



# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

---

---

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN

ALTERNATIVA Y PROCESO CONSTRUCTIVO  
PARA LA CIMENTACIÓN DE TANQUE DE  
ALMACENAMIENTO EN ZONA DE TRANSICIÓN

## T E S I S

PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

**INGENIERO CIVIL**

P R E S E N T A :

**LICONA PÉREZ GUSTAVO**

ASESOR: ING. GABRIEL ÁLVAREZ BAUTISTA



MÉXICO 2014



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.

*A quien sin escatimar esfuerzo alguno ha sacrificado gran parte de su vida, para hacer posible el sueño. A ese ser que me permite seguir con vida, para compartir logros, que al igual son vuestros.*

*Por haber sido mi luz en este recorrido, ese eslabón que fue soldando a mí para seguir formando mi destino, la fuerza intensa que me alentó a seguir, ese sutil grito que me animó a levantarme después de caído.*

*Es humilde y muy sincero el agradecimiento.*

*"La mente que no discierne es como la raíz del árbol: absorbe por igual cuanto toca, incluso el veneno que puede matar."*

# ÍNDICE

## INTRODUCCIÓN

## CAPITULO 1

### 1. ASPECTOS GEOLÓGICOS

## CAPITULO 2

### 2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

- 2.1. Topografía
- 2.2. Colindancia
- 2.3. Objetivos

## CAPITULO 3

### 3. TRABAJO DE EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO

- 3.1. Generalidades
- 3.2. Pozo a cielo abierto
- 3.3. Sondeo con equipo mecánico
- 3.4. Método de penetración estándar
- 3.5. Muestreo con tubo de pared delgada

## **CAPITULO 4.**

### **4. TRABAJOS DE LABORATORIO Y DESCRIPCIÓN ESTRATIGRAFICA DEL SUBSUELO**

- 4.1. Muestreo alterado
- 4.2. Muestreo inalterado
- 4.3. Características estratigráficas y físicas del subsuelo
  - 4.3.1 Coeficiente sísmico
  - 4.3.2 Descripción estratigráfica (sondeo de penetración estándar)
  - 4.3.3 Descripción estratigráfica (sondeo mixto)
  - 4.3.4 Descripción estratigráfica (pozo a cielo abierto)

## **CAPITULO 5.**

### **5. ANALISIS GEOTECNICA**

- 5.1. Solución de cimentación
- 5.2. Cargas de proyecto proporcionadas
- 5.3. Análisis de estabilidad para la alternativa con cajón
  - 5.3.1. Estado de falla general con cajón de cimentación
  - 5.3.2. Estado de falla local con cajón de cimentación
  - 5.3.3. Esfuerzo inducidos por sismo con cajón de cimentación
- 5.4. Revisión de la estabilidad con cajón de cimentación

## 5.5 Determinación de capacidad de carga y asentamiento

5.5.1. Transformación aproximada del problema de Mindlin en problema de Boussinesq.

5.5.2. Procedimiento de cálculo.

5.6. Diseño geotécnico para la segunda alternativa con pilotes de fricción

5.7. Análisis de asentamientos

5.8. Análisis de la excavación

5.8.1. Estabilidad de taludes durante la excavación

5.8.2. Estabilidad del fondo de la excavación

5.9. Consideraciones geotécnicas para diseño estructural

5.9.1. Presión horizontal de tierras sobre muros de contención

5.10. Trabajo estructural de la losa de fondo

## **CAPITULO 6.**

### **6. PROCESO CONSTRUTIVO**

6.1. Pilotes de fricción

6.2. Construcción de la losa de cimentación

## **CONCLUSIONES**

## **ANEXOS**

## **BIBLIOGRAFÍA**

## INTRODUCCIÓN

En los últimos años en el sector de la industria ha tenido un gran auge y esto ha obligado a expandirse para atender la demanda de la sociedad, por ello se proyecta la construcción de un área para colocar diez tanques de almacenamiento, en un predio ubicado en la Av. de la Costeña, en la colonia Santa María Tulpetlac, Municipio de Ecatepec, Estado de México.

El sitio de interés se localiza en la zona denominada de Lago, el predio cuenta con un área aproximada de 373 m<sup>2</sup> aproximadamente.

Se requirió por tanto contar con un estudio de Mecánica de Suelos que considerara la realización de trabajos de campo y gabinete para cumplir con los siguientes objetivos:

- a) Conocer la secuencia estratigráfica del subsuelo del área que abarcará la plataforma para colocar los tanques de almacenamiento.
- b) Determinar las propiedades tanto índice como mecánicas del subsuelo.
- c) Definir la solución de cimentación más adecuada para los apoyos.
- d) Emitir las recomendaciones para el diseño y construcción de las cimentaciones.

