

207
35



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

DISEÑO DE UN MUELLE PESQUERO EN
CD. DEL CARMEN CAM.

T E S I S

Que para obtener el título de:

I N G E N I E R O C I V I L

P r e s e n t a :

RUBEN CASTILLEJOS SOSA



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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 esta 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.



AL Pasante señor RUBEN CASTILLEJOS SOSA,
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ing. Luis Herrejón de la Torre, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"DISEÑO DE UN MUELLE PESQUERO EN CD. DEL CARMEN,
CAMP."

1. Introducción.
2. Solicitaciones.
3. Mecánica de suelos.
4. Diseño de sub-estructura.
5. Diseño de super-estructura.

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, 10 de marzo de 1981
EL DIRECTOR

ING. JAVIER JIMENEZ ESPRITU

I N D I C E

DISEÑO DE UN MUELLE PESQUERO EN
CIUDAD DEL CARMEN, CAMPECHE.

I.-	INTRODUCCION.	8
II.-	SOLICITACIONES.	29
III.-	MECANICA DE SUELOS.	70
IV.-	DISEÑO DE SUBESTRUCTURA.	104
V.-	DISEÑO DE SUPERESTRUCTURA.	152
VI.-	COMENTARIOS.	188

C A P I T U L O I

G E N E R A L I D A D E S .

- 1.1 Generalidades.
- 1.2 Descripción general del puerto.
- 1.3 Características de las embarcaciones.
- 1.4 Estructuración.

1.1 GENERALIDADES.

El mar ha constituido en todas las épocas, y para la gran mayoría de los pueblos, la principal vía de intercambio, pudiendo -- aseverarse que en muchos casos el acceso al mar fue determinante para la evolución económica y social de los pueblos.

En términos generales puede decirse que el mar como medio de comunicación ofrece grandes ventajas, pero, para que sean debidamente aprovechadas como tales, debe antes contarse con elementos que permitan su utilización, como la existencia de puertos para el refugio de las embarcaciones y una flota adecuada en cuanto a características, tamaño y operación.

La enseñanza histórica muestra una estrecha correlación -- entre el desarrollo económico de una nación y su potenciabilidad en medios marítimos de transporte. Hasta se ha llegado a mencionar que el dominio del mundo ha exigido previamente el dominio del mar,

De acuerdo con esta tesis, en nuestro país se pretende incidir favorablemente en su desarrollo económico y social mediante el aprovechamiento de los accidentes de las costas, como bahías, ensenadas, esteros, lagunas litorales y ríos navegables, y los recursos -- naturales que éstos contienen, para beneficio del país, de manera -- que tal aprovechamiento se verifique con las menores inversiones y -- produzca los máximos beneficios.

Para lograr lo anterior se necesita efectuar estudios, -
hacer planeaciones, presentar proyectos y realizar las obras por -
tuarías, marítimas y de las vías navegables interiores. Estas - -
obras tienen como finalidades generales, las siguientes:

- a).- Adecuar sitios con instalaciones portuarias para -
el transporte marítimo, tanto internacional como -
nacional (altura y cabotaje).
- b).- Desarrollar la pesca y el turismo, tanto en el mar
como en las aguas interiores, aprovechando los biee
nes del dominio marítimo.
- c).- Proteger contra fenómenos naturales las playas, --
las vías navegables interiores y los esteros y la-
gunas litorales.

De acuerdo con dichas finalidades, las distintas obras -
resultantes son:

Las portuarias, que se refieren a la creación de nuevos
puertos y al mejoramiento de los existentes, para que el
comercio se realice por ellos o puedan ser aprovechados -
por las industrias pesqueras y de turismo; las de protecc
ción de costas; y las que sirven para conservar y mejor
rar los esteros y las lagunas costeras, mejorando sus --

condiciones biológicas para mantener y desarrollar la pesca.

Es importante hacer notar que todo puerto requiere de una serie de obras que bien pueden denominarse de infraestructura portuaria, que no son directamente productivas, pero cuya presencia resulta indispensable para su correcto funcionamiento, tales como: rompeolas, escolleras, dragados de construcción, etc. En la época actual se ha rebasado la etapa inicial en la cual la inversión se dirige preponderantemente a este tipo de obras, y -- puede decirse que un alto porcentaje de la inversión -- portuaria está destinado al incremento de obras directamente productivas, como son: muelles, almacenes, accesos terrestres y servicios en general. Por lo anterior es de esperarse que, al disponer de instalaciones portuarias más eficientes y en mayor cantidad, el incremento del movimiento de carga, ya de por sí notable, tenderá a alcanzar cifras superiores en años venideros, ocasionando a su vez mayores necesidades de instalaciones portuarias.

El desarrollo pesquero del país requiere, dentro de sus aspectos fundamentales, la dotación de las obras de -- Infraestructura que hagan factible la explotación de -- los recursos potenciales con que se cuenta, por lo que --

se hace necesario el adecuar los puertos y terminales --
pesqueras a sus posibilidades de desarrollo.

Debido a la gran importancia que representa para el país
la actividad pesquera de Ciudad del Carmen, Camp., la Di-
rección General de Obras Marítimas (SCT), realizó un es-
tudio físico y económico tendiente a reubicar las insta-
laciones actuales que se encuentran dispersas en la par-
te suroeste de la Isla del Carmen, Camp., tomando en - -
cuenta las posibilidades de aprovechamiento de la zona -
económica exclusiva de pesca en las 200 millas y posi--
bles acuerdos internacionales harán posible que la pesca
pueda tener niveles superiores de desarrollo, si es fac-
tible el establecimiento de un puerto de altura que per-
mita conjugar la experiencia pesquera de Ciudad del Car-
men y las posibilidades de exploración de recursos natu-
rales que puedan hacerse desde ese sitio.

Para el establecimiento del puerto de altura, que inte-
gre además las actividades actuales del puerto pesquero
de Ciudad del Carmen y sus industrias conexas como es la
Naval, se requiere determinar las necesidades de instala-
ciones para todo el conjunto y analizar y seleccionar la
ubicación más adecuada para ello. Dicha ubicación debe-
ser tal que garantice la operación del puerto y sus ser-
vicios, tenga el área suficiente para el desarrollo inte-

gral de la industria pesquera, y los mínimos costos de inversión inicial y de mantenimiento, esperando lograr los máximos beneficios posibles.

Considerando los aspectos como extensión, la tenencia y el valor comercial de los terrenos, las características del suelo, las necesidades de dragado tanto del canal como de las dársenas, los volúmenes de relleno, los accesos, las posibilidades de introducción de agua potable y energía eléctrica, las necesidades de obras de protección y los problemas de contaminación, los muelles y la planta de tratamiento de los efluentes, así como el canal de acceso a La Laguna de Términos, se concluyó que el Puerto Pesquero de Altura de Ciudad del Carmen, Camp., debe ubicarse en la zona de Laguna Azul, (Ver Figura No. 1.1.1).

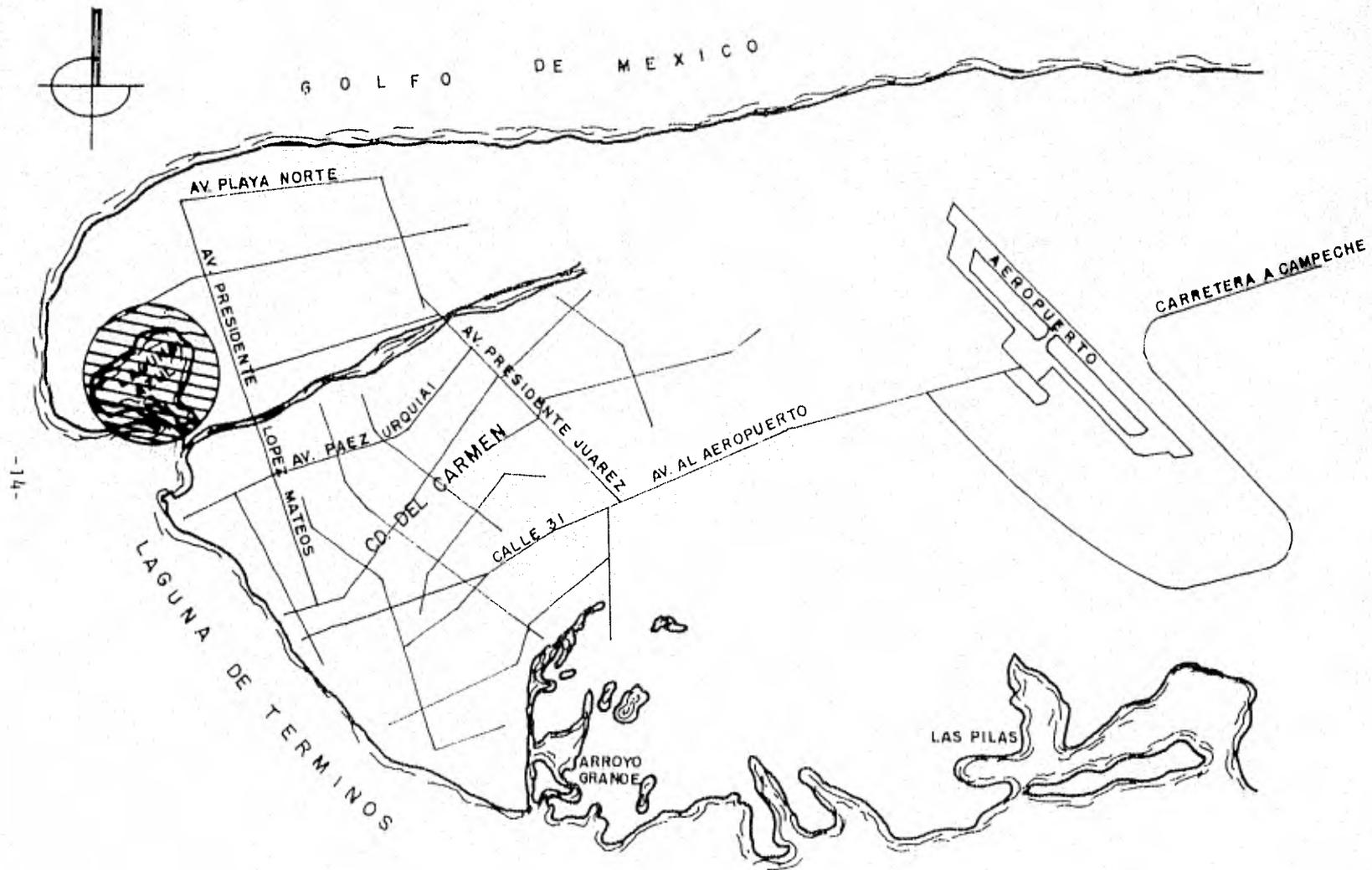


FIG. I II. LOCALIZACION DEL PUERTO PESQUERO

1.2 DESCRIPCION GENERAL DEL PUERTO.

Un puerto es un área de agua parcialmente encerrada que protege de tormentas y provee seguridad y servicio adecuado a embarcaciones que buscan refugio, abastecimiento de víveres y de combustible, reparaciones, o la transferencia de carga.

Para lograr que el funcionamiento del puerto sea eficiente, además de la ubicación y protección del puerto, debe darse la profundidad y la amplitud adecuada al área de agua para el tránsito y las maniobras de las embarcaciones que se espera arriben o zarpen del puerto, previendo el crecimiento del tráfico a corto, mediano y largo plazo.

En el límite entre las zonas de agua y de tierra de un puerto, se deben considerar las estructuras que permitan el atraque de las embarcaciones y puedan éstas efectuar eficientemente, a través de dichas estructuras, las maniobras de carga y descarga.

Es muy importante el zonificar correctamente el área portuaria, en función de los diferentes servicios a proporcionar. En dicha zonificación tienen un papel determinante las características de las embarcaciones, ya que las de mayor porte, por su calado a plena carga y su eslora, requieren de mayor profundidad y de mayor espacio para sus maniobras que las embarcaciones de menor porte. Debido a lo anterior, desde el punto de vista económico, re-

sulta más conveniente que las instalaciones al servicio de las ma yores embarcaciones queden ubicadas próximas a la entrada del - - puerto y que las que requieren menor profundidad para su opera_-- ción sean las que queden más alejadas de dicha entrada con lo que se logra reducir al mínimo el volumen de material por dragar para formar el canal de acceso y las dársenas del puerto.

Definiendo el número de zonas a considerar en el área - portuaria, se procede a fijar el tamaño de cada una de dichas zonas en función tanto del número y de las características de las - embarcaciones que se considere harán uso de las instalaciones, co mo del volumen de carga a mover y del sistema de operación que se utilizará para el manejo de la misma.

Con dicha información se obtiene la longitud necesaria - de bandas de atraque y la profundidad requerida al pie de los mue lles, se pueden fijar las dimensiones que hay que darle al canal - de acceso y a las dársenas, etc.

Para orientar convenientemente las estructuras de los - muelles, se debe tomar en consideración la dirección de los vientos con objeto de que las embarcaciones queden atracadas con su - eje longitudinal según la dirección de los vientos reinantes y en esas condiciones expongan la menor área posible a la acción de di chos vientos y efectúen sus maniobras de carga y descarga en condiciones óptimas.

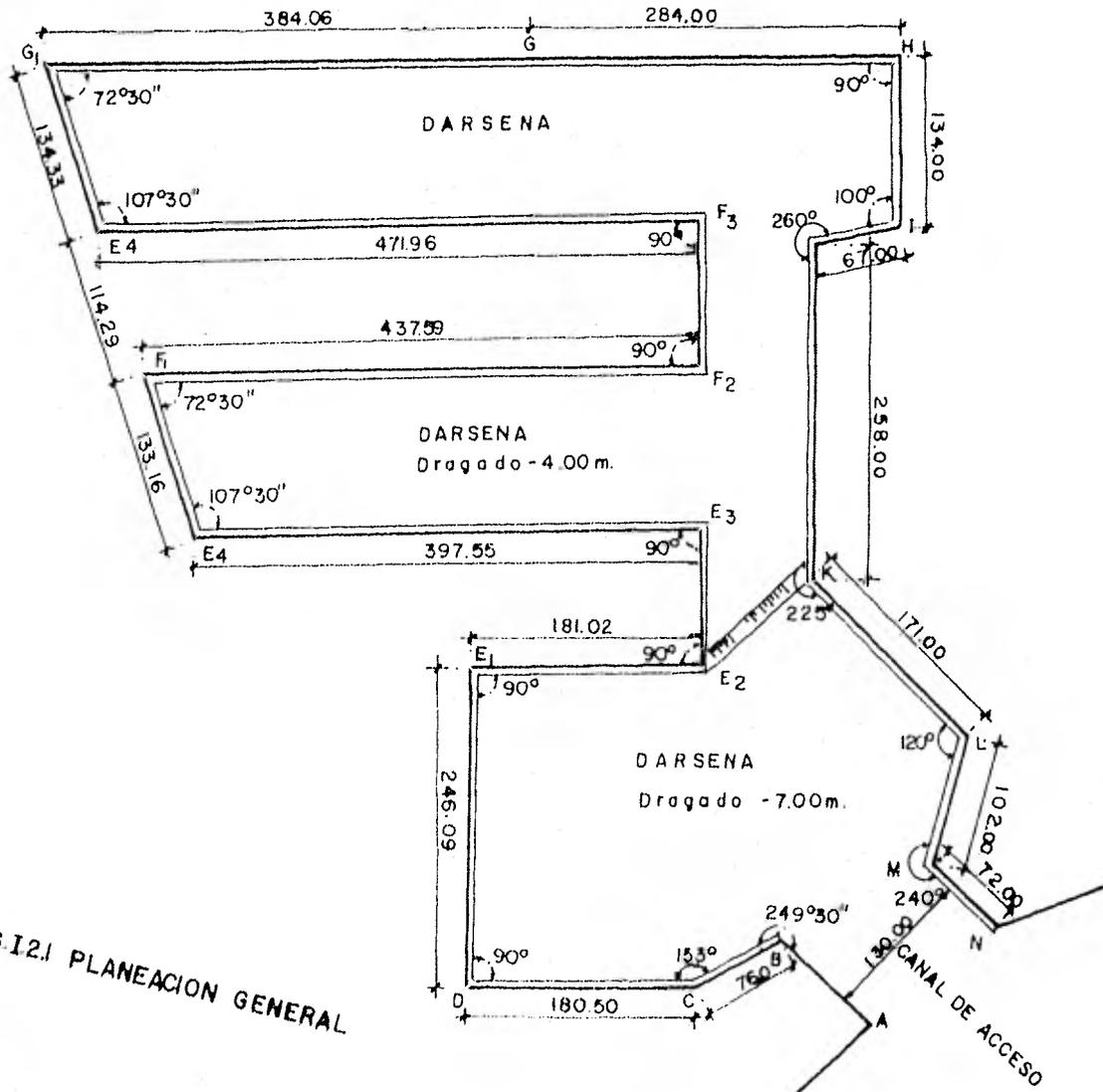


FIG.12.1 PLANEACION GENERAL

Teniendo en cuenta los factores antes expuestos, se definió la planeación general tal como se muestra en la figura No. 1.2.1

Como anteriormente se expuso, el principal propósito de esta planeación, es construir las instalaciones necesarias para edificar un puerto pesquero de altura, que dará servicio a embarcaciones atuneras y camarónicas, las que se tomarán como patrones para el diseño de la estructura.

Con los dos tipos de embarcaciones definidas que harán uso del puerto, camarónicas y atuneras, se consideran dos zonas en el puerto, una zona dragada a la elevación -4.00 m para embarcaciones camarónicas y una zona dragada a la elevación -7.00 m para las embarcaciones atuneras.

La elevación de dragado se obtiene en relación con el calado a plena carga de la embarcación, de tal manera que entre la quilla del buque y el fondo marino quede un espacio de protección de aproximadamente 0,50 m de altura. Este espacio de protección o "colchón" de agua, varía dependiendo de la embarcación misma. (Ver Figura No. 1.2.2).

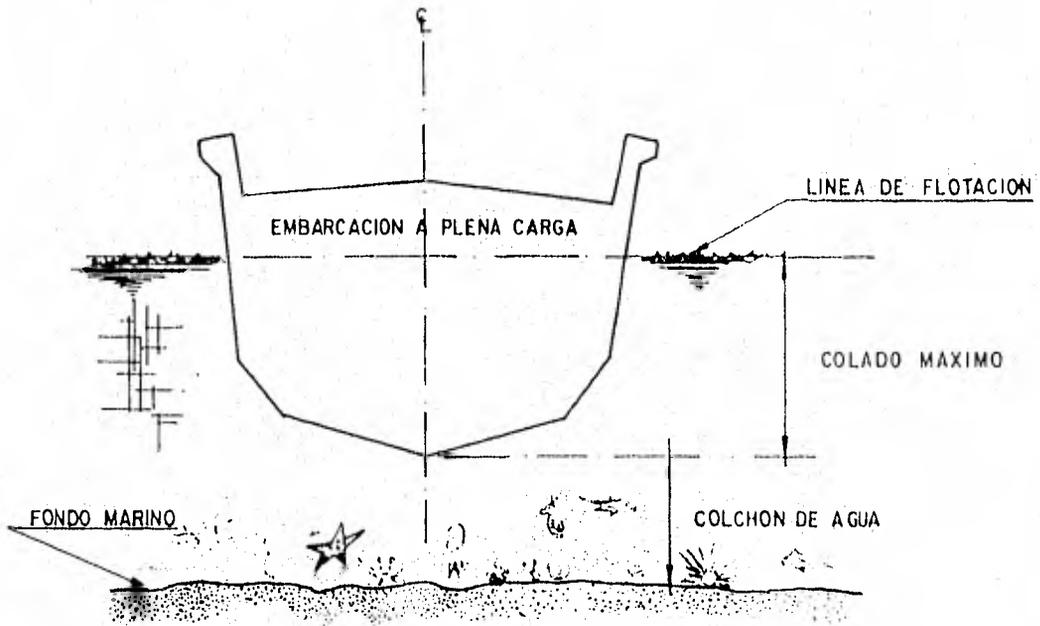


FIGURA 1.22 DETERMINACION DE LA ELEVACION DE DRAGADO

La altura del muelle, esto es, la distancia del fondo del pie del mismo a la plataforma de trabajo, queda fijada de acuerdo a las siguientes consideraciones:

- a).- Altura del casco del barco.
- b).- Calado de las embarcaciones en condiciones de carga y descarga.
- c).- Variación de mareas.
- d).- Costo de la estructura.
- e).- Otros factores.

De acuerdo a los factores enumerados se determinó que la plataforma del muelle en cuestión estará a la elevación +2.00 m, tomándose como elevación 0.00 m, el correspondiente al Nivel de Bajamar Media (N.B.M.), (Ver Figura No. 1.2.3).

El ancho necesario en la plataforma de los muelles depende del tipo de muelle, marginal o en espigón, de la solución estructural, del tipo de carga a mover, de la forma en que se efectuarán las maniobras de carga y descarga y de acuerdo a la altura del muelle.

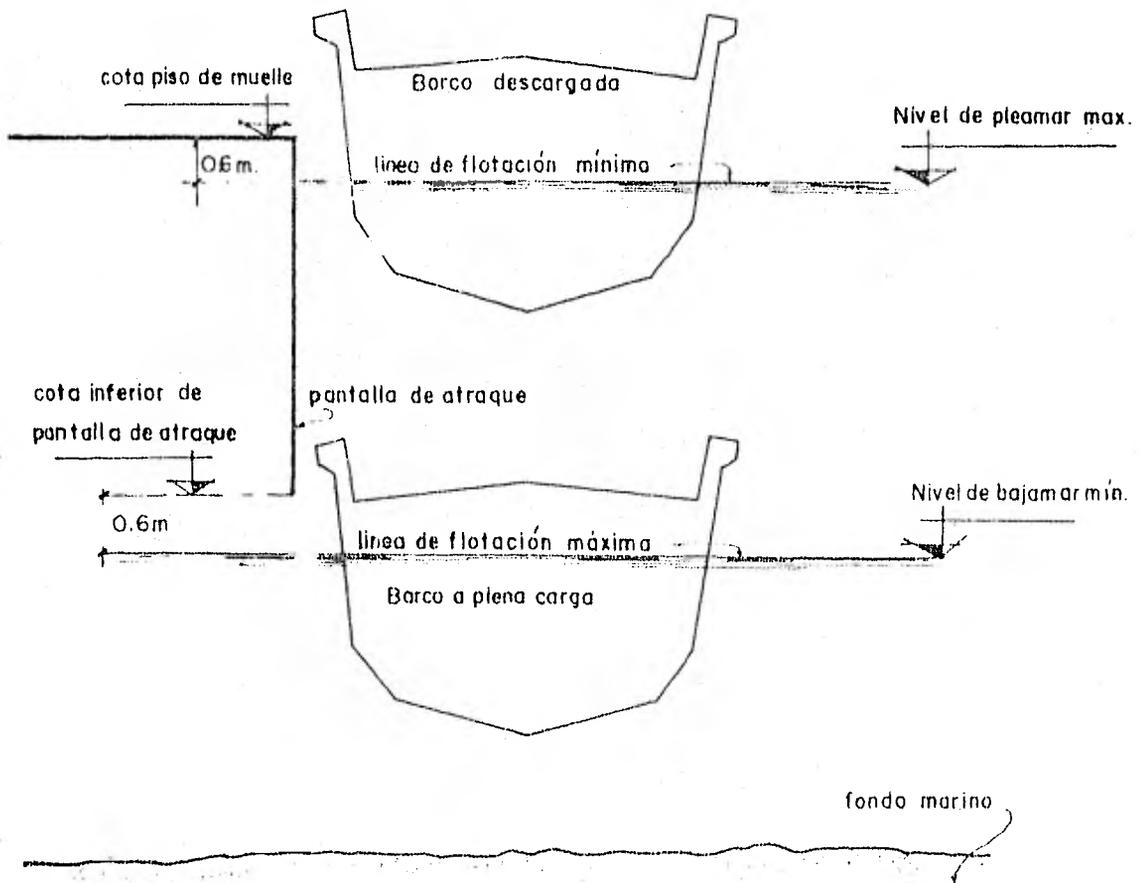


FIGURA 1.2.3 POSICIONES CRÍTICAS DE ATRAQUE

1.3 CARACTERISTICAS GENERALES DE LAS EMBARCACIONES.

Las partes principales de una embarcación son:

- a).- Proa: Parte delantera del casco dispuesta en forma de cuña para ofrecer el mínimo de resistencia al avance mientras se desliza la embarcación en el agua.
- b).- Popa: Parte posterior del casco con forma y dimensiones tales que facilite el paso del agua que va a llenar el vacío provocado por el avance de la embarcación y para tener espacio suficiente para hacer factible la acción de los elementos de gobierno y propulsión.
- c).- Estribor: Es el costado derecho del casco, considerando al observador viendo de popa hacia proa.
- d).- Babor: Es el costado izquierdo correspondiente de la embarcación.

Las dimensiones principales de una embarcación son:

- a).- Eslora: Es la longitud del buque, medida de proa a popa.
- b).- Manga: Es la máxima dimensión en el plano transversal.

- c).- Puntal: Es la altura medida en el centro de la eslora de la embarcación, desde la quilla hasta la cubierta.
- d).- Calado: Es la distancia vertical medida entre la línea de flotación al borde exterior de la quilla.

Generalmente al calado de popa se le define como el calado de la embarcación por ser éste mayor que el calado de proa. El calado máximo está referido a la línea de flotación a plena carga, y el calado mínimo es el correspondiente a barco descargado o en lastre.

- e).- Franco Bordo: Es la distancia vertical medida entre la línea de flotación a plena carga y la intersección de la cubierta principal con el costado de la embarcación.

Algunas definiciones generales que se emplean en este trabajo son:

- a).- Desplazamiento: Es el peso real de la embarcación o el peso del agua que desaloja cuando flota.
- b).- Porte Neto: Es el peso del agua desalojada al ser cargada la embarcación, o sea, es el peso de la car-

ga que la embarcación es capaz de transportar.

Las características de las embarcaciones patrones para diseño de este trabajo son:

	CAMARONERO	ATUNERO.
Eslora	22.00 m	66.45 m
Manga	6.25 m	12.20 m
Puntal	3.50 m	8.22 m
Calado	3.30 m	6.30 m
Desplazamiento	200 ton.	2100 ton.

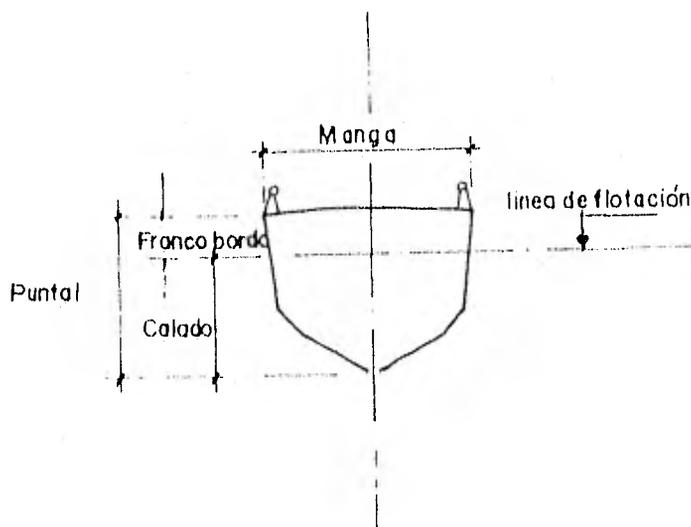
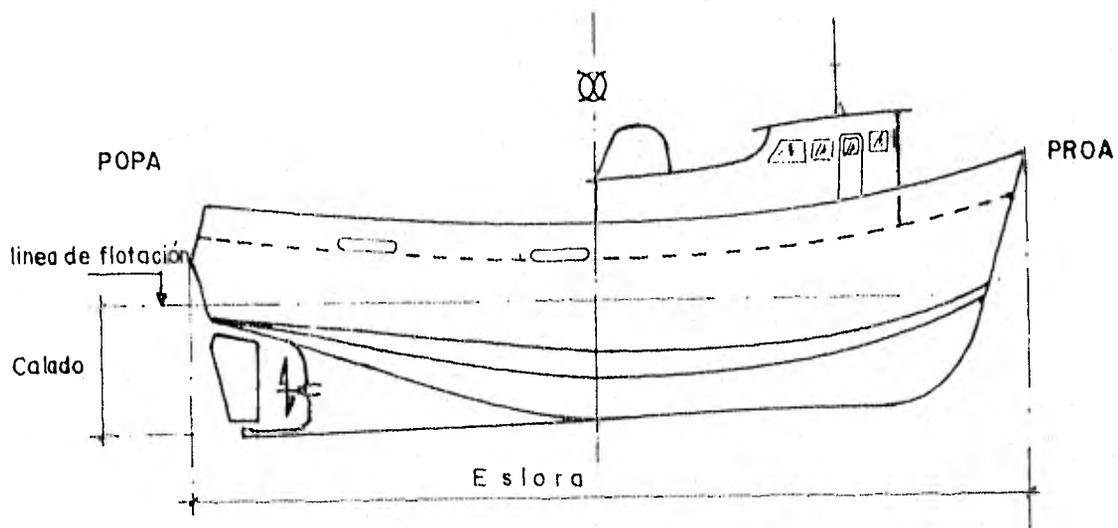


FIG. I. 3.1 CARACTERÍSTICAS DE LA EMBARCACION

1.4 ESTRUCTURACION.

Para determinar la estructuración del muelle se consideró como restricción que el ancho de éste sea el menor posible, ya que en sus proximidades se instalarán diversas industrias. En base a la restricción expuesta se determinó que tal estructuración debe incluir una pared vertical para contener el relleno.

En base a los datos obtenidos del Estudio de Mecánica de Suelos, conocemos que no se pueden construir estructuras de gravedad debido a que el estrato superior del suelo es de muy baja capacidad de carga y no puede soportar las cargas que se le han de transmitir. Ahora bien, otra limitante para el uso de estructuras de gravedad, es el hecho de que en la región no existen bancos de materiales para los agregados pétreos requeridos y el traerlos de lugares lejanos incrementa en gran manera el costo de la obra.

Conociendo entonces, las características del terreno en cuestión, se definió que el tipo de cimentación de la estructura será del tipo profundo, por lo que se fabricarán pilotes de concreto reforzado hincados hasta el estrato resistente o bien a la profundidad en que de acuerdo a los cálculos se obtenga la capacidad requerida.

Tomando en consideración lo expuesto anteriormente, se con

cluyó que la estructuración del muelle sería de la siguiente manera:

Se construiría una pared de tablestaca de concreto reforzado para contener el relleno posterior y estaría soportada por pilotes inclinados, esto también servirá de apoyo a la cubierta del muelle en la parte posterior, y en la parte frontal se hincarán pilotes verticales para soportar la cubierta; esto referente a la subestructura. La superestructura consistirá de una losa perimetralmente apoyada y las trabes transmitirán las cargas a la subestructura. (Ver Figura No. 1.4.1).

El ancho del muelle será tal que, para la mayor profundidad de dragado, el pilote inclinado no represente ningún obstáculo para las embarcaciones que hagan uso del muelle. Para nuestro caso se estimó que el ancho del muelle será 4.50 m .

