right)$$

$$V_{DIR} = 4.13 \text{ Ton}$$

$$a.3). - M_T = F_S (0.1 \times L)$$

$$M_T = 37.2 \text{ Ton} (0.1 \times 40.40 \text{ m})$$

$$M_T = 150.3 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$a.4). - V_{TOR} = \frac{M_T(k_{iy} \cdot X_{iT})}{\sum (k_{iy} \cdot X_{iT}^2) + \sum (k_{ix} \cdot Y_{iT}^2)}$$

$$V_{TOR} = \frac{150.3 \text{ Ton} \cdot \text{m} (k_{iy} \cdot X_{iT})}{1325.4 + 38.57}$$

$$V_{TOR} = 0.110 (k_{iy} \cdot X_{iT})$$

b).-

EJE	$Y_i$ (m)	$K_{ix}$	$K_{ix} \cdot Y_i$	$Y_{iT}$ (m)	$K_{ix} \cdot Y_{iT}$	$K_{ix} \cdot Y_{iT}^2$	$V_{DIR}$ (Ton)	$V_{TOR}^1$ (Ton)	$V_{TOR}^2$ (Ton)	$V_{TOTAL}$ (Ton)
B	0	1	0	-4.60	-4.60	21.16	5.47	-0.28	-0.06	5.41
C	3.25	1.98	6.44	-1.35	-2.67	3.61	10.83	-0.16	-8.03	10.8
D	6.50	3.82	24.83	1.90	-7.26	13.80	20.9	0.44	0.09	21.34
<b>M</b>		6.80	31.27			38.57	37.2			

$$b.1).- Y_{iT} = \frac{\sum k_i \times y_i}{\sum k_i \times x}$$

$$Y_{iT} = \frac{31.27}{6.80}$$

$$Y_{iT} = 4.6 \text{ m}$$

$$b.2).- V_{DIR} = FS \left( \frac{k_{ix}}{\sum k_{ix}} \right)$$

$$V_{DIR} = 37.2 \text{ Ton} \left( \frac{k_{ix}}{6.80} \right)$$

$$V_{DIR} = 5.47 \text{ Ton} (K_{ix})$$

b.3).- La excentricidad torsional es la distancia entre el centro de torsión (punto por el cual pasa la línea de acción de la fuerza cortante), y el centro de gravedad de las cargas.

$$e_c = 4.6 \text{ m} - 3.25 \text{ m}$$

$$e_c = 1.35 \text{ m}$$

La excentricidad torsional la podemos obtener mediante la siguiente fórmula :

$$e_{D1, 2} = e_c \pm 0.1 L$$

donde el signo  $\pm$  será el que nos origine los dos momentos torsionantes y cortantes por torsión aplicando el caso más desfavorable al marco del cortante total obtenido.

$$e_{D1, 2} = 1.35 \text{ m} \pm (0.1)(9 \text{ m})$$

$$e_{D1} = 1.35 \text{ m} + 0.9 \text{ m}$$

$$e_{D1} = 2.25 \text{ m}$$

$$e_{D2} = 1.35 \text{ m} - 0.9 \text{ m}$$

$$e_{D2} = 0.45 \text{ m}$$

$$M_{T1, 2} = FS (e_{D1, 2})$$

$$M_{T1} = 37.2 \text{ Ton} (2.25 \text{ m})$$

$$M_{T1} = 83.7 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{T2} = 37.2 \text{ Ton} (0.45 \text{ m})$$

$$M_{T2} = 16.74 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$b.4) \text{.- } V_{TOR1, 2} = \frac{M_{T1, 2} (K_{ix} \cdot Y_{iT})}{\sum (k_{iy} \cdot X_{iT}^2) + \sum (k_{ix} \cdot Y_{iT}^2)}$$

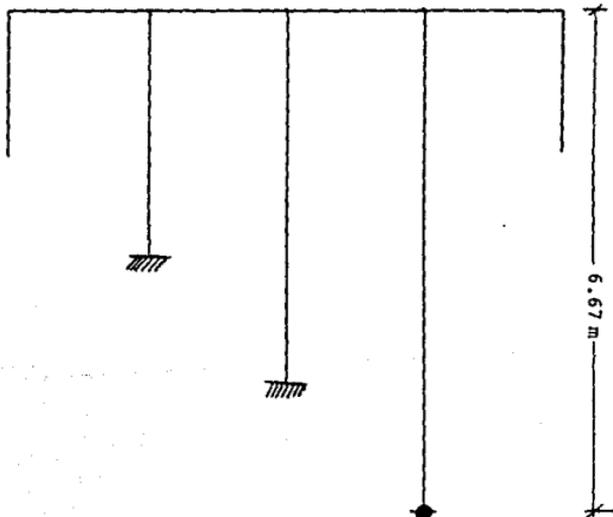
$$V_{TOR1} = \frac{83.7 \text{ Ton}\cdot\text{m} (kix \cdot Yi_T)}{1325.4 + 38.57}$$

$$V_{TOR1} = 0.0613 (Kix \cdot Yi_T)$$

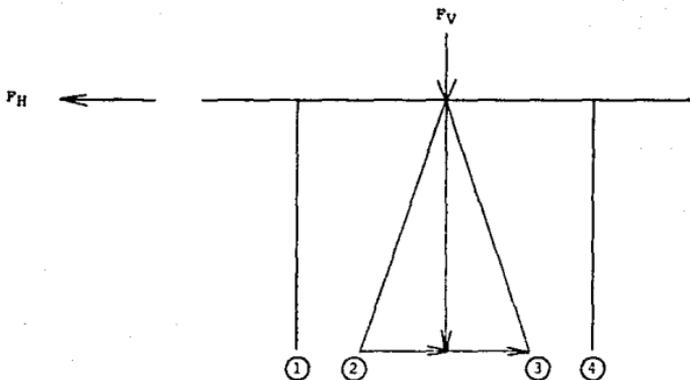
$$V_{TOR2} = \frac{16.74 \text{ Ton}\cdot\text{m} (kix \cdot Yi_T)}{1325.4 + 38.57}$$

$$V_{TOR2} = 0.0122 (Kix \cdot Yi_T)$$

## 12.- ANALISIS Y DISEÑO DE PILOTES:



Se considera  
que la  
longitud  
libre del  
pilote  
aproximada  
sea de  
6.67 m



a).- Del apartado # 4 referente a la carga vertical tenemos:

a.1).- Carga Muerta

$$(CM) = \frac{381.1 \text{ Ton}}{9 \text{ m (40.40 m)}}$$

$$\therefore CM = 1.10 \text{ Ton/m}^2$$

$$50\% \text{ Carga Viva (CV)} = 1.0 \text{ Ton/m}^2$$

\therefore La carga total (CT) es: CM + CV

$$CT = 1.10 \text{ Ton/m}^2 + 1.0 \text{ Ton/m}^2$$

$$CT = 2.10 \text{ Ton/m}^2$$

$$a.2).- F_v = A_T \times A_L \times C_T$$

donde:

$F_v$  = Fuerza vertical generada por la carga total que actúa a lo largo del marco de proyecto, en ton.

$A_T$  = Ancho transversal del marco de proyecto,  $A_T = 9.0$  m

$A_L$  = Ancho longitudinal del marco de proyecto,  $A_L = 4.70$  m

entonces

$$F_v = (9.0 \text{ m})(4.70 \text{ m})(2.10 \text{ Ton/m}^2)$$

$$\therefore F_v = 88.83 \text{ Ton.}$$

$$a.3).- F_H = (F_{ESTR}) + F_{MV}$$

donde:

$F_H$  = Fuerza horizontal actuante en el marco de proyecto,  
en ton.

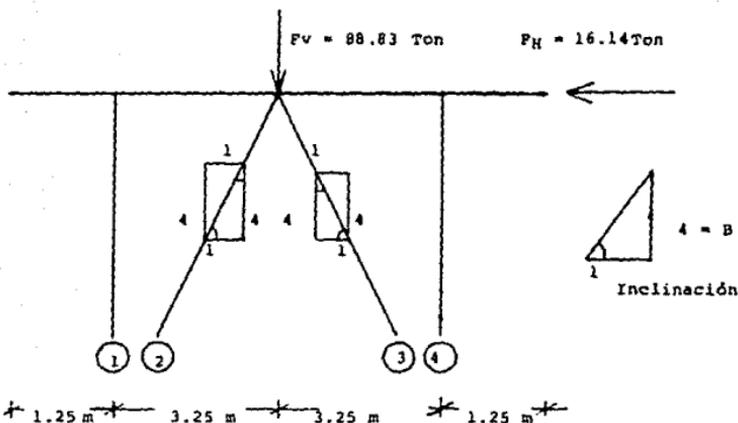
$F_{ESTR}$  = Fuerza de empuje activo estatico de marco tributario;  
 $F_{estr} = 9.04\text{ton.}$

$F_{MV}$  = Fuerza máxima generada por el viento;  $F_{MV} = 7.1 \text{ Ton}$

entonces

$$F_H = 9.04\text{Ton} + 7.1 \text{ Ton}$$

$$\therefore F_H = 16.14 \text{ Ton}$$



b).- TABLA GENERAL PARA PILOTES (SEGUN METODO DE REYNOLDS):

b.1).- Constantes de diseño:

$$X_o = (\sum_3 \sum_5 - \sum_2 \sum_4) / K$$

$$Y_o = (\sum_2 \sum_3 - \sum_1 \sum_4) / K$$

$$K = \sum_1 \sum_5 - \sum_2^2$$

$$N = k_p (k_w F_v + k_h F_h + k_m M)$$

$$M = F_v (e_h - X_o) + F_h (Y_o - e_y)$$

CANT	PILOTES	$\Sigma 1$	$\Sigma 2$	$\Sigma 3$	$\Sigma 4$	$\Sigma 5$	$\Sigma 6$	$\bar{x}$ (M)	$\bar{x}$ (M)	$K_P$	$K_W$	$K_h$	$K_m$
1 <sub>v</sub>	N <sub>1</sub>	1	0	0	0	0	10.563	0	-3.25	1.0	0.261	0	-0.154
1 <sub>D</sub>	N <sub>2</sub>	0.913	0.228	2.97	0.741	0.057	0	3.25	0	0.941	0.261	2.195	0
1 <sub>I</sub>	N <sub>3</sub>	0.913	-0.228	2.97	-0.741	0.057	0	3.25	0	0.941	0.261	-2.195	0
1 <sub>v</sub>	N <sub>4</sub>	1	0	6.50	0	0	10.563	6.50	3.25	1.0	0.261	0	+0.154
$\Sigma$		3.826	0	12.44	0	0.114	21.126						

