



# Universidad Nacional Autónoma de México

---

FACULTAD DE INGENIERIA

DISEÑO DE LA CIMENTACION PARA UNA ESFERA  
DE ALMACENAMIENTO DE AMONIACO LOCALIZADA  
EN UNA ZONA DE ALTA SISMICIDAD.

## Trabajo Escrito

Que para obtener el título de  
INGENIERO CIVIL

presenta

RAYMUNDO ROSIQUE MALDONADO

MEXICO, D. F.

1982



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

Todo el material contenido en esta tesis 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.

# TESIS CON FALLA DE ORIGEN

I N D I C E :

" DISEÑO DE LA DEMERACIÓ. PARA UNA ESTERNA DE  
ALMACENAMIENTO DE AMONÍAC. LOCALIZADA EN UNA  
ZONA DE ALT. PRODUCTIVIDAD."

C O N T E N I D O :

- I. INTRODUCCIÓN AL PROBLEMA.
- II. PROCEDIMIENTO MÉTOD. Y MATERIAS DEL TRABAJO
- III. ANÁLISIS DE LAS ALTERNATIVAS DE OBRAS Y COSTOS
- IV. CRITERIOS DE LAS RECOMENDACIONES.
- REFERENCIAS.
- ANEXOS.

## I. INTRODUCCION

Se pretende hacer un estudio para analizar las alternativas de cimentación para una esfera de almacenamiento de Amoniaco con 2,500 toneladas de capacidad (llena al 85%), perteneciente a la unidad de distribución y almacenamiento de fertilizantes que se encuentra localizada en una zona de alta sismicidad (Mexicali, Baja California Norte). El diseño estructural de los elementos de la cimentación, no es alcance de este estudio.

En este punto es necesario mencionar que para el diseño estructural de todos los elementos que forman el sistema de almacenamiento, en este caso de Amoniaco, constituida básicamente por una esfera metálica, la estructura de soporte (generalmente de acero estructural), y su cimentación, deben utilizarse factores de seguridad mayores que los que normalmente se usan para otras estructuras. Lo anterior obedece a que la falla de alguno de los componentes e del sistema en su totalidad originaría no solo grandes pérdidas materiales sino seguramente pérdidas humanas, debido tanto a lo peligroso del contenido como al volumen almacenado.

Para estructuras como las esferas de almacenamiento que, además de la importancia que esta unidad tiene, forman parte de un complejo sistema en el que se incluyen estructuras de alimentación, bombas, condensores, condensadores, etc., es necesario que se sigan estrictamente todas las pautas que lleva a la toma de decisiones para la elección del sitio, selección de los métodos y criterios de exploración y muestreo del subsuelo, las pruebas de laboratorio y los métodos y criterios para el análisis y diseño de las cimentaciones.

Para estas estructuras deben considerarse además bases de diseño rigurosas sobre todo en lo relacionado con asentamientos permisibles.

DATOS GENERALES DEL PROYECTO.

LOCALIZACION, REGIONALIZACION SISMICA Y CLASIFICACION DE LA ESTRUCTURA SEGUN SU FUNCION.

- La estructura se encuentra localizada en el Ejido de Guadalupe Victoria en el Municipio de Mexicali, Baja California Norte.
- Tomando como base la regionalización sísmica de la República Mexicana indicada en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, Edición 1980, la estructura se encuentra localizada en la zona sísmica "C". ( FIGURA 1 ).
- De acuerdo con la importancia que tiene la estructura en el funcionamiento de la Unidad de Fertilizantes, por el alto riesgo que se corre en el caso de que falle en un sismo y a que el costo que se tiene para incrementar su seguridad por sismo, comparado con el costo total de la estructura es bajo (aproximadamente el 3% del costo total), se clasifica según su función dentro del Grupo "A", de acuerdo con el manual de Diseño de Obras Civiles de la C.F.E. Lo anterior implica incrementar un 30% el coeficiente sísmico.

ESPECIFICACIONES GENERALES DE LA ESFERA Y DE LA ESTRUCTURA LOPORTE.

- El tanque de almacenamiento es una esfera metálica formada por 152 placas de acero al carbón, con diámetro interior de 23.10 metros. ( FIGURA 2 ).
- Por operación del equipo se requiere que haya una altura libre de 1.45 mts., entre el nivel de piso terminado y la parte inferior de la esfera, por lo que el centro de gravedad de la esfera se encuentra a una altura de 13.0 mts. con respecto al piso terminado.
- La capacidad de operación de la esfera (al 85% de su volumen), es de 3,500 Tons. de Amoniaco.
- El peso propio de la esfera vacía ( peso muerto formado por el peso de las placas que forman la esfera y el material de aislamiento ) , es de 217.0 Tons.
- Una vez que la esfera haya sido montada y aislada, antes de entrar en operación será necesario hacer una prueba hidrostática para 6454 Tons.
- La estructura que soporta la esfera, contempla 15 columnas de acero estructural A.S.T.M. A-36 de sección tubular de 30 pulgs. de diámetro y 5/8 de pulg. de espesor, diagonales de contraventeo a base de 40. ángulos de acero estructural A.S.T.M. A-36. ( FIGURA 3 ) El peso muerto de esta estructura es de 167.0 Tons. , incluyendo el peso de escaleras y plataformas de operación.



- El radio del círculo que forman las patas es de 11.61 metros. ( FIGURA 3 ).

## II. PROPIEDADES INDICES Y MECANICAS DEL SUBSUELO.

Para poder llevar a cabo los análisis de las alternativas de cimentación, fué necesario determinar las propiedades índices y mecánicas del subsuelo. Dichas características se determinan mediante los trabajos de campo y laboratorio.

Los trabajos anteriormente citados, se programaron tomando en cuenta los datos que se requieren conocer, y que para este caso son:

- Profundidad del nivel de aguas Freáticas
- Capacidad de carga del suelo y profundidad de desplante de cimentaciones.
- Hundimientos Totales y Diferenciales.
- Evaluación de los Métodos de Construcción.

Los trabajos de campo consistieron en la ejecución de un sondeo exploratorio y otro mixto, ambos a 30 m. de profundidad. El primero se efectuó empleando la herramienta de penetración estándar, obteniendo muestras representativas alteradas a cada 60 cms. y midiendo simultáneamente el índice de resistencia a la penetración y el segundo combinando el uso de la herramienta de penetración estándar con el empleo del barril denison, para la obtención de muestras representativas inalteradas en tubo Shelby de 10 cms. de diámetro.

En las muestras alteradas, obtenidas con la prueba de penetración estándar, se hicieron las siguientes pruebas de laboratorio:

- Clasificación visual y al tacto según el AUSA.
- Contenido Natural de agua.
- Límites de Consistencia.
- Granulometría.
- Densidad de Sólidos.

En las muestras inalteradas, además de las pruebas anteriores, se hicieron las siguientes:

- Compresión axial no confinada
- Compresión triaxial consolidada- no drenada.
- Peso volumétrico natural.
- Consolidación Unidimensional.

La estratigrafía del sitio, así definida, se resume de la siguiente forma:

- Superficialmente, hasta una profundidad que varía entre 2 y 4 metros, existen arenas limosas mal graduadas con contenido natural de agua medio ( $w$ ) igual al 25%, interstratificadas con arcillas poco limosas.
- Subsidiendo a la capa superficial, hasta la profundidad explorada, se encuentran principalmente arenas limosas ó poco limosas de compactación muy alta y contenido de agua medio de 12%, interstratificadas erráticamente con ar-

oillas poco limosas de consistencia media a dura con contenidos de agua entre 25% y 37%.

- El nivel de aguas freáticas se detectó a 1.0 mts. de profundidad con respecto al nivel del terreno natural.

En la FIGURA 4 se muestra gráficamente la estratigrafía.

### III. ANÁLISIS DE LAS ALTERNATIVAS DE CIMENTACION.

GENERALIDADES. La cimentación tiene como objetivo fundamental transmitir las cargas de la superestructura a las capas de suelos ó rocas que sean capaces de resistir dichas cargas sin fallar ó deformarse más allá de un límite previamente establecido. Esta transmisión de cargas puede hacerse mediante cimentaciones superficiales ó profundas.

Para seleccionar la cimentación más apropiada se toman en cuenta los siguientes factores:

- Función e importancia de la obra.
- Características estratigráficas y físicas del subsuelo.
- Probables condiciones y combinaciones de cargas a las que estará sujeta la cimentación durante su vida útil.
- Métodos de Construcción.
- Costos de Construcción.

El análisis para el diseño de las cimentaciones debe hacerse sin perder de vista dos aspectos muy importantes:

- El estrato de apoyo de la cimentación, debe ser capaz de soportar las cargas con un factor de seguridad adecuado.
- Los hundimientos, tanto totales como diferenciales impartidos por la sobrecarga al suelo, deben estar dentro de límites permisibles.

En elegir la cimentación deberá diseñarse para que cumpla su objetivo fundamental con un grado de seguridad razonable.

nable y que en condiciones de servicio tenga un comportamiento adecuado.

**CARGAS A CIMENTACION:** Las cargas que hay que transmitir a la cimentación son aquellas que tienen una probabilidad razonable de ocurrir durante la vida útil de la estructura, y que para nuestro caso son:

- Carga Muerta. Considera el peso propio de los materiales de la esfera, incluyendo aislamiento y el peso propio de los elementos de la estructura soporte, escaleras, plataformas de operación y accesorios que están conectados en forma permanente a la esfera, así como el peso de los fluidos de operación.
- Carga de Prueba Hidrostática.
- Cargas Accidentales. Debidamente básicamente a la acción del viento ó de un sismo. Para este caso rigen los efectos del sismo.

Las condiciones de carga, cargas de diseño y sus intensidades se indican en la Tabla I.