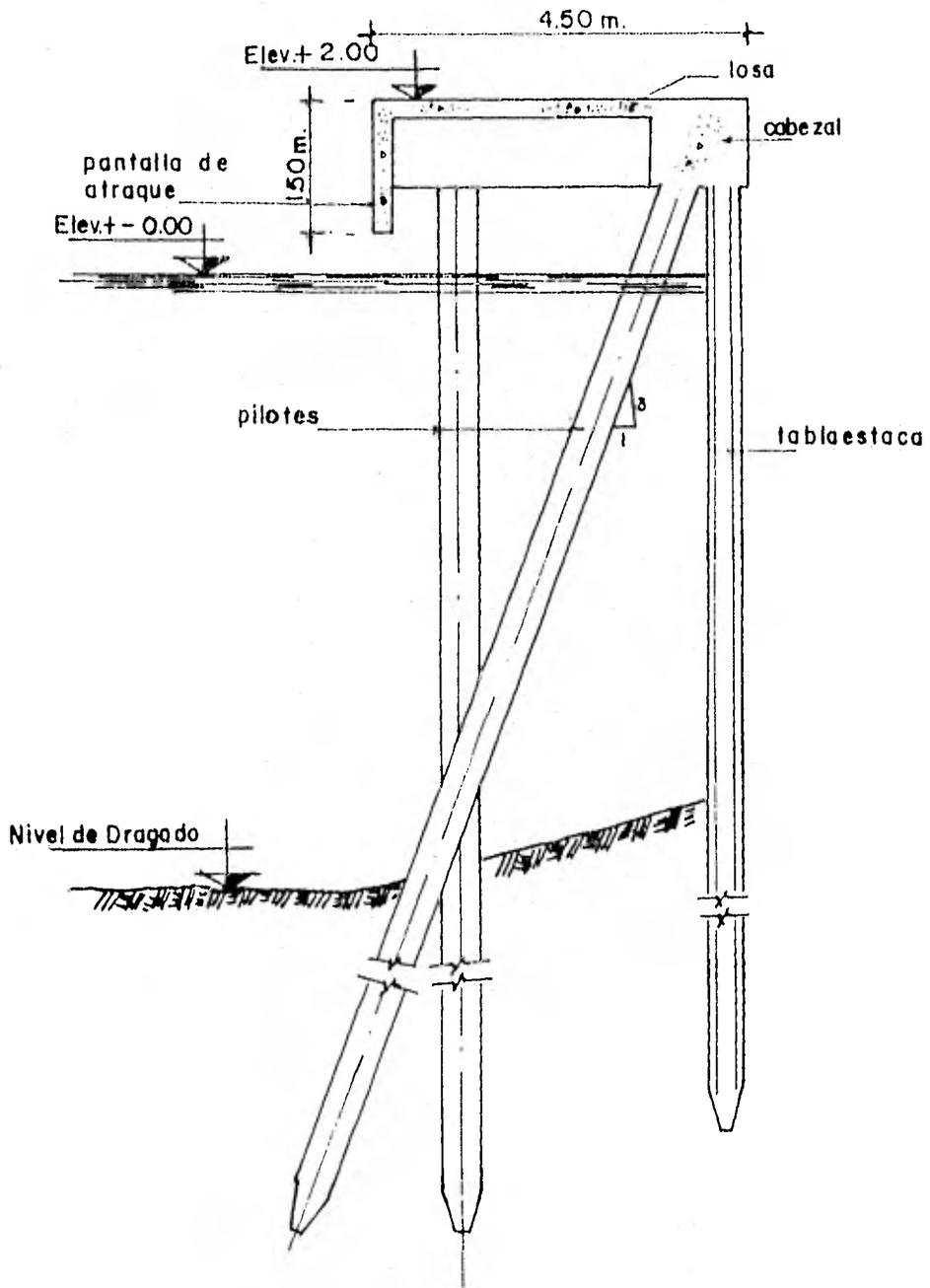


FIG. I41. ESTRUCTURACION

C A P I T U L O I I

S O L I C I T A C I O N E S .

II.1 Carga Viva.

II.2 Atraque.

II.3 Viento.

II.4 Sísmo

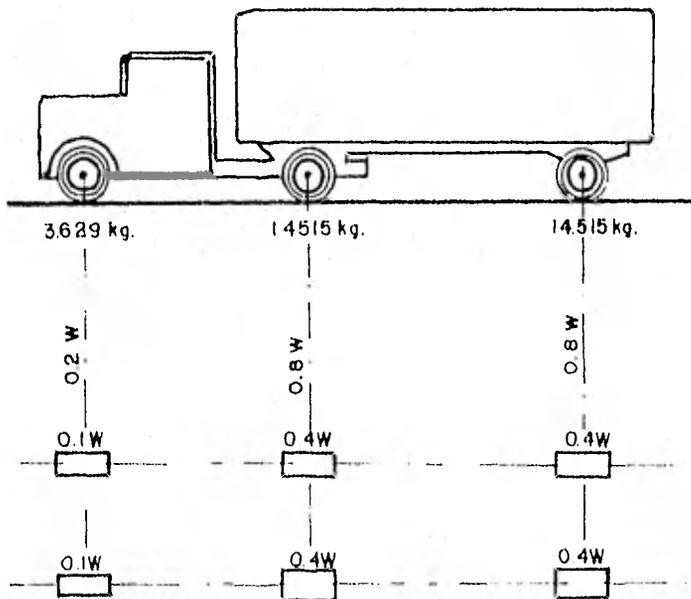
II.1 CARGAS VIVAS.

Las cargas vivas son fuerzas gravitacionales que no actúan permanentemente.

La carga viva uniformemente distribuída regirá por lo general para el diseño de losas, trabes, pilotes, etc., aunque también deberá verificarse las cargas de ruedas de camiones, grúas móviles, etc.

Las cargas vivas a considerar sobre la cubierta del muelle en este trabajo son:

- a).- Carga Uniformemente Distribuída.- Sobre la cubierta del muelle se coloca la carga que entra o sale del puerto, y para el caso de un muelle pesquero, se prevé en el diseño que dicha carga puede llegar a ser de 1.5 ton/m^2 .
- b).- Carga de Camión.- Las cargas originadas por el tránsito de camiones de carga sobre la cubierta del muelle a considerar son las correspondientes a un camión H10-44 con el incremento correspondiente por impacto, (Ver Figura No. II.1.1).



W Peso combinado de los dos primeros ejes

FIG. II.11. CAMION TIPO H20-S16

11.2 ATRAQUE.

11.2.1 DETERMINACION DE LA ENERGIA DE ATRAQUE.

El movimiento final de un barco, justo antes de atracar en el muelle, se llama maniobra de atraque; dicha maniobra es muy dificultosa y riesgosa, como lo demuestra la frecuencia de accidentes durante tales maniobras, que es aproximadamente de un accidente por barco en cada año.

El aumento en las actuales dimensiones de los barcos ha contribuido para hacer las maniobras de atraque aún más difíciles, no solo por las dificultades inherentes de las mayores dimensiones de éstos, sino especialmente porque la potencia de los remolcadores y la fuerza de resistencia de los cables de amarre no se han incrementado en proporción a la masa del barco.

La teoría en términos generales, permite calcular el valor total de la energía de atraque, que se produce por el impacto de un barco atracando, y que deberá ser absorbida por una estructura incluyendo su sistema de defensa. La ecuación simplificada es:

$$E = \frac{m v^2}{2} \frac{1}{1 + (a/k)^2} \quad (11.1)$$

donde:

a = Distancia de la defensa al centro de gravedad del -
barco (Ver Figura No. 11.2.1).

k = Radio de giro.

m = Masa del barco, incluyendo la masa de agua que con-
éste se mueve.

v = Velocidad de translación, y,

E = Valor total de la energía de atraque.

El valor de la masa " m " está dado por:

m = masa del barco + masa hidrodinámica, que --
podemos expresar como:

$$m = m_b C_m$$

donde a C_m se le denomina " coeficiente de masa " y es
una función de la geometría del barco, profundidad del
agua y la forma en que el impacto es absorbido. Una -
expresión aproximada para C_m es:

$$C_m = 1 + (2D/B).$$

donde "D" es la profundidad del agua y "B" es la manga del barco.

Otro procedimiento para calcular el valor de la masa "m" es:

$$m = m_b + m_h$$

Que podemos expresar como:

$$W = W_b + W_h \text{ ----- (11.2)}$$

donde W_b es el peso del barco y W_h es el peso de la masa de agua que se mueve con el barco, y que es aproximadamente igual al peso de una columna cilíndrica de agua teniendo la longitud igual a la eslora del barco y un diámetro igual al calado de éste. La expresión es:

$$W_h = \frac{\pi}{4} D^2 L \rho_w \text{ ----- (11.3)}$$

donde:

D = Calado del barco.

L = Eslora del barco, y ,

ρ_w = Densidad del agua.

En el procedimiento de cálculo de la energía de atraque, deberá conocerse la velocidad "V", la cual depende de varios factores, incluyendo características del barco, vientos y corrientes, así como el factor humano.

La velocidad de aproximación tendrá que ser supuesta y es aquí donde existen las mayores incertidumbres, ya que el efecto de la energía de atraque varía con el cuadrado de la velocidad. La velocidad del barco deberá ser convertida a la componente normal al muelle, y la experiencia ha indicado que esta velocidad será entre 15 cm/seg. a 30 cm/seg.

La energía de absorción del muelle es tomada por las defensas. Parte de la energía es absorbida por rotación, deformación y vibración del barco. Por lo general, estas energías perdidas son relativamente pequeñas y pueden despreciarse.

La energía absorbida por el sistema de defensa y el muelle usualmente, se toma como la mitad del valor total de la energía de impacto, y la mitad de energía restante, se supone que es absorbida por el barco y el agua, debido a la rotación del centro de masa del barco alrededor del punto de contacto de la proa con la defensa, el cual se supone que es igual a un cuar

to de la longitud del barco, Figura 11.2.1. Por lo tanto, el va
lor total de la energía de atraque puede ser expresada como:

$$E = \frac{mv^2}{2} \times \frac{1}{2} \quad \text{ó sea.}$$

$$E = \frac{mv^2}{4} \text{-----(11.4)}$$

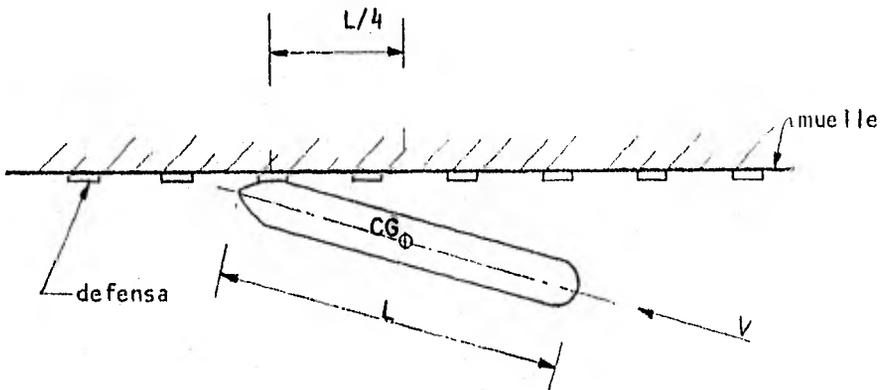


FIGURA No. 11.2.1.- ATRAQUE DE LA EMBARCACION.

a).- Energía de atraque para barco camaronero.

El valor de la energía de atraque lo obtenemos mediante la expresión:

$$E = \frac{\pi v^2}{4} \text{-----} (11.4)$$

que también podemos expresar como:

$$E = \frac{W}{g} \frac{v^2}{4} \text{-----} (11.4 \text{ bis})$$

donde el valor del peso "W" lo obtenemos por medio de la expresión (11.2). Por lo tanto tenemos que:

$$W = W_b + W_h \text{-----} (11.2) \quad y,$$

$$W_h = \frac{\pi}{4} D^2 L \rho_w \text{-----} (11.3)$$

Usando los datos de las características de las embarcaciones (página 24), y sustituyendo en la expresión (11.3):

$$W_h = \frac{\pi}{4} (22) (3.3)^2 (1.025)$$

$$W_h = 192.87 \text{ Ton.}$$

y ahora, sustituyendo en la expresión (11.2):

$$W = 200 + 192.87$$

$$W = 392.87 \text{ Ton.}$$

Para determinar el valor de la velocidad con que atraque el barco, recurriremos a la Carta de Vaso-Costa, Figura No. - 11.2.2., la cual relaciona velocidades de atraque con las condiciones de navegación existentes para embarcaciones de diferente valor de desplazamiento.

De la carta mencionada, podemos determinar que para una embarcación con un desplazamiento $W \approx 393 \text{ ton.}$, la velocidad de atraque es 30 cm/seg.

Aplicando la expresión (11.4.bis.), tenemos:

$$E = \frac{W}{g} \frac{v^2}{4} \text{ ----- (11.4.bis)}$$

$$E = \frac{392.87}{9.81} \cdot \frac{(0.3)^2}{4}$$

$$E = 0.901 \text{ ton-m}$$

que es la energía del atraque de la embarcación.

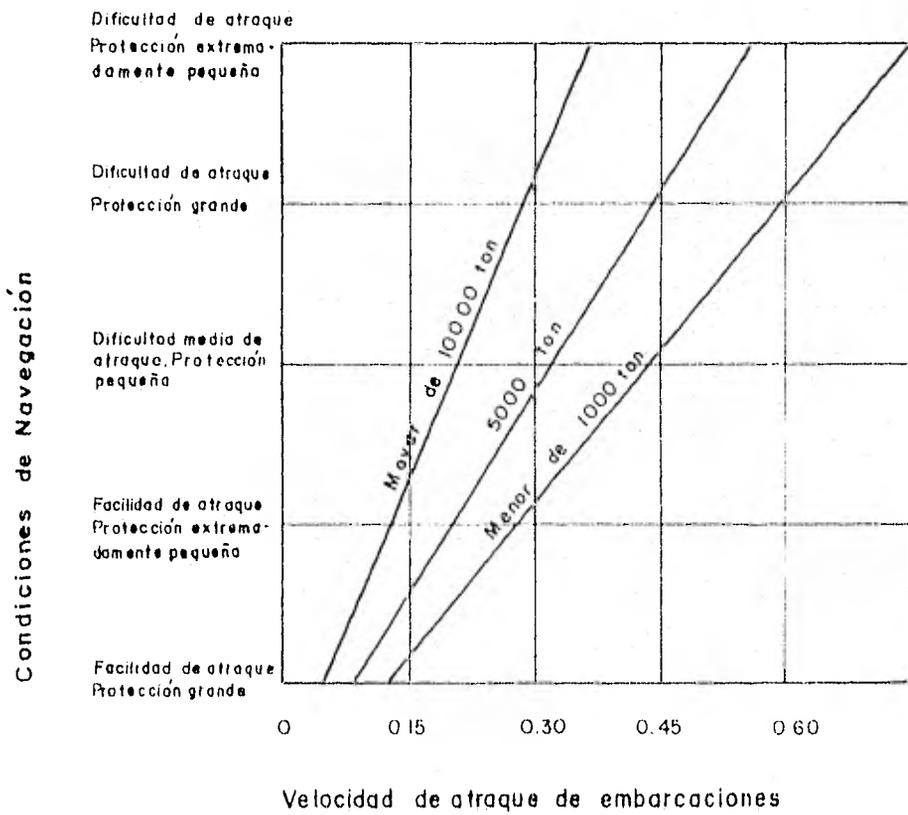


FIGURA II.2.2 Carta de Vasco - Costa

b).- Energía de atraque para barco atunero.

De la página 24, conocemos que el desplazamiento del barco es:

$$W_b = 2100 \text{ ton.}$$

Con la expresión (11.3) calculamos el desplazamiento -- adicional:

$$W_h = \frac{\pi}{4} D^2 L \rho_w \text{ ----- (11.3)}$$

$$W_h = \frac{\pi}{4} (6.3)^2 (66.45) (1.025)$$

$$W_h = 2123.2 \text{ ton.}$$

entonces, el desplazamiento total es:

$$W = 2100 + 2123.2$$

$$W = 4223.2 \text{ ton.}$$

La velocidad de atraque del barco la determinamos con -- la Carta de Vasco-Costa, que para este desplazamiento -- es:

$$V = 20 \text{ cm/seg.}$$

Con la expresión (11.4.bis) tenemos que:

$$E = \frac{W}{g} \frac{V^2}{4} \text{-----} (11.4.bis).$$

$$E = \frac{4223.2}{9.81} \frac{(0.2)^2}{4}$$

$$E = 4.30 \text{ ton-m}$$

11.2.2 SELECCION DE DEFENSA.

La principal función de una defensa es prevenir a la -- embarcación y/o al muelle de daños durante el ataque.

La selección de la defensa apropiada es hecha en base a principios firmes de ingeniería y consideraciones eco__nómicas.- Muchos tipos de defensa están disponibles pa--ra el ingeniero de diseño, pero todas las decisiones de defensa empiezan con la fórmula básica para determinar la energía cinética.

El tipo y dimensiones de la defensa deberá ser seleccio--nado de tal manera que la energía de absorción E' de la defensa en relación a la energía de ataque E será: - -
 $E \leq E'$

La energía de absorción E' de la defensa de hule, o caucho, es directamente proporcional a la fuerza que produce una deflexión aproximadamente igual al 50% del diámetro exterior de la defensa. Más allá de este punto la fuerza se incrementa mucho más rápidamente que la energía de absorción, y es generalmente deseable usar una defensa bastante larga, de tal manera que la energía del barco será gastada sin requerimientos de una deflexión de tal magnitud que resulte en un incremento desproporcionado en la fuerza.

La compañía Bridgestone, en su manual 'Marine Fender', sugiere que, para el caso de muelles pesqueros, se utilizan defensas cilíndricas. Dicha compañía las fabrica de dos diferentes grados de dureza del hule, de grado R_T -- para presiones altas, y de grado R_1 para presiones bajas. Para fines de este trabajo se usarán defensas de grado R_1 .

a).- Defensas para barcos camaroneros.

Utilizando las gráficas de la Figura 11.2.3, -- tomadas del manual antes mencionado, conocemos la fuerza de reacción que se transmitirá a la estructura a través del sistema de defensa. El

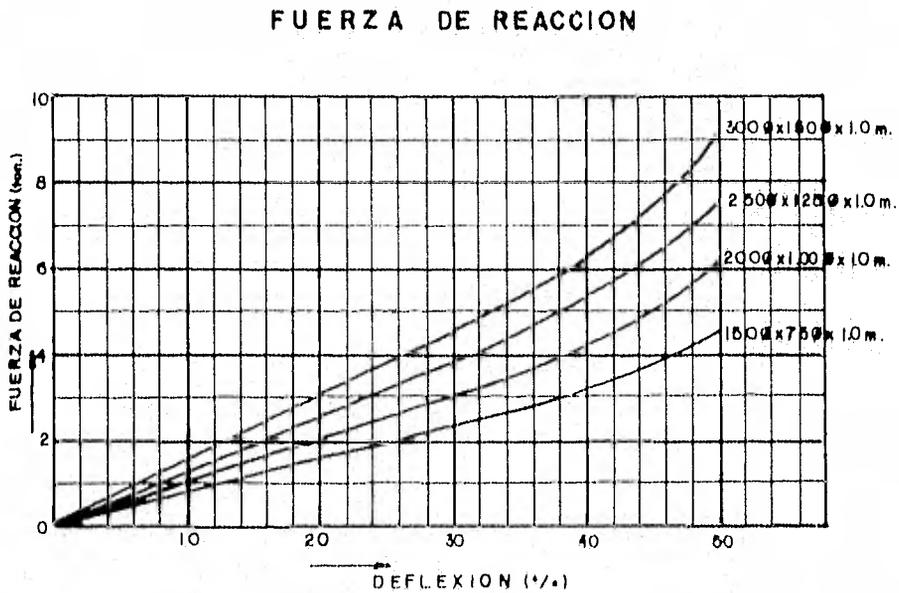
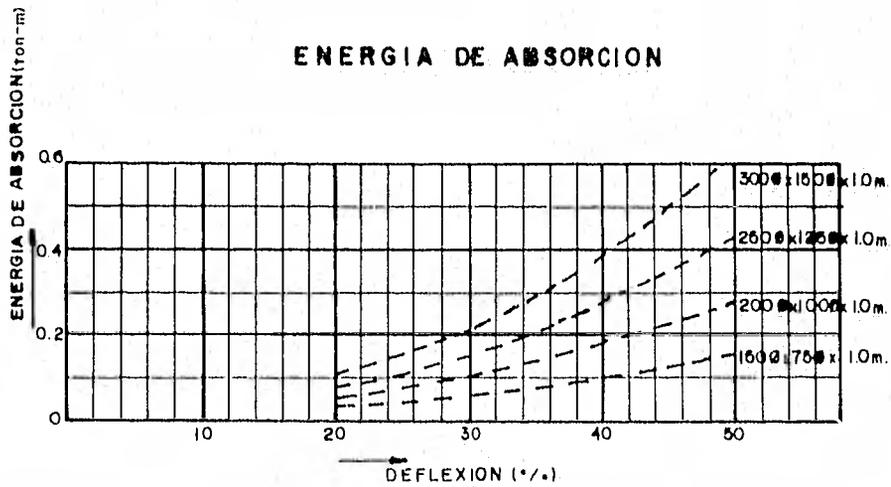


FIG II. 2.3. GRAFICAS PARA SELECCION DE DEFENSAS

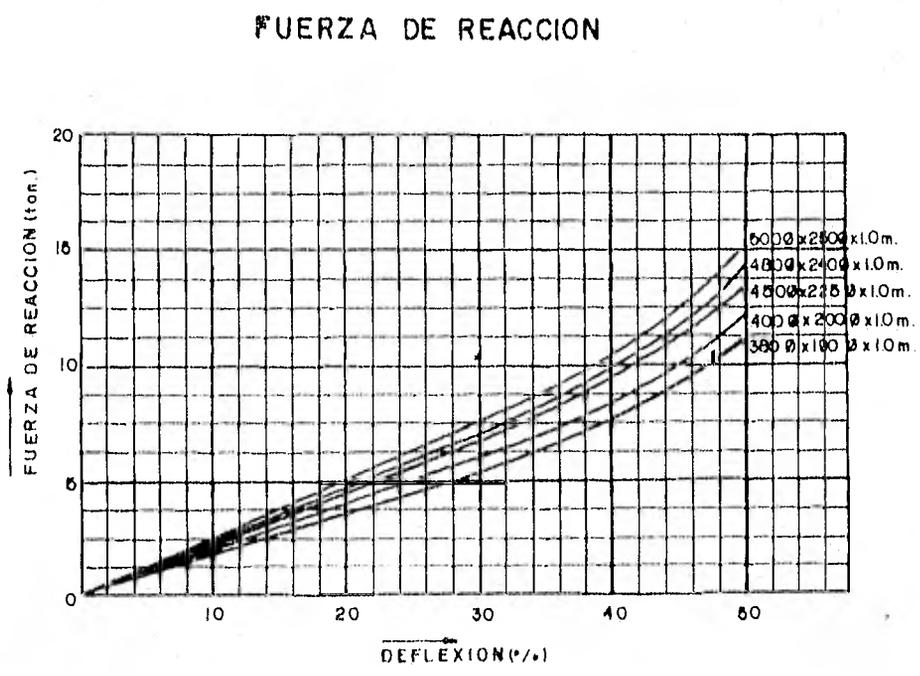
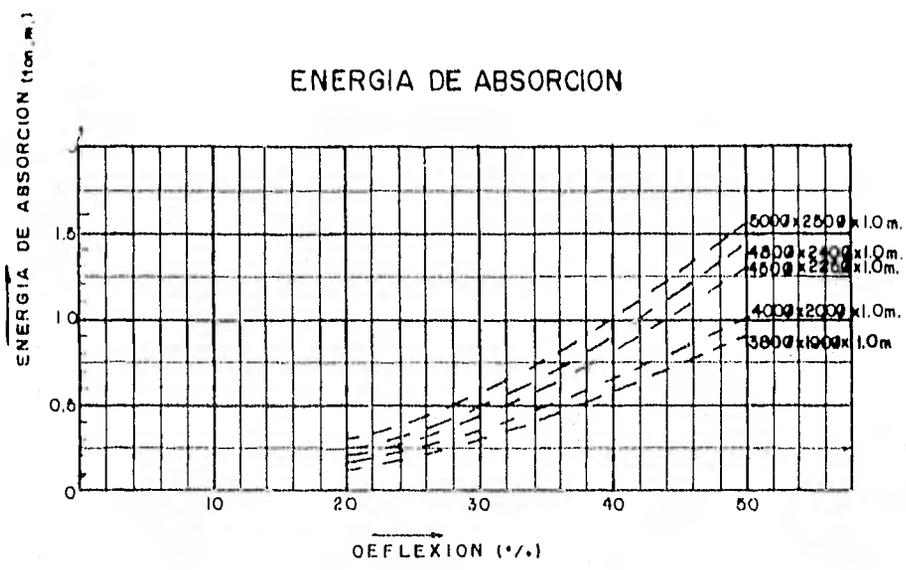


FIG. II.2.4. GRAFICAS PARA SELECCION DE DEFENSAS

procedimiento es el siguiente:

Las gráficas de la Figura 11.2.3 están calculadas para defensas de 1.0 m de longitud, por lo que tenemos que expresar la energía de atraque para un metro de defensa. Si suponemos que el barco al atracar hará contacto con una sola defensa de 2.0 m de longitud, tenemos que:

$$E/m \text{ defensa} = \frac{0.901}{2.0} = 0.45 \text{ ton-m.}$$

Con el valor obtenido entramos a la primera gráfica de la Figura 11.2.3, ubicándonos en el eje de las ordenadas, energía de absorción, hacemos intersección con la curva que produzca una deflexión de alrededor de 45%; para nuestro caso escogemos la curva correspondiente a una defensa 300 ϕ x 150 ϕ que produce una deflexión de 43%. Con el valor de la deflexión y la defensa seleccionada, entramos a la segunda gráfica, -- que nos permite conocer la fuerza de reacción -- que la defensa transmitirá a la estructura; en nuestro caso, la fuerza de reacción "R" es igual a 6.8 ton.

Los valores ya obtenidos están dados para una -

longitud de defensa de un metro, por lo que para defensas de 2.0 m de longitud tenemos que:

$$R = 6.8 \times 2.0 \text{ tonelada/defensa,}$$

$$R = 13.6 \text{ ton.}$$

que es la fuerza con que habrá de diseñarse la pantalla de atraque.

b) .- Defensas para barcos atuneros.

Con el procedimiento ya descrito, y considerando que el barco hará contacto con dos defensas de 2.0 m de longitud cada una, tenemos que:

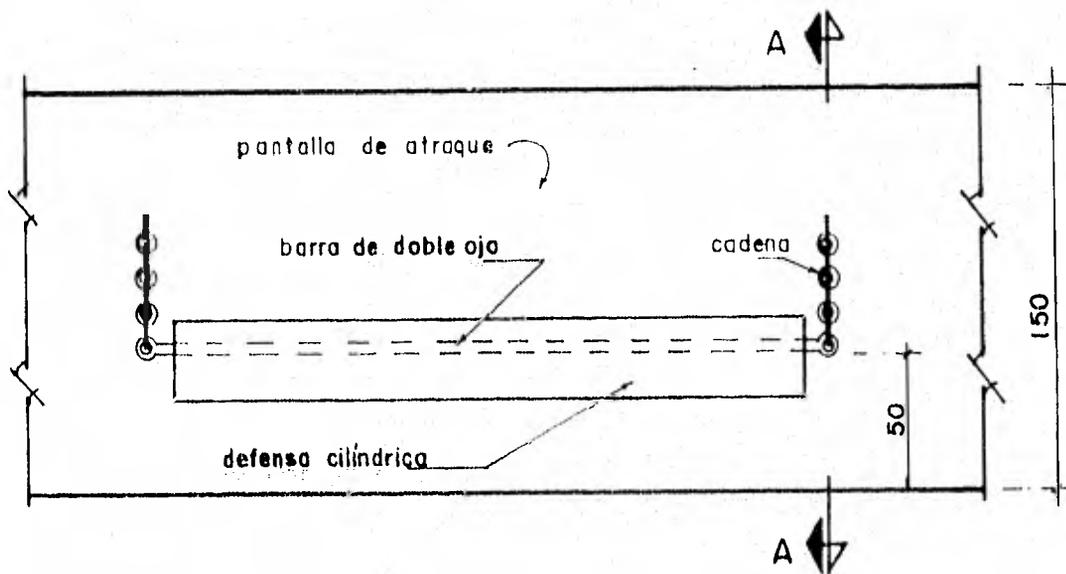
$$E/m \text{ defensa} = \frac{4.3}{4} = 1.075 \text{ ton-m,}$$

Utilizando las gráficas de la Figura 11.2.4, tenemos que:

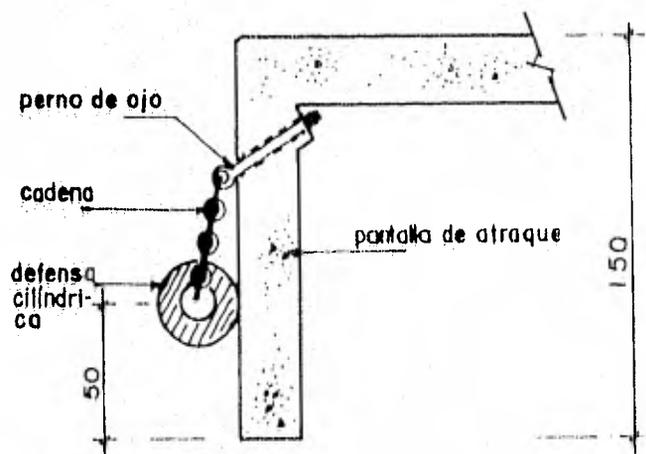
para defensa 450ϕ 225ϕ se producirá una deflexión de 46%, que a su vez corresponde a una fuerza de reacción de 11.5 ton.

Entonces, la fuerza de reacción por cada --
dos defensas (se colocarán juegos de 2 de-
fensas) será:

$$R = 11.5 \times 4 = 46 \text{ ton.}$$



ELEVACION

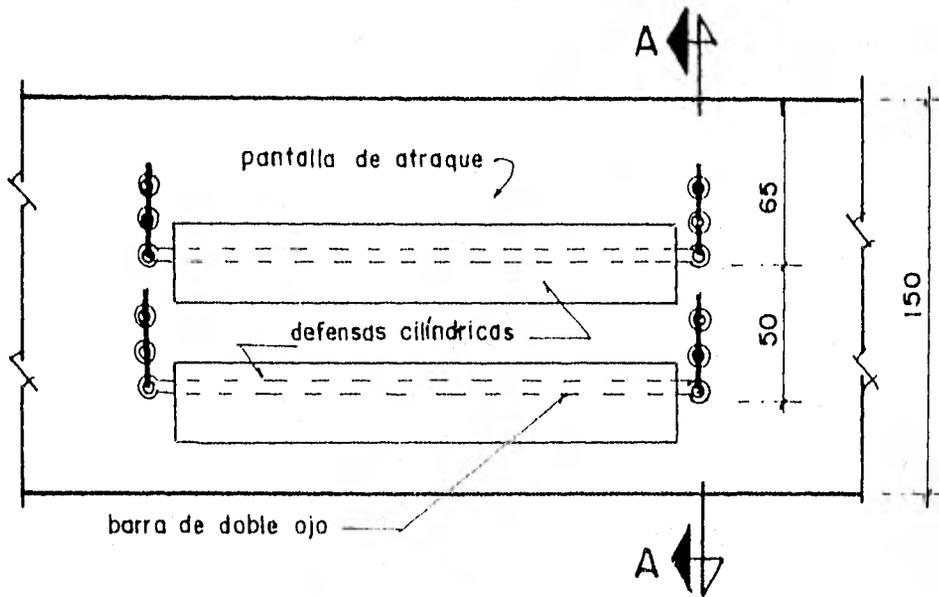


Dimensiones en centímetros

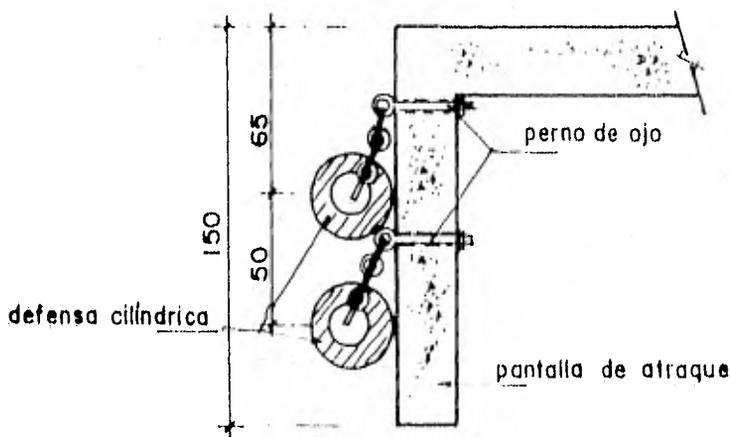
Escala 1:25

CORTE A—A

FIG. II.25 DEFENSA (barco camaronero)



ELEVACION



CORTE A—A

FIG II 2.6 DEFENSA (barco atunero)

11.3 VIENTO.

11.3.1 FUERZAS PRODUCIDAS POR VIENTO.

Un barco amarrado en un muelle puede estar sujeto a cargas laterales como son fuerzas de viento, corrientes, olas y otras fuerzas accidentales.