Para cada pilote, se supone que el área de la sección transversal "A" es la misma. Todos los pilotes serán hincados a la misma profundidad, por lo que la relación entre el área y la longitud del pilote dada por "A/l", para los pilotes N<sub>1</sub> y N<sub>4</sub> será de 1, y para los pilotes N<sub>2</sub> y N<sub>3</sub> será de:

$$4/\sqrt{(1 + 4^2)} = 0.97.$$

$$b.2).- K = \sum_1 \sum_5 - \sum_2^2$$

entonces:

$$K = (3.826)(0.114) - (0)^2$$

$$\therefore K = 0.436$$

$$b.3).- X_0 = (\sum_3 \sum_5 - \sum_2 \sum_4) / K$$

entonces:

$$X_0 = [(12.44)(0.114) - (0)(0)]/0.436$$

$$\therefore X_0 = 3.25 \text{ m}$$

$$b.4).- Y_o = (\sum_2 \sum_3 - \sum_1 \sum_4) / K$$

sustituyendo valores:

$$Y_o = [(0)(12.44) - (3.826)(0)] / 0.436$$

$$\therefore Y_o = 0$$

$$b.5).- M = F_y (e_h - X_o) + F_h (Y_o - e_v)$$

tenemos que:

$$F_y = 88.83 \text{ Ton}$$

$$e_h = 3.25 \text{ m}$$

$$X_o = 3.25 \text{ m}$$

$$F_h = 16.14 \text{ Ton}$$

$$Y_o = 0$$

$$e_v = 0.175 \text{ m}$$

sustituyendo datos se obtiene:

$$M = 88.83 \text{ Ton} (3.25 \text{ m} - 3.25 \text{ m}) + 16.14 \text{ Ton} (0 - 0.175 \text{ m})$$

$$\therefore M = -2.825 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

Para cada pilote, se supone que el área de la sección transversal "A" es la misma. Todos los pilotes serán hincados a la misma profundidad, por lo que la relación entre el área y la longitud del pilote dada por "A/l", para los pilotes N<sub>1</sub> y N<sub>4</sub> será de 1, y para los pilotes N<sub>2</sub> y N<sub>3</sub> será de:

$$4/\sqrt{(1 + 4^2)^2} = 0.97.$$

$$b.2).- K = \sum_1 \sum_5 - \sum_2^2$$

entonces:

$$K = (3.826)(0.114) - (0)^2$$

$$\therefore K = 0.436$$

$$b.3).- X_0 = (\sum_3 \sum_5 - \sum_2 \sum_4) / K$$

entonces:

$$X_0 = [(12.44)(0.114) - (0)(0)]/0.436$$

$$\therefore X_0 = 3.25 \text{ m}$$

b.6).- Carga axial para cada uno de los pilotes:

$$N = K_p (k_w F_v + K_h F_h + K_m M)$$

Sustituyendo valores para cada uno de los valores correspondientes a cada pilote, se tiene:

$$N_1 = 1 [(0.261)(88.83 \text{ Ton}) + (0)(16.14 \text{ Ton}) + (-0.154)(-2.825 \text{ Ton}\cdot\text{m})]$$

$$N_1 = 23.62 \text{ Ton}$$

$$N_2 = 0.941 [(0.261)(88.83 \text{ Ton}) + (2.195)(16.14 \text{ Ton}) + (0)(-2.825 \text{ Ton}\cdot\text{m})]$$

$$N_2 = 55.15 \text{ Ton}$$

$$N_3 = 0.941 [(0.261)(88.83 \text{ Ton}) + (-2.195)(16.14 \text{ Ton}) + (0)(-2.825 \text{ Ton}\cdot\text{m})]$$

$$N_3 = -11.52 \text{ Ton} \quad \longrightarrow \quad \text{Trabaja a tensi3n este pilote.}$$

$$N_4 = 1 [(0.261)(88.83 \text{ Ton}) + (0)(16.14 \text{ Ton}) + (0.154)(-2.825 \text{ Ton}\cdot\text{m})]$$

$$N_4 = 22.75 \text{ Ton}$$

Comprobación:

$$F_x = 0$$

$$F_x = 16.14 \text{ Ton} - (55.15 \text{ Ton} + 11.52 \text{ Ton}) \text{ sen } 14^\circ$$

$$F_x = 16.14 \text{ Ton} - 16.13 = 0.01$$

$$F_y = 0$$

$$F_y = 88.83 \text{ Ton} - 23.62 \text{ Ton} - 22.75 \text{ Ton} - 55.15 \text{ Ton} (\cos 14^\circ) + 11.52 \text{ Ton} (\cos 14^\circ)$$

$$F_y = 88.83 \text{ Ton} - 23.62 \text{ Ton} - 22.75 \text{ Ton} - 53.51 \text{ Ton} + 11.17 \text{ Ton}$$

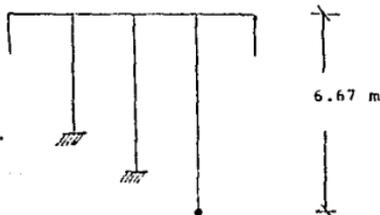
$$F_y = 0.120 \approx 0$$

c).- Diseño del armado de los pilotes:

$$c.1).- P_u = N_2 \times F_k$$

donde:

$P_u$  = Carga última de diseño, en ton.



$N_2$  = carga axial máxima que resulta del análisis hecho mediante el método de Reynolds; en éste caso  $N_2 = 55.15$  Ton.

$F_K$  = Factor de carga que incluye el peso propio del pilote, para éste caso  $F_K = 1.45$

Sustituyendo datos se tiene:

$P_u = 55.15 \text{ ton} (1.45)$

$\therefore P_u = 79.96 \text{ ton.}$

c.2).- Para el diseño del pilote, la longitud total de éste se considera aproximadamente como el doble de su longitud libre, debido a la longitud mínima de hinca que requiera, entonces tenemos:

$h_T = h(2)$

$h_T = 6.67 \text{ m} (2)$

$\therefore h_T = 13.34 \text{ m}$

La sección transversal de cada pilote es de 45 cm x 45 cm

c.3).- Para el diseño se utilizan las gráficas para el diseño plástico de columnas de concreto reforzado (U.N.A.M.), de tal modo:

$$\frac{h_T}{t} \longrightarrow \text{ancho o lado de sección} \longrightarrow t = 45 \text{ cm}$$

$$\frac{h_T}{t} = \frac{13.34 \text{ m}}{0.45 \text{ m}}$$

$$\therefore \frac{h_T}{t} = 29.64$$

para  $\frac{e_1}{e_2} = 0$  se tiene que de las gráficas de diseño plástico de columnas de concreto reforzado de la U.N.A.M.:

$$\frac{1-\rho}{3\rho} = 0.42$$

$$\Delta M = \left( \frac{1-\rho}{3\rho} t + 2 \text{ cm} \right) \text{ pu}$$

entonces:

$$\Delta M = [0.42 (0.45 \text{ cm}) + 0.02 \text{ m}] 79.96 \text{ ton}$$

$$\therefore \Delta M = 16.71 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

De los materiales de construcción tenemos que:

$$F'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$F^*c = 0.8 F'c$$

$$F''c = 0.85 F^*c$$

$$F^*c = 0.8 (250 \text{ kg/cm}^2)$$

$$F^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$F''c = 0.85 (200 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\therefore F''c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

Acero de Refuerzo:  $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Acero estructural:  $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$  en placas y perfiles laminados.

$$\frac{d}{t} = \frac{45 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm}}{45 \text{ cm}}$$

$$\frac{d}{t} = 0.83 \approx 0.85$$

$$K = \frac{Pu}{t^2 F''c}$$

$$K = \frac{79960 \text{ kg}}{(45 \text{ cm})^2 (170 \text{ kg/cm}^2)}$$

$$\therefore K = 0.232$$

$$R = \frac{Mu}{t^3 (F''c)}$$

sustituyendo datos:

$$R = \frac{1671000 \text{ kg}\cdot\text{cm}}{(45 \text{ cm})^3 (170 \text{ kg/cm}^2)}$$

$$R = 0.108$$

Entrando con éstos valores a las gráficas de diseño plástico de columnas de concreto reforzado de la U.N.A.M., se tiene que  $q < 0.1$ , por lo tanto, el área del acero se obtendrá de acuerdo al porcentaje mínimo (1.5%) del área total del concreto, de tal modo que:

$$A_s = A_c P_{\min}$$

donde:

$$A_s = \text{Area del acero necesaria, en cm}^2$$

$$A_c = \text{Area de la sección transversal del concreto del elemento estructural; } A_c = (45 \text{ cm})^2 = 2025 \text{ cm}^2$$

$$P_{\min} = \text{Porcentaje mínimo de acero en función del área transversal de concreto, en éste caso } P_{\min} = 1.5\%$$

Sustituyendo cada uno de los valores se tiene:

$$A_s = (2025 \text{ cm}^2) (0.015)$$

$$A_s = 30.38 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se necesitarán 4 varillas de diámetro de 1 pulgada y 4 varillas de diámetro de 3/4 de pulgada que proporcionan un área total de 31.68 cm<sup>2</sup>, quedando constituida de ésta manera el área de acero mínima requerida.

c.4).- Separación de Estribos:

Las barras de esquina y cada barra alternada, estarán restringidas por la esquina de un estribo con un ángulo interno de 90°.

Las N.T.C. limitan la separación del refuerzo transversal a una distancia máxima dada por la siguiente expresión:

$$S = \frac{850 d_b}{\sqrt{F_y}}$$

donde:

S = Separación máxima de los estribos, en cm.

db = diámetro mínimo de las barras longitudinales, en este caso, db = 1.9 cm

Fy = esfuerzo de fluencia de las barras longitudinales, Fy = 4200 kg/cm<sup>2</sup>.

Sustituyendo datos, se tiene:

$$S = \frac{(850) (1.9 \text{ cm})}{\sqrt{4200 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$S = 25 \text{ cm}$$

Las N.T.C. especifican que la separación máxima se reduzca, debido a los efectos producidos por la fuerza cortante a un valor no mayor de  $d/2$  para el tramo central del pilote, y a  $d/4$  y  $d/8$  en ambos extremos del pilote, es decir, en la unión de éste con la losa y en la punta.

Por lo tanto, los estribos se colocarán de la siguiente manera:

I.- Tramo central:

$$\frac{d}{2} = \frac{37.5 \text{ cm}}{2} = 18.75 \text{ cm}$$

por lo que se colocarán estribos del número 2 a cada 15 cm.

II.- Extremo Superior (Cabezal):

$$\frac{d}{8} = \frac{37.5 \text{ cm}}{8} = 4.68 \text{ cm}$$

$$\frac{d}{4} = \frac{37.5 \text{ cm}}{8} = 9.37 \text{ cm}$$

la longitud sobre la cual se colocarán los estribos a estas separaciones es aproximadamente 3 veces el lado mayor del pilote, esto es, a 1.30 m; por lo tanto, se colocarán estribos del número 2 a cada 4 cm en una distancia de 20 cm, y estribos del mismo número a cada 7.5 cm en una longitud de 105 cm.

III.- Extremo Inferior (Punta):

se colocarán estribos del número 2 de forma progresiva debido a la conicidad del pilote, a cada 4 cm en una longitud de 44 cm, y estribos del mismo número a cada 7.5 cm en una longitud de 75 cm.

Todos los estribos serán anillos cerrados con ganchos a 90° y 45°, cuya longitud será de 10 veces el diámetro del estribo, esto es, de 6.4 cm como mínimo.

Los anclajes y traslapes de las varillas para los pilotes, la losa, pantalla de atraque y faldón posterior, serán de acuerdo con la siguiente tabla:

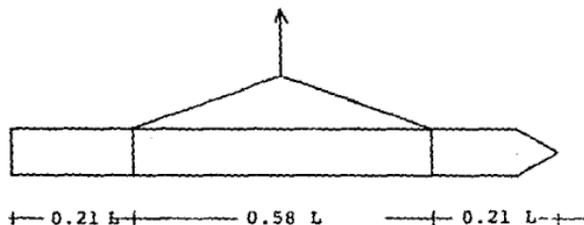
CALIBRE	DIAMETRO	La	Lg
# 4	$\phi \frac{1}{2}$ plg	35	20
# 5	$\phi \frac{5}{6}$ plg	45	25
# 6	$\phi \frac{3}{4}$ plg	65	35
# 8	$\phi 1$ plg	100	60

donde:

La = longitud de anclaje o traslape recto, en cm.