### III.1. CIMENTACION SUPERFICIAL.

Como primera alternativa se presenta una solución a base de zapatas aisladas ya que desde el punto de vista económico y constructivo es la más barata y rápida de ejecución:

Para proporcionar empotramiento a la estructura así como resistencia ante cargas laterales se analizará la cimentación desplazada en la capa de arcilla color café claro que se encuentra a una profundidad  $z_f = 2.5$  metros y cuyos características y parámetros de resistencia medios son:

- peso Volumétrico  $\gamma = 1.90 \text{ Ton/m}^3$
- cohesión  $c = 1.00 \text{ Ton/m}^2$
- ángulo de fricción  $\phi = 1^\circ$

Capacidad de carga: aplicando el criterio de Terzaghi ( Ref. 1 ), tenemos :

$$q_u = c \cdot N_c$$

donde:

$q_u$  = Capacidad de carga en  $\text{Ton/m}^2$

$c$  = cohesión de los materiales adyacentes por la parte superficial de cimiento.

$N_c$  = Factor de capacidad de carga que depende del tipo de suelo,  $N_c$  para el tipo B/E, para el tipo A profundidades de cimiento  $z_f$  y  $z_f > 1$  metros del infinito.

Suponiendo una relación D/B = 1, y entrando a la gráfica

VII.11 de la Ref. 1 :  $N_c = 7.7$

Sustituyendo valores:

$$q_u = 2.0 \times 7.7 = 15.4 \text{ ton/m}^2$$

Utilizando los siguientes factores de seguridad:

F.S = 3. Para cargas de operación ( II )

F.S = 1. Para cargas de operación + sismo (III). ó de  
Prueba hidrostática (I).

La presión de contacto admisible será:

- Para cargas de operación:

$$q_{ad.} = \frac{15.4}{3} = 5.13 \text{ ton/m}^2$$

- Para las condiciones de cargas I ó III:

$$q_{ad.} = \frac{15.4}{1} = 15.4 \text{ ton/m}^2$$

La descarga por apoyo para la condición de operación es de  
255 tons. (Tabla I), por lo que el área necesaria será:

$$A = \frac{255}{5.0} = 51.0 \text{ m}^2$$

Como para obtener  $N_c$  se supone una zapata cuadrada  $A = 1^2$ ,  
por lo que  $B = 7.15$  mts.

Corrigiendo la relación D/B por la obtención del factor de  
capacidad : D/B = 0.15 por lo que  $N_c = 7.3$  :

$$q_u = 2.0 \times 7.3 = 14.6 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{ad.} = 14.6 / 3 = 4.87 \text{ ton/m}^2$$



El área de la cimentación con zapatas cuadradas de 7.15 m por lado es de :

$$16 \times 7.15 \times 7.15 = 766.8 \text{ m}^2$$

que resulta ser muy grande comparada con el área del círculo que forman los apoyos ( $423.5 \text{ m}^2$ ), por lo que se desecha este tipo de cimentación como posible solución al problema.

### III.2. CIMENTACIONES PROFUNDAS.

GENERALIDADES. Cuando los depósitos superficiales del suelo tienen baja capacidad de carga y compresibilidad alta es necesario investigar si los estratos profundos son capaces de soportar las cargas con pequeños desplazamientos verticales.

Una cimentación a base de pilotes ó pilas contempla un grupo de elementos estructurales cuyas cargas son soportadas por la reacción que esos elementos reciben del suelo en la punta, por esfuerzo cortante y por fricción a lo largo del fuste.

El análisis del problema de cimentaciones a base de pilotes ó pilas puede dividirse en dos partes:

- Estado Límite de Falla. En esta parte se revisa que la resistencia al corte del suelo en el nivel de apoyo del pilote ó pila no sea excedida.
- Estado Límite de Servicio. En esta segunda parte se revisa que los hundimientos tanto totales como diferenciales de la cimentación se mantengan dentro de los límites preestablecidos.

RESUMEN DE CAPACIDAD DE CARGA. Para verificar la capacidad de carga por punta de pilotes situados en suelo friccionalmente débil para este problema se trata de lograr:

( Ref. 1 )

cuya expresión general es:

$$Q_u = c \cdot N_c + \gamma D_f \cdot N_q$$

en donde:

$N_c$  y  $N_q$  son los factores de capacidad de carga de Meyerhof.

$\gamma D_f$  es la presión efectiva a la profundidad a la que se encuentra el estrato de apoyo.

Adicionalmente Meyerhof establece que para considerar que el pilote está totalmente empotrado, deberá penetrar en el estrato resistente una profundidad:

$$D' = 4 \cdot B \left[ \tan (45^\circ + \phi/2) \right]^{1/2}$$

Cuando el pilote no penetre en el estrato resistente el valor  $D'$ , sino uno menor, Meyerhof recomienda interpolar linealmente los factores de capacidad de carga entre los correspondientes a pilotes totalmente empotrados y los solamente apoyados, en donde  $D' = 0$ .

Para la evaluación de la capacidad de carga se considerará un factor de seguridad de 3 para carga de operación y de 2 para la combinación con viento.

CARGAS LATERALES SOBRE PILOTES O PILES, SISTEMAS A CEMENTO.

Los temblores de tierra producen ondas sísmicas que ocasionan movimientos en la masa de suelo, causando distorsiones y desplazamientos de dicho suelo en función de su masa específica ( $\rho = \gamma/g$ ), y su rigidez o módulo de elasticidad al corte ( $G = E/2$ ).

El movimiento del suelo se supone que es transmitido a la estructura por una fuerza cortante desarrollada en la base de la estructura ( $V_0$ ), cuya magnitud es una función de la respuesta de la masa de la estructura. Por otro lado el movimiento del suelo se transmite a través de la cimentación por lo que los pilotes o piles estarán sujetos a distorsiones y desplazamientos inducidos por dicho movimiento.

La fuerza cortante  $V_0$ , en la base de la estructura, actúa en la cabeza del pilote ó pila y causa por lo mismo, al nivel "i" (FIG. 7), un desplazamiento horizontal del pilote  $\delta_{p_i}$  opuesto al desplazamiento  $\delta_{s_i}$  del suelo (FIG. 6), el pilote ó pila cederá por la fuerza ejercida contra él por el suelo y en relación a su flexibilidad una cantidad  $\delta_{c_i}$ , por lo que el desplazamiento del pilote ó pila debido a una fuerza aplicada en la cabeza del mismo y a la presión del suelo será:

$$\delta_i = \delta_{c_i} + \delta_{p_i} \quad \text{--- (FIG. 8)}$$

La fuerza ejercida sobre el piloto es proporcional a la cantidad de suelo comprimido contra el asiento en la dirección horizontal, y es igual al desplazamiento relativo entre el suelo y el piloto:

$$\int \delta s_1 = (\delta s_2 + \delta p_1)$$

Definiendo el módulo horizontal de cimentación por unidad de longitud de piloto como:

$$K_{1_1} = \frac{Q_{1_1}}{\delta_1}$$

donde:

$Q_{1_1}$  = Carga horizontal por longitud de piloto.

Por consideraciones teóricas ( Ref. 2), podemos definir:

$$K_1 = \frac{2(1+\nu)}{\sqrt{c}} \cdot G$$

donde:

$\nu$  = Relación de Poisson

$c$  = Módulo de rigidez del suelo.

El problema se resuelve seleccionando puntos a lo largo del piloto en diferentes situaciones de reacción tritónica. "  $d_1$  ".

Por ser la acción del viento instantánea puede considerarse que el peso de cada elemento de piloto se detiene instantáneamente por lo que  $\dot{V} = 0$ , y la tensión de viento se distribuirá de la siguiente manera:

$$K_1 = \frac{3}{\sqrt{2}} \cdot d_1 \cdot i_1 \quad \text{-----}(1)$$

La fuerza ejercida sobre el pilote en los puntos seleccionados está dada por:

$$X_1 = (\sum s_1 - \sum r_1 - \sum c_1) K_1 \quad \text{-----}(2)$$

El desplazamiento horizontal del pilote en el punto medio del estrato  $d_1$ , al nivel  $i$ , debido a las  $X_n$  fuerzas aplicadas en todos los puntos considerados a lo largo del pilote ó pila es:

$$\delta o_1 = \sum i_a \cdot K_2 + \sum i_b \cdot K_3 + \text{-----} + \sum i_1 \cdot K_1 \quad \text{----}(3)$$

(FIG. 5).

donde  $a$  ( $n = a, b, c, \dots, i$ ), representa los puntos medios de los estratos  $a_1$  a lo largo del pilote ó pila.

Despejando  $\delta o_1$  de la ecuación (3), tenemos:

$$\delta o_1 = \sum c_1 - \sum r_1 - \frac{1}{K_1} \cdot X_1 \quad \text{-----}(4)$$

y al sustituyendo (4) en (2) la ecuación de desplazamiento horizontal por el punto  $i$ , al nivel  $i$ , es:

$$(\sum s_1 - \sum r_1) = \sum i_a \cdot K_2 + \sum i_b \cdot K_3 + \dots + (\sum i_1 + \frac{1}{K_1}) \cdot X_1 \quad \text{--}(5)$$

que es la ecuación general de desplazamiento.

Estableciendo ecuaciones similares a la ecuación (5) para cada punto considerado a lo largo del pilote se obtiene un sistema de ecuaciones simultáneas que se selecciona para las  $X_n$  fuerzas de interacción.

Los momentos en los pilotes se calculan con la siguiente expresión :

$$M_i = \sum_n^i m_{i_n} \cdot X_n + M_{p_i} \text{ ----- (6)}$$

donde :

$m_{i_n}$  = Coeficiente de influencia para momentos en el punto i debido a las cargas aplicadas en los puntos n. Este coeficiente es función del modelo de análisis que se supone del pilote o pila. (FIG. 8).