Tomando en consideración que el puerto, por su ubicación, está debidamente protegido, podemos considerar que existe calma en el interior de la laguna, por lo que suponemos que la única fuerza lateral a considerarse es la debida al viento. Esta fuerza se transmite a la estructura, a través del sistema de defensas, directamente por el barco, cuando éste, al ser empujado por el viento, se recarga en el muelle o bien, cuando el viento actúa de tal manera que aleja al barco del muelle y la fuerza se transmite a la estructura por medio de las cuerdas de amarre.

La fuerza máxima de viento será igual al área del lado expuesto del barco, en condición descargada, multiplicada por la presión del viento, al cual se le aplica un factor de forma de 1.3, que es un factor combinado que toma en consideración la reducción debido a la altura y al incremento por succión en el lado de sotavento del barco. La expresión es:

$$F_W = A \cdot p \text{ ----- (11.5)}$$

donde:

F_W = Fuerza debida al viento.

A = Area del lado del barco expuesta al viento.

p = Presión del viento.

La fuerza del viento varía con la ubicación, pero generalmente es supuesta no menor de 50 Kg/m² (aprox. 10 lb/ft²) ni mayor de 100 Kg/m² , correspondiendo a velocidades de viento alrededor de 91.66 Km/hr a 130 Km/hr (aprox. 55 a 78 millas/hora) respectivamente, basado en la fórmula de presión de viento $p = CV^2$, donde "C" es una constante - tomada normalmente como 0.0363 cuando "V" está en kilómetros por hora y "p" en kilogramos por metro cuadrado. La presión del viento sobre una estructura varía de acuerdo con la forma de ésta y por lo consiguiente, la presión -- "p" se multiplica por un factor de forma, que para superficie plana baja, como la del barco, es de 1.3 ; este factor se mencionó anteriormente. Alonzo de F. Quinn, en su libro "Design and Construction of Ports and Marine Structures", opina que una presión de viento mayor de 100 Kg/m² contra el lado del barco no se justifica, ya que una embarcación no permanecerá atracada al muelle, en una condición descargada, con amenaza de tormenta y vientos -

huracanados, sino que ésta se hace a la mar o se lastra, -
tal que reduzca su área expuesta al viento.

Un criterio diferente para calcular la fuerza del viento -
es aplicando la siguiente expresión:

$$F_w = C_w \gamma_w A \frac{v^2}{2g}$$

donde:

C_w = Coeficiente de fuerza de viento.

γ_w = Peso específico del aire (1.225 Kg/m³).

A = Area expuesta al viento.

V = Velocidad del viento.

g = Aceleración de la gravedad

La tabla que se presenta en la Figura (11.3.1) indica - -
algunos valores de "Cw"

Para objeto de cálculo deberá usarse la máxima velocidad -
del viento que ocurre debido a huracán.

DIRECCION DEL VIENTO	Cw		
	Máximo	Mínimo	Medja
Transversal	1,40	0.80	1.11
De proa	1,04	0.62	0.82
De popa	1,02	0,64	0.77

FIGURA 11,3.1 Coeficientes para fuerzas de viento.

El criterio que se usará en este trabajo es el mismo que se emplea en la Dirección General de Obras Marítimas (S.C.T.), y que es el expuesto a continuación:

a).- La fuerza de viento F_w se obtiene multiplicando el área del lado del barco expuesta al viento, en condición descargada, por la presión debida a éste.

$$F_w = A \cdot p \text{ -----(11.5)}$$

b).- El área de la embarcación expuesta al viento es igual al producto de la eslora por la altura del barco correspondiente a la condición de barco descargado.

$$A = E \cdot h \text{ -----(11.6)}$$

c).- La altura de la embarcación expuesta al viento " h " se obtiene con la diferencia entre la altura total del barco, que es igual a 1.15 veces el valor del puntal, y el calado mínimo, que es el correspondiente a la condición de barco descargado.

$$h = H - C_m$$

$$h = 1,15 P - C_m \text{ -----(11.7)}$$

d).- El calado mínimo " C_m " se obtiene con la siguiente - -

expresión.

$$C_m = C - \frac{P_n}{0.81 E \cdot M} \text{-----} (11.8)$$

Donde:

C = Calado.

E = Eslora.

M = Manga.

P_n = Porte neto.

y el porte neto "P_n" es igual al 61% del valor del desplazamiento de la embarcación.

e).- La presión del viento "p" se obtiene como:

$$p = C \frac{V^2}{16} \text{-----} (11.9)$$

donde:

V = Velocidad del viento máximo que ocurra por huracán.

C = Coeficiente de forma igual a 1.3

11.3.2 Cálculo de la fuerza debida al viento.

a).- Barco camaronero:

1.- Calado mínimo:

$$C_m = C - \frac{P_n}{0.81 E \cdot M} \text{-----} (11.8)$$

$$C_m = 3.3 - \frac{0.61 (200)}{0.81 (22) (6.25)}$$

$$C_m = 2.205 \text{ m}$$

2.- Altura expuesta al viento:

$$h = 1.15 P - C_m \text{-----} (11.7)$$

$$h = 1.15 (3.5) - 2.205$$

$$h = 1.645 \text{ m}$$

3.- Area de la embarcación expuesta al viento:

$$A = E \cdot h \text{-----} (11.6)$$

$$A = (22) (1.645)$$

$$A = 36.19 \text{ m}^2$$

4.- Presión del viento:

$$P = \frac{c v^2}{16} \text{-----} (11.9)$$

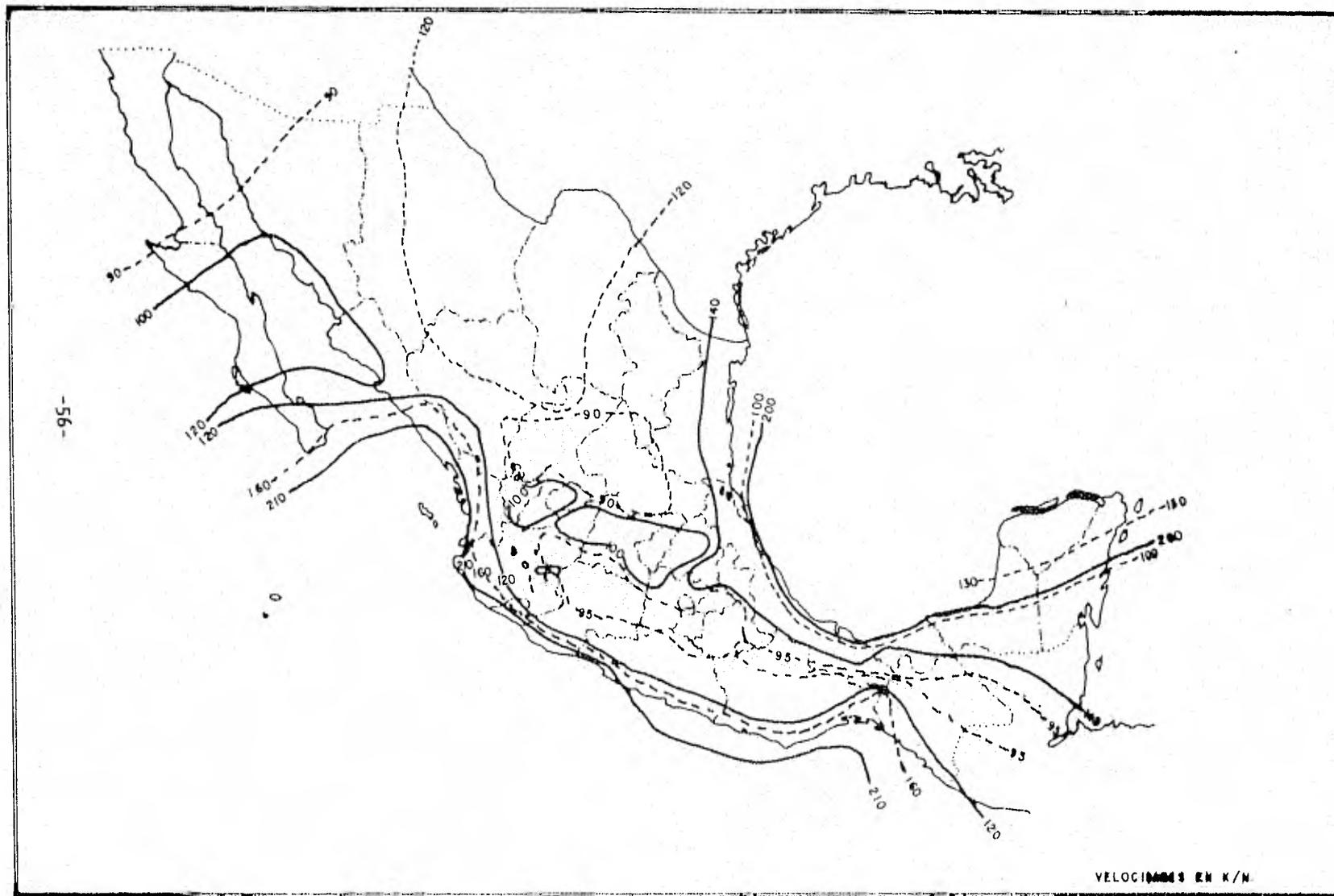


FIGURA II.3.2 CARTA DE VIENTOS

De la Figura (11.3.2), determinamos que la velocidad máxima de viento es de 180 Km/h., por lo tanto:

$$V = 180 \text{ Km/h} = 50 \text{ m/seg.}$$

$$p = 1.3 \frac{(50)^2}{16}$$

$$p = 203.13 \text{ Kg/m}^2$$

5.- La fuerza de viento es:

$$F_w = A \cdot p \text{ ----- (11.5)}$$

$$F_w = (36.19) (203.13)$$

$$F_w = 7.351 \text{ ton.}$$

b).- Barco Atunero:

1.- Calado mínimo:

$$C_m = C - \frac{P_n}{0.81 E \cdot M}$$

$$C_m = 6.3 - \frac{0.61 (2100)}{0.81 (66.45) (12.2)}$$

$$C_m = 4.35 \text{ m}$$

2.- Altura expuesta al viento:

$$h = 1.15 P - C_m$$

$$h = 1.15 (8.22) - 4.35$$

$$h = 4.69 \text{ m}$$

3.- Area de la embarcación expuesta al viento:

$$A = E \cdot h$$

$$A = (66.45) (4.69)$$

$$A = 311.65 \text{ m}^2$$

4.- Presión del viento:

$$P = \frac{cv^2}{16}$$

$$v = 50 \text{ m/seg.}$$

$$P = 1.3 \frac{(50)^2}{16}$$

$$P = 203.13 \text{ Kg/m}^2$$

5.- Fuerza de viento:

$$F_w = A \cdot p$$

$$F_w = (203.13) (311.65)$$

$$F_w = 63.304 \text{ ton.}$$

11.3.3 Fuerza por viento transmitida al muelle.

Como se mencionó anteriormente, la fuerza de viento se -- transmite al muelle a través de las cuerdas de amarre, -- las de proa, popa y "spring", las cuales se amarran a las bitas o cornamuzas.

Las bitas están colocadas a lo largo del muelle, próximas al paramento de atraque, espaciadas entre 30 y 40 pies -- (9.0 y 12.0 m) de distancia, centro a centro, para el ca so de embarcaciones pequeñas.

Para fines de este trabajo, las bitas se colocarán a una

distancia de 12.0 m (aproximadamente 40 pies).

Tomando en consideración la eslora de cada embarcación --
definimos que para los barcos camaroneros la fuerza de --
viento será tomada por 2 bitas y, para las atuneras por --
4 bitas; por lo tanto:

a).- Barcos camaroneros:

$$F_{bita} = \frac{F_w}{2}$$

$$F_{bita} = 3.676 \text{ ton.}$$

b).- Barcos atuneros:

$$F_{bita} = \frac{F_w}{4}$$

$$F_{bita} = 15.826 \text{ ton.}$$

11.4 SISMO.

Si una estructura con un frente de agua está para ser construída en una región sísmica, los efectos de un posible sismo en el área donde se localiza el sitio de trabajo, deberán ser tomados en cuenta cuidadosamente.

La intensidad de los sismos, que son esperadas en diferentes regiones, están expresadas en función de la magnitud de la aceleración sísmica horizontal " a_h ", la cual ocurre durante un sismo. Una posible aceleración vertical " a_v " simultánea es generalmente insignificante, comparada con la aceleración debida a la gravedad " g ".

La aceleración " a_h " afecta no solamente a la estructura como tal, sino también a la presión activa de tierra que actúa, la posible presión pasiva de tierra, la seguridad contra la falla de cimentación, falla de talud y deslizamiento, y en algunos casos también la resistencia al esfuerzo cortante de la masa de tierra alrededor de la cimentación. Bajo circunstancias desfavorables la resistencia al esfuerzo cortante puede desaparecer temporalmente por completo.

Los requisitos para la exactitud en los cálculos, son por consiguiente más rigurosos cuando los daños del sismo pueden conducir a arriesgar vidas humanas o a la destrucción de medios de

abastecimiento o similares, los cuales son de importancia para la población.

Los problemas dinámicos que ocurren durante un sismo, por lo general, son tomados en cuenta en el análisis de la estructura, de tal manera que éstas fuerzas horizontales adicionales se expresan como:

$$\Delta H = \pm K_h \cdot W ,$$

las cuales actúan en el centro de gravedad de las masas aceleradas y son calculadas simultáneamente conforme son aplicadas las demás cargas. Los términos significan:

$$K_h = \frac{a_h}{g} : \text{Coeficiente sísmico} = \text{Relación de la aceleración horizontal sísmica y la aceleración de la gravedad.}$$

W = Peso del miembro estructural considerado o de la cuña deslizando.

La magnitud de " K_h " depende de la intensidad del sismo, la distancia al epicentro y de la profundidad del suelo de cimentación. Los primeros dos factores nombrados son tomados en cuenta en la mayoría de los países dividiendo las regiones peligrosas dentro de zonas sísmicas con valores iguales de " K_h ". En casos -

dudosos, los registros sismológicos deberán ser consultados.

El requisito principal que deberá ser satisfecho en el diseño de estructuras con frente de agua, a prueba de sismo, es que las fuerzas sísmicas horizontales adicionales deberán ser absorbidas seguramente, aún con la respectiva reducción de la presión pasiva de tierra.

Cuando se proyecten estructuras con frente de agua en zonas sísmicas, las condiciones de los estratos más profundos del subsuelo deben recibir una atención especial, así por ejemplo, debe saberse que las vibraciones sísmicas son más severas donde se liberan o se pierden, relativamente en estratos de espesores delgados que yacen sobre roca sólida.

Los efectos más prolongados de un sismo hacen que ellos mismos sientan cuando el subsuelo, especialmente el suelo de cimentación, se licúa a causa del sismo, que es decir, cuando pierde la mayor parte, o aún todo, de su resistencia al corte. Esto sucede cuando un depósito perdido, fino-granular, poco o nada cohesivos, suelo saturado que es solo poco permeable, es alterado dentro de un estrato denso (licuación).

El estrato de suelo que pueda presentar problemas de licuación en el área donde se proyecta una estructura con frente de agua, en zona sísmica, deberá ser completamente compactado antes de empezar los trabajos de construcción de dicha obra.

La influencia de los sismos en las presiones pasiva y activa de tierra, por lo general, son también determinadas con la teoría de Coulomb, sin embargo, las fuerzas adicionales ΔH , originadas por los sismos, deberán recibir una atención adicional.

En la determinación de la presión activa de tierra bajo el nivel del agua, debería admitirse que la masa del suelo (no su peso en flotación), así como la masa de agua contenida en los poros del suelo, se acelerarían, si no fuera por que la reducción de la densidad del suelo sumergido permanece como está y el agua en los poros desciende espontáneamente. Con el fin de tomar esto en consideración, se determina un coeficiente sísmico mayor llamado coeficiente sísmico aparente K'_h , para fines prácticos en el terreno que se encuentra bajo el nivel del agua.

Para el caso de tener un suelo arenoso, la presión de tierra bajo la acción de un sismo sería:

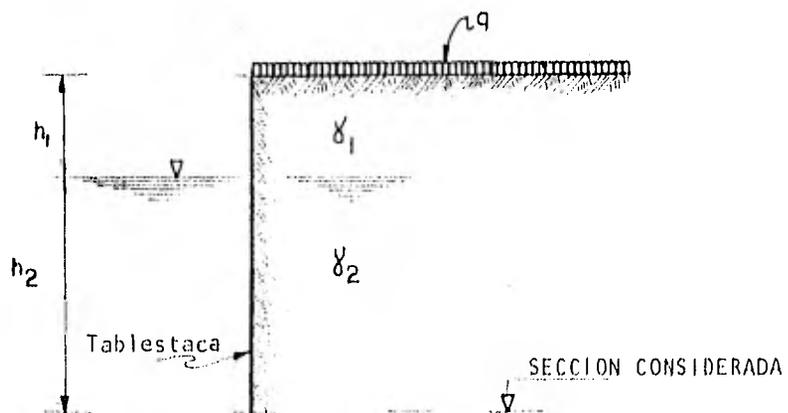


FIGURA.- 11.4.1.- DIAGRAMA PARA EL CALCULO DE K'_h

Para la sección considerada en la Figura 11.4.1, las presiones son:

$$\Sigma p_v = q + h_1 \cdot \gamma_1 + h_2 \cdot \gamma'_2$$

$$\Sigma p_h = K_h \left[q + h_1 \cdot \gamma_1 + h_2 \cdot \gamma'_2 \right]$$

que corresponden a la presión vertical y horizontal respectivamente.

El coeficiente sísmico aparente para determinar la presión activa del terreno bajo el nivel del agua resulta:

$$K'_h = \frac{\Sigma p_h}{\Sigma p_v} = \frac{q + h_1 \cdot \gamma_1 + h_2 \cdot \gamma'_2}{q + h_1 \cdot \gamma_1 + h_2 \cdot \gamma'_2} \cdot K_h \text{ ----- (11.10)}$$

donde los términos significan:

K'_h = Coeficiente sísmico aparente,

K_h = Coeficiente sísmico,

γ = Peso específico,

γ' = Peso específico sumergido,

Para superficie horizontal del relleno y muro vertical, los coeficientes para la presión horizontal de tierra son:

$$(11.11) \text{ ----Activa } K_{ah} = \frac{\cos^2 (\phi - \theta)}{\cos \theta \cos (\delta + \theta) \left[1 + \left(\frac{\sin (\phi + \delta) \sin (\phi - \theta)}{\cos (\delta + \theta)} \right)^{1/2} \right]^2}$$

$$(11.12) \text{ ---- Pasiva } K_{ph} = \frac{\cos^2 (\phi - \theta)}{\cos \theta \cos (\delta - \theta) \left[1 - \left(\frac{\sin (\phi - \delta) \sin (\phi - \theta)}{\cos (\delta - \theta)} \right)^{1/2} \right]^2}$$

donde:

$$\theta = \text{arc tg } K_h$$

ϕ = Angulo de fricción interna del material.

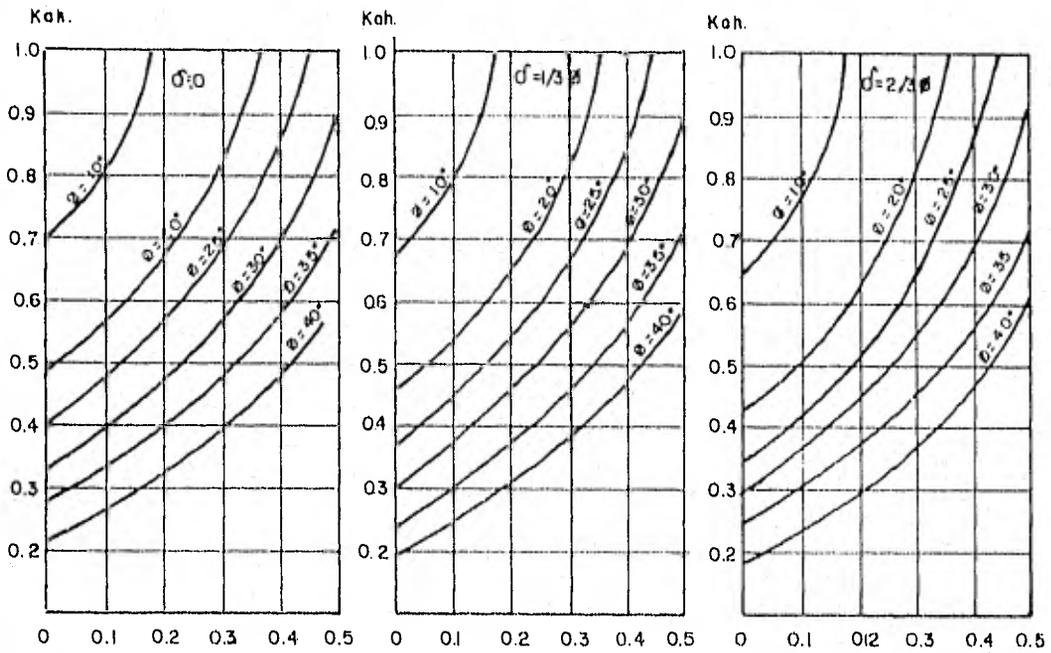
δ = Angulo de fricción entre el muro y el material de relleno.

Los valores de K_{ah} y K_{ph} se encuentran graficados en la --
Figura No. 11.4.2 .

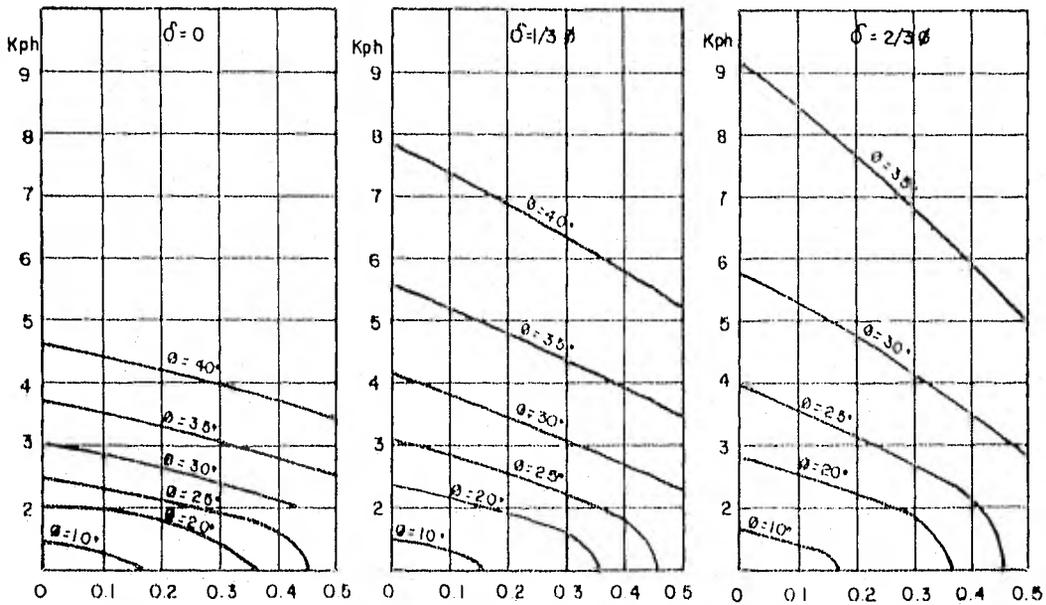
Otro criterio, bastante simple, es que para muros de retención de altura moderada, la presión normal de diseño se incrementa alrededor de un 10%.

Ahora bien, para fines de diseño, es suficiente combinar el incremento de carga debido al sismo con el 50% de la carga ví-

va normal, ya que es improbable que actúen simultáneamente la - -
carga viva total y el incremento de carga debido al sismo.



ACTIVO



PASIVO

FIG. II.42 COEFICIENTE DE PRESION DE TIERRA

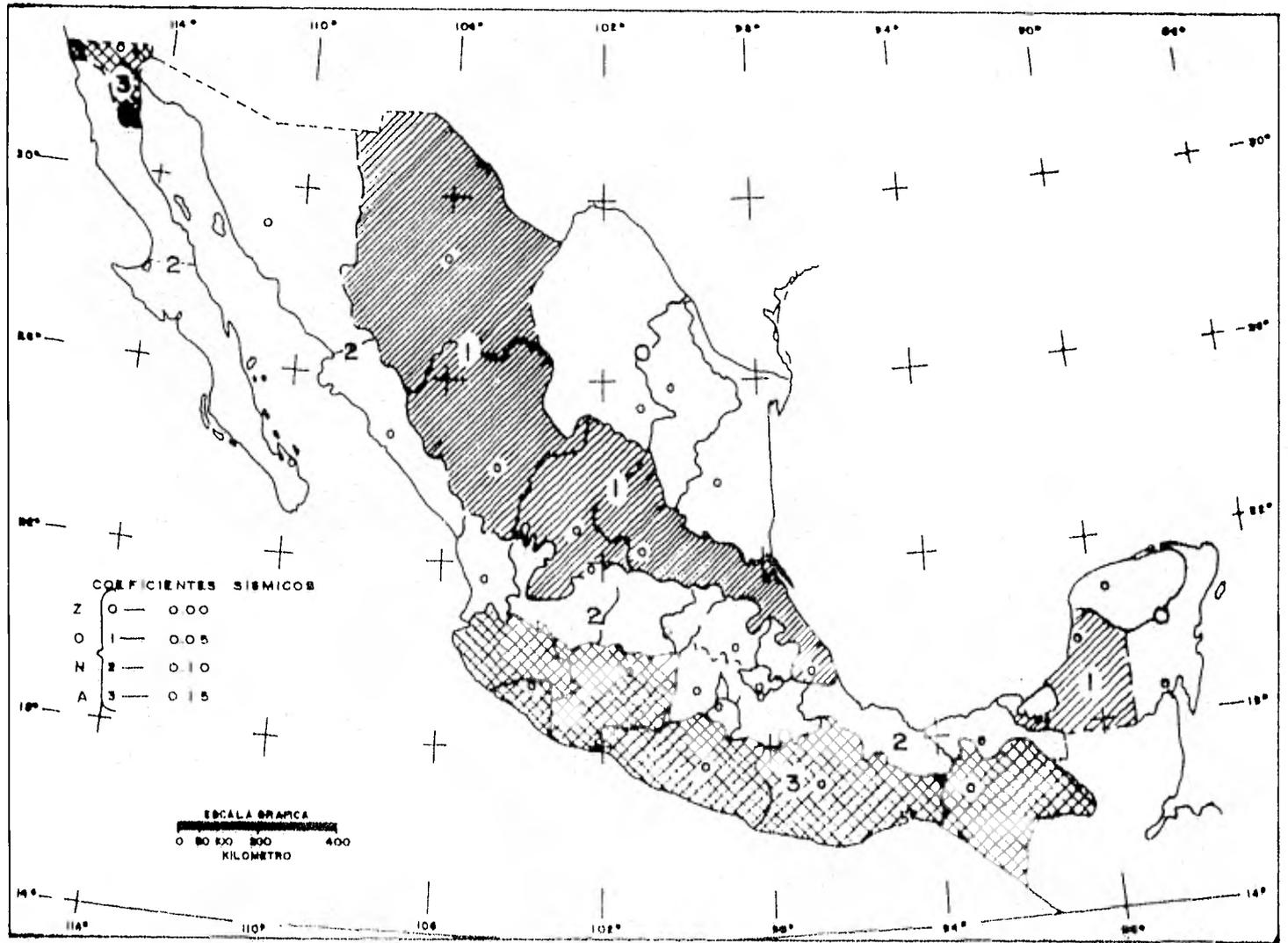


Figura II-43 ZONIFICACION SISMICA

CAPITULO III

MECANICA DE SUELOS

- III.1 Estudio del Sub-suelo.
- III.2 Capacidad de Carga de Pilotes.
- III.3 Tablestacado.

III.1 ESTUDIO DEL SUBSUELO.

El estudio de Mécanica de Suelos se basó en las características del subsuelo determinadas en 19 sondeos mixtos, ubicados -- como se indica en la Figura No. III.1.1.

Para la ejecución de los sondeos se usaron los siguientes - procedimientos de exploración:

- a).- Muestreo con tubo Shelby, para obtener muestras inalteradas.
- b).- Muestreo mediante la prueba de penetración standard, - para obtener muestras alteradas representativas.

Con las propiedades índices obtenidas y calculadas en los ensayos de laboratorio se hicieron cuatro cortes estratigráficos. Cabe hacer notar que en la zona en estudio la estratigrafía es en términos generales concordante, por lo que es posible hacer cortes estratigráficos correlacionando las líneas de pozos. Los cortes - se presentan en las Figuras No. III.1.2, III.1.3, III.1.4 y - - III.1.5 .