Lg = longitud de anclaje en escuadra, en cm.

c.5).- Comprobación por izado:



De los materiales de Construcción tenemos:

$$F'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 10000 \sqrt{250 \text{ kg/cm}^2} = 158 \ 113.88 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_s = 0.5 F_y = 0.5 (4 \ 200) = 2 \ 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_c = 0.45 (240 \text{ kg/cm}^2) = 112.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$n = \frac{2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2}{158 \ 113.88 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\therefore n = 12.65$$

$$K = \frac{1}{1 + \frac{F_s}{n F_c}}$$

$$K = \frac{1}{1 + \frac{2 \ 100 \text{ Kg/cm}^2}{(12.65)(112.5 \text{ Kg/cm}^2)}}$$

$$\therefore K = 0.40$$

$$J = 1 - \frac{K}{3}$$

$$J = 1 - \frac{0.40}{3}$$

$$\therefore J = 0.87$$

$$Q = 4 FcKJ$$

$$Q = 4 (112.5 \text{ kg/cm}^2)(0.40)(0.87)$$

$$\therefore Q = 19.58 \text{ Kg/cm}^2$$

Considerando una longitud total del pilote de 17.75 m,  
el momento es el siguiente:

$$M = \frac{WL^2}{2}$$

donde:

$$W = (0.45 \text{ m})(0.45 \text{ m})(2.4 \text{ Ton/m})$$

$$\therefore W = 0.49 \text{ Ton/m}$$

$$L = (0.21)(17.75 \text{ m})$$

$$L = 3.73 \text{ m}$$

Por tanto:

$$M = \frac{(0.49 \text{ Ton/m})(3.73 \text{ m})^2}{2}$$

$$M = 3.41 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

Considerando un coeficiente de impacto por manejo de 2, se tiene:

$$M = (3.41 \text{ Ton}\cdot\text{m})(2) = 6.82 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$d = \sqrt{\left(\frac{M}{Qb}\right)}$$

donde:

$$b = 45 \text{ cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{682000 \text{ kg}\cdot\text{cm}}{(19.58 \text{ kg/cm}^2)(45 \text{ cm})}}$$

∴  $d = 27.82 \text{ cm} < 37.5 \text{ cm}$ , por lo tanto, la sección adoptada es adecuada.

La capacidad total de los pilotes, se distribuye entre la resistencia en la punta en el estrato firme, y la fricción con los materiales débiles superiores. La sección transversal de los pilotes es constante, con el objeto de transmitir los esfuerzos de trabajo y los esfuerzos de hincado sin excesiva pérdida de energía por medio de la punta hacia el estrato resistente. La parte inferior de los pilotes tiene una conicidad uniforme, con una longitud vertical de 55 cm ya que para desarrollar una alta capacidad de carga, se debe combinar el apoyo directo de la punta con una fricción intensa en la zona embebida.

Los pilotes inclinados tienen un giro de  $30^\circ$  con respecto al eje longitudinal del muelle, debido al ángulo de incidencia del oleaje y a la dirección de los barcos al momento de atracar, así como al ángulo de reacción del estrato sobre el cual está apoyado el pilote, con el fin de que la carga transmitida por el pilote y la reacción del estrato de apoyo sean colineales. En el instante en el que una embarcación atraca golpeando las defensas sobre la pantalla de atraque, los pilotes verticales y el pilote inclinado hacia el faldón posterior del muelle trabajarán con una fuerza axial de compresión, mientras que el pilote que esta inclinado hacia la pantalla de atraque trabajará con una fuerza axial de tensión. Más sin embargo, cuando la embarcación sea jalada

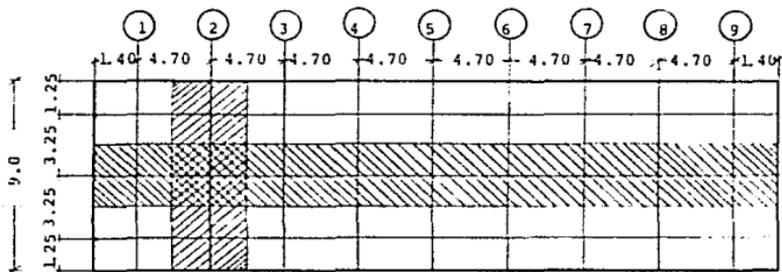
por medio de las amarras hacia el atracadero, o cuando el barco estando ya atracado con sus amarras correspondientes, se desplace debido a la acción de las mareas, corrientes y oleaje, el pilote que está inclinado hacia el faldón posterior trabajará con una fuerza axial de tensión, mientras que los demás trabajarán con una fuerza axial de compresión. La consolidación del estrato superior, puede generar fricción negativa sobre los pilotes, la cual se considera despreciable por el tipo de cargas que actúan sobre el muelle, al igual que la fuerza axial de tensión que actúa sobre los pilotes inclinados, debido al área de acero y concreto determinadas para los pilotes.

La punta de los pilotes consiste en una placa de 20 cm x 20 cm x 1 pulgada, y de un perfil tipo H de 6 pulgadas x 6 pulgadas x 20 cm, con el objeto de que la punta del pilote encuentre apoyo y tenga un asiento satisfactorio sobre del material firme.

El método a utilizar para hincar los pilotes es por medio de un chorro de agua. Este método consiste en disponer un tubo de PVC con un diámetro de 2 pulgadas dentro del pilote y a un costado en la parte superior del mismo a través del cual se pueda inyectar agua a gran presión. Este chorro de agua en la punta del pilote, tenderá a desmenuzar y arrastrar hacia fuera el material, transformando la arcilla en la que va a hincarse el pilote en un lodo espeso, de manera que el pilote podrá ir hundiéndose fácilmente, es decir, hincarse sin dificultad a través del terreno hasta llegar a la posición requerida. Generalmente, después de hundirlo mediante el chorro, es conveniente hincar un poco el pilote para dejarlo asentado en su posición definitiva.

El armado de los pilotes, su localización y anclaje con la losa, así como las especificaciones de anclajes, traslapes y elementos complementarios, se pueden observar en el plano N° 2.

### 13.- DISEÑO DE LOSA:



Todas las medidas están dadas en metros.

- \* Espesor de losa propuesto: 35 cm
- \* Altura de pantalla de atraque delantera: 1.15 m
- \* Altura de pantalla posterior: 1.45 m
- \* Peso volumétrico del concreto: 2.4 Ton/m<sup>3</sup>

a).- Carga Total (W<sub>CT</sub>):

$$W_{CT} = W_{CM} + W_{CV}$$

donde:

$$W_{CT} = \text{carga total distribuida; en Ton/m}^2$$

$$W_{CM} = 0.35 \text{ m} (1.0 \text{ m}) (2.4 \text{ Ton/m}^3)$$

$$W_{CM} = 0.84 \text{ Ton/m}^2$$

$$W_{CV} = 2.0 \text{ Ton/m}^2$$

$$\therefore W_{CT} = 0.84 \text{ Ton/m}^2 + 2 \text{ Ton/m}^2$$

$$W_{CT} = 2.84 \text{ Ton/m}^2$$

$$a.1).- P_1 = (1.25 \text{ m})(4.70 \text{ m})(2.84 \text{ Ton/m}^2)$$

$$P_1 = 16.7 \text{ Ton}$$

$$P_2 = (3.25 \text{ m})(4.70 \text{ m})(2.84 \text{ Ton/m}^2)$$

$$P_2 = 43.4 \text{ Ton}$$

a.2).- Peso pantalla de atraque

$$P_{PA} = (0.30 \text{ m})(1.15 \text{ m})(4.70 \text{ m})(2.4 \text{ Ton/m}^3)$$

$$P_{PA} = 3.90 \text{ Ton}$$

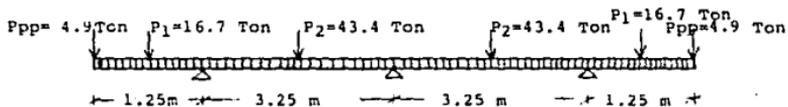
a.3).- Peso pantalla posterior:

$$P_{PP} = (0.30 \text{ m})(1.45 \text{ m})(4.70 \text{ m})(2.4 \text{ Ton/m}^3)$$

$$P_{PP} = 4.90 \text{ Ton}$$

Por lo tanto, se tomará en el análisis de la losa el peso de la pantalla posterior por ser el mayor.

a.4).- Análisis de la losa en sentido transversal aplicando el método de Cross considerando la carga total distribuida (CM + CV):



$$M_1 = \frac{W_1}{2} + PL$$

$$M_1 = \frac{(16.7 \text{ Ton})(1.25 \text{ m})}{2} + (4.9 \text{ Ton})(1.25 \text{ m})$$

$$M_1 = 16.6 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$M_2 = \frac{WL}{12}$$

$$M_2 = \frac{43.4 \text{ Ton (3.25 M)}}{12}$$

$$M_2 = 11.80 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

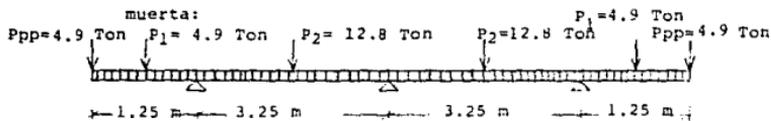
	$T_I$	$T_D$	$T_I$	$T_D$	$T_I$	$T_D$
F.D.	0	1	0.5	0.5	1	0
ME	- 16.6	11.8	- 11.8	11.8	- 11.8	16.6
D	0	4.8	0	0	- 4.8	0
T			2.4	- 2.4		
$\sum M$	- 16.6	16.6	- 9.4	9.4	- 16.6	16.6
$V_i$	21.6	21.7	21.7	21.7	21.7	21.6
$V_H$		2.2	- 2.2	- 2.2	2.2	
$V_T$	21.6	23.9	19.5	19.5	23.9	21.6
R		45.5		39.0		45.5
$M_+$		4.60		4.60		

Los momentos flexionantes en secciones críticas a lo largo de las losas de cada marco se distribuirán entre las franjas de columna y las franjas centrales, de acuerdo con los siguientes porcentajes:

	Franjas de columna	Franjas centrales
Momentos positivos	60	40
Momentos negativos	75	25

$T_I$	$T_D$	$T_I$	$T_D$	$T_I$	$T_D$	
12.5	12.5	7.1	7.1	12.5	12.5	Franja columna (-) 75%
		2.8	2.8			Franja columna (+) 60%
4.1	4.1	2.3	2.3	4.1	4.1	Franja central (-) 25%
		1.8	1.8			Franja central (+) 40%
5.3	5.3	3.0	3.0	5.3	5.3	Franja columna ml (-)
		1.2	1.2			Franja columna ml (+)
1.7	1.7	1.0	1.0	1.7	1.7	Franja central ml (-)
		0.8	0.8			Franja central ml (+)

a.5).- Análisis de la losa en sentido transversal empleando el método de Cross considerando únicamente la carga muerta:



$$W_{CM} = 0.84 \text{ Ton/m}^2$$

$$P_1 = (1.25 \text{ m})(4.70 \text{ m})(0.84 \text{ Ton/m}^2)$$

$$P_1 = 4.9 \text{ Ton}$$

$$P_2 = (3.25 \text{ m})(4.70 \text{ m})(0.84 \text{ Ton/m}^2)$$

$$P_2 = 12.8 \text{ Ton}$$

$$M_1 = \frac{WL}{2} + PL$$

$$M_1 = \frac{(4.9 \text{ Ton})(1.25 \text{ m})}{2} + (4.9 \text{ Ton})(1.25 \text{ m})$$

$$M_1 = 9.2 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$M_2 = \frac{WL}{12}$$

$$M_2 = \frac{(12.8 \text{ Ton})(3.25 \text{ m})}{12}$$

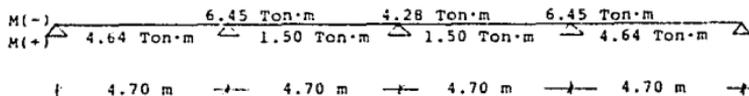
$$M_2 = 3.5 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

	$T_I$	$T_D$	$T_I$	$T_D$	$T_I$	$T_D$
F.D.	0	1	0.5	0.5	1	0
ME	- 9.2	3.5	- 3.5	3.5	- 3.5	9.2
D	0	5.7	0	0	- 5.7	0
T			2.9	- 2.9		
$\sum M$	- 9.2	9.2	- 0.6	0.6	- 9.2	9.2
$V_i$	9.8	6.4	6.4	6.4	6.4	9.8
$V_H$		2.6	- 2.6	- 2.6	2.6	
$V_T$	9.8	9.0	3.8	3.8	9.0	9.8
R	18.8		7.6		18.8	
M+		0.25		0.25		