$M_{p_i}$  = Momentos en el pilote ó pila debidos a fuerzas diferentes a las fuerzas  $X_n$

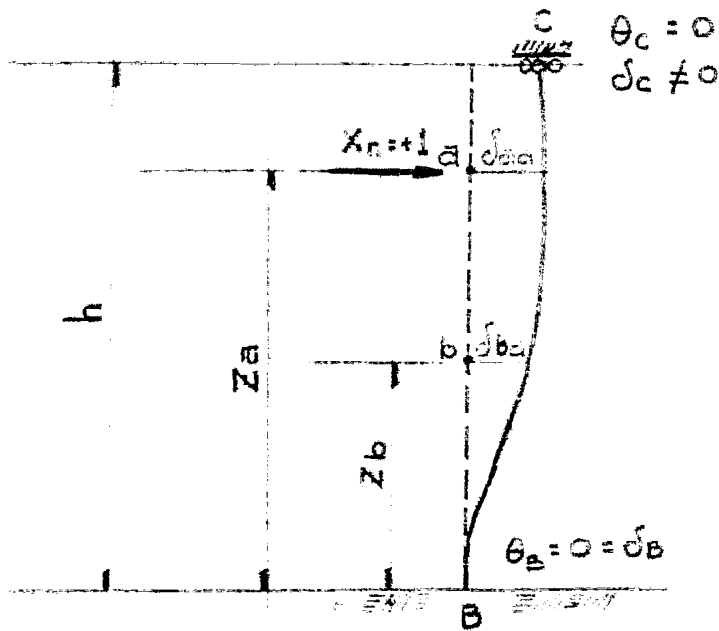
Para nuestro problema se considerará que:

- Durante un movimiento sísmico el estaca sufrirá únicamente un desplazamiento horizontal sin giro.

- La rigidez del suelo proporciona restricción al giro sin desplazamiento lateral a una profundidad de 8.5 m., a partir del nivel de la cabeza del pilote ó pila.

Los datos de la anterior columna se aplican a las secciones de los pilotes:

FIGURA B



donde:

- $h$  = longitud del pilote ó pila en la cual el desplazamiento del suelo afecta el comportamiento del pilote ó pila.
- $X_n$  = distancia a la que se encuentra el punto ciego del sistema  $X_n$ , de la cara del pilote ó pila en la que se cambia el comportamiento.

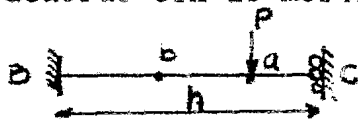


$l_0$  = Distancia entre el punto "b" y la base del pilote ó pil.

$\delta_{ba}$  = Desplazamiento del punto "a" debido a la aplicación de la carga  $X_H = +1$  en el punto "a".

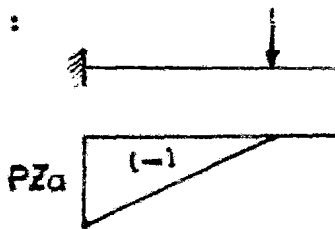
$\delta_{ca}$  = Desplazamiento del punto "c" debido a la aplicación de la carga  $X_H = +1$  en el punto "a".

De acuerdo con lo mostrado en la Figura 8, tenemos que:



Por flexibilidades:

I :



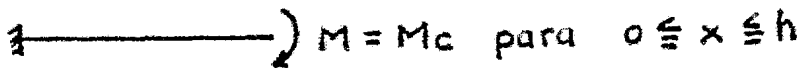
$$M = 0, \text{ para } 0 \leq x \leq h - za$$

$$M = P \cdot x \text{ para } h - za \leq x \leq h$$

$$\theta_{cI} = \frac{1}{EI} \int_{h-za}^h P \cdot x \cdot dx = \frac{1}{EI} \left[ \frac{Px^2}{2} \right]_{h-za}^h$$

$$\therefore \theta_{cI} = \frac{P \cdot za^2}{2EI}$$

II :



$$Mc \quad (-)$$

III :



$$1 \quad (+)$$

$$\theta_{cII} = \frac{1}{EI} \int_0^h Mc \cdot 1 \cdot dx = -\frac{1}{EI} [Mc \cdot x]_0^h$$

$$\therefore \theta_{cII} = -Mc \cdot h$$

por la condición de frontera:  $\theta_c = 0 = \theta_{cI} + \theta_{cII}$

$$\frac{P \cdot Z_a^2}{2EI} - \frac{M_c \cdot h}{EI} = 0 \quad M_c = \frac{P \cdot Z_a^2}{2h}$$

si hacemos  $X_n = \dots$ :

$$M_c = \frac{X_n \cdot Z_a^2}{2h} \quad \text{----- (7)}$$

y tomando momentos con respecto al punto B de la base:

$$M_B = X_n \cdot Z_a - \frac{Z_a^2}{2h} X_n \quad \text{----- (8)}$$

donde los coeficientes (7) y (8), representan los coeficientes de influencia  $m_1$  de la ecuación (6),  $\frac{1}{h}$  en la cabeza y la base del pilote  $\frac{1}{2h}$  respectivamente.

Estableciendo un procedimiento similar, se resuelve para encontrar el desplazamiento en el punto "C", producido por la carga  $X_n$  aplicada en el punto "A", encontrándose la siguiente ecuación:

$$EI \delta_{c3} = \frac{1}{6} \left\{ 3 \cdot Z_a^2 \cdot Z_b^2 - Z_b^3 - \frac{3 \cdot Z_a^2 \cdot Z_b^2}{2h} \right\}$$

por lo que se puede determinar los coeficientes de influencia de la estructura flexible en función de la ecuación (5), la cual al multiplicarse por el desplazamiento en el punto "C", por el

última los desplazamientos en cada apoyo o resorte.

Estableciendo también un procedimiento similar a los anteriores, se resuelve para encontrar el desplazamiento  $\delta_{pi}$  del pilote ó pila producido por la fuerza aplicada en la cabeza de los mismos, encontrándose la siguiente expresión:

$$EI \delta_{pi} = \frac{P}{6} \left\{ \frac{3}{2} \cdot h \cdot Z_i^2 - Z_i^3 \right\} .$$

- CAPACIDAD DE CARGA VERTICAL.

Considerando pilotes de 12 metros de longitud empotrados 5.5 metros, así como los parámetros de resistencia del estrato de apoyo (FIG. 4) y un factor de seguridad de 3 se obtiene una presión de contacto admisible de:

$$q_{ad.} = 400 \text{ ton/m}^2.$$

La presión de contacto admisible  $q_{ad.}$  se obtuvo con la siguiente expresión:

$$q_{ad.} = \frac{q_u}{F.S.}$$

donde:

F.S. = Factor de seguridad.

$q_u$  = Capacidad de carga por pilote, la cual se obtuvo siguiendo el criterio de Meyerhof indicado anteriormente.

- CARGA LATERAL DEL PILOTE ANTE CARGAS VERTICALES.

La capacidad del pilote ante cargas laterales aplicadas en la cabeza del mismo, se estableció estableciendo el modelo de análisis y las propiedades del suelo indicadas en la FIG. 9 y resolviendo el problema de interacción plantado anteriormente, obteniéndose los siguientes resultados: Momento flexionante en la cabeza del pilote de 1.54 ton.-m. Momento flexionante en la base del pilote de 5.57 ton.-m. Desplazamiento en la cabeza del pilote de 0.32 cms.

En la FIG. 11 se muestra un diagrama de momentos flexionantes, que representa el momento en el

pilote.

El análisis numérico para la obtención de la capacidad de carga vertical y el comportamiento del pilote ante cargas laterales, se presenta en el Anexo I.

#### IV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Debido a que los estratos superficiales del suelo no son capaces de soportar las cargas que le impone la estructura, la solución para la cimentación de la esfera de almacenamiento de amoníaco es a base de pilotes de 12 metros de longitud y con una sección transversal de 40 x 40 cms. los cuales tienen una capacidad de carga admisible de 54 tons. para la condición de carga de operación y de 96 tons. para la combinación de carga con sismo.

Ante la acción de cargas verticales exclusivamente, el número de pilotes requeridos bajo cada apoyo es de 4. Debido a la fuerza cortante por sismo que se presenta en la base de cada apoyo (aproximadamente 40 tons), se requiere colocar 6 pilotes bajo cada pata ó apoyo. Lo anterior abedeca a que los pilotes sujetos a una fuerza horizontal de 7 tons. cada uno presentan un desplazamiento en la cabeza de los mismos del orden de 1 cm., el cual está dentro del rango permisible (el desplazamiento máximo permisible para un funcionamiento adecuado de la estructura es del orden de 2 cm.).

Por otra parte es necesario puntualizar, que los pilotes deben diseñarse estructuralmente para que sean capaces de absorber los esfuerzos debidos a los momentos flexionantes (es decir momento que se presenta en la base de los pilotes), y los esfuerzos debidos a las fuerzas cortantes (el momento cortante máximo es de 4.17 tons. en la base de los pilotes), y los esfuerzos debidos a las

ción a los esfuerzos de compresión debido a la carga axial.

## REFERENCIAS

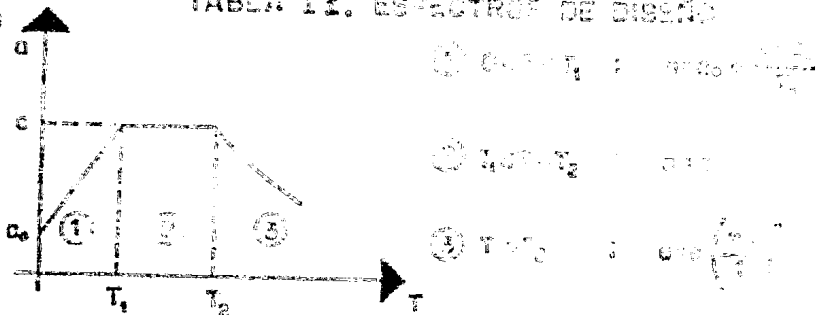
1. HERRERA, D. JULIO. TOMO II  
Teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos.  
Justo Badillo - Rico Rodríguez
2. FOUNDATION ENGINEERING FOR DIFFICULT SUBSOIL CONDITIONS  
Leonard Gevbert.
3. FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN.  
Joseph E. Bowles.
4. MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES. C.F.A.  
TOMO 3.1.3 DISEÑO POR SIEMPRE.



Table 1

Category	Sub-category	Values		
		Value 1	Value 2	Value 3
I. ...	1. ...	...		
	2. ...	...		
	3. ...	...		
	4. ...	...		
Total I.		...	...	
II. ...	1. ...	...		
	2. ...	...		
	3. ...	...		
	4. ...	...		
Total II.		...	...	
Grand Total		...	...	