El presente estudio de mecánica de suelos está estructurado de la siguiente forma:

## **CAPITULO 1. ASPECTO GEOLÓGICOS**

Se presenta la conceptualización desde el punto de vista geológico de la formación del lago de Texcoco donde se ubicará los tanques de almacenamiento.

## **CAPITULO 2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO**

Este segundo apartado nos menciona las características del proyecto así como el peso propio de la infraestructura que transmitirá al suelo.

## **CAPITULO 3. TRABAJOS DE EXPLORACIÓN**

Se describen los trabajos de exploración directa realizados, se indica el tipo de sondeo, profundidad alcanzada y procedimientos aplicados.

## **CAPITULO 4. TRABAJOS DE LABORATORIO**

Se describen las pruebas y ensayos efectuados en el laboratorio a las muestras obtenidas de los sondeos realizados.

## **CAPITULO 5. ESTRATIGRAFIA**

Se describe la estratigrafía del sitio basada en los resultados de los trabajos de exploración y laboratorio.

## **CAPITULO 6. PROPUESTA DE SOLUCIÓN**

El tema central de este capítulo se basa en los estudios obtenidos anteriormente y con ello propone la solución de la cimentación para dicho proyecto.



## **CAPITULO 7. CIMENTACIÓN PROPUESTA**

Se presenta la metodología utilizada para la definición de la solución de la cimentación que considera el cumplimiento del estado límite de falla y el estado límite de servicio, de acuerdo a los lineamientos que marca el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

### **CONCLUSIONES**

Finalmente, se emiten las conclusiones y recomendaciones generales que deberán considerarse para la construcción de la cimentación.

## **CAPITULO 1. ASPECTOS GEOLÓGICOS**

Al oriente del Valle de México existía un sistema de lagos, que en la época prehispánica fueron objeto de la formación de islas artificiales en las zonas bajas de los mismos, con el propósito de ganar tierras para el cultivo; lo anterior, aunado a que en el siglo XVII la ciudad fue objeto de innumerables inundaciones, motivó la construcción sucesiva de obras de drenaje y la urbanización del valle, lo que propició la desaparición casi total de los lagos de Zumpango, Xaltocan, Texcoco, Xochimilco y Chalco que formaban la cuenca lacustre del valle de México.

Una característica singular de este sistema de lagos era el carácter distinto de sus aguas; mientras que los lagos de Xochimilco y Chalco estaban formados con aguas dulces, las aguas de Texcoco, Zumpango y Xaltocan eran salobres.

Los antiguos pobladores de las riberas y los islotes de estos tres últimos lagos se dedicaban a la explotación de sal, que obtenían mediante la evaporación del agua del lago.

El ex-lago de Texcoco se ubica al noreste de la Ciudad de México y zonas aledañas, presenta topografía prácticamente plana con algunos promontorios aislados como el Cerro del Peñón, Peñón del Márquez y Cerro de Chimalhuacán. Hacia el Este del lago se levantan las Sierras de Calpulapan y Río Frío y hacia el Oeste la Sierra de Guadalupe. La transición entre estas zonas es gradual hacia el Oriente y abrupta hacia la Sierra de Guadalupe y el Cerro de Chimalhuacán.

Las formaciones del subsuelo del ex-lago de Texcoco son similares a las que existen en la Ciudad de México que son: Costra Superficial, Formación Arcillosa Superior, Capa Dura, Formación Arcillosa Inferior y Depósitos Profundos. Las características principales de cada formación se presentan a continuación:

**Costra Superficial:** está constituida por arcillas consolidadas por desecación, limos y arenas. En algunas zonas donde el lago es virgen, esta capa no existe o tiene un espesor muy pequeño; presenta grietas de tensión que alcanzan hasta 4.0 m de profundidad, algunas de las cuales están rellenas con material que transporta el viento o la lluvia.

**Formación Arcillosa Superior:** está formada por arcillas muy compresibles con algunos lentes de arena, limo y vidrio volcánico; el espesor de esta formación va desde 17.0 m en la zona norte y poniente, hasta más de 40 m una característica de esta formación es la presencia de un lente de arena negra en estado suelto cuyo espesor varía entre 0.20 y 2.0 m y cuya posición varía entre 3.0 y 8.0 m en las zonas norte, oriente y poniente, que se profundiza hasta 12.0 m.