La estratigrafía de la zona puede dividirse en tres estratos perfectamente definidos:

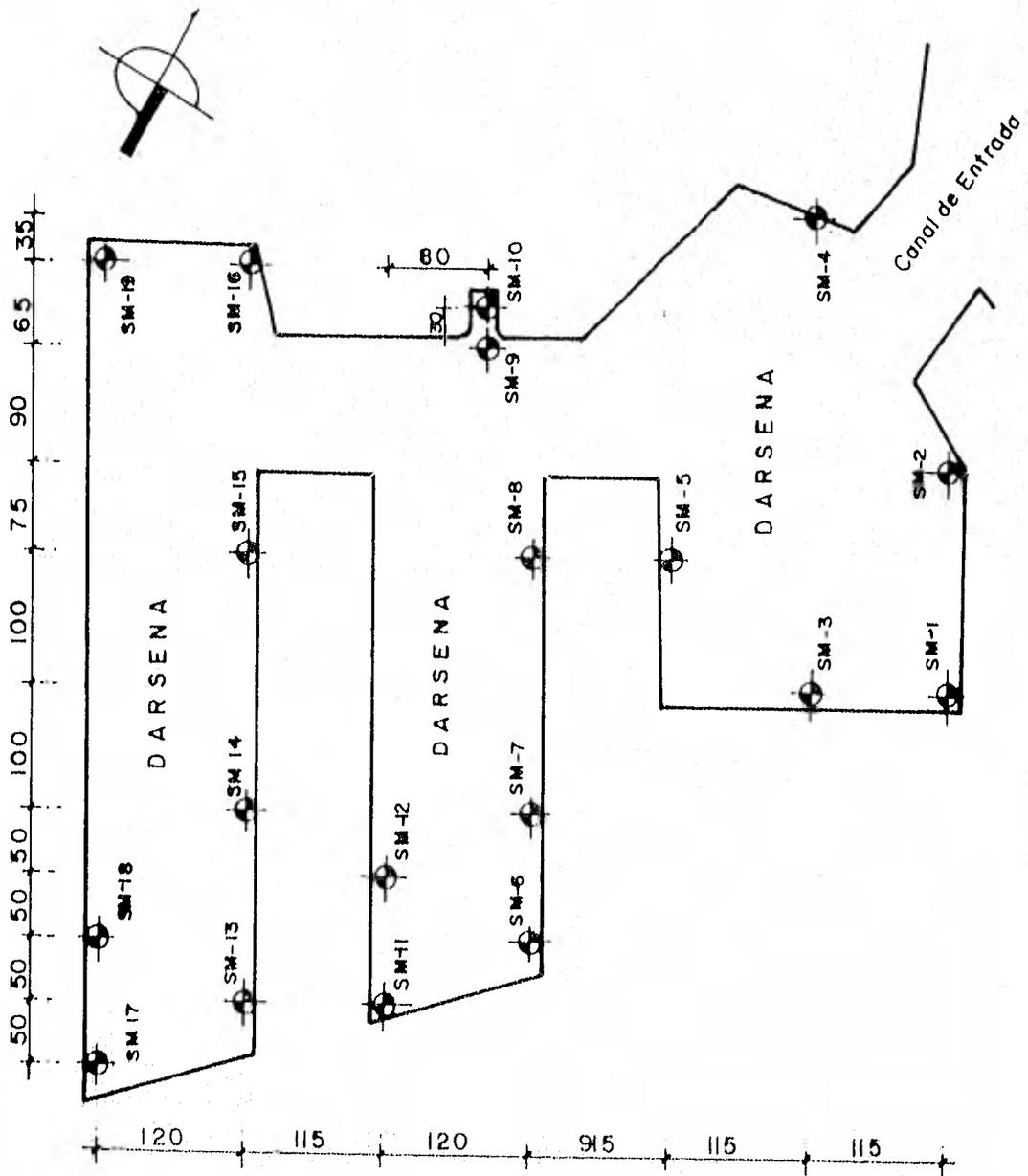


FIG. N.º I CROQUIS DE LOCALIZACION DE SONDEOS

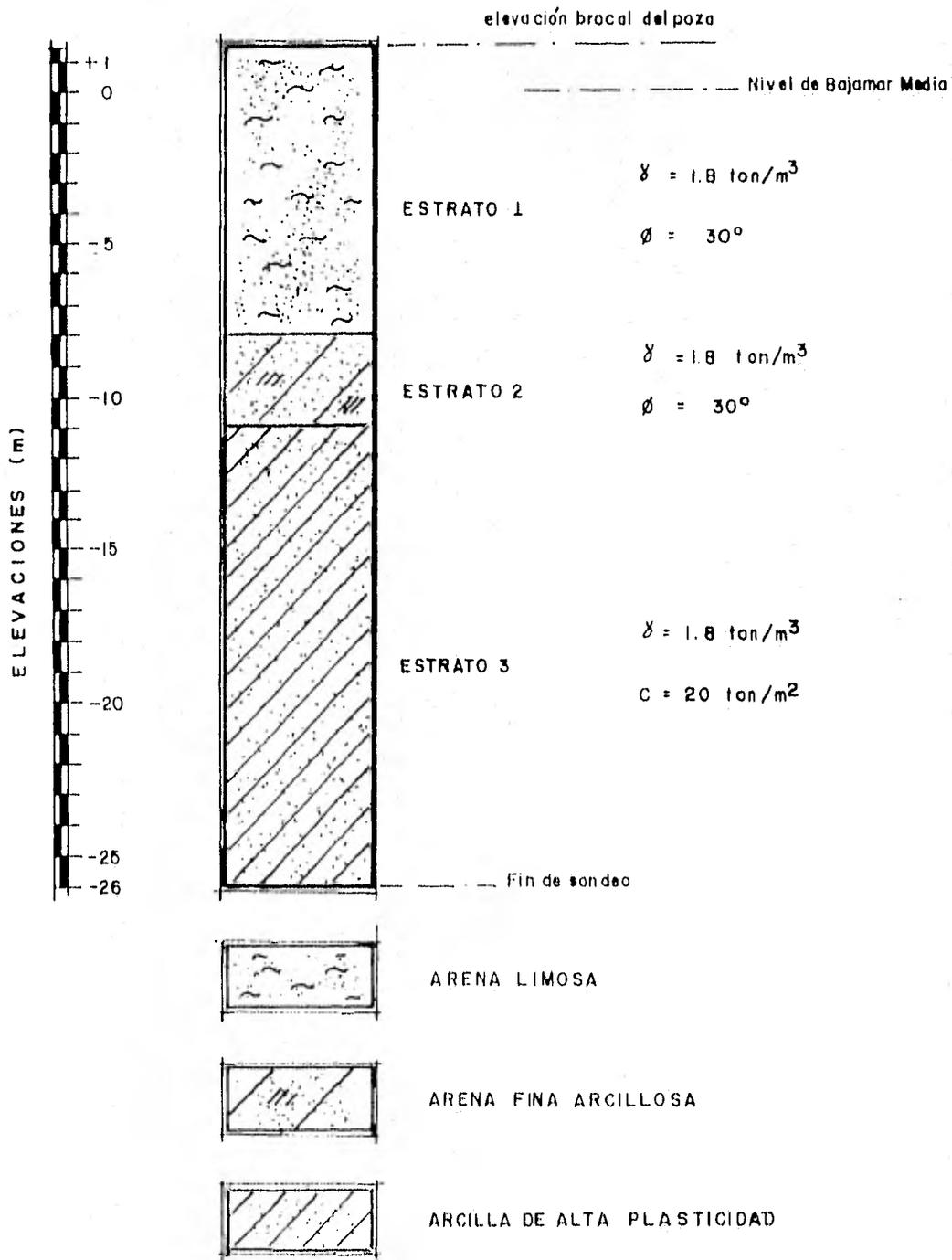


FIGURA III.1.2 ESTRATO TIPO

SE-1

SE-2

Elev.+0.79

Elev.+0.73

ELEVACIONES EN METROS

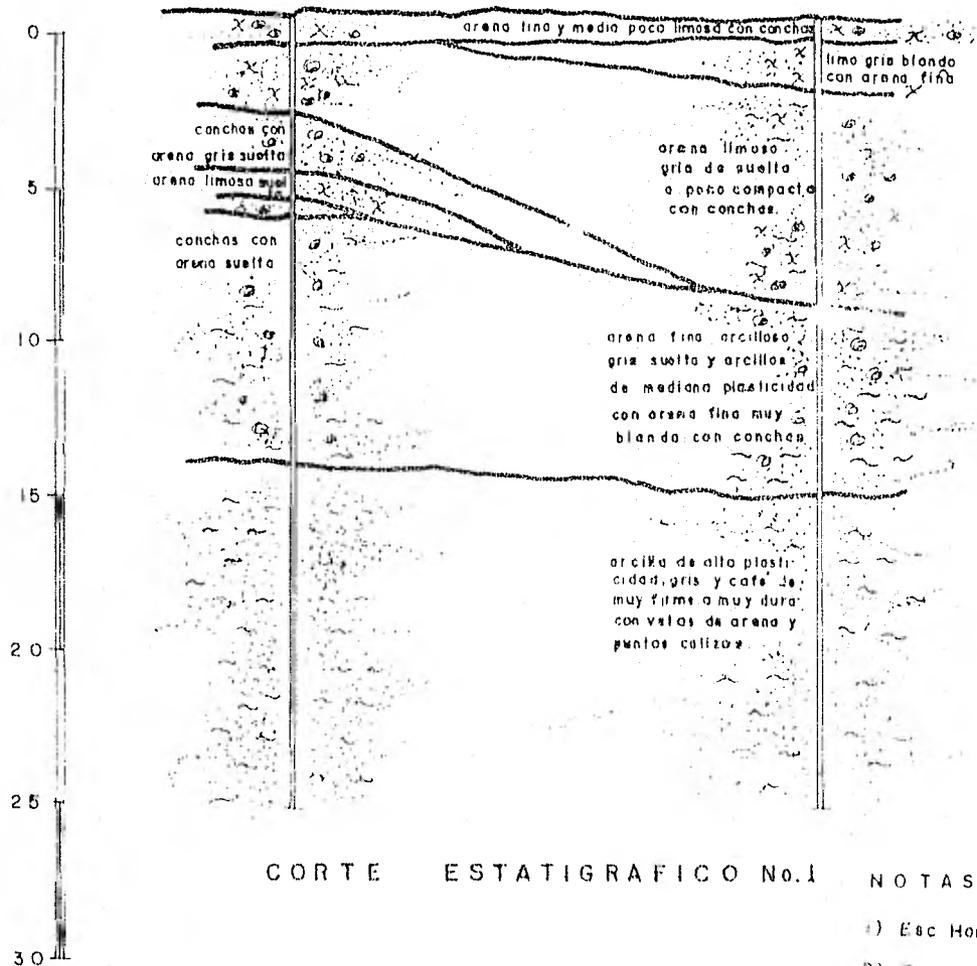
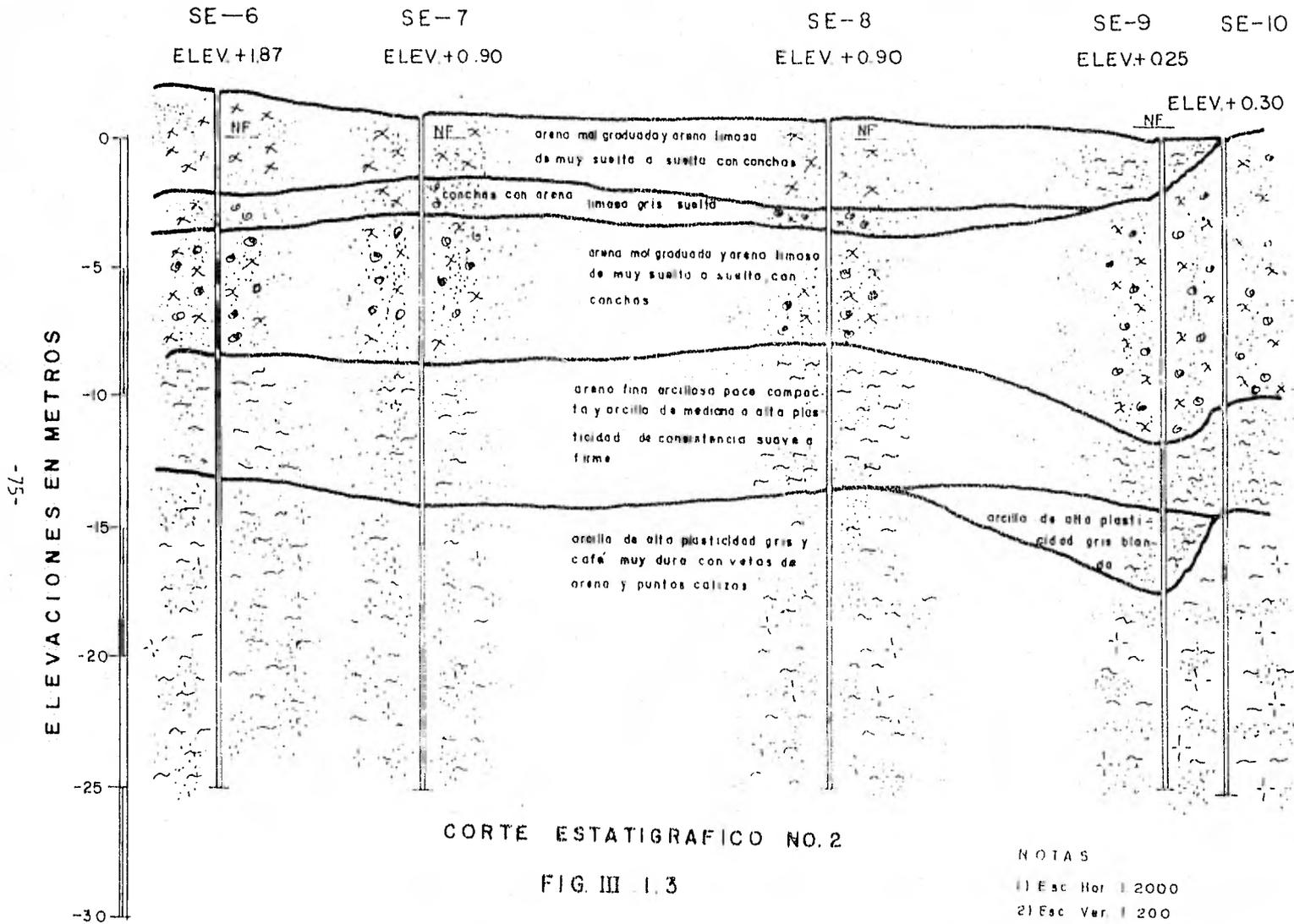


FIG. III 12

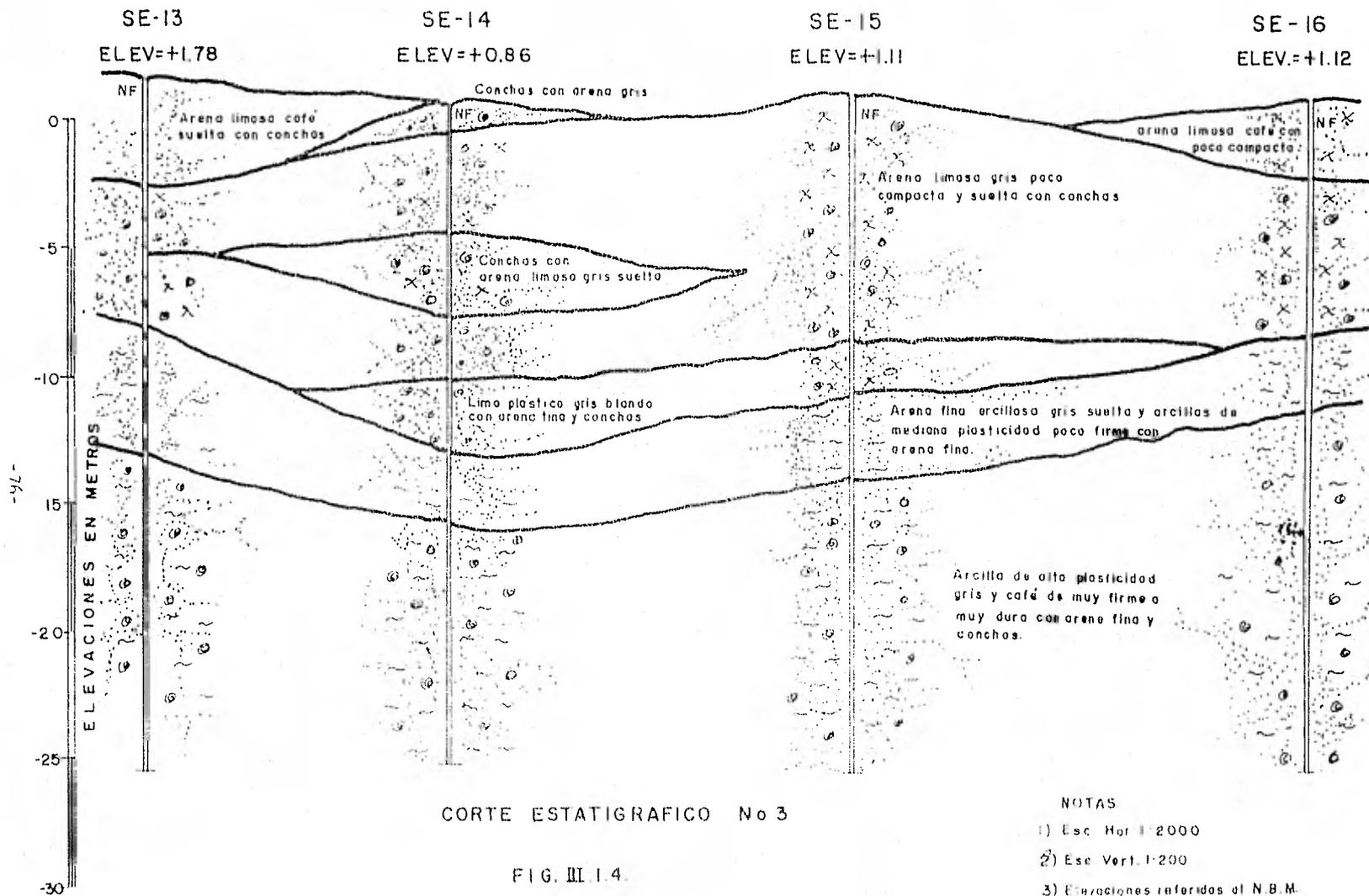


NOTAS

1) Esc. Hor. 1:2000

2) Esc. Ver. 1:200

3) Elevaciones respecto al N.B.M.



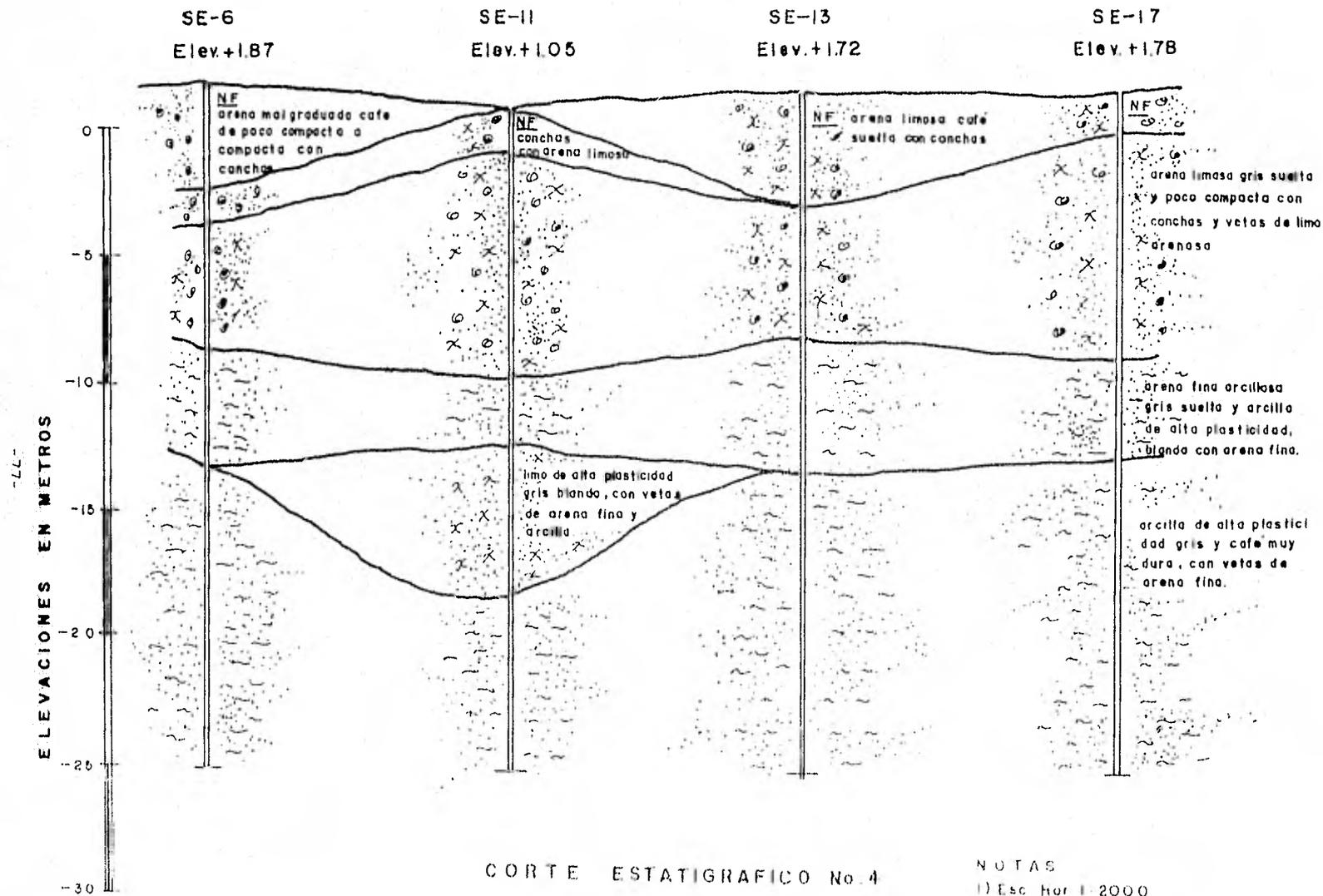


FIG III 1.5

NOTAS

- 1) Esc. Hor. 1:2000
- 2) Esc. Vert. 1:200
- 3) Elevaciones referidas al N B M

a).- El primer depósito que se localiza de la superficie del suelo con elevación media de +1.50 m hasta una elevación media de +8.00 m , está constituido por arenas finas limosas, arenas mal graduadas, conchas de colores café en la superficie y gris en los depósitos inferiores. La compactidad de estos depósitos es muy variable, desde muy suelta a compacta. El contenido de agua de estos materiales varía de 10% a 40% dependiendo del contenido de finos, con un promedio de 20%. Su peso volumétrico varía de 1.8 a 2.15 ton/m³, su densidad de sólidos varía de 2.55 a 2.63 con un promedio de 2.58 y su relación de vacíos oscila entre 0.4 y 0.9 .

En estos depósitos se realizaron pruebas de resistencia al esfuerzo cortante y los parámetros obtenidos varían entre 0 y 18 Kg/cm² para la cohesión y entre 21° y 31° para el ángulo de fricción interna.

El segundo depósito típico de la zona se localizó entre las elevaciones -8.00 m y -15.00 m en promedio. El espesor de este depósito varía entre 6.0 y 3.0 m, y está constituido por arenas finas arcillosas de color gris en estado suelto, y arcillas de mediana plasticidad de consistencia semirígida con conchas y algo de arena fina. El contenido de agua de estos ma

teriales varía entre 20% y 40% con promedio de 30%, el peso volumétrico oscila entre 1.8 y 2.0 ton/m³, su densidad de sólidos resultó del orden de 2.59 y su cohesión varía entre 0.5 y 0.9. Los parámetros de resistencia de este depósito arrojaron los siguientes resultados, la cohesión es 0.13 Kg/cm² y el ángulo de fricción interna de 30° correspondiente a un material en estado suelto.

Finalmente, el tercer depósito que se localizó desde una elevación media de -10.0 m y hasta la profundidad explorada en todos los sondeos, está constituida por arcillas de alta plasticidad, gris y café, de consistencia firme en la parte superior del depósito a muy dura en la parte inferior. Este material por sus características puede ser capaz de servir de apoyo a cimentaciones profundas. Sus propiedades son: contenido de agua de 20% a 40%, peso volumétrico entre 1.8 y 2.0 ton/m³, densidad de sólidos media 2.67 y relación de vacíos de 0.5 a 1.5. El número de golpes de penetración standard de este depósito varía de 20 a más de 50. La elevación a la cual $N > 30$ varía entre -13.50 m y -23.00 m.

Desde el punto de vista de capacidad de carga, en este estrato pueden apoyarse cimentaciones profundas.

III.2 CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTES.

III.2.1 CAPACIDAD DE CARGA.

Los pilotes tienen la función de transmitir las cargas superficiales a niveles más bajos a través de la masa del suelo. Esta carga transmitida puede ser por fricción, por punta, o una combinación de ambos, dependiendo si la carga es resistida por la fricción generada a lo largo de la superficie del pilote, en el caso de pilotes friccionantes, o si la punta del pilote se apoya en un estrato lo suficientemente firme para tomar la carga en el caso de pilotes de punta. El pilote puede también tomar la carga por fricción y por punta.

Como se ha definido ya, en el estudio del sub-suelo, los pilotes estarán hincados en el estrato No. 3, por lo que el pilote estará trabajando tanto por punta como por fricción.

La capacidad de carga total está dada por la expresión:

$$Q_T = Q_p + Q_f \text{ ----- (III.1)}$$

donde:

Q_T = Capacidad de carga total.

Q_p = Capacidad de carga en la punta.

Q_f = Capacidad de carga por fricción.

Considerando que los pilotes penetrarán dentro del estrato resistente, estrato No. 3, la capacidad de carga en la punta será:

$$Q_p = q_p A_p \text{-----} (111.2)$$

donde:

q_p = Capacidad de carga unitaria última.

A_p = Area de la punta.

y usando la teoría de Meyerhof:

$$q_p = c N'_c + \delta D_f N'_q \text{-----} (111.3)$$

donde:

c = Cohesión.

δD_f = Esfuerzo efectivo del suelo al nivel de desplante.

δ = Peso volumétrico del suelo.

D_f = Profundidad de desplante.

N'_c y N'_q = Parámetros de capacidad de carga que de-

penden del ángulo de fricción interna ϕ .

Ahora bien, la capacidad de carga por fricción está dada por la siguiente expresión.

$$Q_f = f_s A_s \text{ ----- (111.4)}$$

donde los términos significan:

f_s = Fricción lateral unitaria.

A_s = Area lateral del cimiento.

y el valor de " f_s " está dado por:

$$f_s = C_a + K_s \gamma \frac{D_f}{2} \text{ tg } \delta \text{ ----- (111.5)}$$

donde:

C_a = Adherencia entre suelo y cimiento.

δ = Angulo de fricción en el contacto suelo-cimiento.

K_s = Coeficiente medio de presión del suelo en los lados del cimiento.

$K_s \text{ tg } \delta$ = Varía de 0.25 en arena suelta a 1.0 - en arena densa.

III.2.2 CALCULO DE LA CAPACIDAD POR PUNTA.

Para conocer el valor de la cohesión recurrimos a Terzaghi y Peck que dan la siguiente correlación para pruebas en arcillas.

CONSISTENCIA	No. DE GOLPES N	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE. q_u (Kg/cm ²)
Muy blanda	< 2	< 0.25
Blanda	2 - 4	0.25 - 0.50
Media	4 - 8	0.50 - 1.0
Firme	8 - 15	1.0 - 2.0
Muy firme	15- 30	2.0 - 4.0
Dura	> 30	> 4.0

Conociendo que el estrato de apoyo está formado por un suelo cohesivo, arcilla, con más de 30 golpes en la prueba de penetración standard, definimos que la consistencia de la arcilla es dura, para la cual corresponde un valor de " q_u ", resistencia a la compresión simple, mayor de 4.0 Kg/cm²

De la prueba de compresión simple conocemos que la cohesión es igual a un medio del valor de la resistencia a la compresión simple, o sea que:

$$c = \frac{1}{2} \cdot q_u$$

por lo tanto tenemos que:

$$c = \frac{1}{2} \cdot (4.0) = 2.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$c = 20 \text{ ton/m}^2$$

Los parámetros N'_c y N'_q son función del ángulo de fricción interna del material, ϕ , los cuales se determinan por medio de la gráfica en la Figura No. (III.2.1). --

Los parámetros correspondientes a una cimentación a base de pilotes y para un material con $\phi = 30^\circ$ son:

$$N'_c = 9 \quad \text{y} \quad N'_q = 1$$

Entonces, aplicando la expresión (III.3), tenemos:

$$q_p = c N'_c + \delta D_f N'_q \text{ ----- (III.3)}$$

$$q_p = (20) (9) + \boxed{(0.8) (7) + (0.8) D_f} \quad (1)$$

$$q_p = 180 + 5.6 + 0.8 D_f$$

III.2.3 CALCULO DE LA CAPACIDAD POR FRICCION.

La adherencia entre el material del pilote y el suelo de cimentación la podemos conocer por medio de la siguiente tabla, la cual es recomendación de Tomlinson:

MATERIAL DEL PILOTE	RESISTENCIA A LA COMPRESION NO CONFINADA. q_u (ton/m ²)	ADHERENCIA ULTIMA - PILOTE - ARCILLA (ton/m ²)
Concreto	0 - 7.5	0 - 3.5
	7.5 - 15	3.5 - 5
Madera	15 - 30	5 - 6.5
	> 30	6.5
Acero	0 - 7.5	0 - 3.5
	7.5 - 15	3.5 - 5
	15 - 30	5 - 6
	> 30	6

Por lo tanto , para $q_u = 4.0 \text{ Kg/cm}^2$ igual a 40 ton/m^2 , la adherencia entre concreto y arcilla es 6.5 ton/m^2 .

Aplicando la expresión (III.5):

$$f_s = C_a + K_s \gamma \frac{D_f}{2} \tan \delta \text{ ----- (III.5)}$$

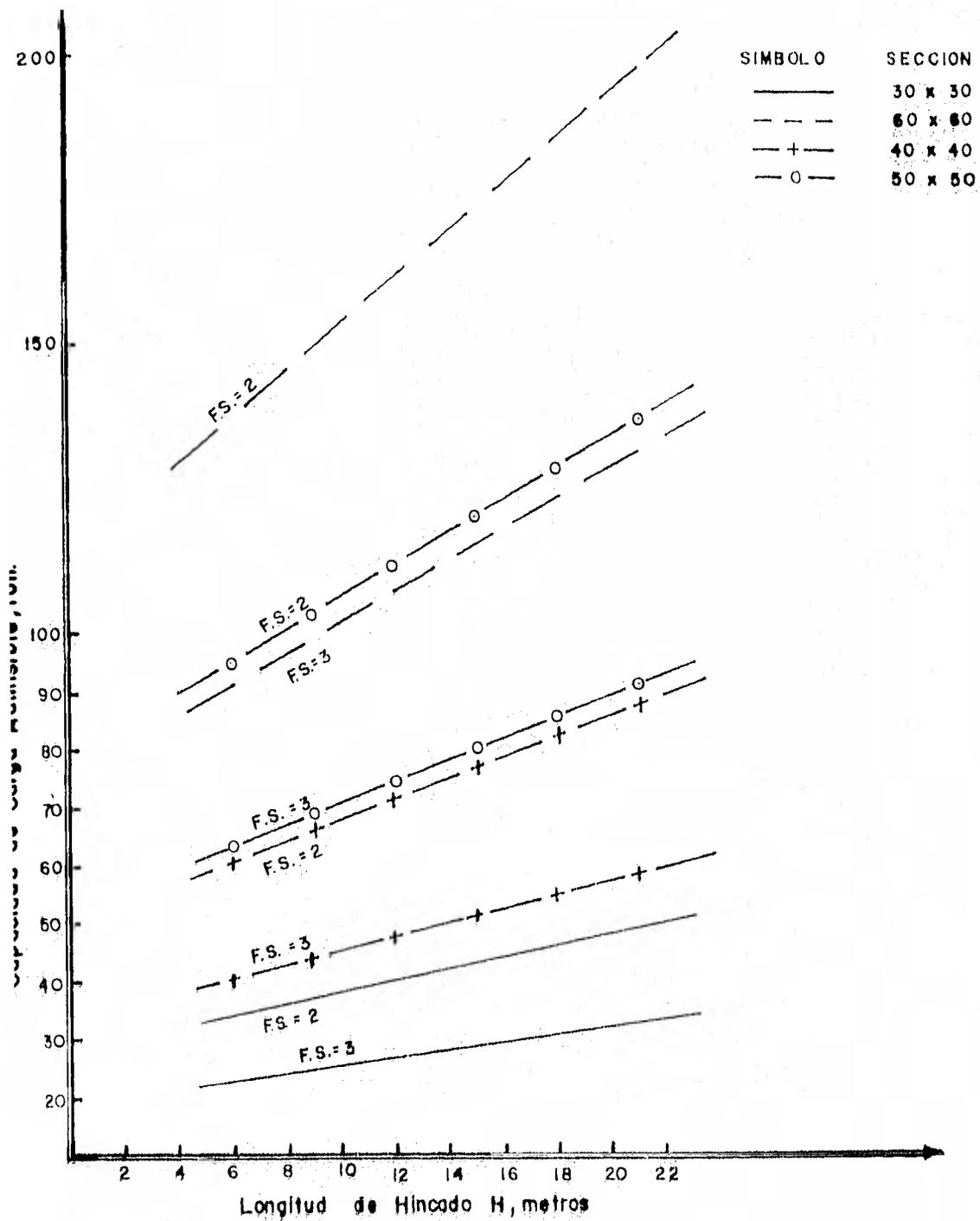
Suponiendo que:

$K_s \tan \delta = 0.5$, tenemos:

$$f_s = 6.5 + (0.5) (0.8) \frac{D_f}{2}$$

$$f_s = 6.5 + 0.2 D_f$$

Los valores de la capacidad de carga se presentan en la Figura No. (III.2.2), en función de la penetración del pilote en el estrato cohesivo, para factores de seguridad de 2 y 3, y para pilotes de diferente sección transversal.



III.3 TABLESTACADO.

El tablestacado está formado por una hilera de pilotes - llamados tablestacas, enganchadas o ensambladas una con otra, de tal forma que constituyen una pared continua.

Las tablestacas son usadas para construir muros de retención las cuales, para su estabilidad, dependen exclusivamente de la longitud de empotramiento en el suelo (tablestaca en cantiliver), o bien, dependen de la longitud de empotramiento y de un anclaje cerca de la parte superior de la tablestaca (tablestaca-anclada).