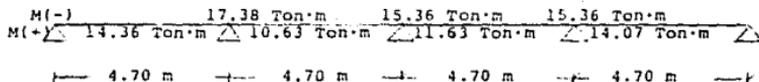
	$T_I$	$T_D$	$T_I$	$T_D$	$T_I$	$T_D$
Franja eje (-) 75%	6.9	6.9	0.45	0.45	6.9	6.9
Franja eje (+) 60%		0.15		0.15		
Franja central (-) 25%	2.3	2.3	0.15	0.15	2.3	2.3
Franja central (+) 40%		0.10		0.10		
Franja eje ml(-)	2.9	2.9	0.2	0.2	2.9	2.9
Franja eje ml (+)		0.06		0.06		
Franja central ml (-)	1.0	1.0	0.06	0.06	1.0	1.0
Franja central ml (+)		0.04		0.04		

a.6).- Aplicando el método de Cross para el análisis de la losa en sentido longitudinal, se obtuvieron los siguientes resultados:

• Carga Muerta:

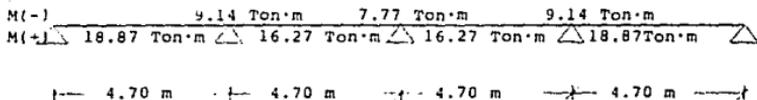


\* Carga Viva:

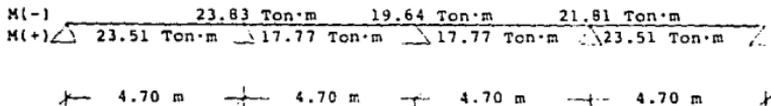


a.7).- Análisis de la losa en sentido longitudinal bajo la acción del peso de vehículos operando sobre la plataforma del muelle:

Aplicando el método de líneas de influencia, para el análisis de la losa bajo la acción del peso de los vehículos que vayan a operar sobre ésta, se obtuvieron los siguientes momentos:



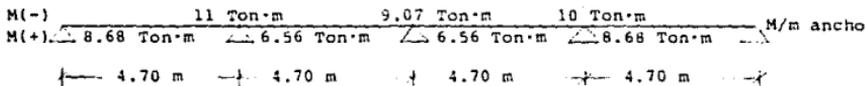
a.8).- Sumando los momentos producidos por la carga muerta con los producidos por la carga viva o por la carga de los vehículos que operen sobre la plataforma del muelle, dependiendo de cuál de éstos sea el mayor, se obtienen los siguientes momentos:



a.9).- Los momentos distribuidos a lo largo de la faja de eje por longitud de ancho son:

Faja de eje: \* Momentos positivos (M<sub>+</sub>) → 60%

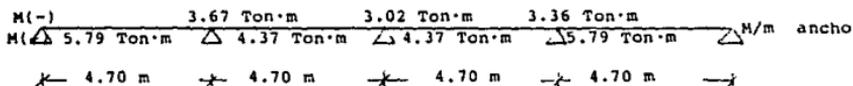
\* Momentos negativos (M<sub>-</sub>) → 75%



a.10).- Los momentos distribuidos a lo largo de la faja de centro por longitud de ancho son:

Faja de centro: \* Momento positivo (M +) → 40%

\* Momento negativo (M -) → 25%



a.11).- Los momentos que se toman en consideración para el diseño de la losa en sentido longitudinal son:

\* Faja de eje:

M (-) = 11 Ton·m

M (+) = 8.68 Ton·m

\* Faja de centro:

M (-) = 3.67 Ton·m

M (+) = 5.79 Ton·m

a.12).- Aplicando el método empleado para la obtención de los momentos en sentido longitudinal, se determinaron los siguientes momentos para el diseño de la losa en sentido transversal:

\* Faja de eje:

$$M (-) = 5.60 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$M (+) = 2.3 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

\* Faja de centro:

$$M (-) = 2.15 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$M (+) = 0.80 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

b).- Diseño de la Losa en sentido longitudinal:

b.1).- Datos de proyecto de los materiales de construcción:

$$F'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Acero de refuerzo } Fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

$$d = 30 \text{ cm}$$

Recubrimiento: 5 cm

$$\rho_{\text{mín}} = 0.0028$$

b.2).- Empleando el método de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal para la obtención del área de acero mínimo por flexión y el área de acero mínimo por contracción y temperatura se tiene:

b.2.1).- Area de acero mínimo por flexión:

$$\text{Asmín: } \frac{0.7 \sqrt{F'c}}{F_y} bd$$

$$\text{Asmín} = \frac{0.7 \sqrt{250 \text{ kg/cm}^2}}{4200 \text{ kg/cm}^2} (100 \text{ cm})(30 \text{ cm})$$

$$\therefore \text{Asmín} = 7.9 \text{ cm}^2$$

b.2.2).- Area de acero mínimo por contracción y temperatura:

Aplicando la relación  $\frac{M_u}{bd^2}$  para cada uno de los momentos

correspondientes a cada faja se tiene:

\* Faja de Eje:

⊕ Momento negativo:

$$M (-) = 11 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 30 \text{ cm}$$

entonces:

$$\frac{Mu_1}{bd^2} = \frac{11 \times 10^5 (1.4)}{(100)(30)^2}$$

$$\therefore \frac{Mu_1}{bd^2} = 17.1$$

De las gráficas de las Normas Técnicas Complementarias, el porcentaje de acero de refuerzo necesario es:

$$\rho = 0.0048$$

Por lo tanto el área de acero requerida se calculará de la siguiente manera:

$$A_s = \rho bd$$

entonces:

$$As = (0.0048)(100 \text{ cm})(30 \text{ cm})$$

$$\therefore As = 14.4 \text{ cm}^2$$

Para determinar la separación de las varillas conforme al área requerida y el diámetro a utilizarse se emplea la siguiente fórmula:

$$S = \frac{100 \text{ as}}{As}$$

donde:

- S : separación entre las varillas
- as : área de cada varilla
- As : área de acero por metro de ancho de losa

Para facilitar el proceso de construcción y en base a la experiencia, se utilizará únicamente varilla de diámetro de 5/8 de pulgada para el armado de la losa.

$$S = \frac{(100 \text{ cm})(1.98 \text{ cm}^2)}{14.4 \text{ cm}^2}$$

$$\therefore S = 13.75 \text{ cm}$$

⊕ Momento positivo:

$$M(+)= 8.68 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$\frac{Mu_2}{bd^2} = \frac{8.68 \times 10^5 (1.4)}{(100)(30)^2}$$

$$\therefore \frac{Mu_2}{bd^2} = 13.5$$

De gráficas se tiene que:

$$\rho = 0.0038$$

$$A_s = \rho \text{ bd}$$

$$A_s = (0.0038)(100 \text{ cm})(30 \text{ cm})$$

$$\therefore A_s = 11.4 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{100 a_s}{A_s}$$

$$S = \frac{(100 \text{ cm})(1.98 \text{ cm}^2)}{11.4 \text{ cm}^2}$$

$$\therefore S = 17.36 \text{ cm}$$

\* Faja de Centro:

⊕ Momento Negativo:

$$M(-) = 3.67 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$\frac{Mu_3}{bd^2} = \frac{3.67 \times 10^5 (1.4)}{(100)(30)^2}$$

$$\therefore \frac{Mu_3}{bd^2} = 5.71$$

De gráficas:

$$\rho = 0.0015$$

$\rho < \rho_{\text{mín}}$ , por lo tanto se utilizará esta última.

$$\rho_{\text{mín}} = 0.0028$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = (0.0028)(100 \text{ cm})(30 \text{ cm})$$

$$\therefore A_s = 8.4 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{100 \text{ as}}{As}$$

$$S = \frac{(100 \text{ cm})(1.98 \text{ cm}^2)}{8.4 \text{ cm}^2}$$

$$\therefore S = 23.57 \text{ cm}$$

⊕ Momento Positivo:

$$M(+)= 5.79 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$\frac{Mu_4}{bd^2} = \frac{5.79 \times 10^5 (1.4)}{(100)(30)^2}$$

$$\therefore \frac{Mu_4}{bd^2} = 9.0$$

De las gráficas:

$$\rho = 0.0025$$

$\rho < \rho_{\text{mín}}$ , por tanto se utilizará la  $\rho_{\text{mín}}$ .

$$\rho_{\text{mín}} = 0.0028$$

$$As = 8.4 \text{ cm}^2$$

$$S = 23.57 \text{ cm}$$

La losa en sentido longitudinal va doblemente armada, en la parte superior de ésta se colocarán varillas de diámetro de 5/8 de pulgada a cada 24 cm corridas en ambas fajas. También se colocarán bastones con varilla de diámetro de 5/8 de pulgada a cada 24 cm únicamente en cada faja de eje. El armado de la parte inferior consiste en varillas de diámetro de 5/8 de pulgada a cada 24 cm corridas en ambas fajas. Además se compone de bastones de varilla de diámetro de 5/8 de pulgada colocados solamente en cada faja de eje. Para observar con detalle el armado de la losa, véase el Plano # 3.

c).- Diseño de la losa en sentido Transversal:

\* Faja de eje:

⊕ Momento Negativo:

$$M(-) = 5.6 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$\frac{Mu_1}{bd^2} = \frac{5.6 \times 10^5 (1.4)}{(100)(30)^2}$$

$$\therefore \frac{Mu_1}{bd^2} = 8.71$$

De las gráficas se tiene que:

$$\rho = 0.0024$$

$\rho < \rho_{\min}$ , entonces se empleará la  $\rho_{\min}$

$$\rho_{\min} = 0.0028$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = (0.0028)(100 \text{ cm})(30 \text{ cm})$$

$$\therefore A_s = 8.4 \text{ cm}^2$$

Utilizaremos para el armado en éste sentido, varilla de diámetro de 5/8 de pulgada, como se hizo anteriormente.

$$S = \frac{100 (a_s)}{A_s}$$

$$S = \frac{100 \text{ cm}(1.98 \text{ cm}^2)}{8.4 \text{ cm}^2}$$

$$\therefore S = 24 \text{ cm}$$

⊕ Momento Positivo:

$$M(+) = 2.3 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$\frac{Mu_2}{bd^2} = \frac{2.3 \times 10^5 (1.4)}{(100)(30)^2}$$

$$\frac{Mu_2}{bd^2} = 3.58$$

Entrando con éste valor a las gráficas, observamos que se tiene que utilizar la  $\rho_{\text{mín.}}$ .

$$\rho_{\text{mín}} = 0.0028$$

$$As = 8.4 \text{ cm}^2$$

$$S = 23.57 \text{ cm}$$

\* Faja de Centro:

⊖ Momento Negativo:

$$M(-) = 2.15 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$\frac{Mu_3}{bd^2} = \frac{2.15 \times 10^5 \times (1.4)}{(100)(30)^2}$$

$$\frac{Mu_3}{bd^2} = 3.34$$

Observando éste valor en las gráficas, nos determina que tenemos que usar la  $\rho$  mín.

$$\rho_{\text{mín}} = 0.0028$$

$$A_s = 8.4 \text{ cm}^2$$

$$S = 23.57 \text{ cm}$$

⊕ Momento Positivo:

$$M(+) = 0.80 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$\frac{M_u}{bd^2} = \frac{0.80 \times 10^5 (1.4)}{(100)(30)^2}$$

$$\frac{M_u}{bd^2} = 1.24$$

Por tanto usaremos la  $\rho$  mín.

$$\rho_{\text{mín}} = 0.0028$$

$$A_s = 8.4 \text{ cm}^2$$

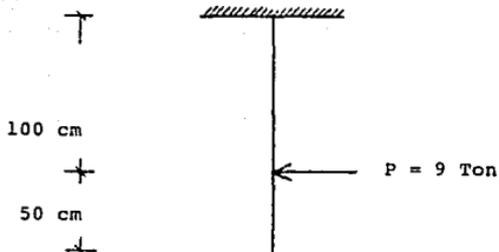
$$S = 23.57 \text{ cm}$$

El armado de la losa en sentido transversal se compone en la parte superior de varillas de diámetro de 5/8 de pulgada a cada 24 cm corridas en ambas fajas. Además se colocarán bastones de varilla de diámetro de 5/8 de pulgada a cada 24 cm únicamente en cada faja de eje. El armado en la parte inferior está compuesto de varillas de diámetro de 5/8 de pulgada a cada 24 cm corridas en ambas fajas. Obsérvese el Plano N° 3 referente al armado de la losa.