**Capa Dura:** esta capa es de menor espesor en el Lago de Texcoco que el que se presenta en la Ciudad de México, varía desde 3.50 m hasta prácticamente desaparecer en Ciudad Nezahualcoyotl; está constituida por suelos limo arenosos y arenosos de resistencia variable.

**Formación Arcillosa Inferior:** Está constituida por arcilla lacustre que presenta menor contenido de agua, mayor resistencia y menor deformabilidad que la Arcilla Superior y se encuentra intercalada por lentes de limo, arena y vidrio volcánico.

El espesor varía entre 20 m en el centro del lago hasta desaparecer en las cercanías de los cerros.

**Depósitos Profundos:** Están constituidos por limos y arenas limosas compactas y se ubican a profundidades que van desde 24 m en la Oriente hasta más de 65 m.

Bajo los Depósitos Profundos se presentan: **la Tercera Formación Arcillosa**, los **Depósitos Profundos Inferiores** y **la Cuarta Formación Arcillosa**, de las cuales no se tienen registros de las propiedades mecánicas, aunque se sabe que a mayor profundidad disminuye el contenido de agua, aumenta la resistencia y disminuye la compresibilidad.

## CAPITULO 2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El proyecto arquitectónico contempla la construcción de una plataforma para colocar diez tanques de almacenamiento de productos químicos en estado liquido, por lo cual se requiere que se garantice su estabilidad, y para evitar que los asentamientos que se puedan generar puedan ocasionar posibles fugas o problemas de comportamiento con las instalaciones de estos.

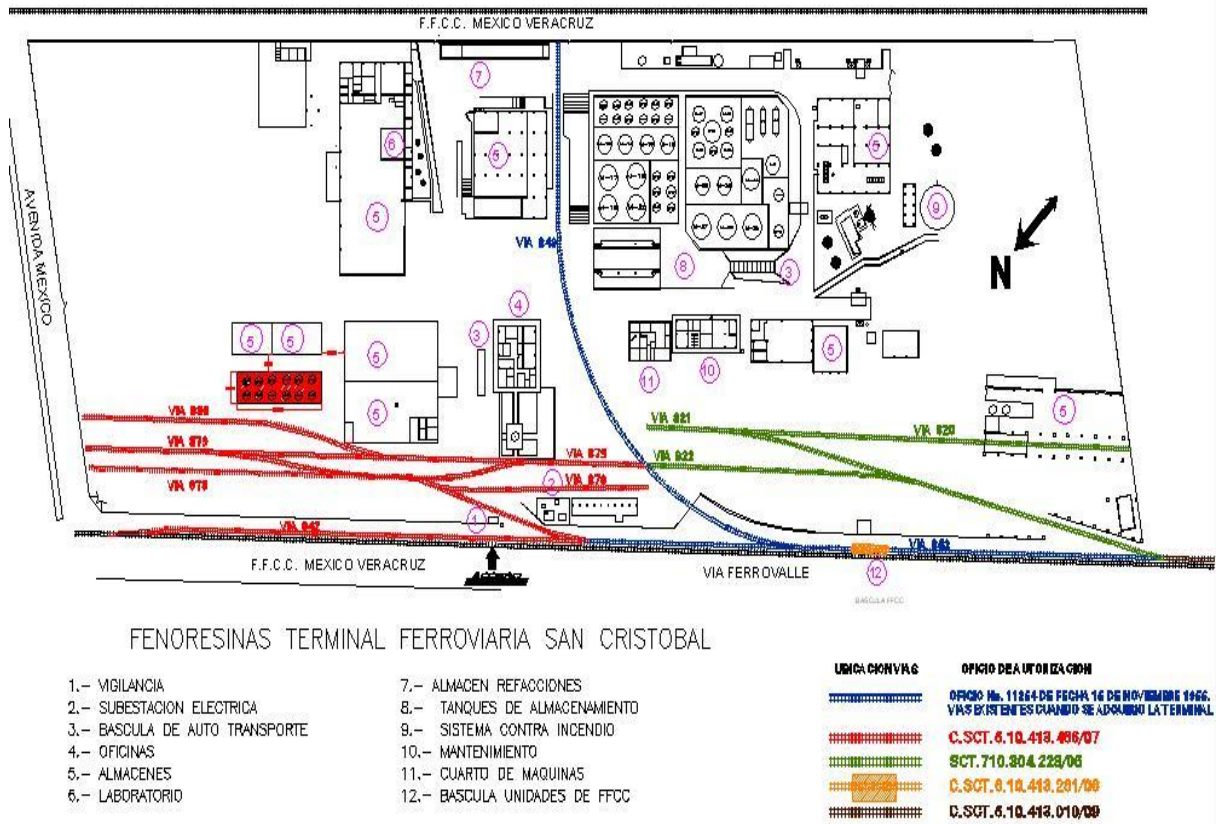


FIGURA 1. PLANTA GENERAL.