La tablestaca anclada es ampliamente usada en muelles y estructuras portuarias. Esta construcción provee una pared vertical tal que las embarcaciones pueden atracar a lo largo de ella, o servir como una estructura portuaria, la cual se adentra en el mar (estructura en espigón). En estos casos el tablestacado puede ser requerido para soportar lateralmente un relleno en el cual pueden ser construídos accesos ferroviarios y carreteros, bodegas, etc., de tal manera que la carga de los barcos pueda ser transferida a otras áreas o ser convenientemente almacenadas. El uso de un miembro anclado tiende a reducir la deflección lateral, el momento flexionante, y la profundidad de penetración en el suelo (profundidad de hincado).

Hay un número de métodos comúnmente usados para diseñar tablestacas ancladas entre los cuales están el método del Apoyo Libre, el método de Apoyo Fijo, un método propuesto por Tschebotarioff, las Normas de Danish y el método de Hansen. En este trabajo se utilizará el método del Apoyo Libre.

III.3.1 Diseño de Tablestaca anclada por el método del Apoyo Libre.

Este método supone que el tablestacado es rígido y puede girar alrededor del anclaje, con la falla presentándose alrededor de éste. La presión pasiva se desarrolla en el suelo frente al tablestacado, y la presión activa se desarrolla detrás de la pared de tablestaca. Después de calculado el empotramiento teórico, el valor puede ser incrementado en 20% ó 40%, o K_p (coeficiente de presión pasiva de tierra), puede ser dividido entre un factor de seguridad apropiado previo al cálculo de la longitud de empotramiento. El diagrama de presiones supuesto y la identificación de los términos se muestran en la Figura No. III.3.1, de la cual definimos:

K_a = Coeficiente de presión activa de tierra.

K_p = Coeficiente de presión pasiva de tierra.

K'_a = Coeficiente de presión activa de tierra para -

suelo sumergido.

K'_p = Coeficiente de presión pasiva de tierra para --
suelo sumergido.

K, K' = Dos nuevos términos introducidos por convenien_ -
cia.

K = $K_p - K_a$

K' = $K'_p - K'_a$

\overline{p}_a = Presión activa de tierra efectiva actuando con_ -
tra la tablestaca en la línea de dragado.

δ, δ' = Peso volumétrico y peso volumétrico sumergido, -
respectivamente del suelo en cada estrato.

R_a = Empuje activo.

R_p = Empuje pasivo.

f = Fuerza de anclaje.

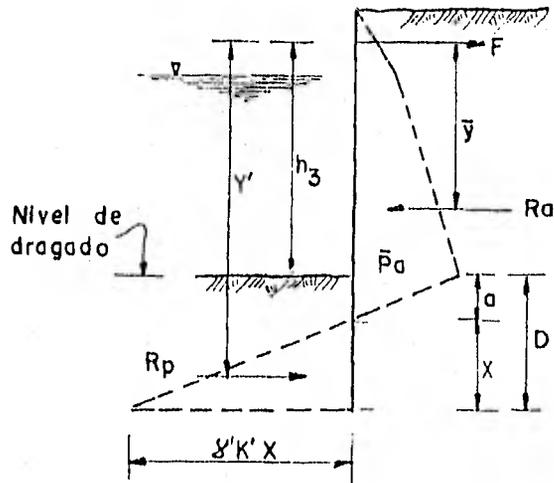


FIGURA No. III.3.1.- TABLESTACA ANCLADA, METODO DEL APOYO LIBRE PARA SUELO GRANULAR.

De la Figura No. III.3.1, la distancia "a" al punto de presión cero es:

$$a = \frac{\bar{p}_a}{\gamma' k'}$$

Si tomamos momentos con respecto al nivel de la fuerza de anclaje tenemos:

$$\gamma' R_p = \bar{y} R_a$$

Ahora bien, conocemos que:

$$R_p = \gamma' K' \frac{x^2}{2} \quad \gamma,$$

$$y' = h_3 + a + \frac{2}{3} X$$

por lo tanto tenemos:

$$(h_3 + a + \frac{2}{3} X) \gamma' K' \frac{X^2}{2} = \bar{\gamma} R_a$$

Ordenando la ecuación anterior en potencias descendentes de X, obtenemos:

$$X^3 \left(\frac{\gamma' K'}{3} \right) + X^2 \left(\frac{\gamma' K'}{2} \right) (h_3 + a) - R_a \bar{\gamma} = 0 \quad \text{---(III.3.1)}$$

La fuerza de anclaje "F", se determina obteniendo la suma de fuerzas horizontales.

$$F = R_a - R_p$$

La profundidad de empotramiento es entonces:

$$D = X + a$$

donde "D" es el empotramiento teórico.

III.3.2 CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DE EMPOTRAMIENTO DE LA TABLESTACA.

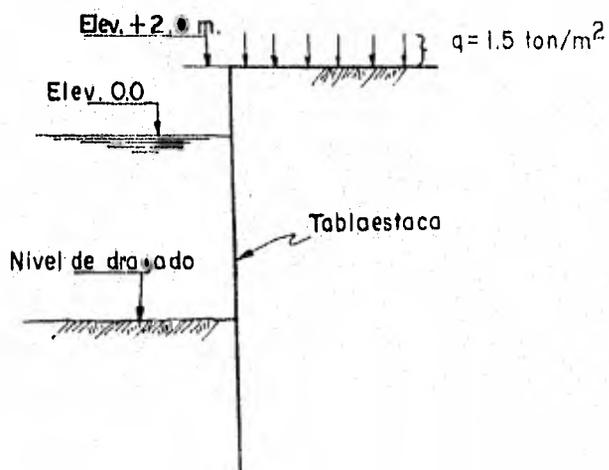


FIGURA No. III.3.2.- TABLESTACADO.

a) .- Zona dragada a -4.00 m

Las características del suelo son (página 73).

$$\phi = 30^\circ$$

$$\gamma = \frac{2}{3} \phi$$

$$\gamma = 1.8 \text{ ton/m}^3$$

$$\gamma' = 0.8 \text{ ton/m}^3$$

Los coeficientes de presión de tierra, bajo condición de sismo se obtienen de la siguiente manera:

Tomando en cuenta la zonificación sísmica de la República Mexicana, Figura 11.4.3, y catalogando a la estructura como tipo A, tenemos que el coeficiente sísmico correspondiente es $K_h = 0.05$ que afectado por el factor correspondiente, 1.3, para estructuras tipo A nos da un valor de 0.065.

Conocido el coeficiente sísmico, $K_h = 0.065$, podemos aplicar el procedimiento que se presenta en la sección 11.4, para determinar los coeficientes de presión de tierra, o bien, recurrimos a los valores, ya graficados, de la Figura 11.4.2.

Para poder usar las gráficas tenemos que determinar el valor del coeficiente sísmico aparente, K'_h , por medio de la expresión 11.10.

$$K'_h = \frac{q + h_1 \cdot \gamma_1 + h_2 \cdot \gamma_2'}{q + h_1 \cdot \gamma_1 + h_2 \cdot \gamma_2'} (K_h) \text{----- (11.10)}$$

$$K'_h = \frac{1.5 + (2.0) (1.8) + (4.0) (1.8) (0.065)}{1.5 + (2.0) (1.8) + (4.0) (0.8)}$$

$$K'_h = 0.096 \text{ (dragado a } -4.0 \text{ m) .}$$

Aplicando la misma expresión para la zona dragada a la -
-7.0 m, tenemos:

$$K'h = 0.108$$

Con los valores obtenidos determinamos el valor de los -
coeficientes de presión de tierra, con ayuda de las grá-
ficas, y considerando que son valores muy cercanos, - -
usaremos el mayor de ellos para ambos casos, por lo tan-
to:

Coefficiente activo:

$$K_a = 0.33$$

Coefficiente pasivo:

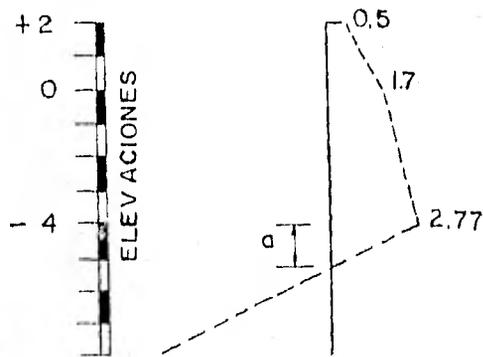
$$K_p = 5.20$$

La sobrecarga debido a la carga viva es: $q = 1.5 \text{ ton/m}^2$

Las presiones activas son:

NIVEL	ΔZ	γ	K_a	$q + \gamma \Delta Z$	$K_a (q + \gamma \Delta Z)$
+ 2.0				1.5	0.50
	2.0	1.8	0.333		
0.0				5.1	1.70
	4.0	0.8	0.333		
- 4.0				8.3	2.77

que corresponde al siguiente diagrama (ton/m²):



El valor de "a" es entonces:

$$a = \frac{2.77}{0.8 (5.2 - 0.333)} \quad a = 0.711 \text{ m}$$

Ahora bien, consideramos que la fuerza de anclaje --
actúa en el extremo superior de la tablestaca, por lo --
que tendremos que:

$$h_3 = 2.0 + 4.0 \quad h_3 = 6.0 \text{ m}$$

El valor del empuje activo "Ra" lo conocemos determinan-
do el área del diagrama de presiones activas, o sea:

$$R_a = \frac{0.5 + 1.7}{2} (2) + \frac{1.7 + 2.77}{2} (4) + \frac{(2.77) (0.711)}{2}$$

$$R_a = 12.125 \text{ ton.}$$

La distancia " \bar{y} ", que nos da la posición del empuje activo con respecto al punto donde actúa la fuerza de anclaje, es:

$$\begin{aligned} R_a \bar{y} &= (0.5) (2) (1) + \frac{(1.2) (2)}{2} (1.333) + \\ &+ (1.7) (4) (4) + \frac{(1.07) (4)}{2} (4.67) + \\ &+ \frac{(2.77) (0.711)}{2} (6.237) \end{aligned}$$

$$R_a \bar{y} = 45.935$$

$$\therefore \bar{y} = \frac{45.935}{12.125} \qquad \bar{y} = 3.79 \text{ m}$$

Sustituyendo en la expresión III.3.1 los valores obtenidos:

$$X^3 \left[\frac{(0.8) (5.2 - 0.333)}{3} \right] + X^2 \left[\frac{(0.8) (5.2 - 0.333)}{2} \right] (6 + 0.711) -$$

$$- 45.935 = 0$$

que podemos expresar como:

$$1.298 x^3 + 14.208 x^2 - 45.935 = 0$$

Resolviendo la expresión tenemos que:

$$x = 1.675 \text{ m}$$

La profundidad de empotramiento teórica es:

$$D = 1.675 + 0.711$$

$$D = 2.386 \text{ m}$$

El empuje pasivo "Rp" es igual al área de presiones pasivas:

$$R_p = \frac{\gamma' K' X^2}{2}$$

$$R_p = \frac{(0.8) (5.2 - 0.333) (1.675)^2}{2}$$

$$R_p = 5.462 \text{ ton.}$$

La fuerza de anclaje "F" se obtiene por equilibrio de fuerzas horizontales, por lo que:

$$F + R_p = R_a$$

$$F = 12.125 - 5.462$$

$$F = 6.663 \text{ ton.}$$

Revisando la estructura por equilibrio de momentos tenemos:

$$\bar{R}_ay = R_p y'$$

$$y' = 2.0 + 4.0 + 0.711 + \frac{2}{3} (1.675)$$

$$y' = 7.828 \text{ m}$$

∴

$$45.935 = 5.462 (7.828)$$

$$45.935 \doteq 42.757$$

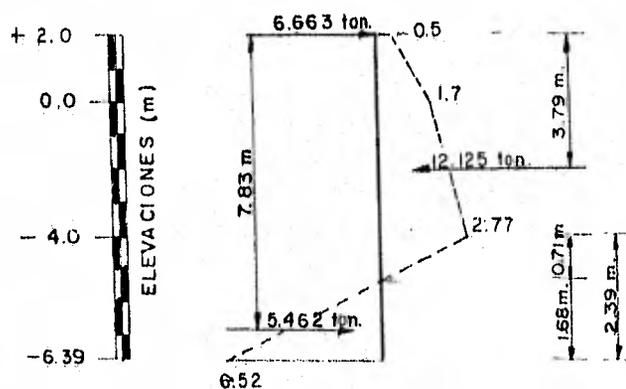


FIGURA No. III.3.3 - DIAGRAMA DE PRESIONES (ton/m²).

b).- Zona dragada a -7.00 m.

Las características del suelo, y por lo consi_guiente los coeficientes de presión de tierra, - son los mismos que en el inciso a), así como tam- bién el valor de la sobrecarga.

Las presiones activas son:

NIVEL m	ΔZ m	γ Ton/m ³	K_a	$q + \gamma \Delta Z$ ton/m ²	$K_a (q + \gamma \Delta Z)$ ton/m ²
+ 2.0				1.5	0.50
	2.0	1.8	0.333		
0.0				5.1	1.70
	7.0	0.8	0.333		
- 7.0				10.7	3.57

La distancia "a" vale:

$$a = \frac{3.57}{0.8 (5.2 - 0.333)} \quad a = 0.917 \text{ m}$$

y el valor de h_3 es:

$$h_3 = 2.0 + 7.0 \quad h_3 = 9.0 \text{ m}$$

El empuje activo "Ra" es:

$$Ra = \frac{0.5 + 1.7}{2} (2) + \frac{1.70 + 3.57}{2} (7) +$$

$$+ \frac{(3.57) (0.917)}{2}$$

$$Ra = 22.282 \text{ ton.}$$

La posición del empuje activo "Ra" es:

$$Ra\bar{y} = (0.5) (2) (1) + \frac{(1.2) (2)}{2} (1.333) +$$

$$+ (1.7) (7) (5.5) + \frac{(1.87) (7)}{2} (6.667) +$$

$$+ \frac{(3.57) (0.917)}{2} (9.306)$$

$$Ra\bar{y} = 126.918$$

$$\therefore \bar{y} = \frac{126.918}{22.282} \quad \bar{y} = 5.70 \text{ m}$$

Sustituyendo en la expresión III.3.1, los valores obtenidos:

$$x^3 \left[\frac{(0.8) (4.867)}{3} \right] + x^2 \left[\frac{(0.8) (4.867)}{2} \right] (9 + 0.917) -$$

$$- 126.918 = 0$$

ó bien:

$$1.298 x^3 + 19.306 x^2 - 126.918 = 0$$

Resolviendo la expresión:

$$x = 2.381 \text{ m}$$

La profundidad de empotramiento teórica es:

$$D = 2.381 + 0.917$$

$$D = 3.298 \text{ m}$$

El valor del empuje pasivo es entonces:

$$R_p = \gamma' K' \frac{x^2}{2}$$

$$R_p = (0.8) (4.867) \frac{(2.381)^2}{2}$$

$$R_p = 11.037 \text{ ton.}$$

La fuerza de anclaje "F", por suma de fuerzas horizontales, es:

$$F + R_p = R_a$$

$$F = 22.282 - 11.037$$

$$F = 11.245 \text{ Ton.}$$

Revisando la estabilidad de la tablestaca por equilibrio de momentos:

$$R_a \bar{y} = R_p y'$$

$$y' = 2.0 + 7.0 + 0.917 + \frac{2}{3} (2.381)$$

$$y' = 11.504 \text{ m}$$

∴

$$126.918 = 11.037 (11.504)$$

$$126.918 \doteq 126.970$$

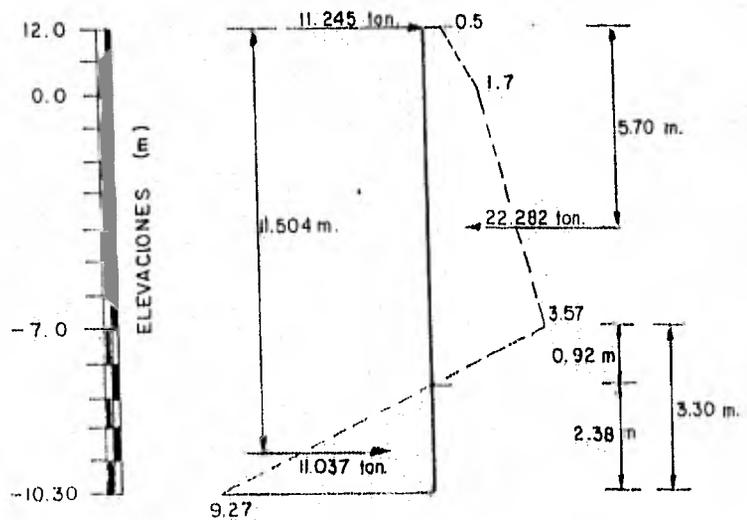


FIGURA No. III.3.4 .- DIAGRAMA DE PRESIONES (ton/m²)

C A P I T U L O I V

D I S E Ñ O D E S U B - E S T R U C T U R A .

IV.1 TABLESTACA.

IV.2 PILOTES .

IV.3 ANALISIS DE ESTABILIDAD.

IV.1 TABLESTACA.

Las tablestacas pueden ser de los siguientes materiales: madera, - concreto reforzado o acero. La elección no dependerá solamente -- del costo relativo de los materiales, sino también de la conveniencia de utilizar un material en particular para que la estructura - tenga un uso adecuado, de la durabilidad del material en cuestión, y, en el caso de ser un trabajo temporal, el costo de retiro de la estructura así como el valor de rescate.

Considerando que el concreto reforzado tiene mayor durabilidad que la madera, y que dado el caso de que el acero habría que ser de - importación, que eleva en gran manera el valor de adquisición, se determinó que las tablestacas se construirán de concreto reforzado.

Las tablestacas de concreto reforzado son miembros prefabricados , usualmente con una junta de machimbrado. Están diseñadas por el - método de esfuerzos de servicio, sin embargo los esfuerzos que se producen en el manejo y el hincado, los cuales, pueden ser considerables por su importancia, también deberán ser tomados en cuenta. Las puntas, generalmente, son construidas con un bisel, la cual -- tiende a acuñar al elemento que está siendo hincado contra el elemento ya colocado anteriormente. Estas tablestacas son relativamente voluminosas, por lo que desplazan un volumen grande de suelo. Este volumen desplazado tiende a incrementar la resistencia de hinca

cado. Las dimensiones relativamente grandes, junto con el alto peso unitario del concreto, indican que estos elementos son completamente pesados y pueden no ser competitivos con elementos de otro material a menos que sean construidos en la proximidad al sitio de la obra.

IV.1.1 Elementos Mecánicos.

Para obtener los elementos mecánicos, que actúan sobre las tablestacas, nos apoyaremos en los diagramas de presiones, obtenidos en el capítulo anterior, y obteniendo las áreas de éstos conoceremos el valor de la fuerza cortante y obteniendo a su vez las áreas del diagrama así obtenido, determinaremos nuestro diagrama de momento flexionante.

a).- Tablestaca con dragado a - 4.00 m.

El diagrama de presiones correspondiente se en --

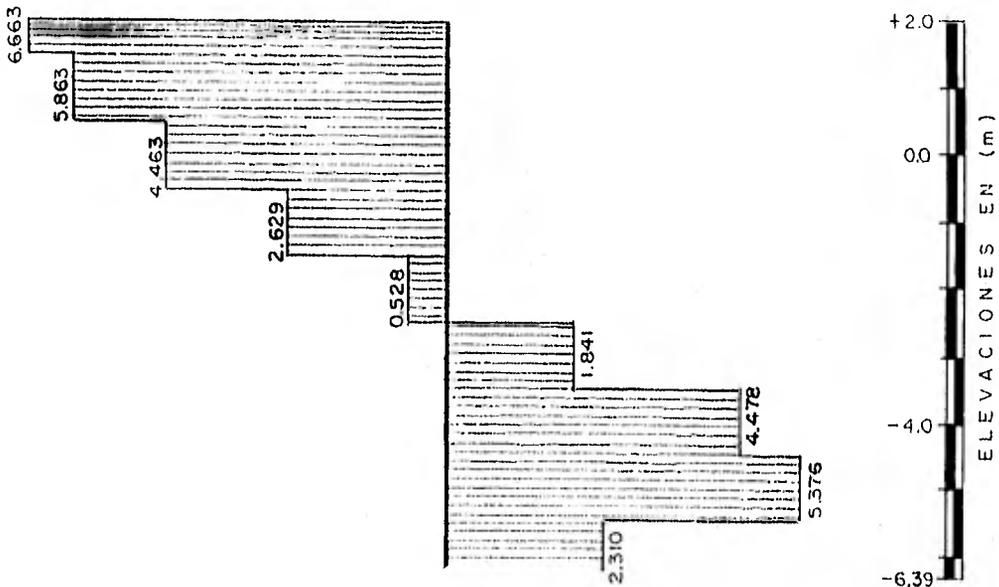


FIGURA No. IV.1.1 DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE (ton).

cuenta en la figura No. III.3.3; y el diagrama de fuerza cortante será el indicado en la Figura No. IV.1.1 .

El diagrama de momento flexionante se obtendrá determi-
nando las áreas del diagrama anterior, que es:

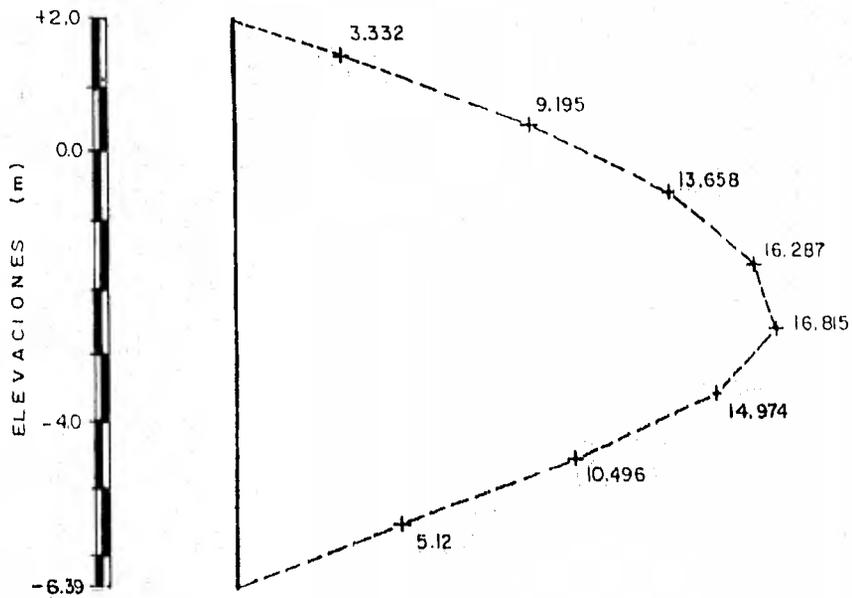


FIGURA No. IV.1.2 DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE (ton-m).

b).- Tablestaca con dragado a -7.00 m.

En la Figura No. III.3.4 encontramos el diagrama de presiones correspondientes, al cual, obteniendo áreas conocemos el diagrama de fuerza cortante que es el siguiente:

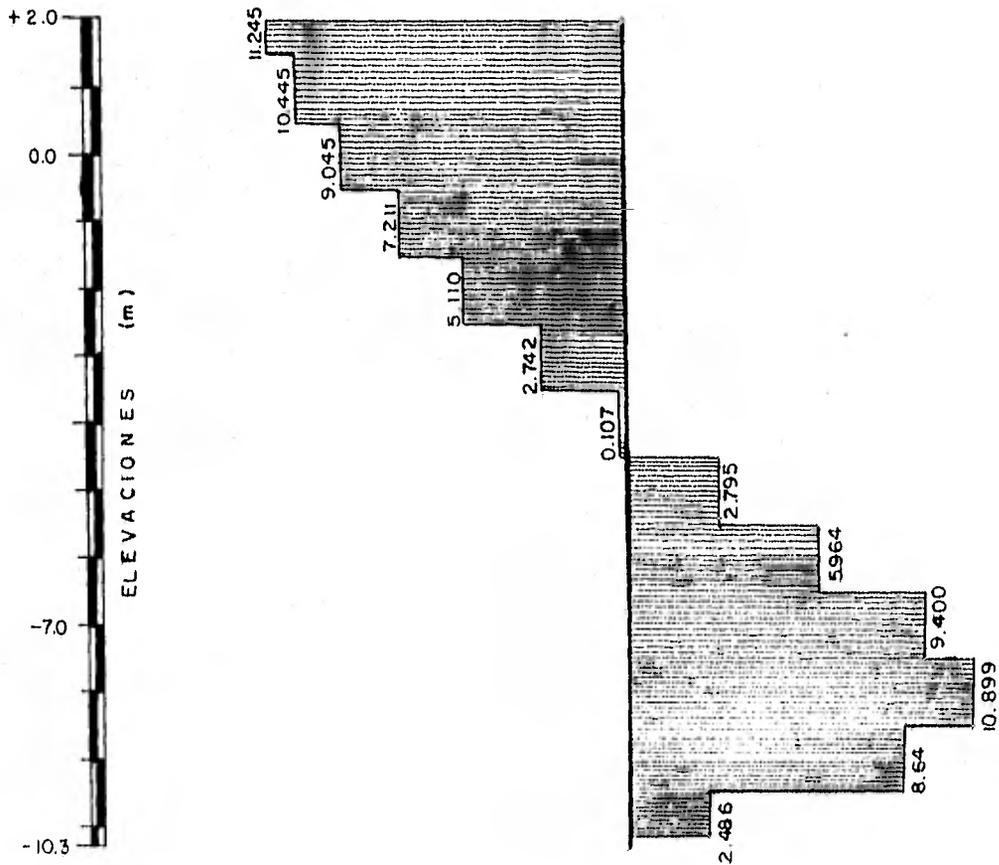


FIGURA No. IV.1.3 DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE (ton).

El correspondiente diagrama de momento flexionante se --
 obtiene determinando las áreas del diagrama anterior, --
 por lo que tenemos:

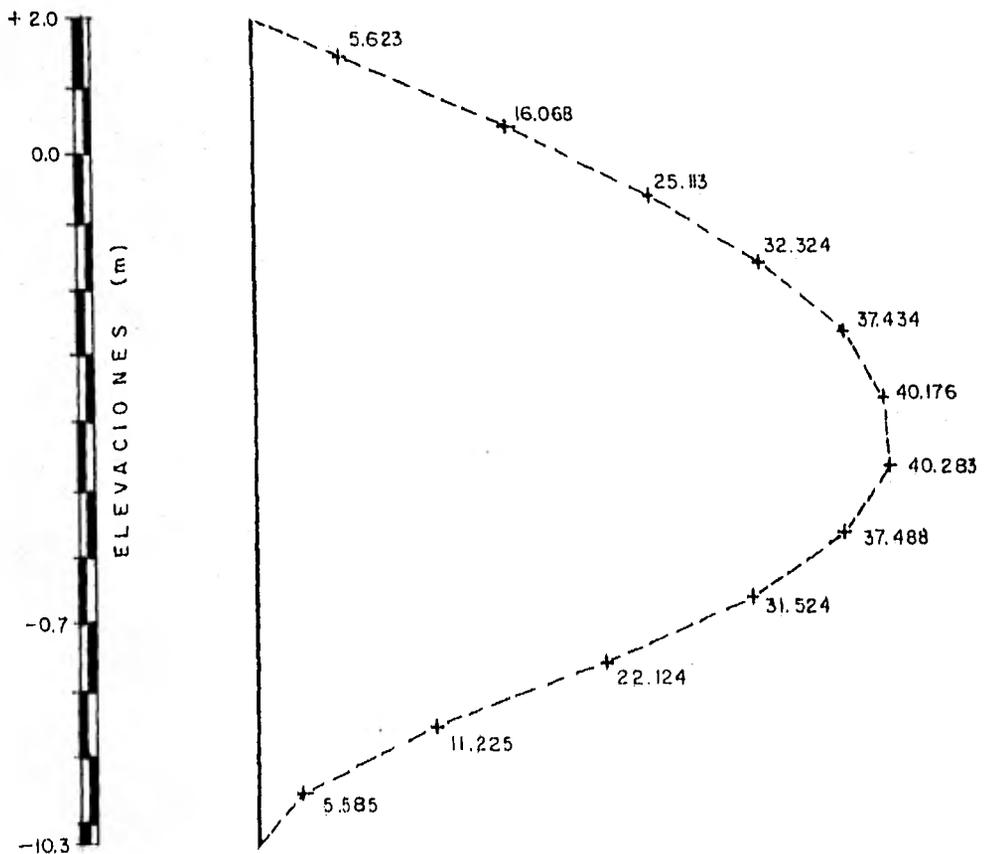


FIGURA No. IV.1.4 DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE (ton-m)

IV.1.2 Diseño de Tablestaca.

Para el diseño utilizaremos las expresiones recomendadas por el Reglamento de Construcciones para el Distrito - - Federal.

El momento resistente deberá ser mayor o igual al momento de diseño, o sea:

$$M_R \geq M_d$$

El momento de diseño se obtendrá con el momento máximo - afectado por un factor denominado " factor de carga" , - relación que expresamos como:

$$M_d = M \times F.C.$$

Donde el factor de carga F.C. tendrá un valor de 1.4, - que es el correspondiente a combinaciones de cargas permanentes (muerta, viva, empuje de tierra).

El momento resistente de elementos sujetos a flexión se determina con la siguiente expresión:

$$M_R = F_c R_c b d^2 f_c' q (1 - 0.5 q) \text{ ----- (IV.1)}$$

Donde:

F.R. = Factor de reducción de resistencia que para elementos sujetos a flexión es 0.9

b = Ancho de la sección.

d = Peralte efectivo.

q = Índice de refuerzo = $\rho \frac{f_y}{f'_c}$

ρ = Porcentaje de refuerzo = $\frac{A_s}{bd}$

A_s = Area del refuerzo.

f'_c = Resistencia a la compresión simple del --
concreto.

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero.

f_c^u = 0.85 f_c^t = Esfuerzo uniforme.

f_c^t = Valor nominal de diseño = 0.8 f'_c

a).- Tablestaca en dragado a -4.0 m .

Los datos son los siguientes:

$$M = 16,815 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

Aplicando las expresiones anteriores tenemos que:

Momento de diseño:

$$M_d = (16.815) (1.4)$$

$$M_d = 23.541 \text{ ton-m}$$

Constantes para la expresión del momento resistente:

$$f_c^* = 0.8 (250)$$

$$f_c^* = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c^{\prime\prime} = 0.85 (200)$$

$$f_c^{\prime\prime} = 170 \text{ Kg/cm}^2$$

La sección del elemento de tablestaca propuesta es:

$$b = 60 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

Donde el valor del peralte efectivo es $d = 23 \text{ cm}$, ó sea que usaremos un recubrimiento de $r = 7 \text{ cm}$, debido a que este elemento estructural estará expuesto a un medio altamente corrosivo.

Ahora bien, sustituyendo las variables por su valor numérico en la expresión (IV.1) tenemos:

$$M_R = F.R. b d^2 F''c q (1 - 0.5 q) \geq M_d$$

$$23,541 \times 10^5 = 0.9 (100) (23)^2 (170) q(1 - 0.5 q)$$

Y de esta expresión podemos conocer el valor del índice de refuerzo "q" para una sección de tableta de 30 x 100 cm; resolviendo dicha expresión:

$$q (1 - 0.5 q) = 0.291$$

Que podemos expresar como:

$$q^2 - 2.0 q + 0.582 = 0$$

de donde:

$$q = 0.353$$

El porcentaje de acero es:

$$\rho = (0.353) \frac{250}{4200}$$

$$\rho = 0.021$$

Y el área de acero requerida será:

$$A_s = 0.021 (100) (23)$$

$$A_s = 48.327 \text{ cm}^2$$

El área de acero necesaria para cada elemento del tablestacado será el 60% del área de acero ya - - obtenida, por lo tanto:

$$A_s = 0.6(48.327)$$

$$A_s = 29.0 \text{ cm}^2$$

Utilizando 6 varillas de 1" de diámetro, tendremos un área de acero de 30.42 cm² .