#### 14.- DISEÑO DE LA PANTALLA DE ATRAQUE Y DEL FALDON POSTERIOR:

La cota de la plataforma de operación es de +2.50 m, la cual se definió tomando en cuenta la marea máxima esperada, aproximadamente 0.80 m sobre el N.B.M. Por su parte el peralte de la pantalla de atraque se deja de 1.50 m con un espesor de 30 cm, de tal forma que el barco de proyecto, no puede meterse debajo de ella en condición de cargado y marea baja. El faldón posterior mide 1.80 m de peralte y 30 cm de espesor también.

Refiriéndonos al apartado N° 3 de éste capítulo, en el cuál se determinó que en base a la energía de atraque calculada se colocarán 2 llantas usadas de camioneta de 7x15x50 en cada uno de los ejes en sentido longitudinal, generándose una reacción de 9 ton, la cual se aplica directamente a la pantalla de atraque a 1 m de distancia de la parte superior de la losa del muelle.



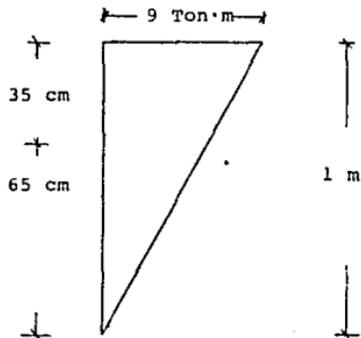
Para la obtención del momento resistente se considera a la pantalla de atraque como una viga empotrada únicamente en un extremo.

$$M = PL$$

$$M = (9 \text{ Ton})(1 \text{ m})$$

$$\therefore M = 9 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

El diagrama de momento es el siguiente:



El momento que se emplea para el diseño es el correspondiente a 65 cm, ya que se restan 35 cm que corresponden al peralte de la losa.

Aplicando una simple regla de tres tenemos:

$$9 \text{ Ton}\cdot\text{m} = 1 \text{ m}$$

$$X = 0.65 \text{ m}$$

$$X = \frac{(9 \text{ Ton}\cdot\text{m})(0.65 \text{ m})}{1 \text{ m}}$$

$$X \approx 5.85 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

Por tanto el momento de diseño es:

$$M_u = 5.85 \text{ Ton}\cdot\text{m} (1.4)$$

$$M_u = 8.19 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

Aplicando el método de las Normas Técnicas Complementarias de diseño del Reglamento de Construcciones, tenemos:

$$\frac{Mu}{bd^2}$$

$$Mu = 8.19 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 30 \text{ cm}$$

$$\frac{Mu}{bd^2} = \frac{8.19 \times 10^5}{(100)(30)^2}$$

$$\frac{Mu}{bd^2} = 9.1$$

De gráficas:

$$\rho = 0.0025$$

$\rho < \rho_{\text{mín}}$ , por lo tanto se adoptará la  $\rho_{\text{mín}}$ .

$$\rho_{\text{mín}} = 0.0028$$

$$As = \rho bd$$

$$As = (0.0028)(100 \text{ cm})(30 \text{ cm})$$

$$\therefore A_s = 8.4 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla de diámetro de 5/8 de pulgada para el refuerzo vertical, la separación de las barras es la siguiente:

$$S = \frac{100 \text{ as}}{A_s}$$

$$S = \frac{(1.98 \text{ cm}^2)(100 \text{ cm})}{8.4 \text{ cm}^2}$$

$$S = 23.57 \text{ cm}$$

Para el refuerzo horizontal se utilizará varilla de 1/2 pulgada de diámetro, siendo la separación entre barras la siguiente:

$$S = \frac{(1.27 \text{ cm}^2)(100 \text{ cm})}{8.4 \text{ cm}^2}$$

$$S = 15.11 \text{ cm}$$

Por lo tanto, el armado de la pantalla de atraque en su parte exterior, consiste de varillas de 5/8 de pulgada de diámetro a cada 24 cm colocadas en sentido vertical, y de varillas de 1/2 pulgada de diámetro a cada 20 cm colocadas en sentido horizontal. También se compone de varillas de 5/8 de pulgada de diámetro colocadas a cada 24 cm en sentido vertical que provienen del armado de la losa con una longitud de 95 cm. El refuerzo de la parte interior está constituido de varillas de 5/8 de pulgada de diámetro a cada 24 cm colocadas en sentido vertical, y de varillas de 1/2 pulgada de diámetro a cada 20 cm en sentido horizontal. En la parte superior e inferior de la pantalla de atraque se colocan 3 varillas corridas de 5/8 de pulgada de diámetro en sentido horizontal.

El armado de la pantalla posterior, consiste en su parte exterior de varillas de 5/8 de pulgada de diámetro a cada 24 cm colocadas en sentido vertical, y de varillas de 1/2 pulgada de diámetro a cada 25 cm colocadas en sentido horizontal. Además se compone de varillas de 5/8 de pulgada de diámetro colocadas a cada 24 cm en sentido vertical provenientes del armado de la losa con una longitud de 95 cm. El armado de la parte interior está formado por varillas de 5/8 de pulgada de diámetro a cada 24 cm colocadas en sentido vertical, y de varillas de 1/2 pulgada de diámetro a cada 25 cm colocadas en sentido horizontal. Tanto en la parte superior como en la inferior de la pantalla posterior se colocarán 3 varillas corridas de 5/8 de pulgada de diámetro en sentido horizontal.

Para observar con detalle el armado de la pantalla de atraque como el de la pantalla posterior, así como sus dimensiones, véase el Plano N° 4, referente a pantallas, registros, defensas y bitas.

#### 15.- DETERMINACION DE LA LONGITUD MINIMA DE HINCA DEL PILOTE:

La longitud de empotre dentro del terreno se calcula por medio del método de Chang:

$$l/B = \sqrt[4]{Kh \cdot b/4 \cdot E \cdot I}$$

donde:

$l/B$  : longitud mínima de hincas del pilote.

$Kh$  : módulo de subreacción lateral, que depende del número de golpes a la penetración estándar a la profundidad considerada, el cual se obtiene por medio de la relación que existe entre la intensidad de la presión de contacto y la deformación del suelo. Bowles ha propuesto para cada tipo de suelo, su módulo de subreacción lateral correspondiente:

Suelo	$Kh$ (kg/cm <sup>3</sup> )
Arena gravosa densa	22.4 - 40
Arena densa de consistencia mediana	16 - 32
Arena de consistencia mediana	11.2 - 28.8
Arena fina	8 - 19.2
Arcilla de consistencia dura húmeda	5.6 - 22.4
Arcilla de consistencia dura saturada	2.8 - 11.2
Arcilla húmeda de consistencia mediana	4.0 - 14.4
Arcilla saturada de consistencia mediana	1.2 - 8.0
Arcilla blanda	0.16 - 4

De acuerdo a los estudios de mecánica de suelos realizados, se considera arcilla dura, ya que se necesitaron más de 30 golpes para lograr una penetración de 30 cm a una profundidad de 15 m a partir del nivel medio de baja marea.

En este caso se adopta  $K_h = 6 \text{ kg/cm}^3$

$b =$  ancho del pilote,  $b = 45 \text{ cm}$

$E =$  módulo de elasticidad del concreto,

$E = 10,000 \sqrt{f'c}$

$E = 10,000 \sqrt{250 \text{ kg/cm}^2}$

$\therefore E = 158,114 \text{ kg/cm}^2$

$I \rightarrow$  Momento de inercia de la sección transversal.

$$I = \frac{b^4}{12}$$

$$I = \frac{(45 \text{ cm})^4}{12}$$

$$I = 341,719 \text{ cm}^4$$

Por tanto, tenemos:

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{(6 \text{ kg/cm}^3)(45 \text{ cm})}{4(158,114 \text{ Kg/cm}^2)(341,719 \text{ cm}^4)}}$$

$$\beta = 0.0059$$

El inverso de  $\beta$  nos dará la longitud mínima de empotre:

$$\frac{1}{\beta} = 168.20 \text{ cm}$$

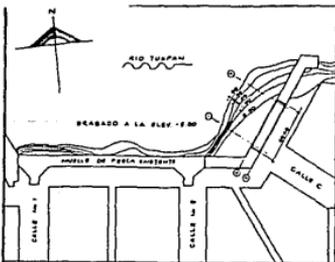
Aplicando un Factor de seguridad igual a 3, la longitud mínima de hinca del pilote es:

$$L_{MHP} = (168.20 \text{ cm})(3)$$

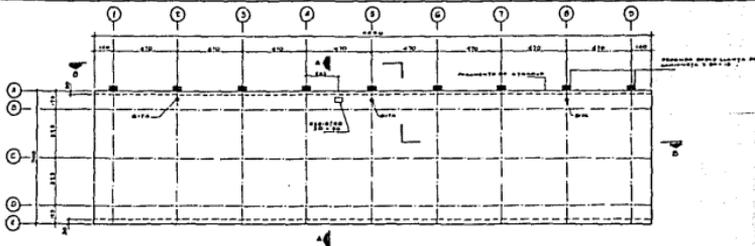
$$L_{MHP} = 5.046 \text{ m}$$

En base a los estudios de mecánica de suelos y a la longitud mínima de hinca del pilote, tanto los pilotes verticales como los inclinados se hincarán a una elevación -14.0 m a partir del nivel 0.00 correspondiente al nivel de baja mar medio.

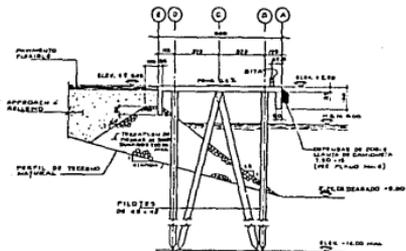
Las longitudes definitivas de los pilotes, deben incluir 1 metro de descabece, para garantizar un óptimo empotre con la losa y se obtienen mediante la hinca de pilotes de prueba.



GEOGRAFIA DE LOCALIZACION

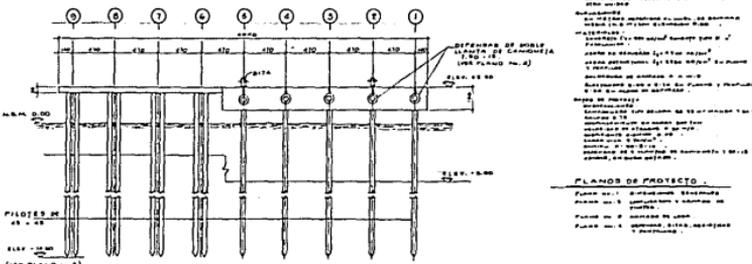


PLANTA



NOTA 1:  
LA INCLINACION DE LOS PILOTES  
DEL N.º 2 A C, SE HIZO EN 45º AL PUNTO No. 1

CORTE A - A



CORTE B - B

NOTAS

- 1. El presente proyecto de cimentación es un proyecto de obra pública de la Universidad de Anahuac.
- 2. El terreno de la obra es de tipo firme.
- 3. El terreno de la obra es de tipo firme.
- 4. El terreno de la obra es de tipo firme.
- 5. El terreno de la obra es de tipo firme.
- 6. El terreno de la obra es de tipo firme.
- 7. El terreno de la obra es de tipo firme.
- 8. El terreno de la obra es de tipo firme.
- 9. El terreno de la obra es de tipo firme.
- 10. El terreno de la obra es de tipo firme.
- 11. El terreno de la obra es de tipo firme.
- 12. El terreno de la obra es de tipo firme.
- 13. El terreno de la obra es de tipo firme.
- 14. El terreno de la obra es de tipo firme.
- 15. El terreno de la obra es de tipo firme.
- 16. El terreno de la obra es de tipo firme.
- 17. El terreno de la obra es de tipo firme.
- 18. El terreno de la obra es de tipo firme.
- 19. El terreno de la obra es de tipo firme.
- 20. El terreno de la obra es de tipo firme.