## **2.1. Topografía**

La topografía del terreno sensiblemente plana, el área analizada es de 373 m<sup>2</sup> aproximadamente.

Actualmente en el área analizada se tiene solamente pavimentos de asfalto y de concreto.

## **2.2. Colindancias**

Al oriente colinda con almacenes de la empresa Feno Resinas se encuentran dentro de la fábrica.

Al sur colinda con una estructura de doble altura destinada para almacenamiento, que se encuentra separado por 8 m.

Al norte con área sin construir.

Al poniente con vías del tren para la llegada de vagones con producto químico, se encuentra separado por 6 m, figura 3.

## **2.3. Objetivo**

Con objeto de establecer la factibilidad de construcción de una plataforma para colocar diez cilindros de almacenamiento; y consignar el tipo de cimentación más apropiado para éste, se realizó un estudio de Mecánica de Suelos consistente en exploración y muestreo de los depósitos superficiales y profundos del subsuelo del sitio de interés, pruebas de laboratorio en las muestras obtenidas y análisis de resultados.

En esta investigación se presenta la descripción de los trabajos realizados, se reportan los resultados obtenidos, se consignan las recomendaciones para diseño y construcción de la alternativa de cimentación que se juzga más adecuada para la estructura proyectada, y se proporcionan las recomendaciones generales que deberán implementarse para la construcción de este.

Dentro de las recomendaciones generales se establecerán los lineamientos para el proceso constructivo de la excavación requerida. En el Anexo I se presenta un reporte fotográfico de los trabajos realizados.

## **CAPITULO 3. TRABAJO DE EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO**

### **3.1. Generalidades**

Con el objeto de conocer las características estratigráficas y físicas del subsuelo hasta la profundidad en que son significativos los esfuerzos producidos por las cargas que transmitirá la estructura que se proyecta construir, se realizó la siguiente exploración:

Se efectuaron dos sondeos profundos, uno de los cuales fue de penetración estándar y otro de tipo mixto, ambos realizados a 20 m. de profundidad, el mixto se realiza combinando el muestreo inalterado empleando el muestreador de pared delgada tipo Shelby con el muestreo alterado con la herramienta de penetración estándar. Con los tubos Shelby se obtendrán muestras inalteradas, mientras que con el tubo de penetración estándar se obtendrán muestras representativas alteradas y se medirá el número de golpes necesarios que oponen los materiales a ser atravesados que permitirá determinar el índice de resistencia de estos.

**Se excavaron dos pozos a cielo abierto a profundidades a 2.0 m** con respecto al nivel actual del terreno, obteniendo muestras cúbicas inalteradas de los materiales representativos y determinando la estratigrafía en las paredes de los pozos.

El control y la coordinación de los trabajos de campo fueron supervisados por un ingeniero especialista en Mecánica de Suelos.

La ubicación dentro del predio de los pozos y de los sondeos realizados en el predio en estudio se muestra en la figura 5.



### **3.2. Pozos a cielo abierto**

Este sondeo es de los comúnmente empleados y recomendados para determinar las propiedades del subsuelo, debido a que las muestras obtenidas son prácticamente inalteradas.

El procedimiento consiste en realizar excavaciones a cielo abierto dentro del predio en estudio de exactamente 0.8 m. x 1.50 m. y una profundidad tal (2.00 m. – 2.10 m.), que permita determinar las características de los depósitos superficiales (rellenos) y la profundidad a la que se tiene el N.A.F. (Nivel de Agua Freática) que en este caso no se detecto.

Los perfiles estratigráficos de los pozos a cielo abierto excavados y los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras cúbicas obtenidas de los mismos, se presentan en las figuras 5 y 6 del Anexo.

### **3.3. Sondeo con equipo mecánico**

Se efectuaron en el sitio de interés dos sondeos profundos, uno de Penetración Estándar y otro de tipo Mixto a 20 m de profundidad cada uno, denominados SPT-1 y SM-1, obteniendo datos confiables de los depósitos profundos, que serán de gran ayuda en el cálculo de la capacidad de carga y de los asentamientos máximos esperados.