Revisando la resistencia de cada tablestaca tenemos que:

$$\rho = \frac{30.42}{(60)(23)} = 0.022$$

Por lo tanto:

$$q = (0.022) \frac{4200}{2.50} = 0.370$$

Aplicando la expresión (IV.1):

$$M_R = 0.9 (60) (23)^2 (170) (0.370) \left[1 - 0.5 (0.370) \right]$$

$$M_R = 14.644 \text{ ton-m}$$

Y el momento actuante para una longitud de 60 cm es:

$$M_d = 0.6 (16.815) (1.4)$$

$$M_d = 14.1246 \text{ ton-m}$$

Por lo tanto $M_R > M_d$

En el capítulo III.3.2, obtuvimos la profundidad de empotramiento teórica de la tablestaca que para este caso es $D = 2.386$ m, y que como factor de seguridad, este valor puede ser incrementado entre 20% y 40%. Entonces, la profundidad de empotramiento real es:

$$D = 1.4 (2.386)$$

$$D = 3.34 \text{ m}$$

Conocida la longitud de empotramiento, determinamos que la tablestaca estará hincada a la elevación -7.34 m.

La longitud de fabricación de la tablestaca será de - - -
9.34 m que incluye 1.0 m de descabece.

RESUMEN:

Sección:	30 x 60 cm.
Longitud:	9.34 m.
Acero Longitudinal:	6 ϕ 1"
Estribos:	por especificación.
Elevación de hincado:	- 7.34 m

Para garantizar que el acero se colocará en la zona de -
tensión, el armado se colocará en ambas caras.

b).- Tablestaca en dragado a -7.0 m.

DATOS:

$$M = 40.283 \text{ ton.}$$

$$f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

La sección del elemento propuesto es:

$$b = 60 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$d = 33 \text{ cm}$$

El momento de diseño es:

$$M_d = 40.283 (1.4)$$

$$M_d = 56.396 \text{ ton-m}$$

Las constantes para la expresión del momento resistente son:

$$f^*c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f''c = 170 \text{ Kg/cm}^2$$

Aplicando la expresión (IV.1), tenemos que:

$$M_R = F.R. \quad b d^2 f''c \quad q (1 - 0.5 q) \geq M_d$$

$$56.396 \times 10^5 = 0.9 (100) (33)^2 (170) q (1 - 0.5 q)$$

Que agrupando términos expresamos como:

$$q^2 - 2.0 q + 0.677 = 0$$

Resolviendo la ecuación tenemos:

$$q = 0.423$$

El porcentaje de acero requerido es:

$$\rho = (0.423) \frac{250}{4200}$$

$$\rho = 0.025$$

Por lo que el área de acero requerida para una longitud de 100 cm de tablestaca es:

$$A_s = 0.025 (100) (33)$$

$$A_s = 82.50 \text{ cm}^2$$

El área de acero necesaria para cada tablestaca es:

$$A_s = 0.6 (82.50)$$

$$A_s = 49.50 \text{ cm}^2$$

Utilizando 10 varillas de 1" de diámetro, tenemos un área de acero de 50.70 cm²

Revisamos la resistencia de la tablestaca:

$$\rho = \frac{50.70}{(60)(33)} = 0.0256$$

$$q = 0.0256 \frac{4200}{250} = 0.430$$

Con la expresión (IV.1):

$$M_R = 0.9 (60) (33)^2 (170) (0.43) \left[1 - 0.5 (0.43) \right]$$

$$M_R = 33.745 \text{ ton-m}$$

Y el momento actuante por 0.6 m de longitud es:

$$M_d = 0.6 (40.283) (1.4)$$

$$M_d = 33.834 \text{ ton - m}$$

Por lo tanto:

$$M_R \doteq M_d$$

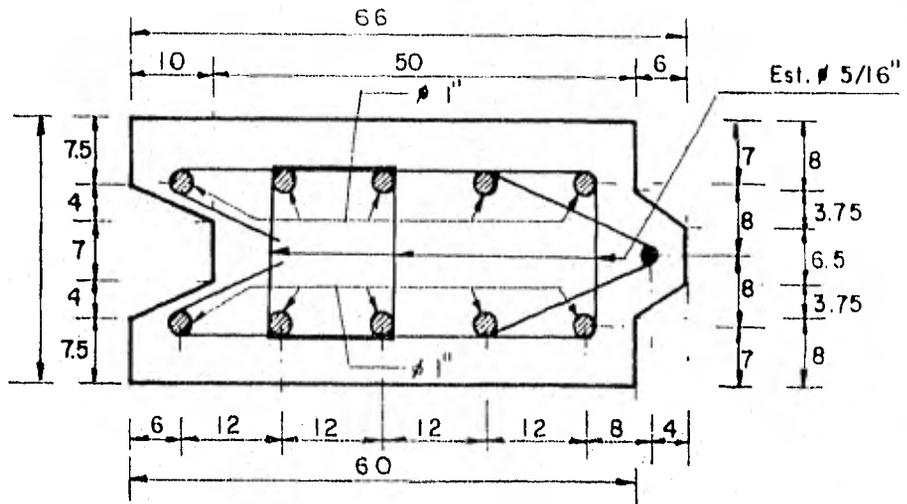
La longitud de empotramiento teórica que se obtuvo para - este caso, en el capítulo III.3.2, es:

$$D = 3.298 \text{ m}$$

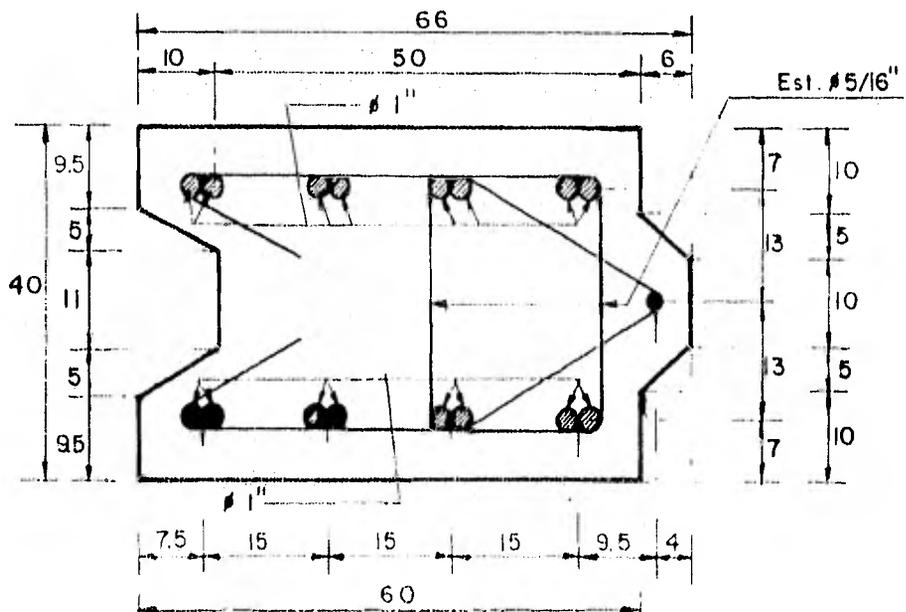
Por lo que la profundidad de empotramiento real será:

$$D = 1.4 (3.298)$$

$$D = 4.62 \text{ m.}$$



ZONA DRAGADA A - 4 m



ZONA DRAGADA A - 7 m

FIG. IV . 1 . 1 ARMADO EN TABLA ESTACA

La elevación de hincado de la tablestaca será al nivel -
-11.62 m.

La longitud de fabricación, que incluye 1.0 m de descabe
ce, es: 13.62 m .

RESUMEN:

Sección:	40 x 60 cm.
Longitud:	13.62 m
Acero longitudinal:	10 ϕ 1" en paquetes de 2 varillas.
Estribos:	Por especificación.
Elevación de hincado:	-11.62 m

Para garantizar que el acero se colocará en la zona de -
tensión, el armado se colocará en ambas caras.

IV.2 PILOTES.

IV.2.1 Generalidades de Diseño:

Los pilotes son elementos estructurales de una cimentación los cuales pueden ser de madera, concreto y/o acero.

Generalmente, los pilotes son insertados en el suelo por -- hincas, con una sucesión uniforme de golpes en la cabeza -- del pilote. Los golpes pueden ser aplicados con martinete -- de caída libre, pero lo común es que sea con un martinete -- diesel, de vapor, o con un martillo de aire comprimido. -- Los pilotes también han sido hincados adicionando chorros -- de agua a alta presión para desplazar el suelo en la punta -- del pilote. Recientemente, los pilotes han sido hincados -- a velocidades muy altas utilizando un dispositivo vibrato -- rio próximo a la cabeza del pilote.

Los pilotes deben ser diseñados para resistir los esfuer -- zos provocados durante su instalación y, por supuesto, los -- que se originen de su función como miembros de una cimenta -- ción. Los esfuerzos debidos a la instalación ocurren sola -- mente en el caso de pilotes hincados debido a que son ele -- mentos prefabricados. Tales pilotes deben ser capaces de -- resistir los esfuerzos flexionantes cuando son izados des -- de la cama de fabricación y colocados en la piloteadora. --

También están sujetos a fuerzas de compresión, y en algunas ocasiones a fuerzas de tensión, a esfuerzos debido a la hincada dentro del suelo, y también a esfuerzos flexionantes si se desvían del alineamiento correcto. Cualquier tipo de pilote puede estar sujeto a esfuerzos flexionantes debido a una carga excéntrica, ya sea por ser una condición de la carga de diseño o como resultado de la desviación del pilote de su posición especificada. Los asentamientos diferenciales entre pilotes adyacentes o grupos de pilotes, pueden inducir momentos flexionantes cerca de la punta del pilote como resultado de una distorsión del cabezal o de un cruce de trabes.

Los esfuerzos de trabajo para los pilotes deberán tomar en cuenta los efectos de fisuras imperceptibles producidas durante el hincado, las posibles imperfecciones del concreto al colarse en sitio y los efectos a largo plazo de corrosión o degradación biológica.

En el capítulo 1.4 mencionamos que los pilotes serían de concreto reforzado por lo que nos avocaremos exclusivamente a ellos.

Los pilotes de concreto reforzado tienen su principal uso en estructuras marítimas y fluviales, las cuales están sujetas a cargas laterales debido al impacto de embarcacio-

nes principalmente. Las combinaciones de carga vertical y horizontal se presentan en estructuras donde los pilotes son usados para soportar muros de retención, contrafuertes, etc.

Este tipo de pilotes son considerados permanentes, sin embargo, algunos suelos (generalmente orgánicos) contienen materiales los cuales pueden formar ácidos que pueden dañar el concreto y esta posibilidad no deberá ser pasada por alto.

El concreto para estructuras en agua dulce o salada puede estar sometido a abrasión de olas, hielo, arena y desechos flotantes. La acción alternada del congelamiento y deshielo puede causar daños al concreto. En agua salada, los daños al concreto pueden ocurrir debido a reacciones químicas de las sales.

Frecuentemente, los pilotes son hechos de sección uniforme con un extremo con punta. Generalmente, las secciones son cuadradas u octagonales, debido a que estas figuras son fáciles de colar en posición horizontal.

El refuerzo de los pilotes para resistir los esfuerzos flexionantes originados durante el izaje es considerado solamente en el caso de pilotes de concreto reforzado. La

flexión ocurre cuando los pilotes son izados desde su posición horizontal, en la cama de fabricación, para transportarlos al área de almacenamiento. Los esfuerzos más severos ocurren cuando el concreto tiene pocos días de fraguado.

Los pilotes de concreto reforzado tienen, comparativamente, baja resistencia a la flexión, y los esfuerzos originados durante el izaje pueden determinar la cantidad de acero de refuerzo longitudinal necesario. La magnitud de los momentos flexionantes depende del número y la posición de los puntos de izaje o soporte. En algunos casos, la magnitud de la carga lateral externa o de la carga de sub-presión, pueden originar que se requiera más acero principal que el requerido por condiciones de izaje. El refuerzo transversal en la forma de zunchos y estribos se provee para prevenir fracturas o astillamientos del pilote durante el hincado.

Es necesario checar la resistencia con que fue diseñado un pilote para resistir los esfuerzos provocados por el impacto del martinete. Las aproximaciones simplistas garantizan que para que los esfuerzos de hincado estén dentro de los límites de seguridad, hay que adoptar los esfuerzos de trabajo bajo carga estática tal que para el hincado más difícil no se requiera alcanzar la profundidad de penetra-

ción requerida para el cálculo de capacidad de carga última.

El pandeo de pilotes cargados axialmente puede no ocurrir si los pilotes están cargados dentro de los esfuerzos de trabajo permisibles del material del pilote. Por lo tanto, tales pilotes no necesitan ser considerados como columnas largas para propósitos del diseño estructural.

IV.2.2 DISEÑO DEL PILOTE.

1).- Para el diseño del pilote comenzaremos por determinar las cargas que va a soportar, por lo que haremos el siguiente predimensionamiento:

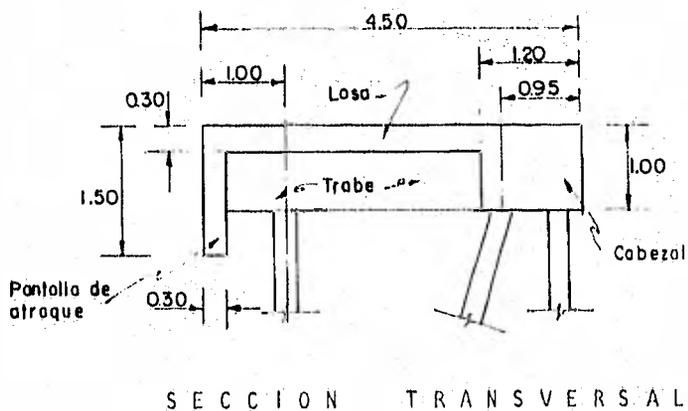
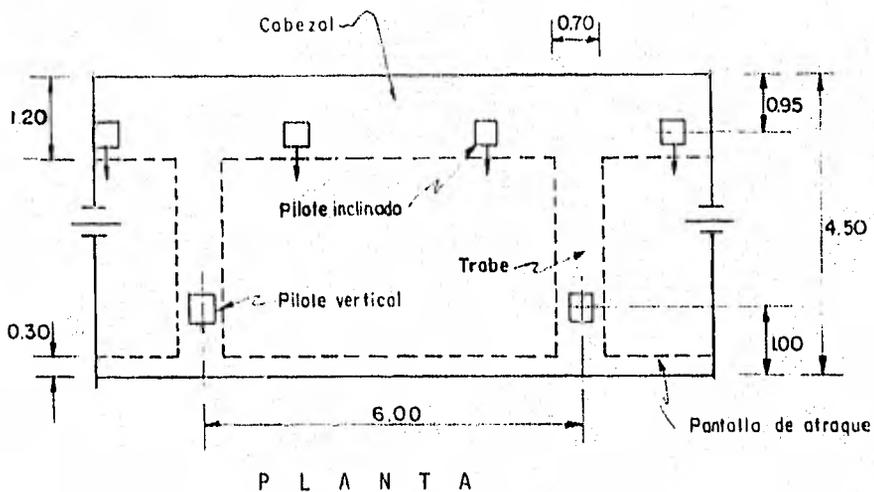
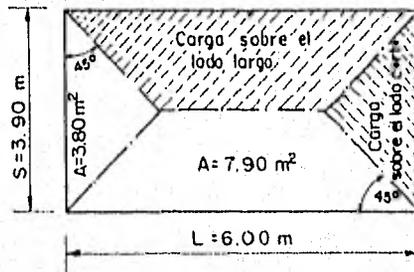


FIGURA No. IV.2.2 PREDIMENSIONAMIENTO.

FUERZAS VERTICALES.

Las cargas que actúan sobre la losa, carga viva uniforme y peso propio, se distribuyen como se muestra en la siguiente figura:



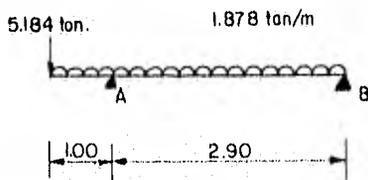
CARGA MUERTA:

$$\text{Losa: } (0.30) (2.4) = 0.720 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{Trabe: } (0.7) (0.7) (3.9) (2.4) = 4.586 \text{ Ton.}$$

$$\text{Pantalla: } (1.2) (0.8) (2.4) = 0.864 \text{ Ton/m.}$$

Considerando la trabe transversal determinamos la descarga sobre un pilote vertical.



$$\sum M_A = 0$$

$$5.184 (1.0) + \frac{1.878 (1)^2}{2} - \frac{1.878 (2.9)^2}{2} + 2.9 R_B = 0$$

$$R_B = 0.611 \text{ Ton.}$$

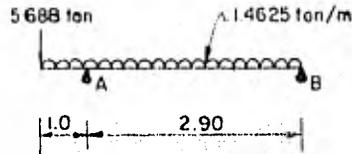
$$R_A = 11.896 \text{ Ton.}$$

Entonces, la descarga sobre un pilote vertical, debido a carga muerta es:

$$P_{CM} = 11.896 \text{ Ton.}$$

CARGA VIVA.

Por carga uniforme $w = 1.5 \text{ Ton/m}^2$ (Capítulo 11.1)



$$\Sigma M_A = 0$$

$$5.688 (1.0) + \frac{1.4625 (1.0)^2}{2} - \frac{1.4625 (2.9)^2}{2} + 2.9 R_B = 0$$

$$R_B = 0.093 \text{ Ton (tensión).}$$

$$R_A = 11.485 \text{ Ton.}$$

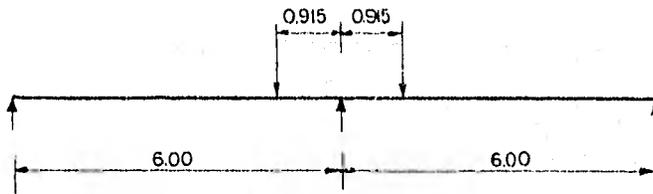
CARGA DE CAMION.

La carga por rueda: es: $P = 3,629 \text{ Ton.}$ (Ver. Fig. 11.1,1) y considerando un incremento por impacto de 30% tenemos:

$$F = 4.717 \text{ Ton.}$$

Si consideramos que el eje de la trabe es paralela al eje longitudinal del camión con las ruedas equidistantes del apoyo, obtendremos la descarga más desfavorable, o sea que:

$$R = \frac{(4.717) (5.09) (2)}{6.0} = 8,003 \text{ Ton.}$$



Tomando la combinación crítica de carga muerta más carga viva, tenemos que la descarga sobre un pilote es:

$$P = 11.896 + 8.003$$

$$P = 19.899 \text{ Ton.}$$

Utilizando pilotes de sección 45 x 45 cm, en la figura III.2.2., vemos que podemos alcanzar fácilmente esta capacidad, aún sin llegar al estrato resistente.

Bien, de las figuras III.1.2 a III.1.5, conocemos las elevaciones a que se encuentra el horizonte superior del estrato resistente, en el cual apoyaremos nuestro pilote; para este caso consideramos dicha elevación a -15.00 m y especificando que los pilotes deberán penetrar 3.0 m en este estrato, la elevación de hincado de los pilotes verticales será -18.00 m.

FUERZAS HORIZONTALES.

De acuerdo a la estructuración propuesta, ver fig. 1.4.1, la tableta estará soportada por pilotes inclinados, los cuales tomarán -- las cargas debidas a las acciones horizontales.

Las cargas horizontales a considerar son:

- 1).- Fuerza de anclaje "F" (capítulo 11.3.2.).
- 2).- Fuerza debida al viento por bita "Fb" (Capítulo 11.3.3)

a).- Pilotes en zona dragada a -4.0 m .

$$F = 6.663 \text{ Ton (pág. 99)}$$

$$F_b = 3.676 \text{ Ton. (pág. 60).}$$

Del inciso 11.3.3 obtenemos el valor de la fuerza transmitida al - muelle por bita, las cuales están colocadas a cada 12.0 m de dis - tancia una de otra. El valor de la fuerza F_b debe determinarse -- por metro de longitud, la cual se determina como la longitud com - prendida en una expansión a 45° , (Ver siguiente figura).

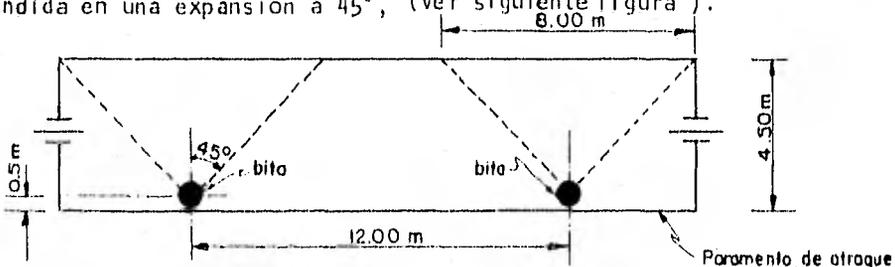


FIGURA No. IV.2.3 .- DISTRIBUCION DE LA FUERZA POR BITA.

Entonces tendremos que:

$$F_b/m = \frac{3.676}{8.0} = 0.46 \text{ Ton.}$$

Esta acción como es accidental se reducirá en un 33%, por lo que el valor de la fuerza para el diseño será:

$$F_b/m = 0.345 \text{ Ton.}$$

El valor total de las cargas horizontales que llamaremos fuerza horizontal "H", es:

$$H = F + F_b = 6.663 + 0.345$$

$$H = 7.008 \text{ Ton. por metro de longitud.}$$

b).- Pilotes en zona dragada a -7.00 m .

Siguiendo la secuencia descrita tenemos:

$$F = 11.245 \text{ Ton.}$$

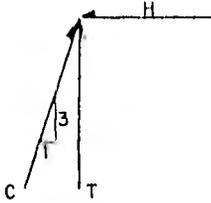
$$F_b/m = 1.487 \text{ Ton.}$$

Por lo que la fuerza horizontal será:

$$H = 11.245 + 1.487$$

$$H = 12.732 \text{ Ton por metro de longitud.}$$

La descarga sobre un pilote inclinado será:



$$H = c / \sqrt{10}$$

Para zona dragada a -4.00 m .

$$H = 7.008 \text{ Ton.}$$

$$c = 7.008 \sqrt{10} = 22.161 \text{ Ton.}$$

Para zona dragada a -7.00 m .

$$H = 12.732 \text{ Ton.}$$

$$c = 12.732 \sqrt{10} = 40.262 \text{ Ton.}$$

Entonces tenemos que:

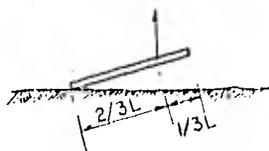
Para zona dragada a -4.00 m, colocaremos pilotes inclinados a cada 3.0 m, por lo que necesitaremos una capacidad de - - 66.5 Ton por pilote, la cual obtenemos llevando el pilote - hasta la elevación -18.00 m, la cual nos hemos fijado como - mínima.

Para zona dragada a -7.00 m, colocaremos pilotes a cada 2.0 m, lo cual nos obliga a llevar los pilotes hasta la elevación -24.00 m, para alcanzar la capacidad requerida.

11).- REVISIÓN POR CONDICIÓN DE IZADO Y TRANSPORTE.

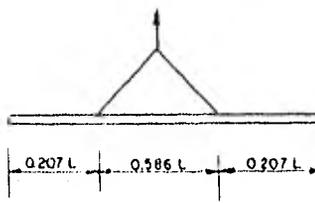
Condición de izado.

$$M_{\text{máx.}} = \frac{w \left(\frac{L}{3}\right)^2}{2}$$



Condición de transporte.

$$M_{\text{máx.}} = \frac{w (0.207 L)^2}{2}$$



La longitud de los pilotes será:

Pilotes verticales = 20.00 m que incluyen 1.0 m para descabece.

Pilotes Inclínados:

Zona dragada a -4.00 m : L = 20.00 m

Zona dragada a -7.00 m : L = 26.00 m

que incluyen 1.00 m para descabece.

Para pilotes de 20.0 m de longitud:

Izado :
$$M = \frac{(2.4) (0.45)^2 \left(\frac{20}{3}\right)^2}{2}$$

$$M = 10.80 \text{ Ton-m.}$$

que se afectará por un factor de carga de 1.1 por tratarse -
de una condición temporal, para obtener el momento de diseño.

$$M = 11.88 \text{ Ton-m.}$$

Transporte:

En esta condición se considera un incremento del peso por - -
impacto del 30%.

$$M = \frac{(0.486) (0.207 \times 20)^2 (1.8)}{2}$$

$$M = 5.307 \text{ Ton-m.}$$

que se afectará por un factor de carga de 1.4 para obtener -
el momento de diseño:

$$M = 7.43 \text{ Ton-m.}$$

Para pilotes de 26.0 m de longitud:

$$\text{izado: } M = \frac{(0.486) \left(\frac{26}{3}\right)^2}{2}$$

$$M = 18.252 \text{ Ton-m.}$$

Y el momento de diseño será:

$$M = 20.077 \text{ Ton-m.}$$

Transporte: $M = \frac{(0.486) (1.3) (0.207 \times 26)^2}{2}$

$M = 9.15 \text{ Ton-m.}$

Y el momento de diseño será:

$M = 12.81 \text{ Ton-m.}$

Los pilotes se diseñarán por flexión con los siguientes valores:

Pilotes 20.0 m, $M_d = 11.88 \text{ Ton-m}$

Pilotes 26.0 m, $M_d = 20.077 \text{ Ton-m.}$

1.- PILOTES DE 20.00 m DE LONGITUD.

A).- DISEÑO POR FLEXION:

Con la expresión recomendada por el Reglamento de Construcciones para el D.F. tenemos:

$$M_R = F.R. \cdot b \cdot d^2 \cdot f'_c \cdot q \cdot (1 - 0.5 q) \text{-----(IV-1)}$$

Para :

$$M = 11.88 \text{ ton-m.}$$

$$(0.9) (45) (42)^2 (170) q (1 - 0.5 q) \geq 11.88 \times 10^5$$

De donde obtenemos que:

$$q - 0.50 q^2 - 0.0978 = 0$$

y el valor de "q" es:

$$q = 0.108$$

el porcentaje de acero es:

$$\rho = q \cdot \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\rho = (0.103) \cdot \frac{250}{4200}$$

$$\rho = 0.00613$$

Por lo tanto, el área de acero requerida es:

$$A_s = \rho \cdot b d$$

$$A_s = (0.00613) (45) (42) = 11.59 \text{ cm}^2$$

Esta cantidad de acero se colocará en cada cara del pilote.- Si utilizamos 1 varilla de 1" ϕ en cada esquina y 1 varilla de $3/4$ " ϕ intermedia tendremos:

$$2 \phi 1'' + 1 \phi 3/4'' = 12.99 \text{ cm}^2$$

Esta cantidad de acero representa un porcentaje de:

$$\rho = \frac{A_s}{b d}$$

$$\rho = \frac{4 (5.07) + 4 (2.85)}{(45) (42)} = 0.0168$$

que es mayor que el porcentaje mínimo para columnas que es 0.01 .

B).- DISEÑO POR CORTANTE.

$$V_{\text{máx.}} = wL$$

$$V_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x.}} = (2.4) (0.2025) (0.207) (20)$$

$$V_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x.}} = 2.012 \text{ ton.}$$

Cortante que toma el concreto sin refuerzo es:

$$V_r = \phi 0.5 \sqrt{f'_c} b d$$

$$V_r = (0.85) (0.5) \sqrt{250} (45) (42)$$

$$V_r = 12.7 \text{ ton} > V_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x.}}$$

Por lo tanto no se requiere refuerzo por cortante.

c).- DISEÑO COMO COLUMNA CORTA.

La carga de diseo es:

$$P_u = F.C. * P$$

$$P_u = (1.4) (33.275) = 46.585 \text{ ton.}$$

La resistencia de la columna es:

$$P_R = F.R. (0.85 f'_c A_g + A_s f_y)$$

$$P_R = 0.7 \left[(0.85) (250) (45)^2 + (31.68) (42.00) \right]$$

$$P_R = 394.358 \text{ Ton} > P_u$$

Por lo que se colocarán estribos por especificación.

2.- PILOTES DE 26.00 m DE LONGITUD.

A).- DISEÑO POR FLEXION.

Para $M = 20.077 \text{ ton-m}$.

$$(0.9) (45) (42)^2 (170) q (1 - 0.5q) \geq 20.077 \times 10^5$$

De donde obtenemos que:

$$q^2 - 2q + 0.3306 = 0$$

Por lo tanto:

$$q = 0.182$$

Y el porcentaje de acero será:

$$\rho = q \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\rho = (0.182) \frac{250}{4200}$$

$$\rho = 0.0108$$

Entonces, el área de acero requerida es:

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0108 (45) (42)$$

$$A_s = 20.412 \text{ cm}^2$$

Considerando que el área de acero requerida es grande y que la longitud del pilote también, se propone construir los pilotes en dos secciones de la misma longitud, por lo que cada pieza tendrá 13.00 m de largo, las cuales se unirán cuando se proceda al hincado.

Condición de izado:

$$M = \frac{w (L/3)^2}{2}$$

$$M = \frac{(2.4) (0.45)^2 (13/3)^2}{2}$$

$$M = 4.563 \text{ ton-m}$$

Y el momento para diseño será:

$$M_d = 1.1 (4.563)$$

$$M_d = 5.019 \text{ ton-m}$$

Condición de transporte:

$$M = \frac{w (0.207L)^2}{2}$$

$$M = \frac{(0.486) (2.691)^2}{2}$$

$$M = 1.76 \text{ ton-m}$$

Por lo que el momento de diseño para flexión será:

$$M_d = 5.019 \text{ ton-m}$$

3.- PILOTES DE 13.00 m DE LONGITUD.

A).- DISEÑO DE FLEXION.

$$(0.9) (45) (42)^2 (170) q (1 - 0.5 q) \geq 5.019 \times 10^5$$

De la cual determinamos que:

$$q^2 - 2q + 0.0827 = 0$$

Que resolviendo tenemos:

$$q = 0.0422$$

El porcentaje de acero es:

$$\rho = q \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\rho = (0.0422) \frac{250}{4200}$$

$$\rho = 0.0025$$

Ya que el porcentaje de acero es menor que el mínimo por especificación, utilizaremos:

$$\rho = 0.01$$

Entonces:

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = (0.01) (45) (42) = 18.9$$

Que se colocará en las cuatro caras del pilote, por lo que determinamos que cada cara tendrá 2 varillas de 1" de diámetro.

B).- DISEÑO POR CORTANTE.

$$V_{m\acute{a}x.} = wL$$

$$V_{m\acute{a}x.} = (2.4) (0.2025) (0.207) (13)$$

$$V_{m\acute{a}x.} = 1.308 \text{ ton.}$$

El esfuerzo que toma el concreto sin refuerzo es:

$$V_r = \phi 0.5 \sqrt{f'c} \text{ } bd$$

$$V_r = (0.85) (0.5) \sqrt{250} (45) (42)$$

$$V_r = 12.7 \text{ ton} > V_{m\acute{a}x.}$$

Por lo tanto solo se colocará el refuerzo que se indica por especificación.

C).- DISEÑO COMO COLUMNA CORTA.