TABLA II. ESPECTROS DE DISEÑO



donde:

- a : ordenada espectral
- c<sub>0</sub> : ordenada espectral para T = 0
- c : coeficiente sísmico básico
- γ : exponente dimensional
- T : período natural de la estructura o uno de sus modos, en segundos
- T<sub>1</sub> T<sub>2</sub> : períodos naturales que definen la forma del espectro, en segundos

ZONA SISMICA DE LA REPUBLICA	TIPO DE SUELO	c	c <sub>0</sub>	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	γ
A	I	0.28	0.03	0.30	1.8	1.0
	II	0.30	0.045	0.55	2.7	0.7
	III	0.42	0.06	0.75	3.3	0.5
B	I	0.18	0.03	0.30	0.8	1.0
	II	0.20	0.045	0.50	2.0	0.7
	III	0.24	0.06	0.80	3.3	0.5
C	I	0.24	0.04	0.25	0.67	1.0
	II	0.30	0.04	0.45	1.0	0.7
	III	0.36	0.06	0.60	1.7	0.5
D	I	0.42	0.03	0.15	0.55	1.0
	II	0.56	0.04	0.30	1.4	0.7
	III	0.64	0.06	0.45	2.7	0.5

NOTA:

Los ordenadas espectrales que se obtienen son para estructuras del grupo B. Estos deberán multiplicarse por 1.3 en el caso de estructuras del grupo A.

FIGURA I

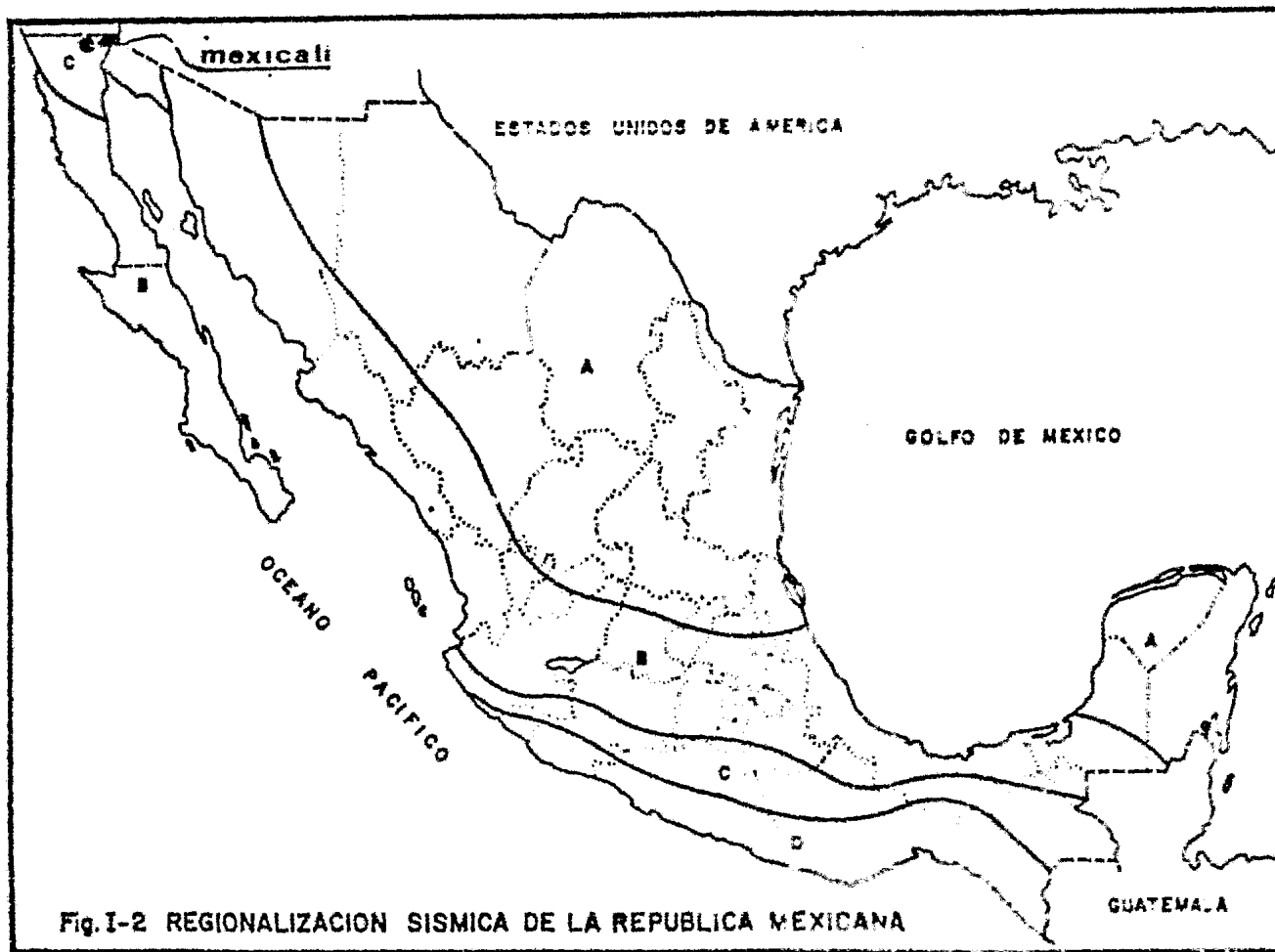


Fig.I-2 REGIONALIZACION SISMICA DE LA REPUBLICA MEXICANA

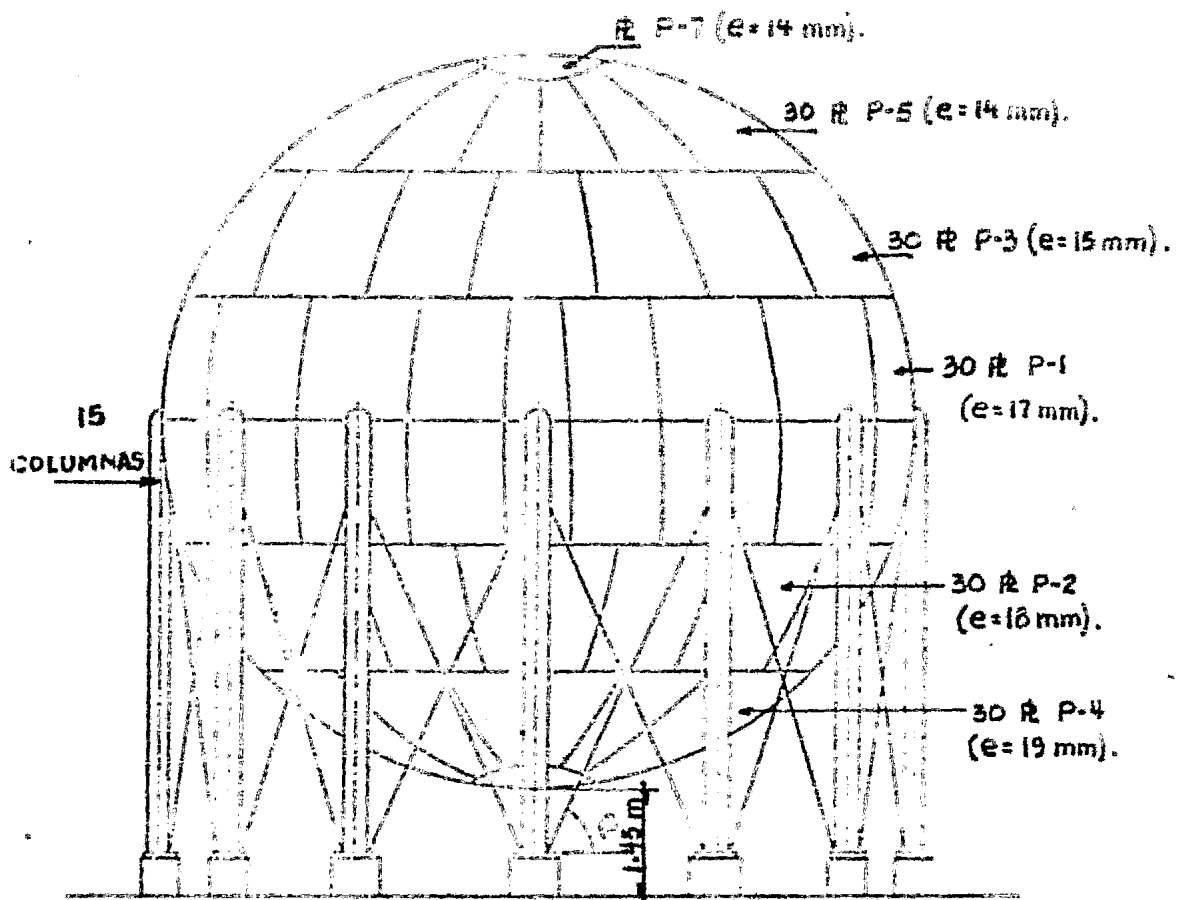


FIGURA 2

ESTRUCTURACION DE CONTRA-ENTEO

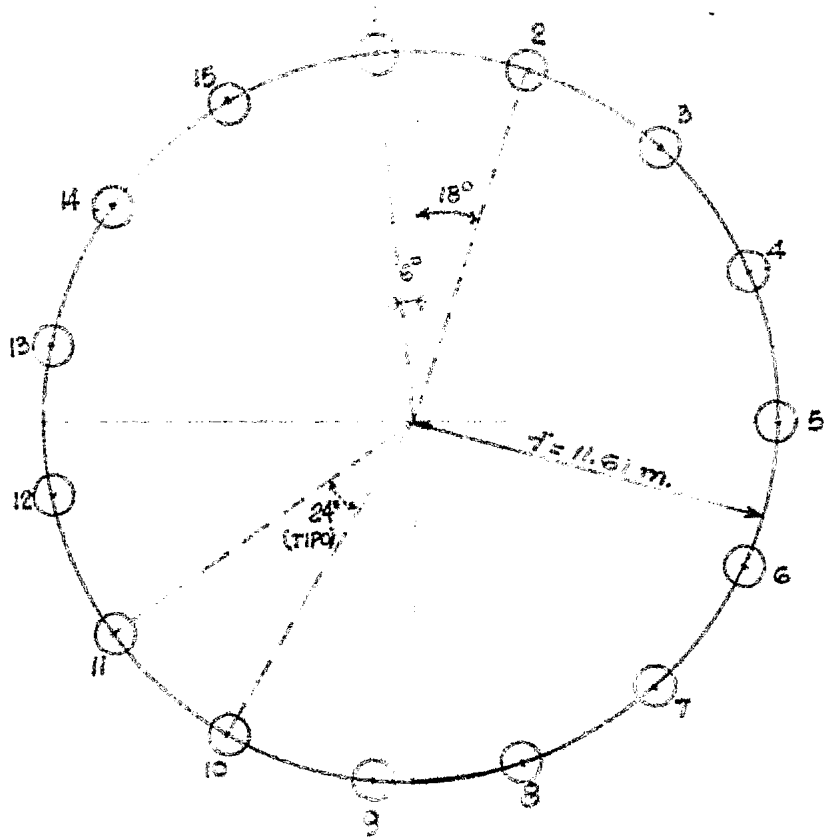


FIGURE 3

ISOLATION OF THE TIP

LOCALIZACION MEXICALI, BAJA CALIFORNIA.