### **3.4. Método de penetración estándar**

Con este método se obtienen principalmente muestras alteradas de suelo, la importancia y utilidad mayores de la prueba de penetración estándar radican en las correlaciones realizadas en el campo y en el laboratorio en diversos suelos, sobre todo en arenas, que permiten relacionar aproximadamente la compacidad, el ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) en arenas y el valor de la resistencia a la compresión simple ( $q_u$ ) en arcillas.



MUESTREADOR DE PENETRACION ESTANDAR EMPLEADO

La prueba se realiza dejando caer un martillo que pesa 63.5 Kg. sobre la barra de perforación, desde una altura de 76 cm. El número de golpes N necesarios para producir una penetración de 30 cm. se considera la resistencia a la penetración.

Para considerar la falta de apoyo, los golpes de los primeros 15 cm. de penetración no se toman en cuenta; los necesarios para aumentar la penetración de 15 a 45 cm. constituyen el valor de N.

En el caso de las arenas, los valores obtenidos de N son bastante seguros como para usarlos en el proyecto de las cimentaciones, en el caso de las arcillas

plásticas, los valores de N deben tomarse con criterio pues no son tan dignos de crédito.

A continuación se presenta una tabla que correlaciona el número de golpes con la compactación relativa, en el caso de las arenas, y la consistencia, en el caso de las arcillas, según Terzaghi y Peck:

**Correlación entre la resistencia a la penetración y las propiedades de los suelos a partir de la prueba de penetración estándar**

<b>ARENAS (BASTANTE SEGURAS)</b>	
<b>No. DE GOLPES POR 30 CM. N</b>	<b>COMPACIDAD RELATIVA</b>
0 - 4	MUY SUELTA
5 - 10	SUELTA
11 - 30	MEDIA
31 - 50	COMPACTA
MAS DE 50	MUY COMPACTA

<b>ARCILLAS (RELATIVAMENTE INSEGURA)</b>	
<b>No. DE GOLPES POR 30 CM. N</b>	<b>CONSISTENCIA</b>
MENOS DE 2	MUY BLANDA
2 - 4	BLANDA
5 - 8	MEDIA
9 - 15	FIRME
15 - 30	MUY FIRME
MAS DE 30	DURA

### **3.5. Muestreo con tubo de pared delgada**

Con este método se obtienen muestras inalteradas del suelo mediante el hincado a presión de tubos shelby de 4" (10.16 cm) de diámetro los cuales se protegieron en sus extremos con una mezcla de brea y cera derretida, para evitar pérdidas de humedad. Aunque en Mecánica de Suelos se habla de muestras "*inalteradas*" se debe entender en realidad un tipo de muestra obtenida con cierto procedimiento que trata de hacer mínimos los cambios en las condiciones de la muestra "*in situ*", sin interpretar la palabra en su sentido literal.



MUESTREADOR DE PARED DELGADA O TUBO SHELBY

La aclaración anterior se debe a que la muestra obtenida con esta herramienta alterará inevitablemente las condiciones de esfuerzo que está tiene con relación al material que la rodea. Sin embargo con este procedimiento, y gracias a una corrección que se hace en el desarrollo de los cálculos, los datos que se obtienen son de gran confiabilidad.

El procedimiento consiste en hincar el tubo de pared delgada en el suelo aplicándole una presión constante, y para alcanzar un grado de alteración mínimo nunca deberá hincarse a golpes o con cualquier método dinámico.

En suelos muy blandos y con alto contenido de agua, estos tubos no logran extraer la muestra, esto se evita hincando lentamente el tubo y una vez lleno se deja en reposo cierto tiempo antes de extraerlo.

Para el caso de arenas, en especial las situadas abajo del N.A.F., se tiene una mayor dificultad para obtener la muestra, por lo que se recomienda no utilizar este método, sino de preferencia el de penetración estándar.

El sondeo mixto se realizó combinando el muestreo inalterado utilizando el muestreador Shelby, con el muestreo alterado mediante la realización de la prueba de penetración estándar. El muestreador Shelby es un tubo de acero de pared delgada, de 4" (10.16 cm) de diámetro y un metro de longitud, con el extremo inferior afilado, y unido por el superior a un cabezal con una válvula que permite el alivio de presión durante el hincado y que se cierra durante la extracción; se hincan a presión 80 cm, con velocidad constante, dejando una longitud de 20 cm donde se alojan los azolves que pudieran tenerse en el fondo de la perforación. En algunos casos se realizó avance sin recuperación con broca tricónica, hasta atravesarlos y poder hincar el tubo nuevamente.