Suponemos que el pilote inclinado tomará todas las cargas - horizontales, por lo tanto:

$$P =$$

$$P_u = (1.4) (\quad) = \quad \text{ton.}$$

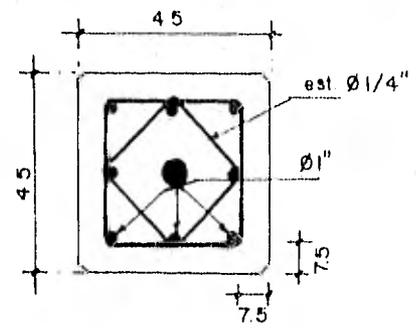
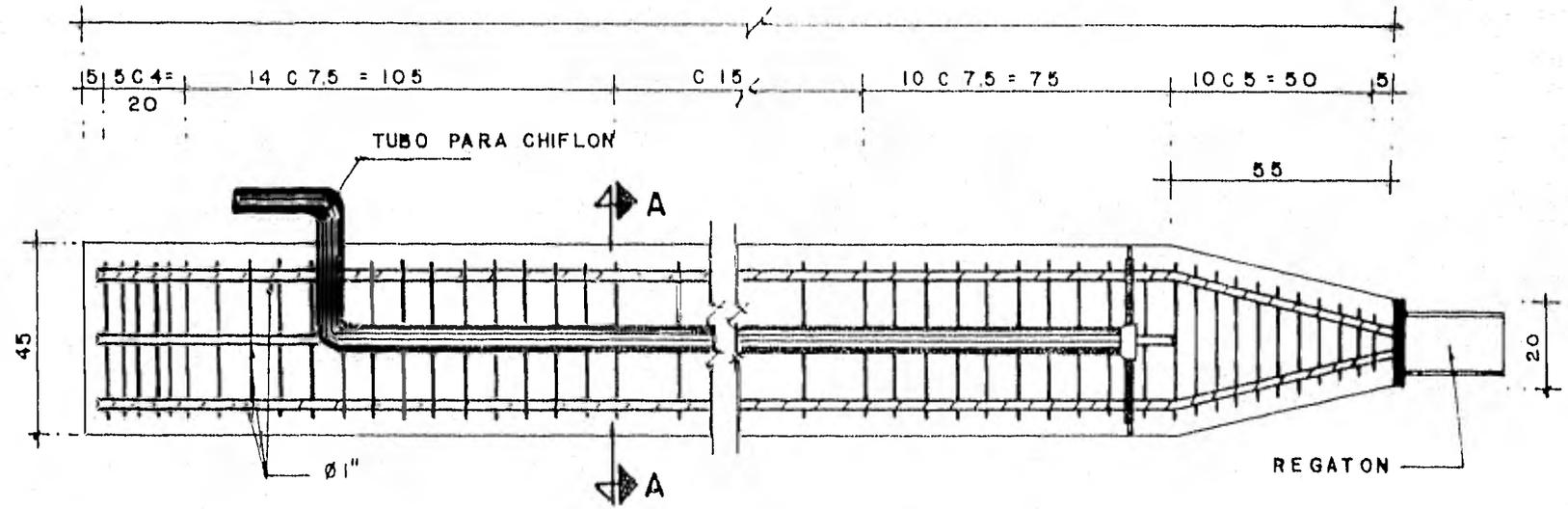
La resistencia de la columna es:

$$P_R = F.R. (0.85 f'_c A_g + A_s f_y)$$

$$P_R = 0.7 [0.85 (250) (45)^2 + (20.23) (4200)]$$

$$P_R = 360.84 \text{ ton} > P_u$$

Por lo tanto se colocarán estribos por especificación.



CORTE A-A

NOTAS
 DIMENSIONES EN CENTIMETROS
 ESCALA 1:15

FIG. IV.2.2 PILOTE

IV.3 ANALISIS DE ESTABILIDAD.

Cuando una tablestaca está sobre un suelo blando, deberá hacerse un análisis de estabilidad para prevenir una falla circular.

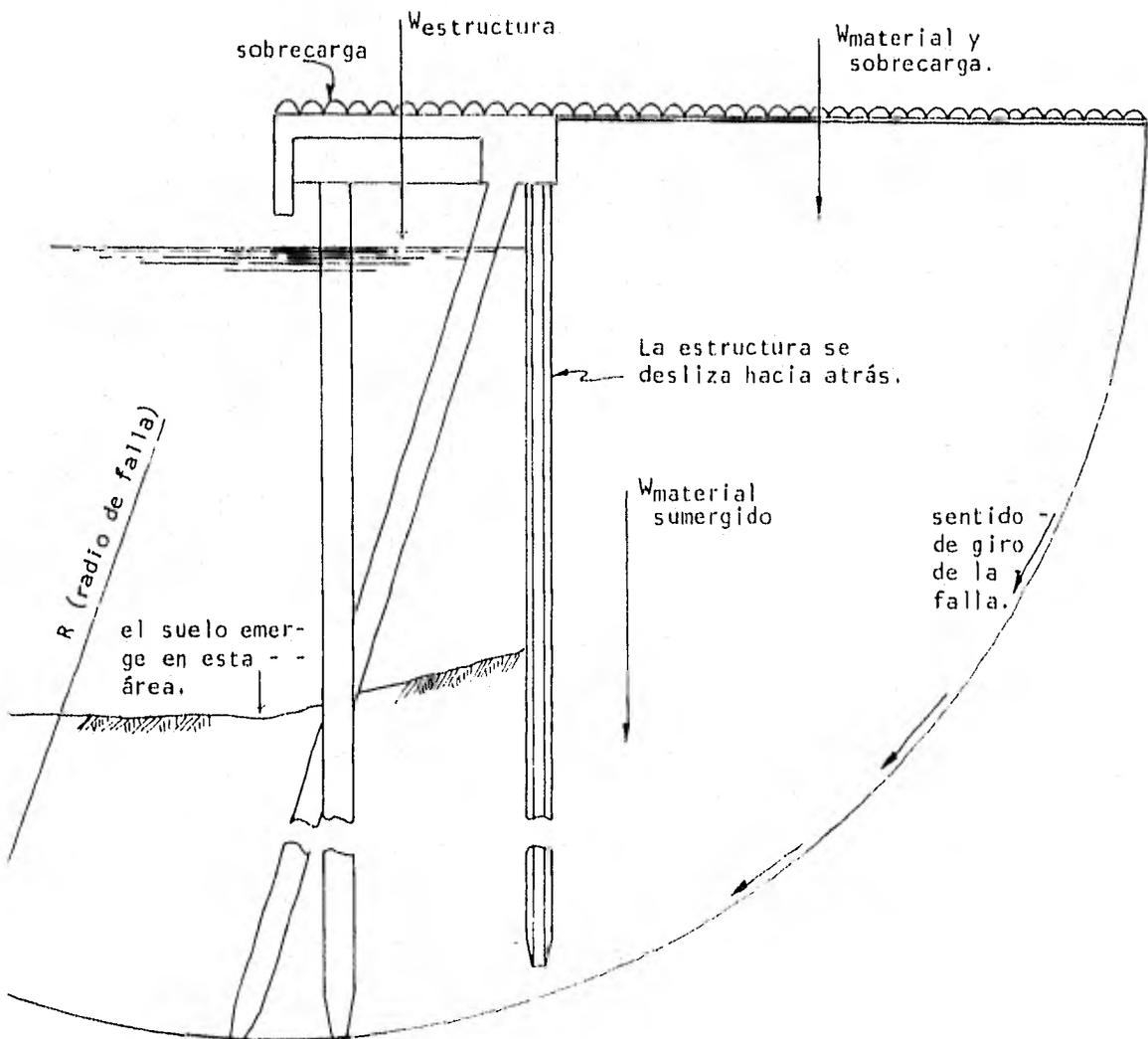


FIGURA IV.3.1 FALLA CIRCULAR.

El análisis de estabilidad respecto a falla circular, llamada también falla por rotación, se comprende bajo el título de Método Sueco, que considera -- que la superficie de falla es un cilindro, cuya traza con el plano en el -- que se calcula es un arco de circunferencia. Existen varios procedimientos para aplicar este método a los distintos tipos de suelo, siendo el método de las "dovelas" el más expedito y que se expone a continuación.

- 1.- Se propone un círculo de falla a elección y la masa deslizando se divide en dovelas.
- 2.- El número de dovelas es cuestión de elección, si bien, a mayor número se obtienen resultados más confiables.
- 3.- El momento motor debido al peso de las dovelas es :

$$M_m = R \sum |T_i|$$

donde:

R = radio del círculo de falla.

T_i = reacción tangencial del suelo.

Si existen sobrecargas deberán tomarse en cuenta al calcular el momento motor.

- 4.- El momento resistente es debido a la resistencia al esfuerzo cortante, que se desarrolla en la superficie de deslizamiento de cada dove

la:

$$M_R = R \sum s_i \Delta L_i$$

donde:

s_i = resistencia al esfuerzo cortante.

ΔL_i = longitud de la superficie de deslizamiento de cada dovela.

- 5.- Calculado el momento resistente y el momento motor puede definirse un factor de seguridad:

$$F.S. = \frac{M_R}{M_m}$$

La experiencia ha demostrado que una superficie de falla en que $F.S. \geq 1.5$ es prácticamente estable.

- 6.- El método de análisis consistirá también en un procedimiento de tanteos, en el cual deberán fijarse distintos círculos de falla, calculando el F.S. ligado a cada uno; es preciso que el F.S. mínimo no sea menor de 1.5 .

En la práctica resulta recomendable, para fijar el F.S. mínimo, en -

contrar primeramente el círculo crítico de los que pasen por el pie -
de la estructura y después el crítico en falla de base.

C A P I T U L O V

DISEÑO DE SUPER-ESTRUCTURA.

- V.1 Losa.
- V.2 Cabezales.
- V.3 Pantalla de atraque.

V.1 LOSA.

V.1.1 CONDICIONES DE ANALISIS.

Para el análisis de la losa tendremos dos condiciones:

- 1.- Carga muerta + Carga uniforme.
- 2.- Carga muerta + Carga de camión.

CARGA MUERTA.

Suponemos un peralte de losa $h = 30$ cm, por lo que el peso propio será:

$$W_{CM} = (0.30) (2.4) = 0.72 \text{ ton/m}^2$$

CARGA VIVA.

Uniforme: $W_{CV} = 1.5 \text{ ton/m}^2$

Camión: $P = 4.717 \text{ ton.}$ (incluye un incremento del 30% por impacto).

V.1.2 METODOS DE ANALISIS.

De la estructuración del muelle que se muestra en la figura - (IV.2.2) determinamos las siguientes condiciones:

- a).- Se trata de una losa perimetralmente apoyada.
- b).- Existe continuidad en tres lados y discontinuidad en el -

lado de la pantalla de atraque.

c).- La losa trabaja en ambas direcciones.

El Instituto Americano del Concreto (ACI) en su Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado (318-63), describe tres métodos que pueden usarse en el diseño de losas que trabajan en dos direcciones; para nuestro caso utilizaremos el "Método 2".

El método es el siguiente:

a).- Los momentos flexionantes en la faja central de la losa se obtienen con la siguiente expresión:

$$M = CW S^2 \text{ ----- (V.1).}$$

Donde los términos representan:

C : Coeficiente de momento.

M : Momento flexionante.

S : Longitud del claro corto.

W : Carga total uniforme.

b).- Las cargas que actúan sobre las vigas de apoyo pueden calcularse bajo la suposición de que la carga se distribuye

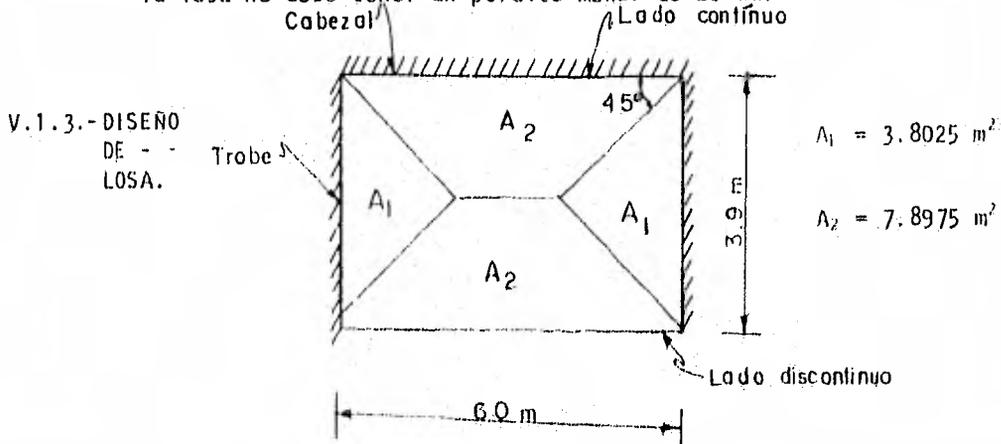
buye en áreas tributarias resultantes de trazar, desde las esquinillas, líneas a 45° hacia el centro de la losa, hasta unirse con la línea del centro paralela al claro largo; lo anterior permite que los momentos flexionantes en las vigas puedan determinarse aproximadamente, por medio de una carga equivalente por metro lineal de viga, de la manera siguiente:

Para claro corto: $\frac{WS}{3}$ ----- (V.2)

Para claro largo: $\frac{WS}{3} \cdot \frac{3 - m^2}{2}$ ----- (V.3)

- c).- Los esfuerzos cortantes pueden calcularse suponiendo que la carga que actúa sobre el tablero se distribuye a los apoyos de la misma manera.
- d).- El reglamento (ACI) especifica también que el espesor de la losa no debe ser menor de 9 cm, ni menor que 1/180 del perímetro de la losa.

NOTA: Para el caso de estructuras marítimas, específicamente para muelles, la losa no debe tener un peralte menor de 20 cm.



Los coeficientes de momento para losas en dos direcciones para el --
presente caso son:

M O M E N T O S	C L A R O C O R T O						CLARO LARGO "m"
	Valores de "m"						
	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	
Momento negativo en borde continuo.	0.041	0.048	0.055	0.062	0.069	0.085	0.041
Momento negativo en borde discontinuo.	0.021	0.024	0.027	0.031	0.035	0.042	0.021
Momento positivo en el centro del claro.	0.031	0.036	0.041	0.047	0.052	0.064	0.031

El valor de "m" se obtiene de la relación del claro corto al claro -
largo, cuyo valor es:

$$m = \frac{3.90}{6.00} = 0.65$$

a).- Carga muerta + Carga uniforme:

$$w = 0.72 + 1.5$$

$$w = 2.22 \text{ ton/m}^2$$

Aplicando la expresión (V.1), y el valor correspondiente de -
"C" obtenemos los momentos flexionantes máximos:

Claro corto.

Momento negativo en:

$$\text{Borde continuo, } M = (0.066) (2.22) (3.9)^2 = 2.229 \text{ ton-m}$$

Borde discontinuo, $M = (0.033) (2.22) (3.9)^2 = 1.114 \text{ ton-m}$

Momento positivo, $M = (0.050) (2.22) (3.9)^2 = 1.688 \text{ ton-m}$

Claro largo.

Momento negativo en:

Borde continuo, $M = (0.041) (2.22) (3.9)^2 = 1.384 \text{ ton-m}$

Borde discontinuo, $M = (0.021) (2.22) (3.9)^2 = 0.709 \text{ ton-m}$

Momento positivo, $M = (0.031) (2.22) (3.9)^2 = 1.047 \text{ ton-m}$

Con el momento flexionante máximo revisamos el peralte de la losa, el cual no deberá ser menor de:

$$d = \sqrt{\frac{M}{Rb}} \quad \text{--- (V. 4)}$$

Donde:

b = Ancho del elemento.

d = Peralte efectivo.

M = Momento flexionante máximo.

R = Coeficiente correspondiente a los esfuerzos unitarios permisibles y a la relación de los módulos de elasticidad del acero y del concreto.

$$d = \sqrt{\frac{2.229 \times 10^5}{(16.659) (100)}} = 11.57 \text{ cm}$$

Por lo que el espesor de losa será el antes supuesto,

$$h = 30 \text{ cm.}$$

b).- Carga muerta + Carga de Camión.

En base a la figura (11.1.1) conocemos la descarga crítica -- del eje trasero del camión.

$$W = 7.257 \text{ ton.}$$

Lo que implica que cada rueda tiene una descarga de:

$$P = 3.629 \text{ ton.}$$

De acuerdo a las especificaciones de la AASHO (

), la descarga por rueda será incrementada - en un porcentaje no mayor de 30%, factor de impacto, debido a las vibraciones y acciones que se originan por la interacción entre vehículo y estructura; por lo consiguiente, la carga de diseño es:

$$P = (1.3) (3.629)$$

$$P = 4.718 \text{ ton.}$$

Los momentos debidos a cargas concentradas se pueden estimar - suponiendo una viga con un ancho efectivo igual a la suma del

ancho de la carga más $2.4 \times (1 - X/L)$, donde "X" es la distancia del apoyo más cercano al centro de la carga y "L" es el claro de cálculo de la losa.

Si la carga está cerca de un borde libre, el ancho efectivo se tomará como la suma del ancho de la carga, la distancia del paño de la carga al borde libre y $1.2 \times (1 - X/L)$. El valor así calculado no debe ser superior a $2.4 \times (1 - X/L)$.

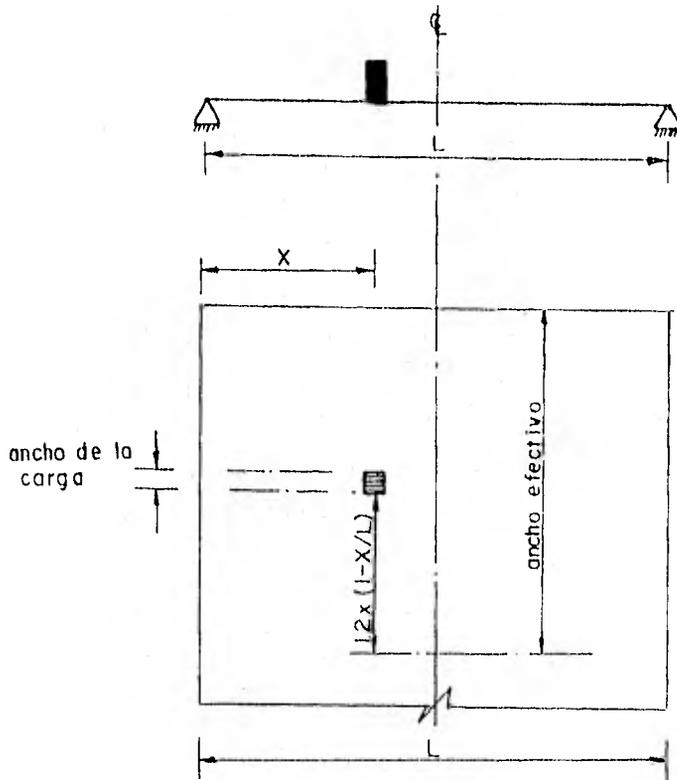


FIGURA. (V.1.1).- CARGA CONCENTRADA EN LOSA.

Analizando la losa en el sentido longitudinal tenemos que:

$$L = 6.0 \text{ m}$$

$$\text{Ancho de la carga} = 25 \text{ cm}$$

$$X = 3.0 \text{ m (Carga aplicada en el centro del claro).}$$

$$\text{Ancho efectivo} = 2.4 (3.0) (1 - 3.0/6.0) + 0.25$$

$$\text{Ancho efectivo} = 3.85 \text{ m}$$

Entonces, tendremos una carga uniforme de:

$$W = \frac{P}{\lambda} = \frac{4.718}{3.85}$$

$$W = 1.225 \text{ ton/m}^2$$

Para el sentido transversal tendremos:

$$L = 3.90 \text{ m}$$

Ancho de la carga = 25 cm

$$X = 1.95 \text{ m}$$

$$\text{Ancho efectivo} = 2.4 (1.95) \left(1 - \frac{1.95}{3.90}\right) + 0.25$$

$$\text{Ancho efectivo} = 2.59 \text{ m}$$

La carga uniforme es:

$$W = \frac{4.718}{2.59} \quad W = 1.822 \text{ ton/m}^2$$

La carga uniforme de diseño es:

$$W = 0.72 + 1.225$$

$W = 1.945 \text{ ton/m}^2$, para el claro corto, que es menor del valor obtenido para la primera condición de carga.

$$W = 0.72 + 1.822$$

$$W = 2.542 \text{ ton/ m}^2 \text{ para el claro largo.}$$

Aplicando la expresión (V.1), y el valor correspondiente de "C" obtenemos los siguientes momentos:

Claro largo:

Momento negativo en:

$$\text{Borde continuo, } M = (0.041) (2.542) (3.9)^2 = 1.585 \text{ ton-m}$$

$$\text{Borde discontinuo, } M = (0.021) (2.542) (3.9)^2 = 0.812 \text{ ton-m}$$

$$\text{Momento positivo, } M = (0.031) (2.542) (3.9)^2 = 1.199 \text{ ton-m}$$

Dado que el momento flexionante máximo sigue siendo el obtenido anteriormente no es necesario revisar el peralte de la losa.

Los momentos flexionantes para diseño serán:

Claro corto.

Momento negativo en:

$$\text{Borde continuo, } M = 2.229 \text{ ton-m}$$

$$\text{Momento positivo, } M = 1.688 \text{ ton-m}$$

Claro largo.

Momento negativo en:

$$\text{Borde continuo, } M = 1.585 \text{ ton-m}$$

$$\text{Borde discontinuo, } M = 0.812 \text{ ton-m}$$

$$\text{Momento positivo, } M = 1.199 \text{ ton-m}$$

El área de acero requerida la obtenemos mediante la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} \text{----- (V.5)}$$

Donde los términos son:

d = Peralte efectivo.

j = 0.888

M = Momento flexionante

A_s = Area de acero.

f_s = Esfuerzo de tensión del acero.

Claro corto.

Momento negativo en:

Borde continuo; $A_s = \frac{2.229 \times 10^5}{(2000) (0.888) (26)} = 4.83 \text{ cm}^2$

Momento positivo; $A_s = \frac{1.688 \times 10^5}{(2000) (0.888) (26)} = 3.66 \text{ cm}^2$

Claro largo.

Momento negativo en:

Borde continuo; $A_s = \frac{1.585 \times 10^5}{(2000) (0.888) (26)} = 3.43 \text{ cm}^2$

Borde discontinuo; $A_s = \frac{0.812 \times 10^5}{(2000) (0.888) (26)} = 1.76 \text{ cm}^2$

Momento positivo; $A_s = \frac{1.199 \times 10^5}{(2000) (0.888) (26)} = 2.60 \text{ cm}^2$

Dado que este elemento estructural estará expuesto a la intemperie, el área de acero mínima por lecho será el correspondiente a un porcentaje de $\rho = 0.002$

$$A_s = \rho b d = (0.002) (100) (26)$$

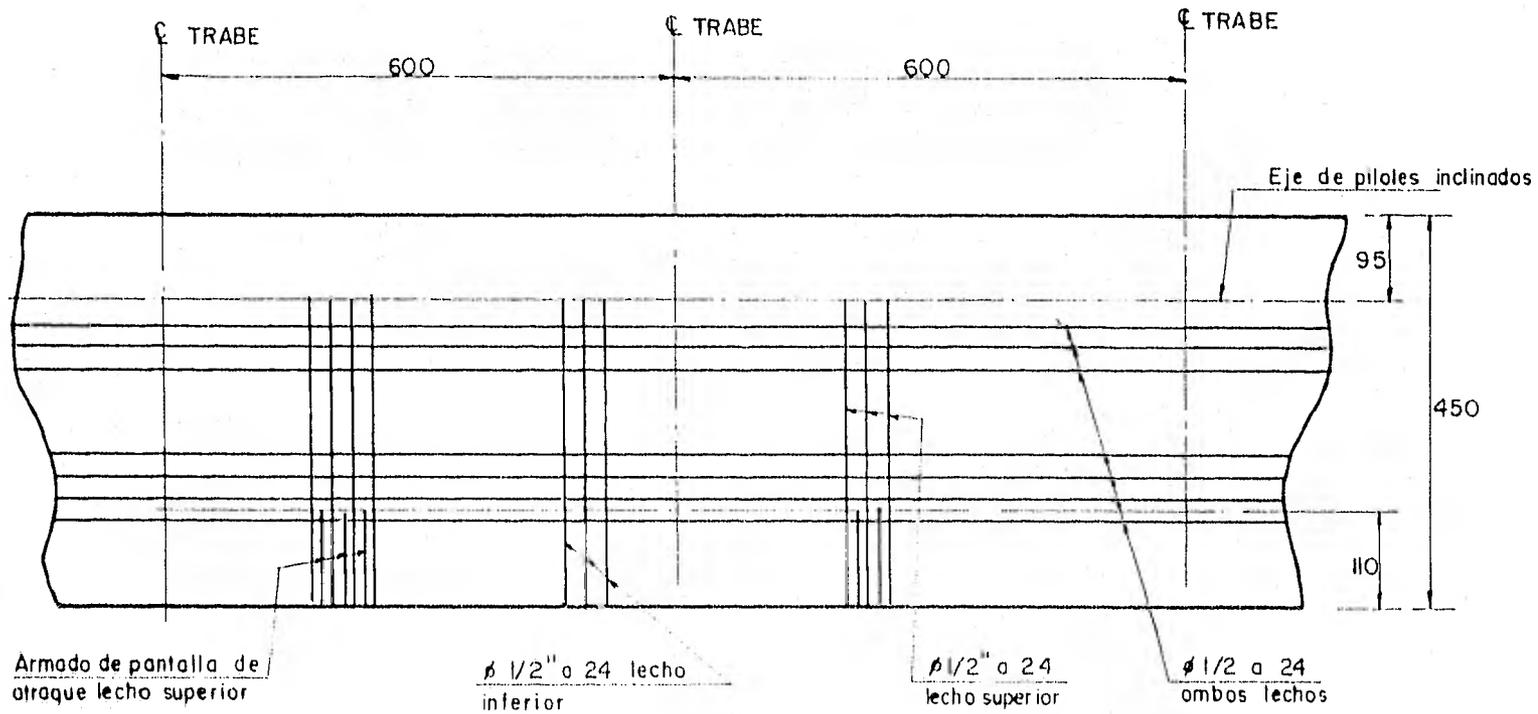
$A_s = 5.2 \text{ cm}^2$ que es mayor que cualquier valor de los antes obtenidos.

Utilizando varilla de $1/2''$ de diámetro tendremos una separación de:

$$S = \frac{a_v}{A_s} \times 100$$

$$S = \frac{1.27}{5.2} \times 100 = 24 \text{ cm}$$

-165-



P L A N T A

FIG. V. I. I ARMADO DE LOSA

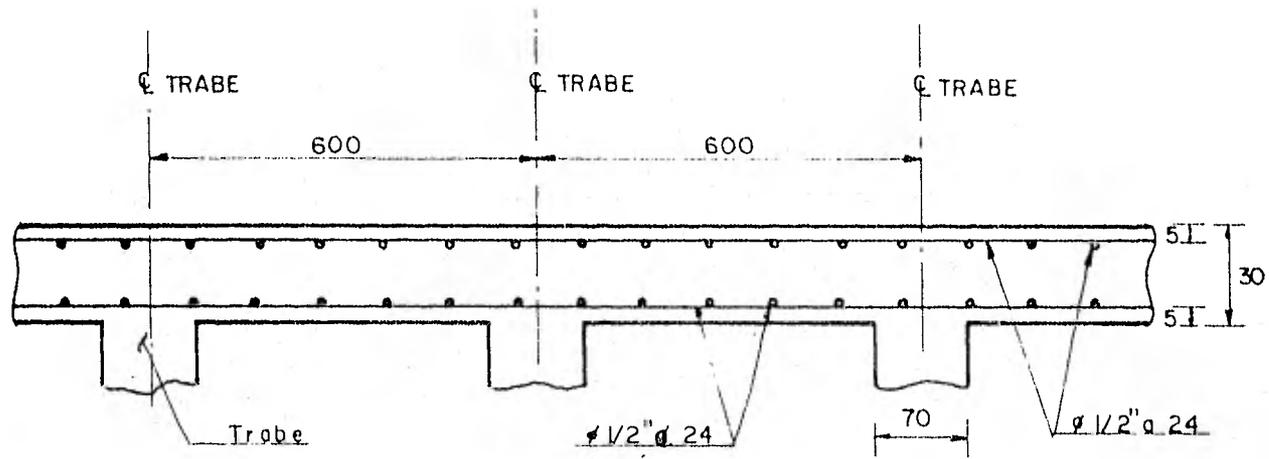


FIG. V.1.2 a. SECCION LONGITUDINAL

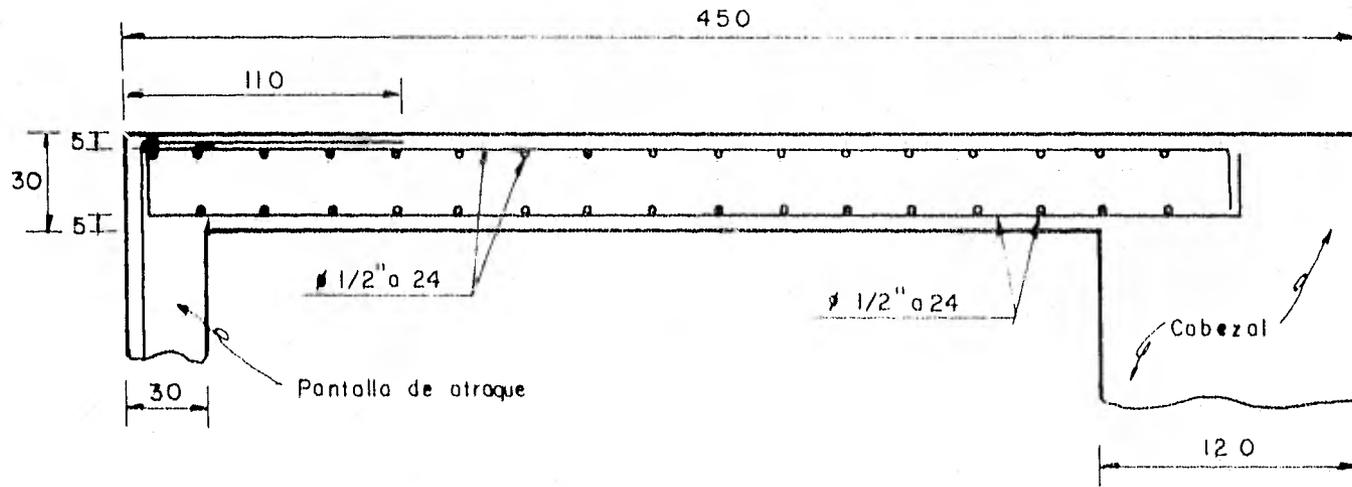


FIG. V.1.2 b. SECCION TRANSVERSAL

V.2 CABEZALES.

V.2.1 CABEZAL TRANSVERSAL (TRABE).

En el inciso (V.1.3), se indica el área tributaria que corresponde a la trabe por lo que la carga sobre este elemento será

a) .- Carga muerta + Carga uniforme.

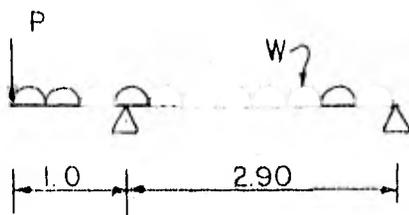
$$W = (1.5 + 0.72) (7.605) / 3.9 = 4.329 \text{ ton/m}$$

$$\text{Peso propio} = (2.4) (0.70) (0.70) = 1.176 \text{ ton/m}$$

Por lo tanto la carga uniforme total es:

$$W = 5.505 \text{ ton/m}$$

La trabe también soporta la descarga de la losa sobre la pantalla de atraque y el peso propio de ésta misma, las cuales actuarán como carga concentrada en el extremo de dicha trabe.