TIPO DE SONDEO MIXTO, SM-I

COTA \_\_\_\_\_

N.A.F. 1 m

FIGURA 1

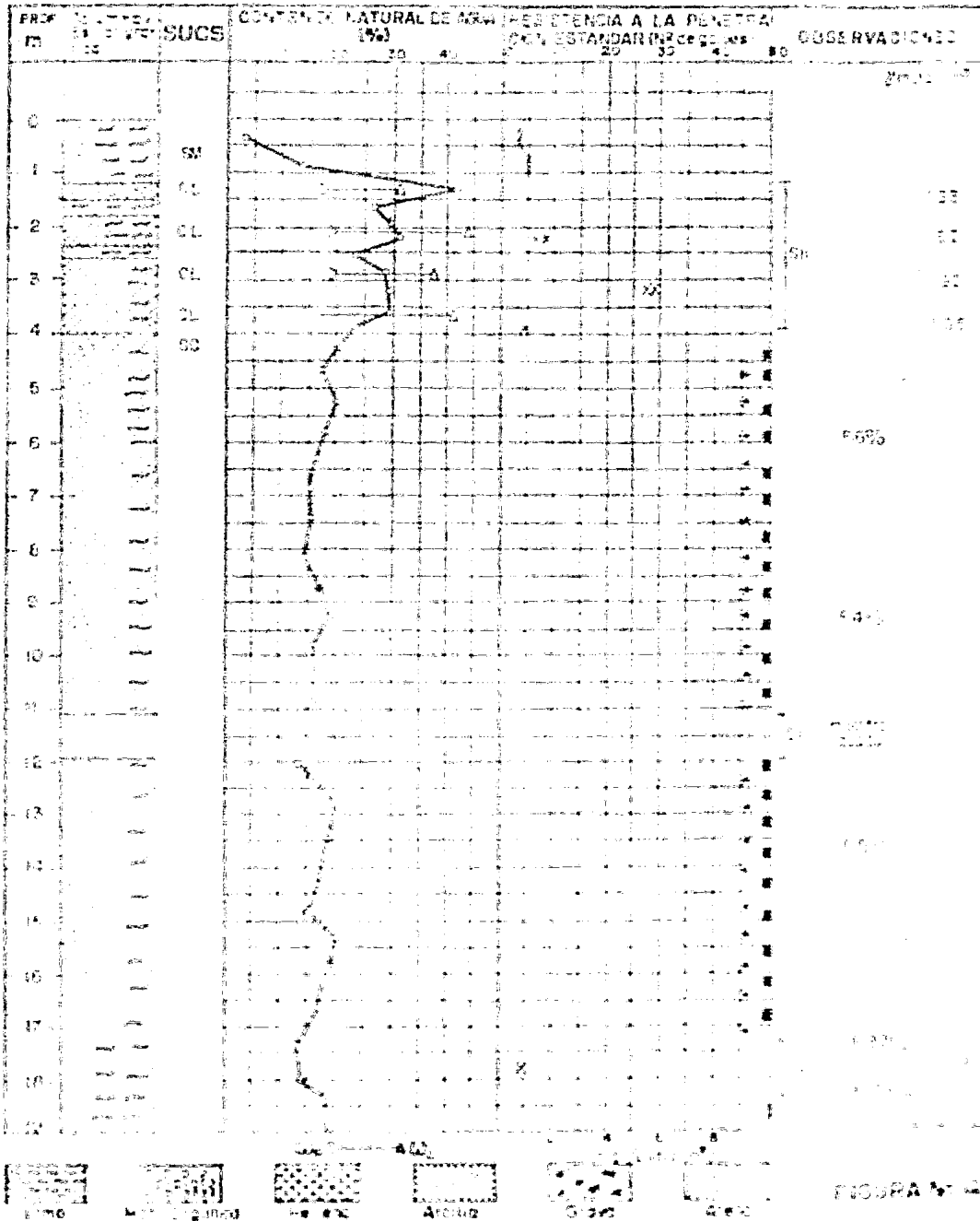


FIGURA 1

FIGURA 4

TIPO DE SONDEO MIXTO, SM-1

COTA

N.A.F. 1m

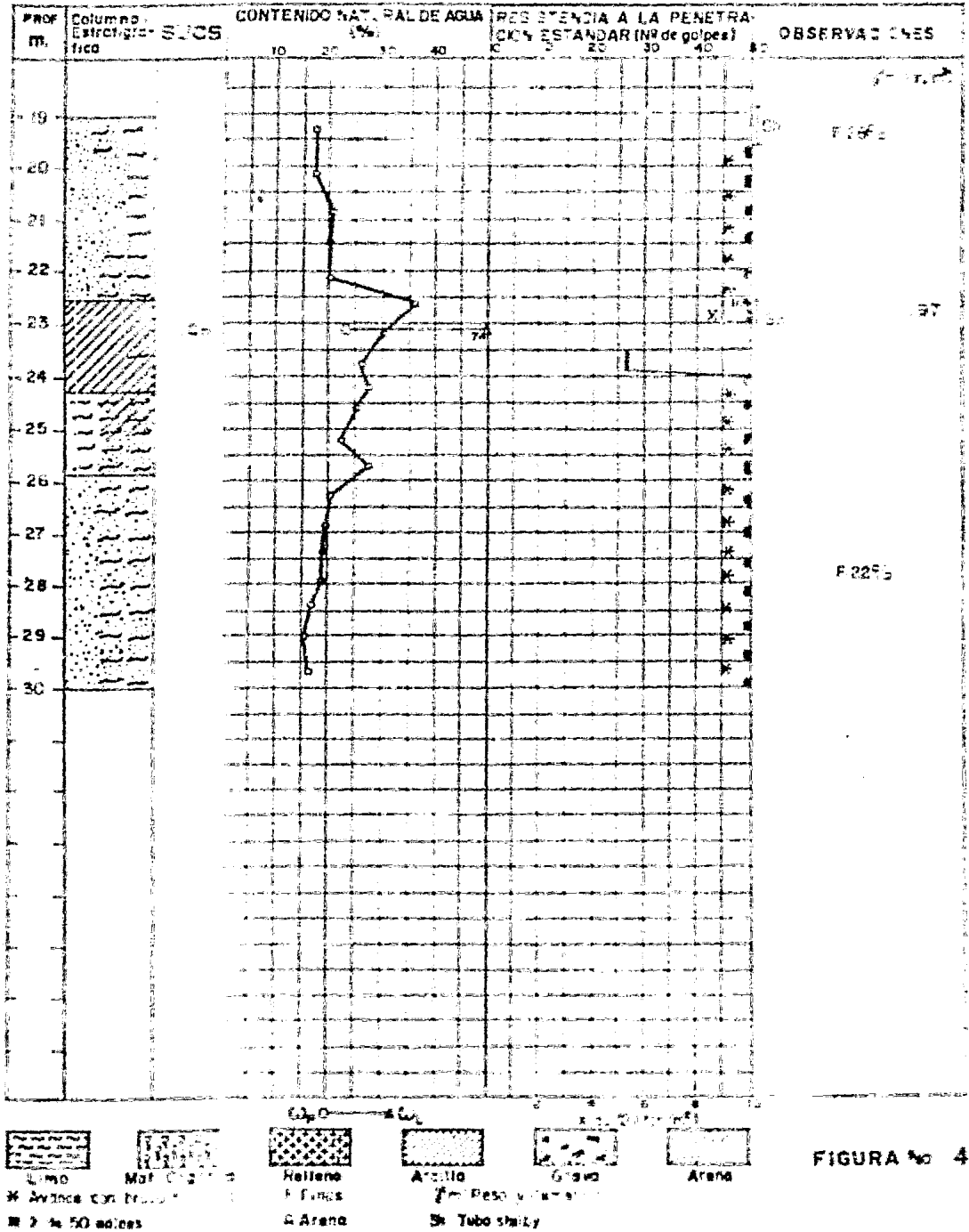