En las figuras 7 y 8 se presentan los registros de campo de los sondeos realizados, y en las figuras 9 y 10 se muestran los perfiles estratigráficos de los mismos realizados en el interior del predio.

## **CAPITULO 4. TRABAJOS DE LABORATORIO Y DESCRIPCIÓN ESTRATIGRAFICA DEL SUBSUELO**

Las pruebas de laboratorio se realizaron siguiendo las especificaciones establecidas en el Manual de Laboratorio de la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

Una vez obtenidas las muestras, se emplearon para obtener las propiedades índice y mecánicas del suelo. En el siguiente cuadro se relacionan las pruebas de laboratorio que se realizaron en las muestras obtenidas, de acuerdo al tipo de muestra:

### **4.1. Muestras alteradas**

A las muestras representativas alteradas se les efectuaron las siguientes pruebas de laboratorio:

#### **Propiedades Índice**

- 1.- Clasificación Visual y al Tacto
- 2.- Contenido de Humedad
- 3.- Análisis Granulométrico
- 4.- Límites de Consistencia o de Atterberg
- 5.- Densidad de Sólidos

## **4.2. Muestras inalteradas**

A las muestras cúbicas inalteradas se les realizaron las siguientes pruebas:

### **Propiedades Índice**

- 1.- Clasificación Visual y al Tacto
- 2.- Contenido de Humedad
- 3.- Análisis Granulométrico
- 4.- Límites de Consistencia o de Atterberg
- 5.- Densidad de Sólidos

### **Propiedades Mecánicas**

- 1.- Resistencia al Esfuerzo Cortante
  - a) Compresión Simple
  - b) Compresión Triaxial Rápida UU
- 2.- Compresibilidad (Consolidación Unidimensional)

Para ubicar las muestras dentro del Sistema Unificado de Clasificación de Suelo (SUCS), se separaron mediante vía húmeda las partículas menores que la malla No. 200 y mediante tamices las gravas y las arenas que forman a cada muestra.

En las porciones finas, menores que la malla No. 40 se determinaron los límites de consistencia. Con los resultados obtenidos se clasificaron las muestras del suelo, los resultados se muestran en las figuras del Anexo II.

Para conocer los parámetros de resistencia del suelo, se efectuaron en muestras inalteradas ensayos de compresión axial no confinada y compresión triaxial no consolidada-no drenada (pruebas UU).



La resistencia en compresión triaxial, se determinó ensayando las probetas en un marco de carga.

En las figuras del Anexo II se presentan los registros de laboratorio y las gráficas de esfuerzo- deformación unitaria de las pruebas de compresión no confinada realizadas, y de la determinación del peso volumétrico natural.

La ley de resistencia definida por la envolvente de los círculos de Mohr correspondientes a los estados de esfuerzo desviador máximo, obtenidos en pruebas de compresión triaxial no consolidada - no drenada, UU, así como los registros de laboratorio y las gráficas de esfuerzo-deformación unitaria, de las pruebas UU, se presentan en las figuras del Anexo II.

El comportamiento deformacional del estrato compresible que se verá afectado por la construcción de la estructura se obtuvo efectuando en muestras inalteradas la prueba de consolidación unidimensional.

Los parámetros de compresibilidad del suelo, se obtuvieron por medio de pruebas de consolidación estándar realizadas en el sondeo profundo cercano al sitio de interés. En las figuras del Anexo II se presentan las curvas de compresibilidad, y los registros de laboratorio de las pruebas de consolidación realizadas.

# CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRAFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO

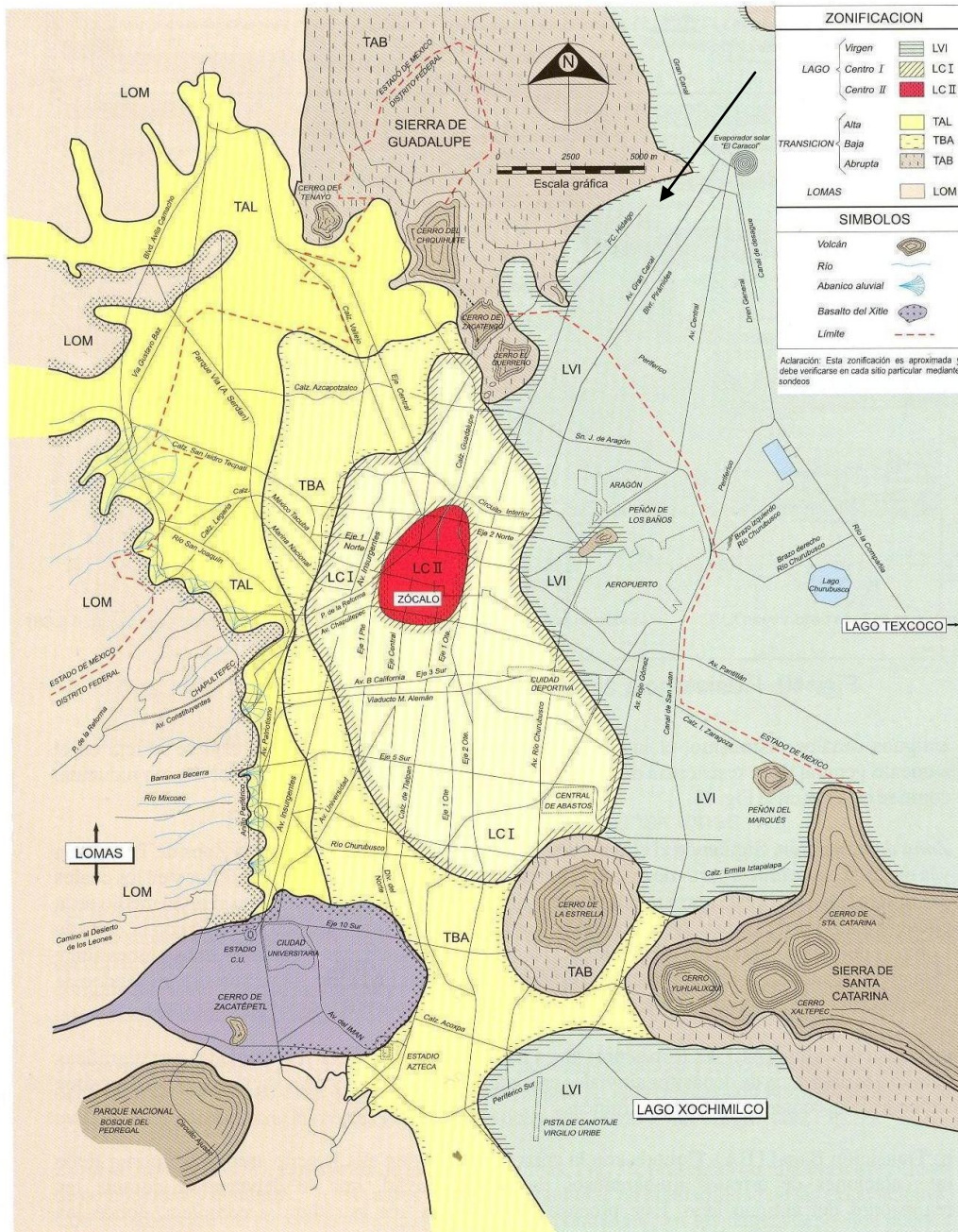


FIGURA 11.- ZONIFICACIÓN GEOTECNICA

### 4.3. CARACTERISTICAS ESTRATIGRAFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO

De acuerdo con la zonificación geotécnica de la ciudad de México, el predio en estudio se localiza en la denominada Zona de Lago IIIc según la regionalización establecida por Del Castillo<sup>1</sup> (figura 12), que se caracteriza por la presencia de grandes espesores de arcillas blandas de alta compresibilidad y baja resistencia que subyacen a una costra superficial endurecida de espesor variable.

Estos suelos arcillosos blandos son la consecuencia del proceso de depósito y alteración físico-químico de los materiales aluviales y de las cenizas volcánicas en el ambiente lacustre, donde existían abundantes colonias de microorganismos y vegetación acuática. El proceso sufrió largas interrupciones durante los periodos de intensa sequía, en los que el nivel del lago bajó y se formaron costras endurecidas por deshidratación o por secado solar.

Otras breves interrupciones fueron provocadas por violentas etapas de actividad volcánica que cubrieron toda la cuenca con mantos de arenas basálticas o pumíticas. Eventualmente, en los periodos de sequía ocurría también una erupción volcánica, formándose costras duras cubiertas por arenas volcánicas.

El proceso descrito anteriormente formó una secuencia ordenada de estratos de arcilla blanda separados por lentes duros de limos y arcillas arenosas, por las costras secas y por arenas basálticas o pumíticas producto de las emisiones volcánicas

---

<sup>1</sup> Del castillo M.R. "El subsuelo y la ingeniería cimentaciones en el área urbana del valle de México" simposio. S.M.M.S.