PLANOS DE PROYECTO

- 1. Planos de cimentación.
- 2. Planos de estructura.
- 3. Planos de acabados.
- 4. Planos de detalles.
- 5. Planos de especificaciones.
- 6. Planos de presupuesto.
- 7. Planos de memoria.
- 8. Planos de memoria.
- 9. Planos de memoria.
- 10. Planos de memoria.
- 11. Planos de memoria.
- 12. Planos de memoria.
- 13. Planos de memoria.
- 14. Planos de memoria.
- 15. Planos de memoria.
- 16. Planos de memoria.
- 17. Planos de memoria.
- 18. Planos de memoria.
- 19. Planos de memoria.
- 20. Planos de memoria.

**UNIVERSIDAD ANAHUAC**  
**ESCUELA DE INGENIERIA**

---

**TECNICO PROFESIONAL**

---

**JUAN PABLO SPINDLA GRANDIO**

---

**CIMENTACIONES DE MUELLES**  
**DIMENSIONES GENERALES**

---

**PLANO No. 1**

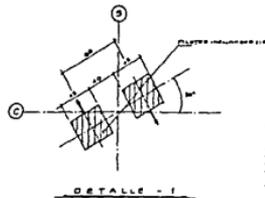
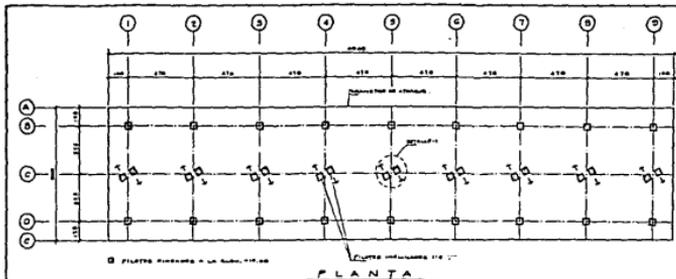
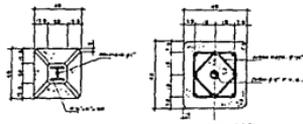
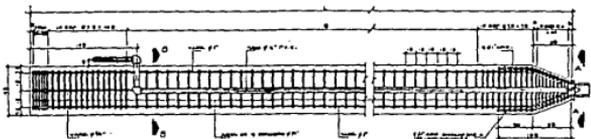


TABLA DE PILOTES

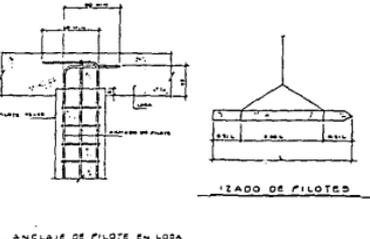
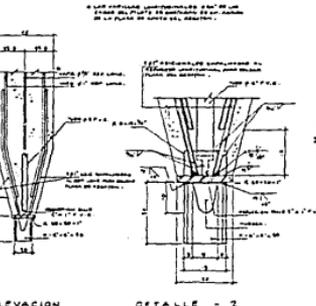
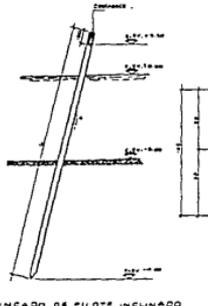
PILOTE	SECCION EN LA CUBA	SECCION EN LA LOSA	SECCION EN LA FONDA
1-6	17.00	17.00	18
7-9	17.00	17.00	18

NOTAS GENERALES

- 1- LAS CUBIERTAS DE LAS PILES DEBERAN SER DE UN TIPO QUE PERMITA EL PASAJE DEL AGUA Y LA SALIDA DE LOS GASES.
- 2- LAS CUBIERTAS DE LAS PILES DEBERAN SER DE UN TIPO QUE PERMITA EL PASAJE DEL AGUA Y LA SALIDA DE LOS GASES.
- 3- LAS CUBIERTAS DE LAS PILES DEBERAN SER DE UN TIPO QUE PERMITA EL PASAJE DEL AGUA Y LA SALIDA DE LOS GASES.



CALIBRE	DIAMETRO	L <sub>1</sub>	L <sub>2</sub>
1	8 3/4"	38	30
2	8 3/4"	28	28
3	8 3/4"	28	28
4	8 3/4"	100	50



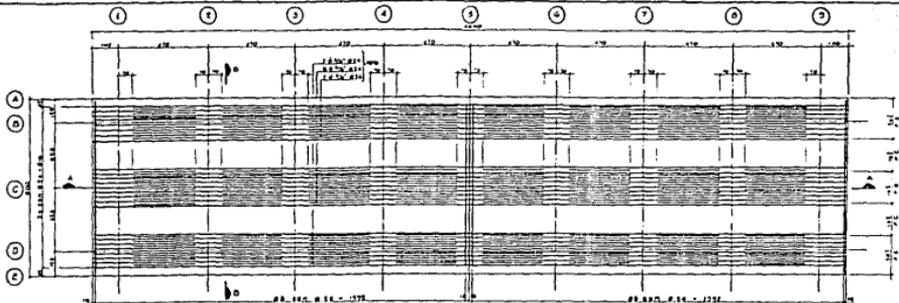
- TODOS LOS DETALLES DEBEN ARMARSE CERRADOS VER PILA 280.
- TODOS EL REFORZO LONGITUDINAL, ASI COMO LOS REFUERZOS EN LOSA, SE DEBERAN ENTENDER EN UN SENTIDO DE LA DIRECCION DE LAS BARRAS PUESTAS.

UNIVERSIDAD ANHUAC  
ESCUELA DE INGENIERIA

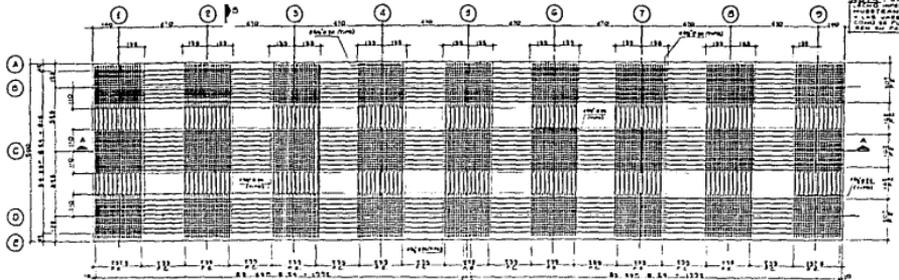
TERCER PROYECTO DE INGENIERIA  
JUAN PABLO SIROLO-GARCIA

CONEXIONES DE MUELLES  
LOCALIZACION Y ARMADO DE PILOTES

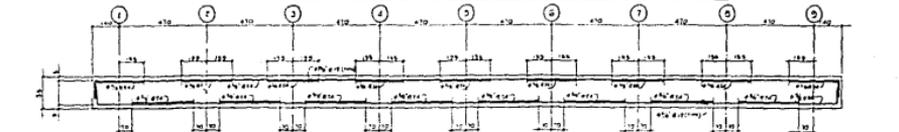
PLANTA No. 2



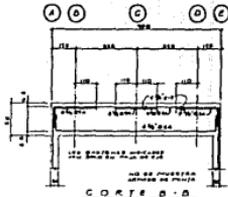
PLANTA ARMADO LECHO INFERIOR



PLANTA ARMADO LECHO SUPERIOR



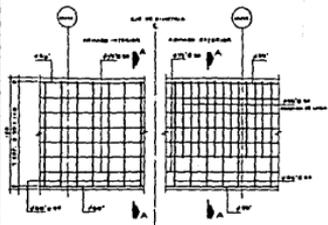
CORTE B-B



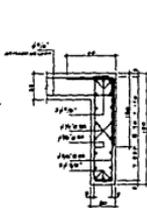
P.F. - P.A.A. DE EJE  
 P.C. - P.A.A. DE SENTIDO  
 ARREGLA EN UN PLANTEL DE ARMADO TANTO EN  
 EL SENTIDO DE LOS EJES DE LOS CEMENTOS COMO EN  
 EL SENTIDO DE LOS EJES DE LOS CEMENTOS COMO EN  
 EL SENTIDO DE LOS EJES DE LOS CEMENTOS COMO EN  
 EL SENTIDO DE LOS EJES DE LOS CEMENTOS COMO EN

**NOTAS**  
 HAY QUE LEER EL PLANTEL DE ARMADO TANTO EN  
 EL SENTIDO DE LOS EJES DE LOS CEMENTOS COMO EN  
 EL SENTIDO DE LOS EJES DE LOS CEMENTOS COMO EN  
 EL SENTIDO DE LOS EJES DE LOS CEMENTOS COMO EN  
 EL SENTIDO DE LOS EJES DE LOS CEMENTOS COMO EN  
 EL SENTIDO DE LOS EJES DE LOS CEMENTOS COMO EN

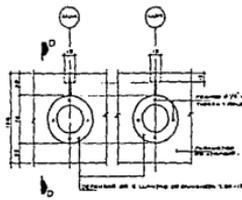
<b>UNIVERSIDAD ANAHUAC</b> ESCUOLA DE INGENIERIA	
TESIS PROFESIONAL	
JUAN PAUL SPINOLA GRANDIO	
CIMENTACIONES DE MUELLES ARMADO DE LOSA	
1114 0000 000	PLANO No 3



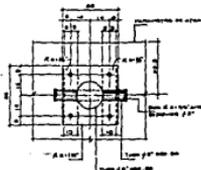
ARMADO DE PANTALLA DE ATRAQUE



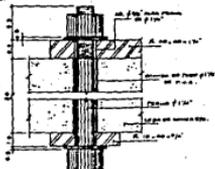
CORTE A-A



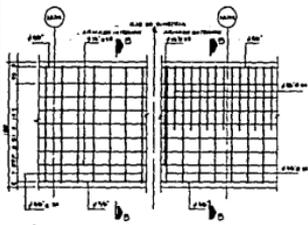
LOCALIZACIÓN DE DEFENSAS



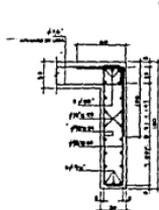
PLANTA



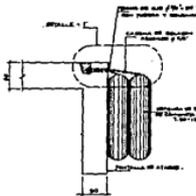
DETALLE - 2  
(VENEZUELA DE PANTALLA DE ATRAQUE)



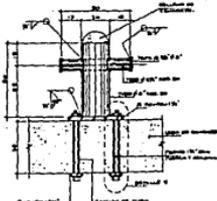
ARMADO DE PANTALLA POSTERIOR



CORTE B-B



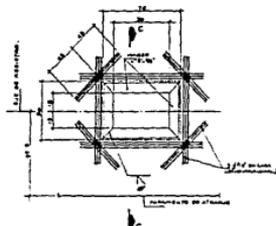
CORTE D-D



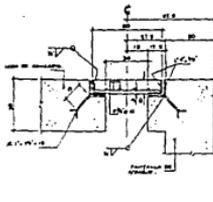
ELEVACION

NOTAS

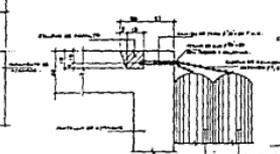
- 1. Dimensiones en milímetros.
- 2. Las dimensiones dadas son para un sistema de barras de acero.
- 3. El acero de refuerzo debe ser de tipo A-60.
- 4. El acero de refuerzo debe ser de tipo A-60.
- 5. El acero de refuerzo debe ser de tipo A-60.
- 6. El acero de refuerzo debe ser de tipo A-60.
- 7. El acero de refuerzo debe ser de tipo A-60.
- 8. El acero de refuerzo debe ser de tipo A-60.
- 9. El acero de refuerzo debe ser de tipo A-60.
- 10. El acero de refuerzo debe ser de tipo A-60.