FIGURA No 4

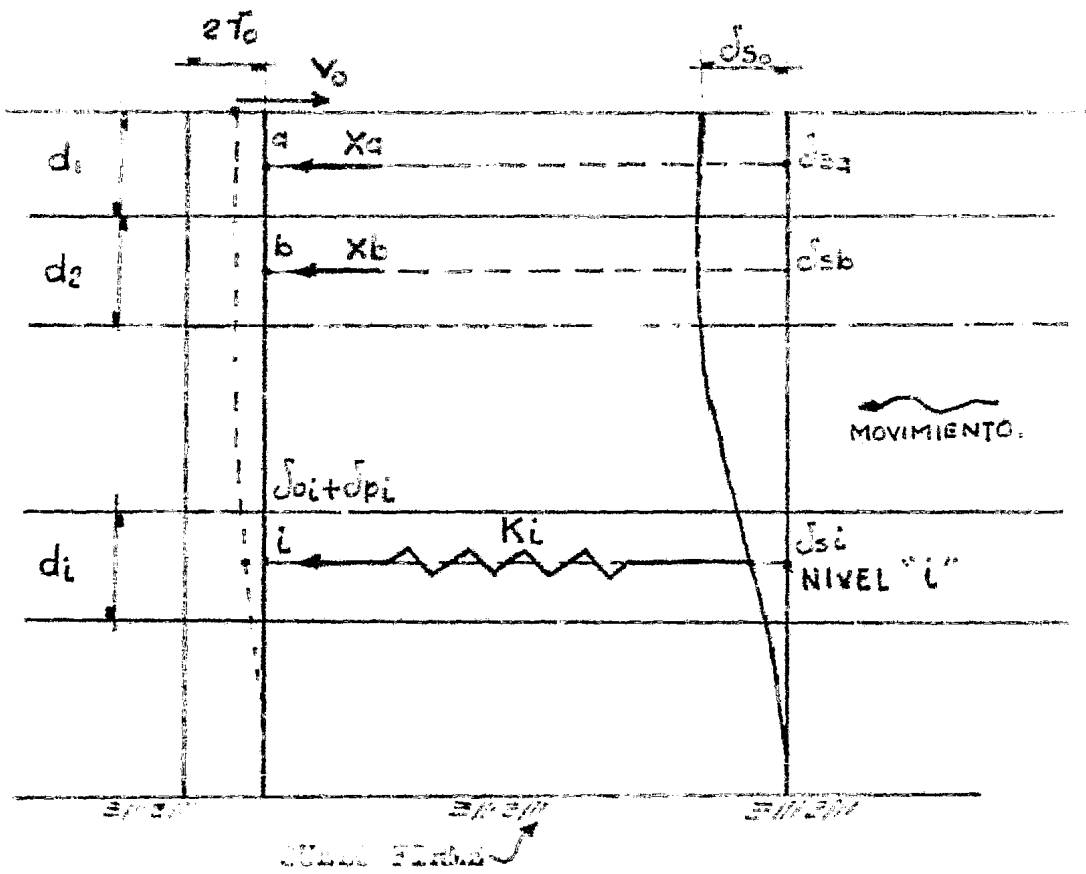
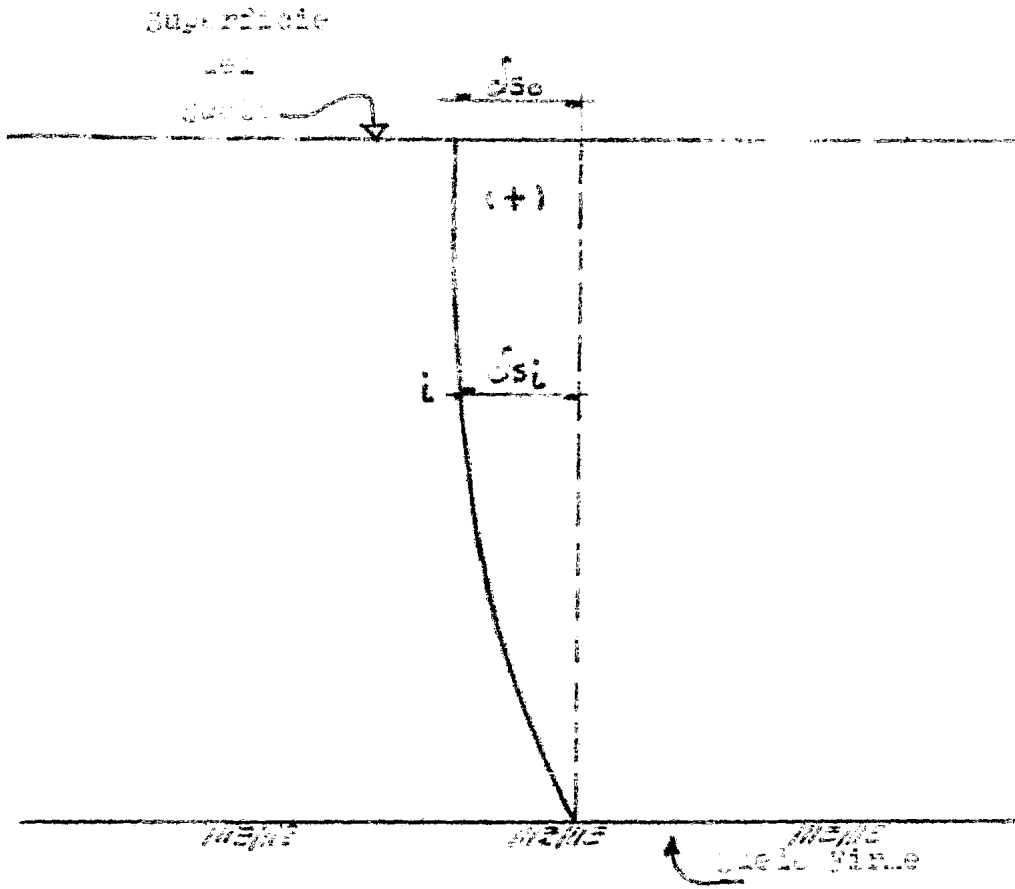


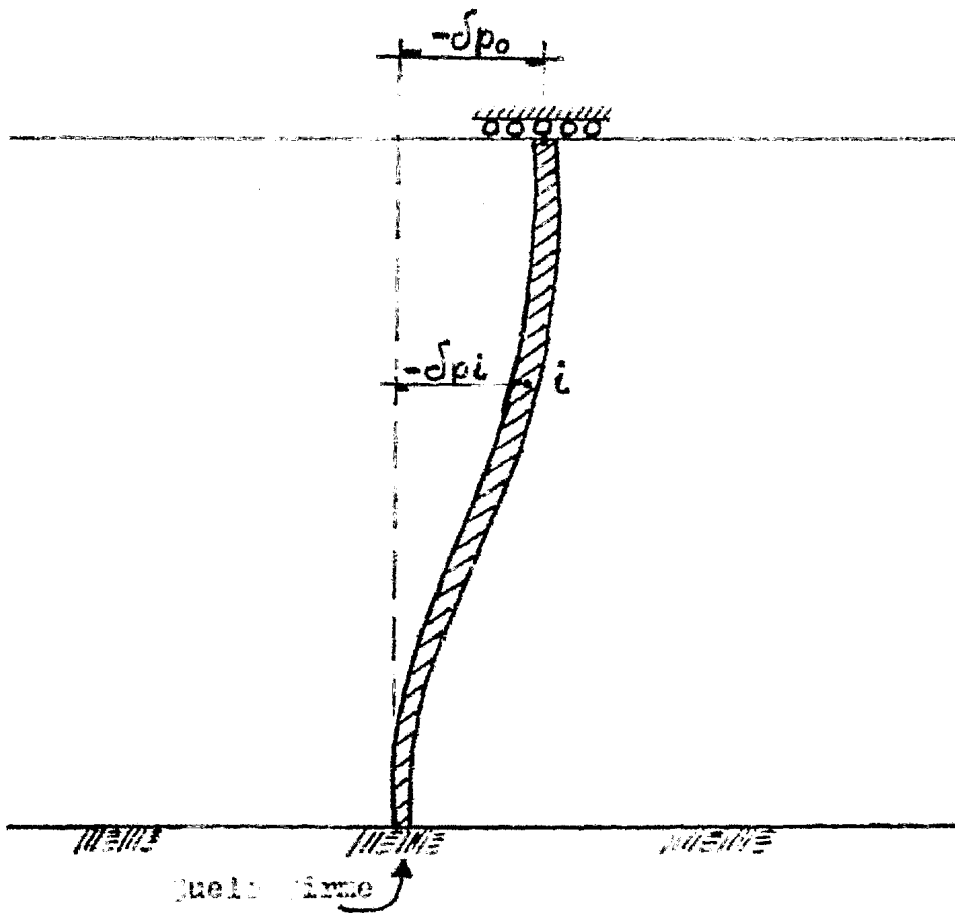
FIGURA 5





DEFORMACION DEL SUELO.

FIGURA 6



DEFORMACION DEL PILOTE.