Carga sobre la trabe debida al peso de la losa y a la carga viva uniforme.

$$P_1 = (1.5 + 0.72) (7.8975) = 17.532 \text{ ton.}$$

Carga sobre la trabe debida al peso propio de la pantalla de atraque:

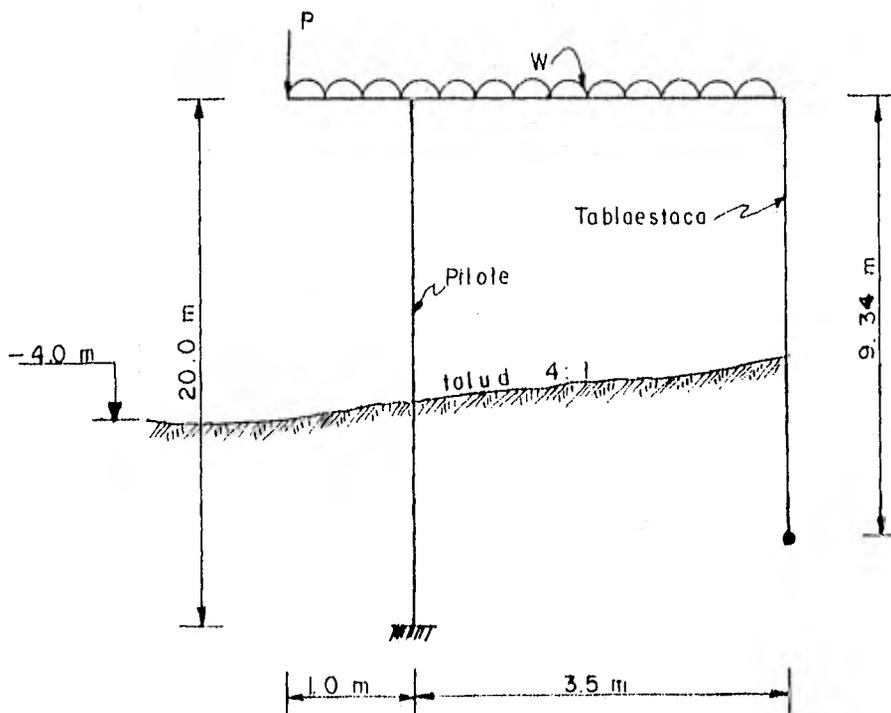
Sección de la pantalla : 30 x 150 cm

$$P_2 = (2.4) (0.3) (1.5) (6.0) = 6.48 \text{ ton.}$$

Por lo tanto la carga total P será:

$$P = 24.012 \text{ ton.}$$

Para conocer los elementos mecánicos sobre la trabe analizaremos el siguiente marco:



Para conocer el tipo de restricción del pilote y la tablestaca en el extremo inferior; aplicaremos la fórmula de Chang por medio de la -- cual conocemos la longitud necesaria del elemento para ser considerado como empotrado o libremente apoyado.

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_h \cdot B}{4 EI}} \text{----- (V.6)}$$

Donde:

K_h = Módulo de reacción horizontal del terreno (Kg/cm³)

B = Ancho del pilote o tablestaca.

E = Módulo de elasticidad del material.

I = Momento de inercia.

$^1/\beta$ = Profundidad del empotramiento teórico.

$^3/\beta$ = Profundidad de hinca.

Para nuestro caso $K_h = 10$, que corresponde a una arcilla con $N > 30$ golpes.

Para el pilote tendremos:

$$B = 45 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{1}{12} bh^3 = \frac{1}{12} (45)^4 = 341718 \text{ cm}^4$$

$$E = 200\ 000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{(10) (45)}{4(200\ 000) (341\ 718)}} = 0.0064$$

$$l/\beta = 1.57 \text{ m}$$

$$l^3/\beta = 4.71 \text{ m}^3$$

Por lo tanto consideramos que el pilote se encuentra empotrado en su extremo inferior.

Para la tablestaca tendremos:

$$B = 600 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{12} bh^3 = \frac{1}{12} (600) (40)^3 = 3.2 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$E = 200,000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{(10)(40)}{4(200)(3.2 \times 10^6)}} = 0.0035$$

$$l/\beta = 2.83 \text{ m}$$

$$l^3/\beta = 8.49 \text{ m}^3$$

Por lo tanto consideramos que la tablestaca no se encuentra empotrada en su extremo inferior.

Para fines de análisis nuestro marco tendrá las siguientes características:

Pilote:

Longitud = 11.0 m

$I = 341718 \text{ cm}^4$

$K = 1.0$

Tablataca:

Longitud = 9.34 m

$I = 3.2 \times 10^6 \text{ cm}^4$

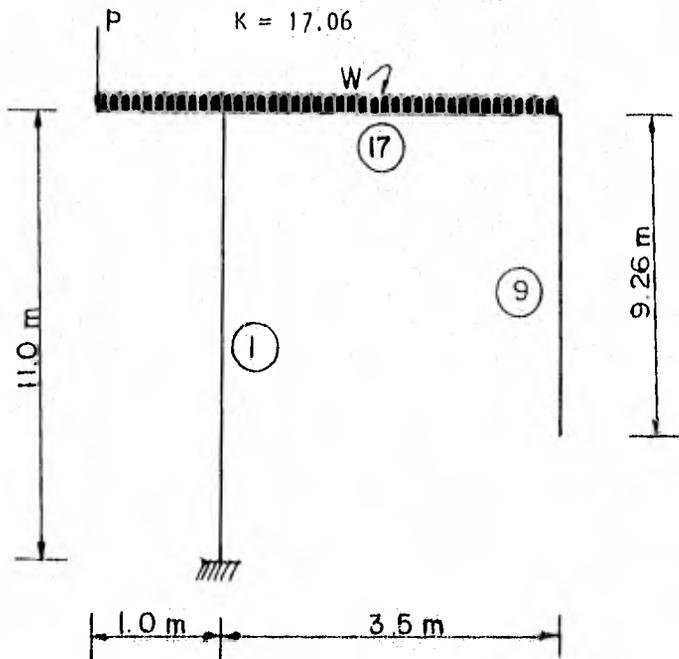
$K = 9.36$

Trabe:

Longitud = 3.5 m

$I = 5.83 \times 10^6 \text{ cm}^4$

$K = 17.06$



Aplicando el método de Cross obtenemos los momentos negativos sobre los elementos estructurales.

	T	C _{SUP}	I _C _{INF.}	T	T	C
f _d	0.00	0.056	0.5	0.944	0.654	0.346
ME	-26.765			5.620	5.620	
D	0.00	1.184		19.961	- 3.675	-1.945
T			0.592	-1.838	9.981	
D	0.00	0.103		1.735	- 6.528	-3.454
T			0.052	-3.264	0.868	
D	0.00	0.183		3.081	- 0.568	-0.300
T			0.092	-0.284	1.541	
D	0.00	0.016		0.268	- 1.008	-0.533
T			0.008	-0.504	0.134	
D		0.028		0.476	- 0.088	-0.046
M _F	-26.765	1.514	0.744	25.251	6.277	-6.278
V _i	29.517			9.634	9.634	
V _h				9.008	- 9.008	
V _T	29.517			18.642	0.626	

Del análisis anterior vemos que los valores de momento flexionante y fuerza cortante no son muy altos, por lo que revisaremos la sección - utilizando el porcentaje de acero mínimo de elementos sujetos a -- flexión y cortante.

Flexión:

$$\rho_{\text{mín.}} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

El momento resistente lo obtenemos con la expresión (IV.1).

$$M_R = (0.9) (70) (93)^2 (170) (0.056) \left[1 - (0.5) (0.056) \right]$$

$$M_R = 50.421 \text{ ton-m}$$

$$M_U = \frac{50.421}{1.4} = 36.015 \text{ ton-m} > 26.765 \text{ ton-m}$$

El área de acero que se requiere es:

$$A_s = \rho b d = (0.0033) (70) (93) = 21.7 \text{ cm}^2$$

$$4 \phi 1'' = 20.27 \text{ cm}^2 \text{ que se colocarán en cada lecho.}$$

Cortante:

El esfuerzo cortante que toma el concreto es:

$$v_c = 0.29 \sqrt{f'c}$$

$$v_c = 4.59 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_c = 0.29 \sqrt{250}$$

Y el esfuerzo cortante que actúa es:

$$v = \frac{V}{bd}$$

$$v = \frac{29.517 \times 10^3}{(70)(93)} \quad v = 4.53 \text{ Kg/cm}^2 < v_c$$

Por lo tanto se colocarán estribos de 4 ramas de $\phi^3/8'' @ 30 \text{ cm}$.

V.2.2 CABEZAL LONGITUDINAL (CABEZAL).

El cabezal irá directamente apoyado sobre la tablestaca en toda su longitud, por lo que solamente llevará refuerzo por temperatura.

Para elementos expuestos a la Intemperie se recomienda un valor de $\rho = 0.004$, por lo que el área de acero requerida es:

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.004 (120) (70)$$

$$A_s = 33.6 \text{ cm}^2$$

$$12 \phi^3/4'' = 34.2 \text{ cm}^2$$

Las cuales se colocarán en todo el perímetro del cabezal.

Se colocarán estribos de cuatro ramas de varillas $\phi^3/8'' @ 30 \text{ cm}$

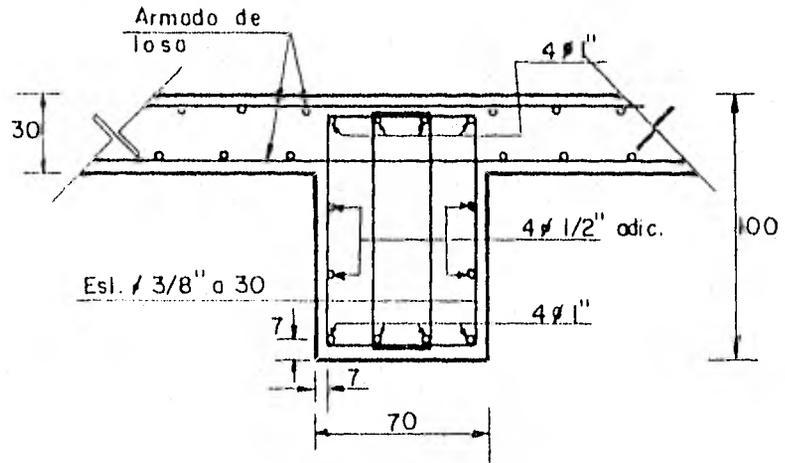


FIG. V-2-1-a ARMADO DE TRABE

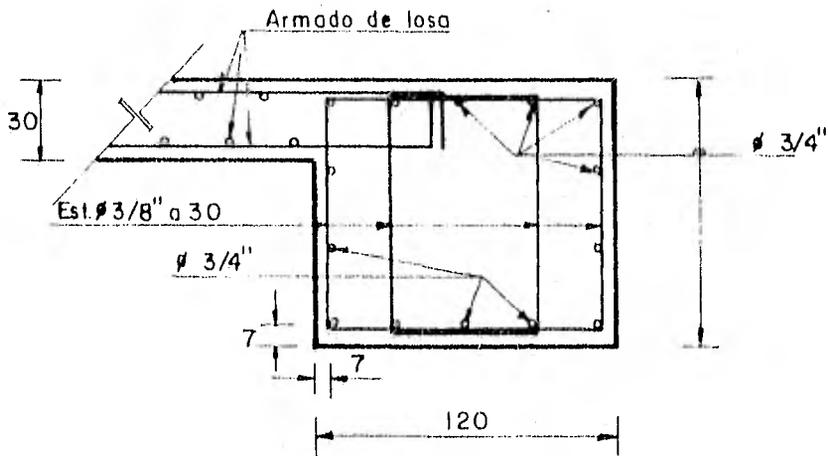


FIG. V. 2.1. b . ARMADO DE CABEZAL

V.3 PANTALLA DE ATRAQUE.

V.3.1 BARCO PESQUERO:

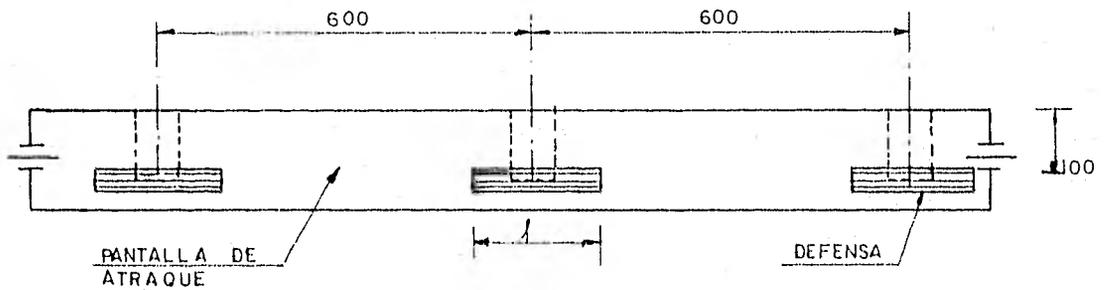


FIGURA No. V.3.1 LOCALIZACION DE DEFENSAS.

Las dimensiones de cada defensa son:

$\phi = 30$ cm (diámetro exterior).

$\phi' = 15$ cm (diámetro interior).

$l = 2.00$ m

La fuerza de reacción sobre la pantalla es:

$R = 13.6$ Ton., la cual actúa en una longitud "A" igual a:

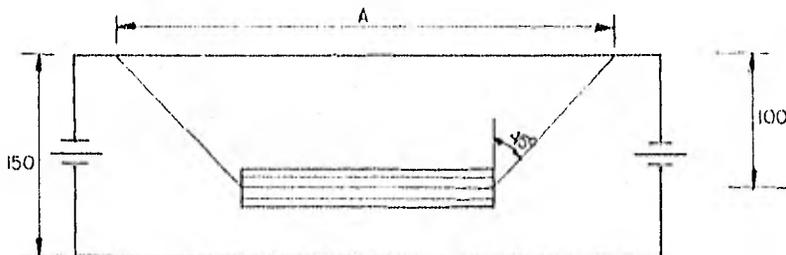


FIGURA V.3.2

De la Figura No. V.3.2, podemos obtener que $A = 4.00 \text{ m}$.

La fuerza de reacción produce un momento que en el extremo superior de la pantalla es:

$$M = R \cdot d$$

$$M = 13.6 \text{ Ton.} \times 1.0 \text{ m}$$

$$M = 13.6 \text{ Ton-m.}$$

Obteniendo el momento que actúa por metro en la longitud A,

$$\frac{M}{A} = \frac{13.6}{4} \frac{\text{Ton-m}}{\text{m}} = 3.4 \text{ Ton-m/m.}$$

que es el momento de diseño M_d

Para obtener el peralte o espesor de la pantalla, utilizamos el método de Diseño por Esfuerzos de Trabajo.

$$d = \sqrt{\frac{M}{R_b}}$$

Donde:

b = Ancho de la sección.

d = Peralte efectivo.

M = Momento (actuante).

$R = 16.659$ para $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$

$$d = \sqrt{\frac{3.4 \times 10^5}{(16.659) (100)}} = 14.29$$

$$d = 14.29 \text{ cm}$$

Aplicando un recubrimiento de 4 cm tenemos:

$$h = d + r, \quad h = \text{espesor de pantalla.}$$

$$h = 14.29 + 4 = 18.29 \text{ cm.}$$

Tomaremos $h = 20 \text{ cm.}$

El área de acero necesaria se calcula como:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

Donde:

$$f_s = \text{Fatiga de tensión del acero} = 0.5 f_y$$

$$j = 0.888 \text{ para } f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = \text{Peralte efectivo.}$$

$$M = \text{Momento (actuante).}$$

$$A_s = \frac{3.4 \times 10^5}{(0.5) (4000) (0.888) (20 - 4)}$$

$$A_s = 11.97 \text{ cm}^2$$

La separación de varillas de $\phi \frac{1}{2}''$ es :

$$S = \frac{a_v}{A_s} \times 100$$

a_v = Area de varilla.

A_s = Area de acero.

S = Separación.

$$S = \frac{1.27}{11.97} \times 100$$

$$S = 10.58 \text{ cm} \quad \text{usaremos} \quad S = 10 \text{ cm} .$$

Este refuerzo se colocará en la zona de tensión y en la dirección requerida.

El refuerzo requerido en la zona de compresión, será el que se requiera por temperatura.

El porcentaje de acero por temperatura para estructuras expuestas a la intemperie es 0.004, por lo que:

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = (0.004) (100) (16)$$

$$A_s = 6.4 \text{ cm}^2$$

Usando varillas de $\phi 1/2''$ tenemos una separación.

$$s = \frac{av}{A_s} \times 100$$

$$s = \frac{1.27}{6.4} \times 100$$

$$s = 19.84 \text{ cm .}$$

Usaremos $s = 20 \text{ cm}$.

El refuerzo en la dirección longitudinal también será el correspondiente al de temperatura, por lo que:

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = 6.4 \text{ cm}^2$$

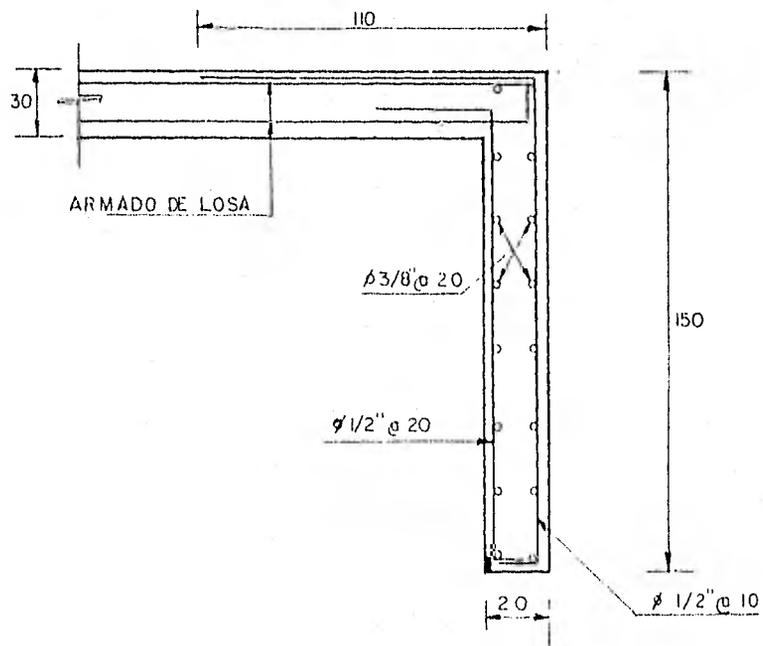
Que será colocado en las dos caras, por lo que el área de acero para cada cara será la mitad del obtenido anteriormente y se colocará a una separación igual a:

Usando varillas $\phi 3/8''$

$$s = \frac{av}{A_s} \times 100$$

$$s = \frac{0.71}{3.2} \times 100 = 22.27 \text{ cm}$$

Usaremos $s = 22 \text{ cm}$



ARMADO DE PANTALLA.

FIGURA No. V.3.3

V.3.2 BARCO ATUNERO:

Las dimensiones de la defensa son:

$$\phi = 30 \text{ cm} \quad (\text{diámetro exterior}).$$

$$\phi' = 15 \text{ cm} \quad (\text{diámetro interior}).$$

$$l = 2.50 \text{ m}$$

La fuerza de reacción sobre la pantalla es $R = 25.5 \text{ Ton.}$, que -
estará actuando en una longitud A igual a:

$$A = 2.50 \text{ m} + 2.0 \text{ m}$$

$$A = 4.50 \text{ m} \quad (\text{Ver Figura No. V.3.2})$$

El momento producido por la fuerza de reacción en el extremo --
superior de la pantalla es :

$$M = R \cdot d$$

$$M = 25.5 (1.0)$$

$$M = 25.5 \text{ Ton-m}$$

Y el momento que actúa por metro en la longitud A es:

$$M_d = \frac{25.5}{4.5} = 5.67 \text{ Ton-m.}$$

Que será el momento de diseño,

El peralte de pantalla es:

$$d = \sqrt{\frac{M}{R_b}}$$

$$d = \sqrt{\frac{5.67 \times 10^5}{(16.659) (100)}} = 18.45 \text{ cm}$$

Aplicando un recubrimiento de 4 cm tenemos:

$$h = d + r$$

$$h = 18.45 + 4 = 22.45$$

Usaremos $h = 25 \text{ cm}$.

El área de acero necesaria es:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

$$A_s = \frac{5.67 \times 10^5}{(2000) (0.888) (21)} =$$

$$A_s = 15.20 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas $\phi 1/2$ obtenemos una separación de:

$$s = \frac{a_v}{A_s} \leq 100$$

$$S = \frac{1.27}{15.2} \times 100 = 8.35$$

Usaremos $S = 10 \text{ cm}$.

Este refuerzo se colocará en la zona de tensión en la dirección requerida. El refuerzo en zona de compresión será el requerido por temperatura, o sea:

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = (0.004) (100) (21)$$

$$A_s = 8.4 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas $\phi 1/2''$ obtenemos una separación:

$$S = \frac{a_v}{A_s} \times 100$$

$$S = \frac{1.27}{8.4} \times 100 = 15.12 \text{ cm}$$

Usaremos $S = 15 \text{ cm}$.

El refuerzo en el sentido longitudinal en ambas caras será - - también el que se requiera por temperatura, pero este refuerzo se colocará en las dos caras, o sea que el área de acero necesaria por cada cara será la mitad del área de acero total por temperatura. Utilizando varillas $\phi 3/8''$ tenemos:

$$S = \frac{av}{A_s} \times 100$$

$$S = \frac{0.71}{4.2} \times 100 = 16.9$$

Usaremos $S = 15 \text{ cm}$

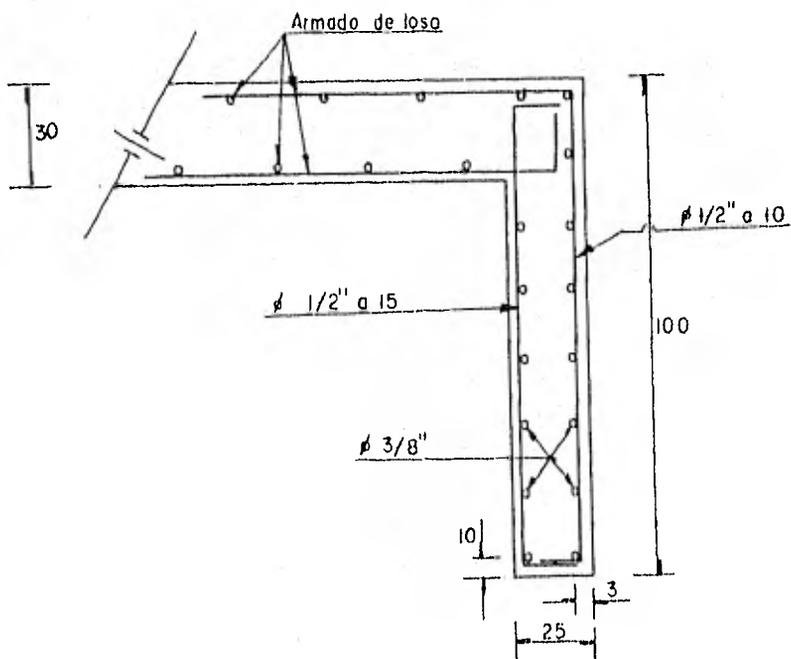
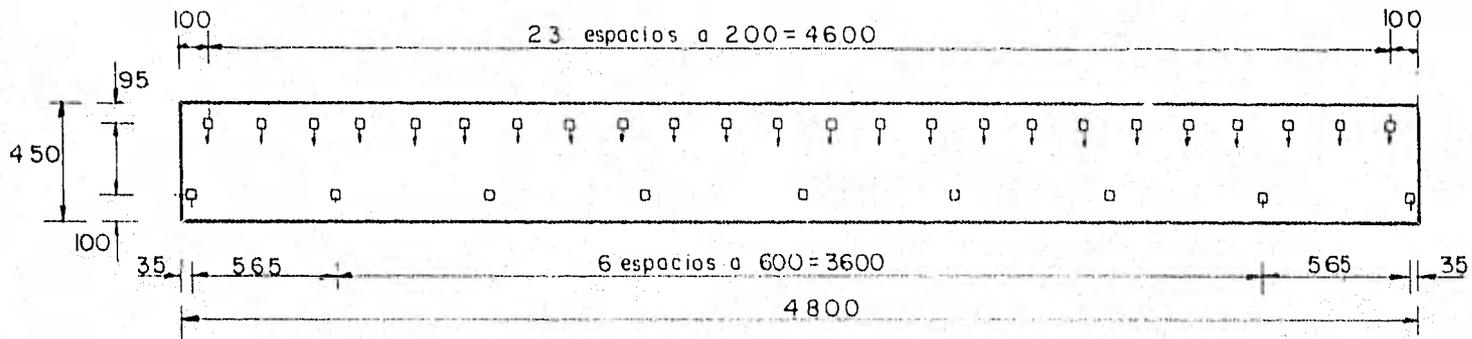
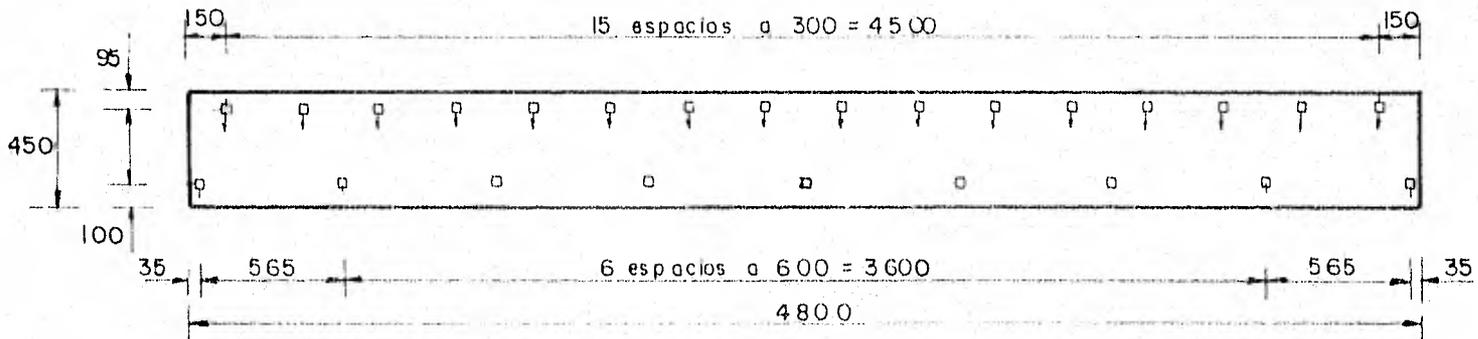


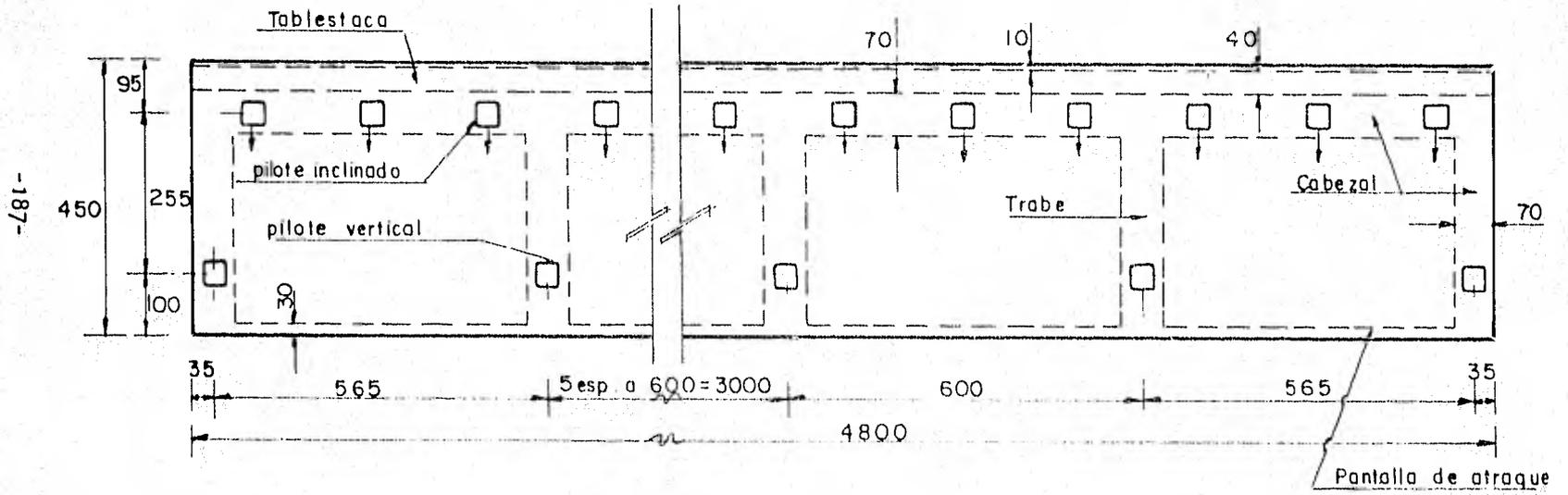
FIGURA No. V.3.4
ARMANDO DE PANTALLA DE ATRAQUE.



ZONA DRAGADA A - 7.00 m



ZONA DRAGADA A - 4.00 m



PLANTA

FIG. V. 4. 2. ESTRUCTURACION DE TRAMO TIPO DE MUELLE

C O M E N T A R I O S .

COMENTARIOS:

Siendo ampliamente conocida la conveniencia de crear una infraestructura portuaria en el país, solamente resta indicar algunos de los -- beneficios que se experimentarían.

- a).- Tanto en la etapa de construcción del puerto como en la operación del mismo como tal, se experimentará que las fuentes de trabajo creadas satisfacerán, en buen porcentaje, la demanda de empleo que existe en el país, derivándose de esto un aumento en el nivel económico de vida de las familias afectadas, - en los servicios a tales ciudades, etc.
- b).- El simple hecho de crear estas fuentes de trabajo fuera del - área metropolitana de la Cd. de México, ayudará a frenar la - creciente inmigración de personas y hasta familias enteras, - en busca de mejores ingresos, a dicha área, ya que se habrán - creado polos de atracción demográfica en tales puertos y con - el tiempo se podrá tener una mejor distribución de la pobla_ - ción.
- c).- En el caso específico de construir puertos pesqueros, se ten_ - drán mayores alicientes para las industrias pesqueras de tal_ - modo que se harán mayores inversiones enfocadas a una mayor - explotación de los recursos del mar, así como también en las - industrias afines.

Ahora bien, considerando la parte esencial de este trabajo, quiero hacer ciertas consideraciones que, conforme al plan de estudios de la carrera de Ingeniero Civil, creo poder ubicarlas como complemento a éste.

En las materias de "Puertos" e "Ingeniería de Ríos y Costas", se contemplan aspectos sobre la planeación de un puerto, estudios socioeconómicos, oceanográficos, de operación, etc., así como también diseño de rompeolas o escolleras.

La principal ayuda que puede prestar este trabajo se encuentra precisamente en el diseño del muelle como estructura en sí. Las solicitaciones a que está sujeto un muelle, la determinación de éstas, es un tema bastante específico que no es cubierto por el plan de estudios de la escuela y creo que aquí se ha presentado una secuela bastante explícita de cuáles son y como obtenerlas, considerando que esto puede ser de gran utilidad a los estudiantes interesados en las obras marítimas.

El procedimiento para el diseño es análogo al de las estructuras más conocidas, con algunas especificaciones propias y, sobre todo, con un mayor grado de seguridad debido a la mayor incertidumbre en las solicitaciones obtenidas.

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

- 1.- DESIGN AND CONSTRUCTION OF PORTS AND MARINE STRUCTURES (DEF. QUINN) .A
- 2.- DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES.- Apuntes.- 1980. División de Educación Contínua.- Facultad de Ingeniería U.N.A.M.
- 3.- DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO.- Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. U.N.A.M.
- 4.- DISEÑO SIMPLIFICADO DE CONCRETO REFORZADO.- Parker, H.
- 5.- ESTRUCTURAS MARITIMAS.- Herrejón de la Torre, L.
- 6.- ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS.- Puerto Pesquero.- Cd. del Carmen, - Camp. CINC, S.A.
- 7.- FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN.- Bowles, J.E.
- 8.- MARINE FENDER.- Bridgestone Tire Co., LTD.
- 9.- MECANICA DE SUELOS.- TOMO II.- Juárez B., E y Rico R., A.

CONTINUA BIBLIOGRAFIA.

- 10.- PENETRATION TESTS AND BEARING CAPACITY OF COHESIONLESS SOILS.
Journal.- Soil Mechanics and Foundation División.- Meyerhof, G.G.
- 11.- PILE DESIGN AND CONSTRUCTION PRACTICE.- Tomlinson, M.J.
- 12.- PORT ENGINEERING.- Brun, P.
- 13.- RECOMENDATIONS OF THE COMMITTEES FOR WATERFRONT STRUCTURES.- EAU --
1975.
- 14.- REGLAMENTO DE LAS CONSTRUCCIONES DE CONCRETO REFORZADO.- A.C.I.- -
318 - 77 .
Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto.
- 15.- REINFORCED CONCRETE DESIGNER'S HANDBOOK.- Reynolds, Ch. E y Steed-
man, J.C.