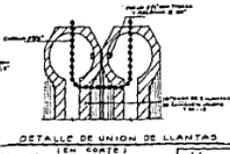
REFUERZO EN PISO DE REGISTRO



CORTE C-C  
(VENEZUELA DE PANTALLA DE ATRAQUE)



DETALLE - 1



DETALLE DE UNIÓN DE LLANTAS  
(1/2" CORTE)

**UNIVERSIDAD ANAHUAC**  
ESCUELA DE INGENIERIA

TESIS PROFESIONAL

JUAN PABLO SPIROLA GRANDIO

CIMENTACIONES DE MUELLES  
PANTALLAS, REGISTROS, DEFENSAS Y BITAS

PLANO No. 4

## C O N C L U S I O N E S :

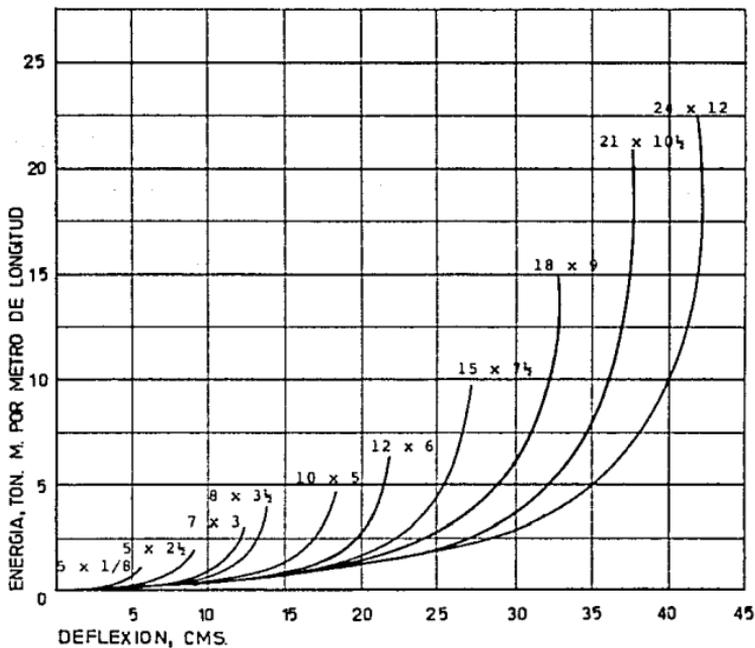
Una vez concluidos los estudios indicados en esta tesis, puede procederse al diseño del primer anteproyecto ya integral, o bien referido a una estructura en particular. Como es fácil comprender, no es posible realizar el diseño detallado sin los datos arrojados por los estudios mencionados; quedando de esta manera de manifiesto la necesidad de realizarlos no obstante el alto costo que pueda significar ésto.

En resumen, éste es el panorama que se ha querido presentar en esta tesis; con la única intención de hacer ver la necesidad que entraña en la técnica actual emplear los conocimientos de la ciencia que se encuentra en pleno desarrollo. Esto desde luego requerirá que los técnicos, principalmente los ingenieros civiles se preparen y estudien los avances de la misma, estando al día en los logros de la misma, para un mejor empleo de sus fuerzas y energías creadoras.

Se concluye este estudio con una firme esperanza de poder ver a nuestro país, a la altura del creciente desarrollo económico e intelectual.

A P E N D I C E .

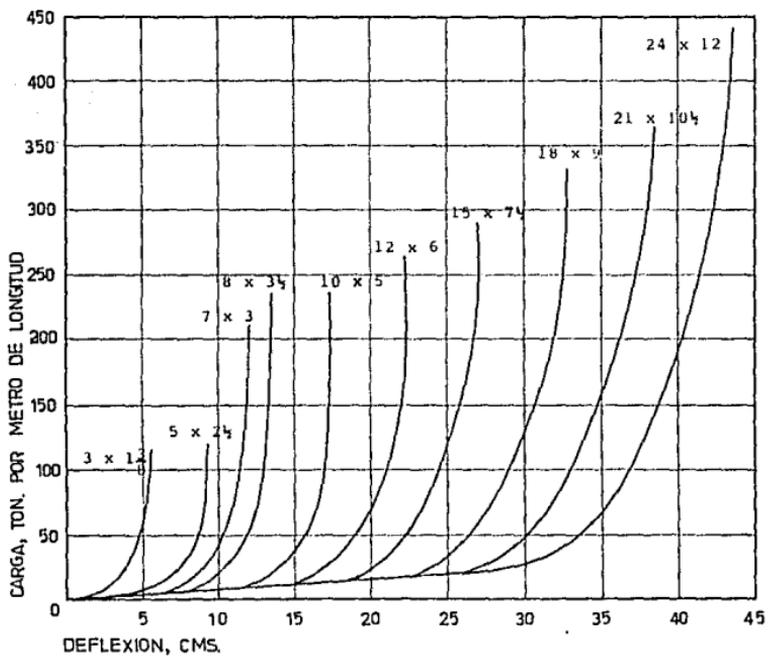
G R A F I C A 1



Gráfica energía-deflexión para defensas cilíndricas de hule.

Cortesía de Goodyear Tire and Rubber Company.

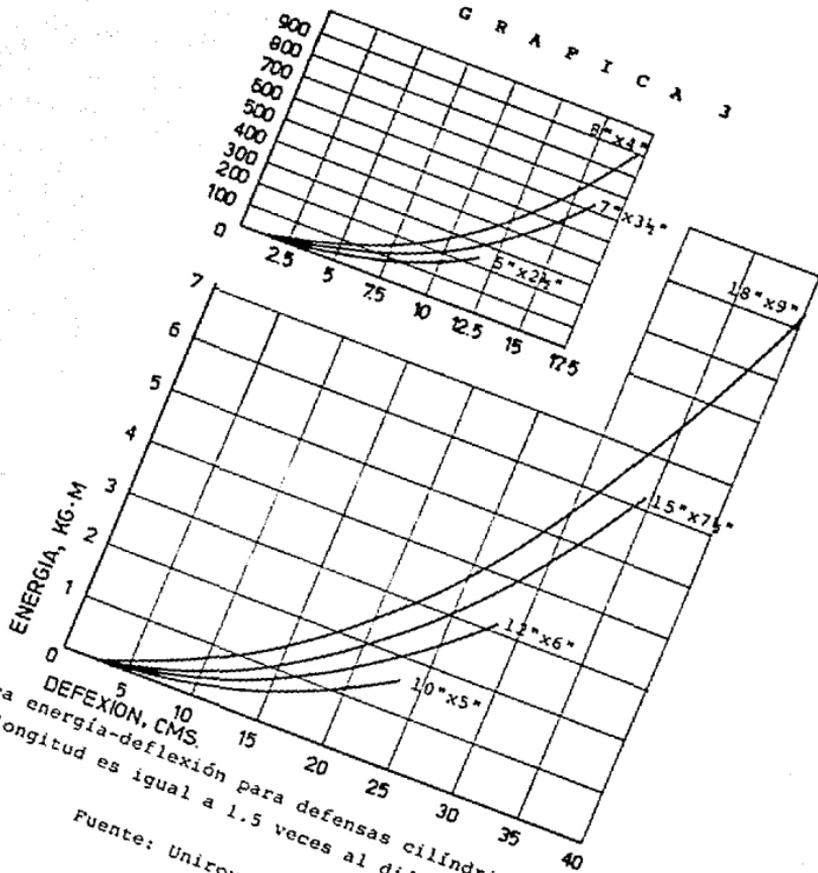
G R A F I C A 2



Gráfica carga-deflexión para defensas cilíndricas de hule.

Cortesía de Goodyear Tire and Rubber Company.

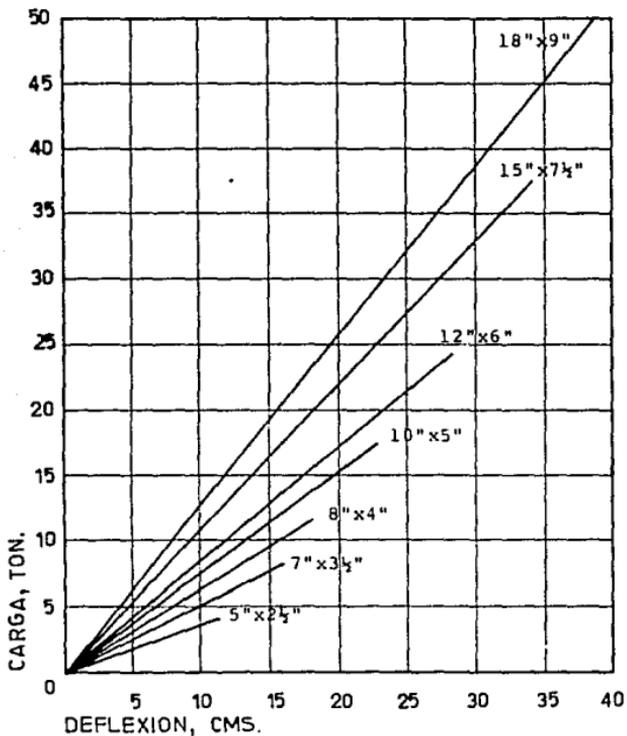
# GRÁFICA 3



Gráfica energía-deflexión para defensas cilíndricas de hule.  
 La longitud es igual a 1.5 veces al diámetro exterior.

Fuente: Uniroyal Incorporated.

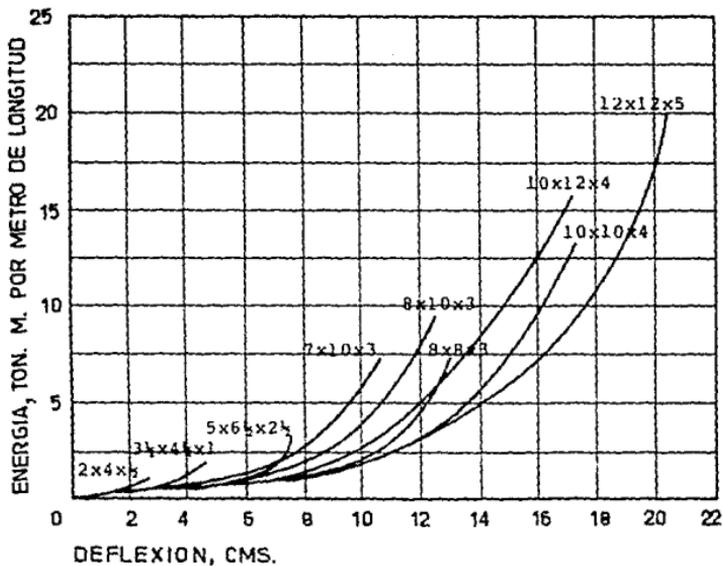
G R A F I C A 4



Gráfica carga-deflexión para defensas cilíndricas de hule.  
 La longitud es igual a 1.5 veces al diámetro exterior.

Fuente: Uniroyal Incorporated.

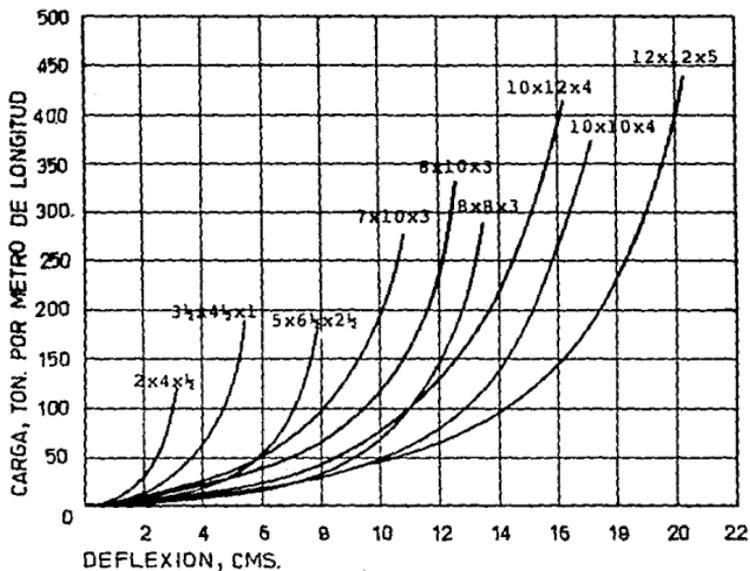
G R A F I C A 5



Gráfica energía-deflexión para defensas rectangulares de hule.