FIGURA 7

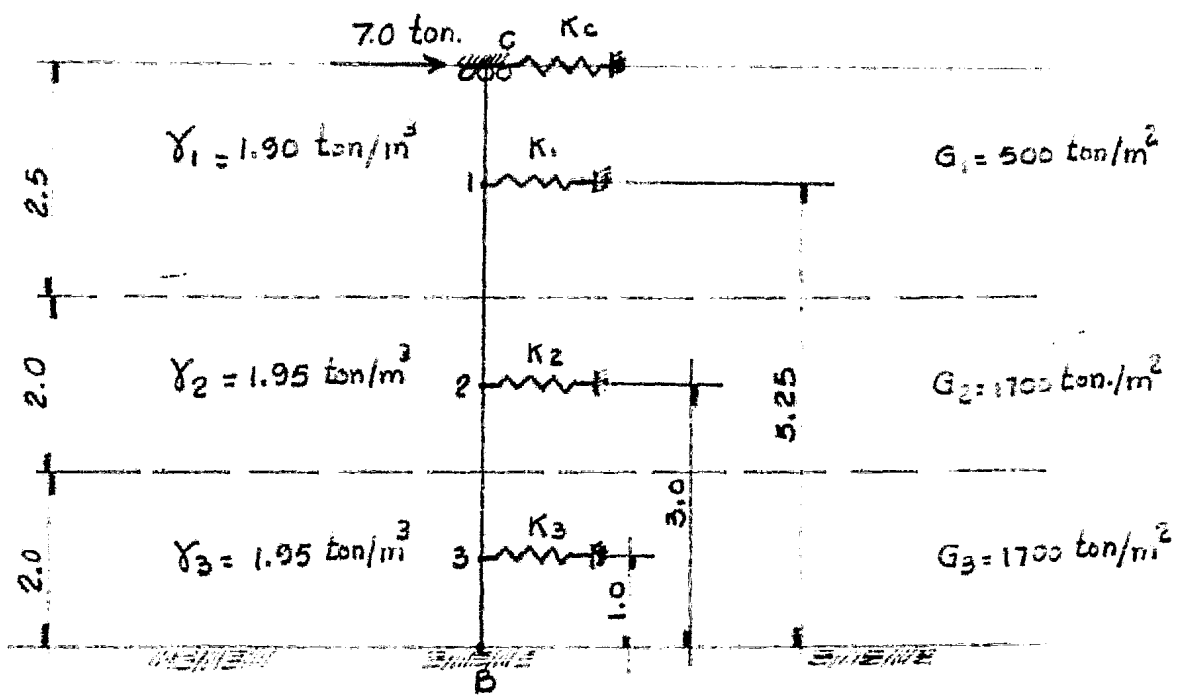


FIGURE 8

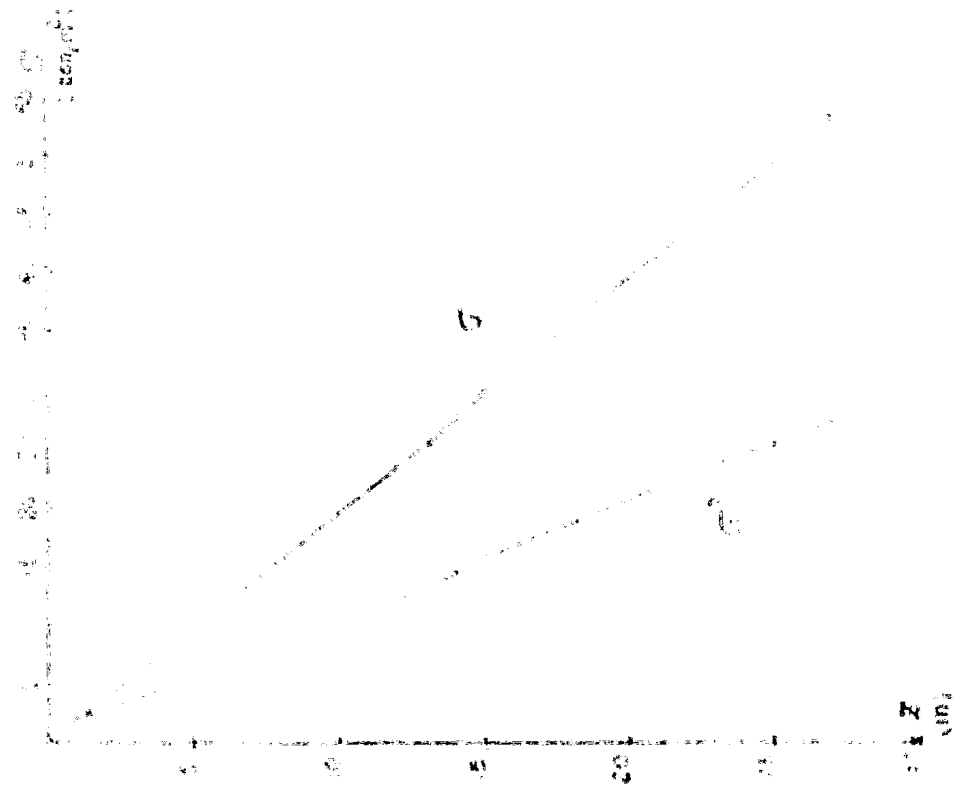
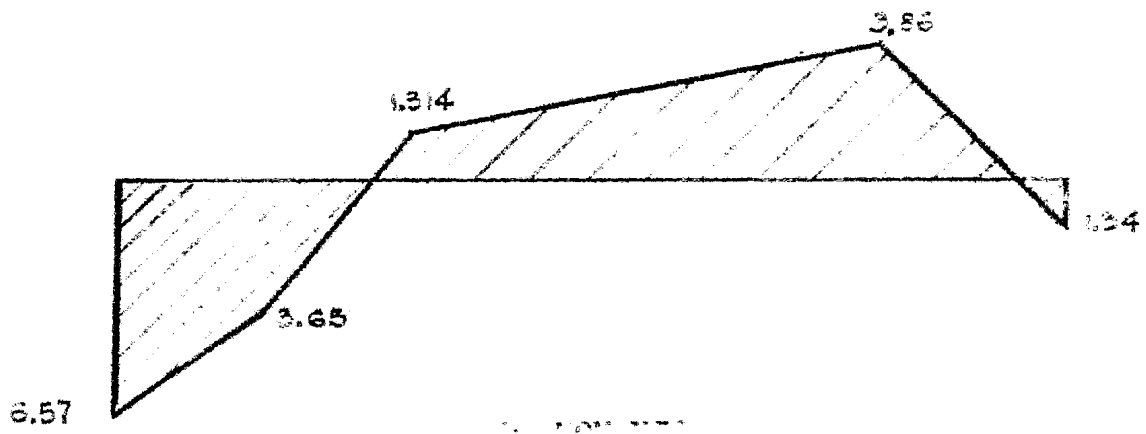
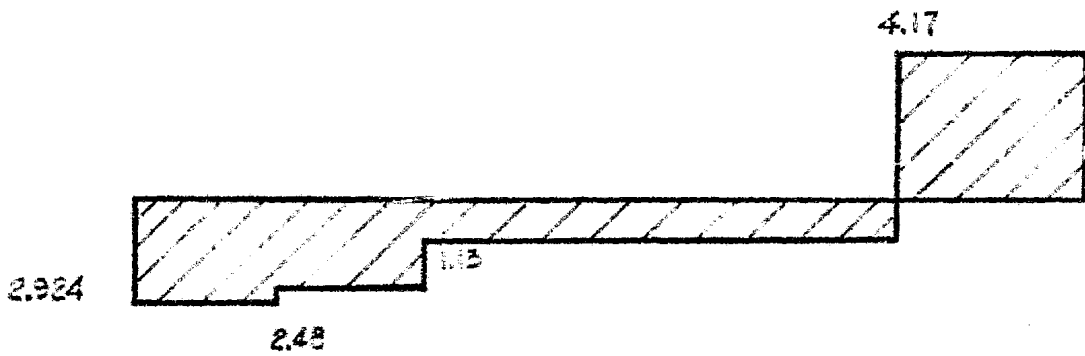


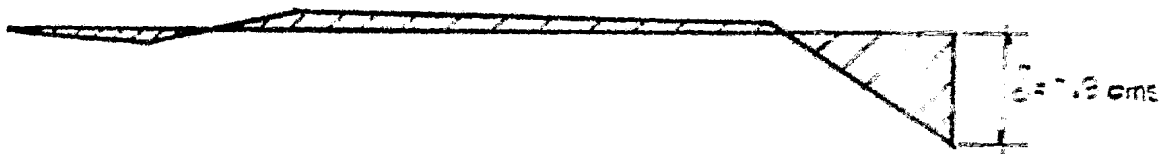
Figure 1: A line graph showing the temperature change over time for three different conditions, labeled A, B, and C. The x-axis represents time in minutes, and the y-axis represents temperature in degrees Celsius. All three series show a steady increase in temperature over time, with series A reaching the highest temperature and series C reaching the lowest.



1. CONTINUED



2. CONTINUED



3. CONTINUED

FIGURE 11

ANEXO C

- ESTIMACION DE LA CARGA VERTICAL DE UNO. VERTICALE.

La capacidad de carga vertical por pilote se calcula utilizando el criterio de Meyerhof. (E.C.F. 1):

$$q_{12} = \gamma D_f^2 i_{q2}$$

donde:

$\gamma D_f$  = presión efectiva al nivel de desplante (Fig. 10).

Parámetros de resistencia del estrato de arena:

Angulo de fricción :  $\phi = 37^\circ$

Cohesión :  $c = 0$

con  $37^\circ$  y entrando a la gráfica VII.14 de la E.C.F. 1 tenemos:

$$N_{q0} = 170 \text{ . Para un } \phi \text{ de } 37^\circ \text{ el } N_{q0} = 4000 \sqrt{N_{q0}}$$

$$N_{q0} = 55 \text{ . Para un } \phi \text{ de } 37^\circ \text{ el } N_{q0} = 6$$

$$i_{q2} = N_{q0} + \frac{\gamma D_f}{1.2} (N_{q0} - N_{q0}) = 106.9$$

Sustituyendo valores:

$$q_{12} = 1213.6 \text{ ton/m}^2$$

con un factor de seguridad de 2, la presión de contacto admisible es:

$$i_{12} = 480 \text{ ton/m}^2$$

Para la estimación de carga y utilidad por pilote se determina la capacidad de D, tenemos:

$$i_{11} = 600 \text{ ton/m}^2$$

La capacidad de carga por punt. de los pilotes será :

$$Q_{ad.} = Q_{ad.} \times A_p \quad \text{en Tons.}$$

donde:

$A_p$  = Área de la sección transversal de la punt. del pilote.

Tabulante para varias secciones tenedor:

Sección cm x cm.	Carga Admisible por pilote (ton.)	
	Operación	Estado
30 x 30	36	34
35 x 35	43	41
40 x 40	64	61
45 x 45	81	78

\* SEPARACION DE LOS TENEDORES DEL PILOTE ANTES DE SER LAS INSTALACIONES

Se necesita conocer el comportamiento de los pilotes bajo los efectos de una carga horizontal de 40 tons. por pilote

(Tabla I.)

Si colocamos 6 pilotes en cada apoyo la fuerza horizontal que tendrá cada pilote será :

$$F_H = \frac{40}{6} = 7.3 \text{ tons./pilote.}$$

Estableciendo nuestro modelo de análisis como se indica en la

Fig. 9, y utilizando pilotes de 40 x 40 cm. y concreto de

$$f'_c = 40 \text{ kg./cm}^2$$

siendo las propiedades del suelo:

- Masa específica:

$$\rho_1 = \frac{\delta_1}{g} = \frac{1.9}{9.81} = 0.1937 \text{ ton. c.c./m}^3$$

$$\rho_2 = \rho_3 = \frac{\delta_2}{g} = \frac{1.95}{9.81} = 0.1988 \text{ " " "}$$

- Módulo Horizontal:

$$K_1 = \frac{3}{\sqrt{2}} \times 500 \times 1.979 = 1989 \text{ ton/m}$$

$$K_2 = K_3 = \frac{3}{\sqrt{2}} \times 1700 \times 2.110 = 7912 \text{ ton/m}$$

$$K_0 = \frac{3}{\sqrt{2}} \times 500 \times 1.988 = 653 \text{ ton/m.}$$

Resolviendo la ecuación (4):  $EI(\bar{\sigma}_{s_1} - \bar{\sigma}_{r_1}) = [\bar{\delta}_{1_1} K_0 + \bar{\delta}_{1_2} K_2 + \dots + (\bar{\delta}_{1_3} + \frac{1}{K_1}) K_1]$  si, para los puntos

0, 1, 2 y 3, y donde:

I = Momento de inercia de la sección transversal del pilote.

$$I = 0.002133 \text{ m}^4$$

E = Módulo de elasticidad del material de los pilotes.

$$E = 1732050 \text{ ton/m}^2$$

por lo anterior  $EI = 3695 \text{ ton-m}^2$ .

CALCULO DE LA PERIODO NATURAL DEL PUNTO:  $\bar{\sigma}_{r_1}$ :

$$\text{- Período natural del suelo: } T = 4 \times \frac{1.1 \times 1.1}{91.81} + 2 \times \frac{1.1 \times 1.1}{21.16}$$

$$T = 0.37 \text{ seg.}$$

- Curva espectral de aceleración: (Tabla 11.1 del 4)

$$a = C_a = 0.81$$

- Aceleración de la superficie del terreno:

$$a_1 = 1.3 \times 0.24 \times 1.14 \times 0.81 = 0.28 \text{ m/c}^2$$



siguiendo el procedimiento de cálculo que se expone en el Artículo III.3 de la Ref. 2, los desplazamientos y esfuerzos horizontales del suelo para los estratos considerados y con una aceleración de  $74 \text{ cm/seg}^2$ , resultan:

Prof. (m)	$d_i$ (m)	$\rho$ (ton.seg <sup>2</sup> /m <sup>3</sup> )	G (ton/m <sup>2</sup> )	$\delta_{e_i}$ (cm)	$\bar{\sigma}_i$ (ton/m <sup>2</sup> )
0.0				0.00137	0.33
2.5	2.5	0.1937	500	0.00094	0.25
4.5	2.0	0.1988	1700	0.00042	0.52
6.5	2.0	0.1988	1700	0.00019	0.53

Entonces :

Deformaciones del suelo al nivel "0" :  $\Sigma \bar{\sigma}_0 = 5.062 \text{ ton-m}^2$

Deformaciones del suelo al nivel "1" :  $\Sigma \bar{\sigma}_1 = 3.473 \text{ "}$

Deformaciones del suelo al nivel "2" :  $\Sigma \bar{\sigma}_2 = 1.951 \text{ "}$

Deformaciones del suelo al nivel "3" :  $\Sigma \bar{\sigma}_3 = 0.702 \text{ "}$

- Cálculo de la deformación del pilote  $\delta_{p_i}$  :

$$\delta_{p_i} = \frac{P}{GEI} \left\{ \frac{3}{2} \cdot h \cdot Z_i^2 - Z_i^3 \right\}$$

Para:

$h = 6.5 \text{ mts.}$  ,  $Z_i = 1.0, 3.0, 5.25 \text{ y } 6.5 \text{ mts.}$  y  $P = 7.5 \text{ Ton.}$

Substituyendo valores:

Punto	$\Sigma (P \cdot \delta_{p_i})$	
0	196.20	ton.-m <sup>2</sup>
1	177.21	"
2	86.81	"
3	10.19	"

- Cálculo del término independiente:  $EI (\delta_{00} - \delta_{10})$

Punto	E.I.
0	201.262 ton.-m
1	147.540 "
2	72.170 "
3	21.70 "

- Cálculo de la matriz de flexibilidades. Haciendo uso de la ecuación (5):

$$\begin{aligned} (\delta_{00} + \frac{1}{K_0}) X_0 + \delta_{01} X_1 + \delta_{02} X_2 + \delta_{03} X_3 &= 201.261 \\ \delta_{10} X_0 + (\delta_{11} + \frac{1}{K_1}) X_1 + \delta_{12} X_2 + \delta_{13} X_3 &= 180.491 \\ \delta_{20} X_0 + \delta_{21} X_1 + (\delta_{22} + \frac{1}{K_2}) X_2 + \delta_{23} X_3 &= 48.331 \\ \delta_{30} X_0 + \delta_{31} X_1 + \delta_{32} X_2 + (\delta_{33} + \frac{1}{K_3}) X_3 &= 13.122 \end{aligned}$$

Los coeficientes de la matriz de flexibilidades se obtienen haciendo uso de la ecuación:

$$EI \delta_{ba} = \frac{1}{6} \left\{ 3 \cdot Z_a \cdot Z_b^2 - Z_b^3 - \frac{3 \cdot Z_a^2 \cdot Z_b^2}{2h} \right\}$$

Valor de  $EI \delta_{00}$  para  $Z_0 = 6.5$ ,  $Z_0 = 6.50$ ,  $h = 22.50$

Valor de  $EI \delta_{01}$  para  $Z_0 = 6.5$ ,  $Z_1 = 5.25$ ,  $h = 20.60$

Valor de  $EI \delta_{02}$  para  $Z_0 = 6.5$ ,  $Z_2 = 4.00$ ,  $h = 18.10$

Valor de  $EI \delta_{03}$  para  $Z_0 = 6.5$ ,  $Z_3 = 2.75$ ,  $h = 14.40$

Valor de  $EI \delta_{11}$  para  $Z_1 = 5.25$ ,  $Z_1 = 5.25$ ,  $h = 16.60$

Valor de  $EI \delta_{12}$  para  $Z_1 = 5.25$ ,  $Z_2 = 4.00$ ,  $h = 14.40$

Valor de  $EI \delta_{13}$  para  $Z_1 = 5.25$ ,  $Z_3 = 2.75$ ,  $h = 11.40$

Valor de  $EI \delta_{22}$  para  $Z_2 = 4.00$ ,  $Z_2 = 4.00$ ,  $h = 12.60$

Valor de  $EI \delta_{23}$  para  $Z_2 = 4.00$ ,  $Z_3 = 2.75$ ,  $h = 9.60$

Valor de  $EI \delta_{33}$  para  $Z_3 = 2.75$ ,  $Z_3 = 2.75$ ,  $h = 7.60$

quedando el sistema de ecuaciones de la siguiente forma :

$$27.44 X_0 + 20.67 X_1 + 10.13 X_2 + 1.46 X_3 = 201.262$$

$$20.67 X_0 + 20.67 X_1 + 9.60 X_2 + 1.40 X_3 = 180.623$$

$$10.13 X_0 + 9.60 X_1 + 6.30 X_2 + 0.99 X_3 = 88.382$$

$$1.46 X_0 + 1.40 X_1 + 0.39 X_2 + 0.72 X_3 = 13.131$$

resolviendo el sistema, las reacciones en los apoyos son:

$$X_0 = 2.830 \text{ Tons.}$$

$$X_1 = 5.300 \text{ "}$$

$$X_2 = 1.354 \text{ "}$$

$$X_3 = 0.444 \text{ "}$$

Los momentos en la cabeza y en la base del pilote, se obtienen con las expresiones (7) y (8) respectivamente:

- Cabeza :  $M_C = -1.34 \text{ ton-m.}$

- Base :  $M_B = 6.57 \text{ ton-m.}$

- Óficio de los desplazamientos del pilote:

En los resortes debido a las fuerzas:  $X_0, X_1, X_2, X_3$  :

$$\begin{Bmatrix} 22.83 & 20.67 & 10.13 & 1.46 \\ 20.67 & 13.01 & 9.60 & 1.40 \\ 10.13 & 9.60 & 6.30 & 0.99 \\ 1.46 & 1.40 & 0.39 & 0.30 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} 2.830 \\ 5.300 \\ 1.354 \\ 0.444 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 168.70 \\ 172.93 \\ 87.95 \\ 13.05 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \delta_0 \text{ (m)} \\ 0.051 \\ 0.047 \\ 0.024 \\ 0.004 \end{Bmatrix}$$

En los resortes debido a la fuerza de 7 ton. aplicada en la cabeza de los pilotes:

$$\delta'_0 = \frac{166.0}{1695} = -0.098 \text{ m.}$$

$$\delta'_1 = \frac{177.0}{1695} = -0.104 \text{ m.}$$

$$\delta_2' = \frac{-86.83}{3695} = -0.023 \text{ m.}$$

$$\delta_3' = \frac{-12.49}{3695} = -0.003 \text{ m.}$$

Desplazamientos finales del pilote en los puntos de apoyo ó resortes :

$$\delta_1 = 0.047 - 0.048 = -0.001 \text{ m.} = 0.1 \text{ cm.}$$

$$\delta_2 = 0.024 - 0.023 = 0.001 \text{ m.} = 0.1 \text{ cm.}$$

$$\delta_3 = 0.004 - 0.003 = 0.001 \text{ m.} = 0.1 \text{ cm.}$$

Cálculo de los desplazamientos en la cabeza del pilote:

Debido a la fuerza de 7.0 ton. en la cabeza:

$$\delta_c' = -0.053 \text{ m}$$

Debido a la fuerza de 2.83 ton en la cabeza:.

$$\delta_c'' = \frac{-195.2}{3695} \times \frac{2.83}{7.0} = 0.021 \text{ m.}$$

Debido a la fuerza de 5.3 ton. en el punto 1:

$$\delta_c''' = \frac{-177.22}{3695} \times \frac{5.3}{7.0} = 0.036 \text{ m.}$$

Debido a la fuerza de 1.354 ton en el punto 2:

$$\delta_c^{IV} = \frac{-86.83}{3695} \times \frac{1.354}{7.0} = 0.003 \text{ m.}$$

Debido a la fuerza de 0.444 ton. en el punto 3:

$$\delta_c^V = \frac{-12.49}{3695} \times \frac{0.444}{7.0} = 0.0004 \text{ m.}$$

Desplazamiento final en la cabeza del pilote:

$$\delta_c = -0.053 + 0.021 + 0.036 + 0.003 + 0.0004 = 0.0074 \text{ m.}$$

Los diagramas de fuerza cortante, momento flexionante y

los desplazamientos del pilote se muestran en la Fig. 11.