Fuente: Goodyear Tire and Rubber Company.

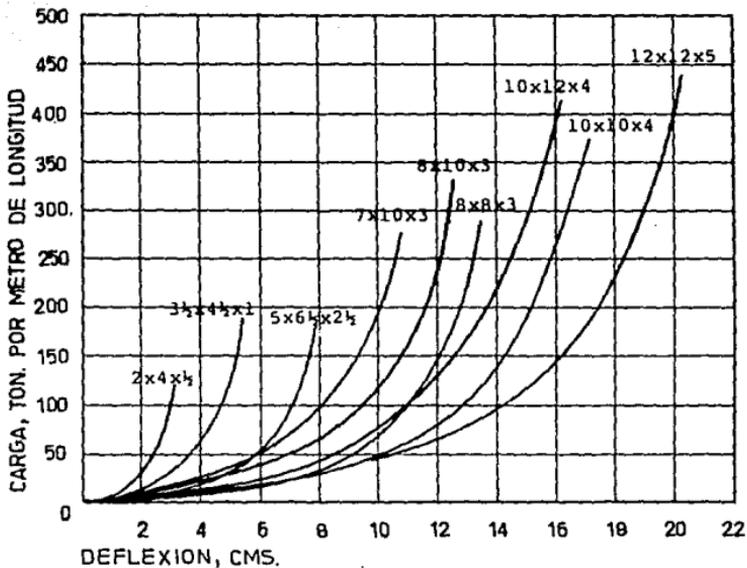
G R A F I C A 6



Gráfica carga-deflexión para defensas rectangulares de hule.

Fuente: Goodyear Tire and Rubber Company.

G R A F I C A 6

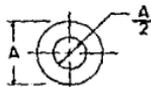


Gráfica carga-deflexión para defensas rectangulares de hule.

Fuente: Goodyear Tire and Rubber Company.

T A B L A 1.

ESPECIFICACIONES TECNICAS DE DEFENSAS NEUMATICAS YOKOHAMA:



DIMENSIONES NOMINALES (DIAMETRO X ALTURA)	ANCHO MINIMO plg	PESO APROXIMADO kg	ENERGIA ABSORBIDA, VALORES ESTANDAR Ton - m	REACCION VALORES ESTANDAR Ton - m	ENERGIA ABSORBIDA VALORES MAXIMOS Ton - m	REACCION VALORES MAXIMOS Ton.
13"x7"	0.354	8	0.7	4	0.9	6
14"x7"	0.354	14	1.1	6.5	1.2	7.5
14"x7.5"	0.354	26	1.3	8	1.5	9
40"x60"	0.354	125	1.8	12	2.1	14
40"x80"	0.433	240	2.3	14	2.9	19
47"x80"	0.472	300	2.7	16	3.8	22
53"x100"	0.472	460	4.5	23	6.3	32
60"x120"	0.472	700	6.9	31	9.6	43
68"x120"	0.472	850	8.4	34	11.60	48
80"x140"	0.512	1330	13.5	47	19.1	65
100"x220"	0.709	1670	42	111	59	151
130"x260"	0.827	2600	100	200	138	253
180"x360"	1.06	5000	266	386	366	490

Fuente: Yokohama Rubber Co. Ltd.



T A B L A 2  
DIMENSIONES Y CAPACIDADES DE DEPENSAS CILINDRICAS.

T i p o   B r i d g e s t o n e :

NOMENCLATURA	DIAMETRO EXTERIOR (mm)	CARGA Tonelada por metro de longitud	ENERGIA Ton-m por m de longitud	PESO Kg por m de longitud
FR1	150	5	0.14	16
FR2	200	7	0.27	29
FR3	250	8	0.42	45
FR4	300	10	0.61	64
FR5	400	13	1.00	114
FR6	500	16	1.60	178
FR7	600	19	2.40	256
FR8	700	22	3.30	349
FR9	800	25	4.30	455
FR10	900	28	5.40	575
FR11	1,000	31	6.70	711
FR12	1,100	34	8.10	866
FR13	1,200	37	9.70	1,030
FR14	1,300	40	11.00	1,200
FR15	1,400	43	13.00	1,390
FR16	1,500	46	15.000	1,600

Fuente: Lord Manufacturing Company, Division of Lord Corporation, Distribuido por Bridgestone Tire Company, Ltd.

T A B L A 3

CARACTERISTICAS TECNICAS DE DEFENSAS CILINDRICAS Y RECTANGULARES:

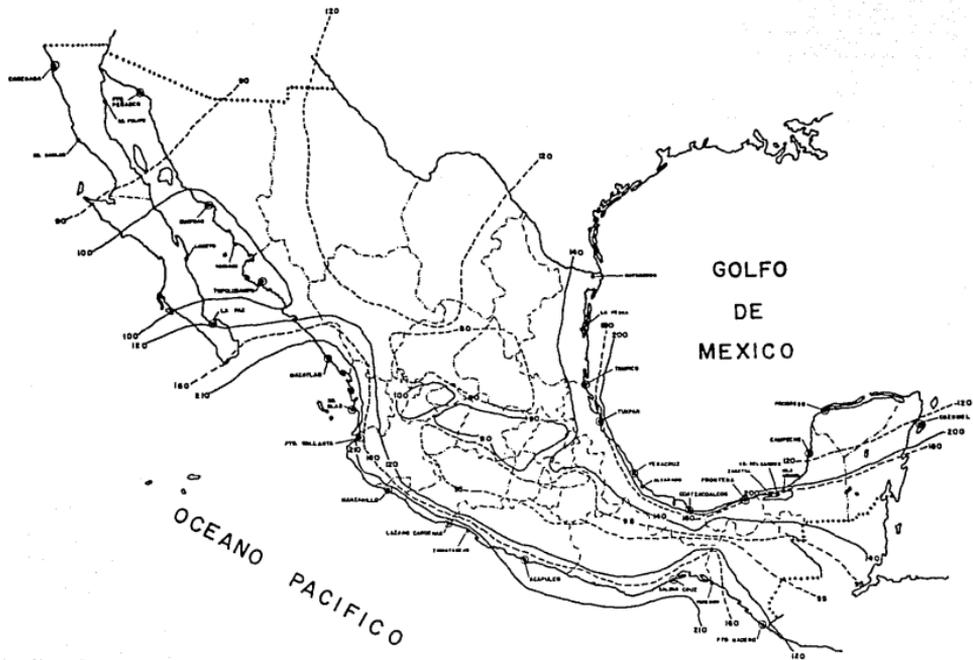
DIMENSIONES DE LAS DEFENSAS CILINDRICAS	DIMENSIONES DE LAS DEFENSAS RECTANGULARES	PESO POR METRO DE LONGITUD kg	CARGA ESTANDAR DE TRABAJO Ton	CARGA MAXIMA DE TRABAJO Ton
5"x2½" 7"x3"	5"x6½"x2½" 7"x10"x3" 8"x8"x3"	4.2	6.4	3.2
8"x3½"	8"x10"x3"	6.5	9.20	4.6
10"x5"	10"x10"x4" 10"x12"x4"	9.5	12.8	6.4
12"x6"	12"x12"x5"	13.0	17.4	8.7
15"x7½" 18"x9" 21"x10½" 24"x12"		16.7	22.0	11.0

Fuente: General Popo Company, Distribuido por General Popo Tire Company, Ltd.

T A B L A 4

## CONVERSIONES DE LAS VELOCIDADES DEL VIENTO:

SIMBOLO	KM/HR	NUDOS
☉	CALMA	CALMA
	1.6 - 6.4	1 - 2
	8.0 - 12.9	3 - 7
	14.5 - 22.5	8 - 12
	24.1 - 32.2	13 - 17
	33.8 - 40.2	16 - 22
	41.8 - 49.9	23 - 27
	51.5 - 59.5	28 - 32
	61.1 - 69.2	33 - 37
	70.8 - 78.8	38 - 42
	80.5 - 86.9	43 - 47
	88.5 - 96.5	48 - 52
	98.1 - 106.2	53 - 57
	107.8 - 114.2	58 - 62
	115.8 - 123.9	63 - 67
	125.5 - 133.5	68 - 72
	135.2 - 143.2	73 - 77
	191.5 - 197.9	103 - 107



UNIVERSIDAD ANAHUAC	
ESCUELA DE INGENIERIA	
T E S I S P R O F E S I O N A L	
JUAN PABLO SPINOLA GRANADO	
CARTA DE VIENTOS MAXIMOS.	
.....	VELOCIDAD EN KM/H

#### REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS :

- 1.- Peck Ralph B., Hanson Walter E., Thornburn Thomas H., "Ingeniería de Cimentaciones", Editorial Limusa, Segunda Edición, México, 1982.
- 2.- Dunham Clarence W., "Cimentaciones de Estructuras", McGraw-Hill de México, S. A. de C. V., Segunda Edición, 1979.
- 3.- Chellis R.D., "Pile Foundations" McGraw-Hill Book Company, Inc., Segunda Edición, Nueva York, 1962.
- 4.- Leonards G.A., "Foundation Engineering", McGraw-Hill Book Company, Inc., Primera Edición, Nueva York, 1964.
- 5.- Terzaghi K., "Theoretical Soil Mechanics", John Wiley and Sons, Inc., Segunda Edición, Nueva York 1962.
- 6.- Juárez Badillo Eulalio, Rico Rodríguez Alfonso, "Mecánica de Suelos", Fundamentos de la Mecánica de Suelos, Tomo I, Editorial Limusa, Tercera Edición, Novena Reimpresión, México, 1985.
- 7.- Juárez Badillo Eulalio, Rico Rodríguez Alfonso, "Mecánica de Suelos", Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos, Tomo II, Editorial Limusa, Segunda Edición, quinta Reimpresión, México, 1984.
- 8.- Bustamante Ahumada Roberto, Corria Treviño Manuel, Paz Puglia Héctor M., Figueroa Castillo Víctor, Berzunza Valdéz Francisco J., Bustamante Ahumada Miguel, "Ingeniería Marítima", Ediciones Temas Marítimos S. de R.L., Segunda Edición, México, 1976.

- 9.- Hernández de Labra Fernando, "Puertos", Tomo I y II, U.N.A.M., México, 1983.
- 10.- Quinn Alonzo de F., "Design and Construction of Ports and Marine Structures", McGraw-Hill Book Company, Inc., Segunda Edición, Nueva York, 1972.
- 11.- Per Brunn, "Port Engineering", Gul Publishing Company, Inc., Segunda Edición, 1973.
- 12.- Minikin R.R., "Winds, Waves and Maritime Structures", U.S.A., 1973.
- 13.- Reynolds Chas E., "Reinforced Concrete Designer's Handbook", Inglaterra, 1972.
- 14.- Apuntes Personales de las Materias Geotecnia I, y Geotecnia II, impartidas por el Ing. Carlos García Romero en la Universidad Anáhuac, México, 1986.
- 15.- Apuntes Personales de las Materias Análisis Estructural y Diseño Estructural, impartidas por el Ing. Jorge Zertuche Rangel en la Universidad Anáhuac, México, 1986.
- 16.- González Cuevas Oscar M., Robles F.V. Francisco, "Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado", Editorial Limusa, Segunda Edición, México, 1985.
- 17.- "Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, N° 401, Series del Instituto de Ingeniería, U.N.A.M., 1977.