La zona donde se localiza el predio en estudio está asociada al sector no colonial de la ciudad que se desarrolló a partir de principios de este siglo y ha estado sujeta a las sobrecargas generadas por construcciones grandes y medianas.

Las propiedades mecánicas del subsuelo de esta zona representan una condición intermedia entre arcillas muy blandas y arcillas fuertemente consolidadas.

#### Periodo natural del suelo

El valor del periodo natural del suelo  $T_s$  se estimó aplicando la siguiente expresión (Ref 2):

$$T_s = 4 \sum_i^n \frac{H_i}{V_{si}}$$

donde:

$H_i$ = espesor del estrato  $i$ , m

$V_{si}$ = velocidad de propagación de onda de corte en el estrato  $i$ , m/s (Ref. 3)

$$V_{si} = n \left[ \frac{10qc}{N_{kh} \gamma_s} \right]^{0.5}$$

$qc$ = resistencia de punta medida con cono,  $\text{kg/cm}^2$

$\gamma_s$ = peso volumétrico del estrato  $i$ ,  $\text{t/m}^3$

$n, N_{kh}$ = parámetros adimensionales que dependen del tipo de suelo

De acuerdo a la estratigrafía reportada en el sitio por medio de los trabajos de exploración y reemplazando valores se tiene que el periodo natural del suelo desde la superficie hasta la capa dura es  $T_s \approx 1.7$  s.

#### 4.3.1. Coeficiente sísmico

Con base en la zonificación geotécnica del predio (Ref. 4) y teniendo en cuenta que el periodo natural del suelo es  $T_s > 0.8$  s, se tiene que geosísmicamente el depósito de suelo es clasificado como Suelo Tipo III (Ref. 3) y por tanto le corresponde un coeficiente sísmico  $C_s = 0.40$  (expresado como un porcentaje de la aceleración de la gravedad  $\approx 9.8 \text{ m/s}^2$ ) para construir el espectro de diseño.

#### Descripción estratigráfica (Sondeo de penetración estándar)

En general las características estratigráficas de los materiales del subsuelo, definidas mediante los sondeos SPT-1 y SM-1, y los pozos realizados en el sitio de interés, presentan la siguiente secuencia:

#### SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR No. 1

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
0.00 – 0.10	Pavimento con carpeta asfáltica.
0.10 – 1.90	Arcilla poco limosa, café oscuro, con poca arena fina, con un contenido de agua entre 21 y 25%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) entre 11 y 41 golpes.
1.90 – 3.70	Arcilla, café claro, con escasa arena fina, con un contenido de humedad variable 122 y 194%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) entre 1 y 3 golpes, consistencia blanda.

**PROFUNDIDAD  
(m)**

**DESCRIPCIÓN**

3.70 – 8.40	Arcilla, gris verdoso, contenido de agua entre 162 y 335%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) entre el peso de la herramienta hasta 6 golpes, consistencia blanda.
8.40 – 9.00	Limo arenoso fino, gris oscuro, contenido de agua de 204%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) de 4 golpes, consistencia blanda.
9.00 – 15.00	Arcilla, gris verdoso oscuro, contenido de agua entre 196 y 266%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) entre 1 y 18 golpes, consistencia blanda.
15.00 – 15.60	Limo, gris claro, contenido de agua de 34%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) de 8 golpes, consistencia blanda.
15.60 – 20.40	Arcilla, gris verdoso oscuro, con poca arena, contenido de agua entre 41 y 220%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) entre 3 y 32 golpes, consistencia firme.

### 4.3.3. Descripción estratigráfica (Sondeo mixto)

#### SONDEO MIXTO No. 1

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
0.00 – 0.20	Pavimento con concreto armado.
0.20 – 3.00	Limo arenoso poco arcilloso, con poca arena fina, con un contenido de agua entre 18 y 262%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) entre 1 y 46 golpes.
3.00 – 9.10	Arcilla, gris verdoso oscuro, con un contenido de humedad variable 85 y 370%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) entre 1 y 4 golpes, consistencia blanda.
9.10 – 9.80	Limo arenoso fino, gris oscuro, contenido de agua de 204%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) de 4 golpes, consistencia blanda.
9.80 – 15.70	Arcilla, gris verdoso oscuro, contenido de agua entre 196 y 266%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) entre 1 y 18 golpes, consistencia blanda.
15.70 – 16.20	Limo, gris claro, contenido de agua de 34%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) entre 5 y 8 golpes, consistencia media

16.20 – 20.20 Arcilla gris verdoso con poca arena fina, contenido de agua entre 37 y 202%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) de 8 hasta 28 golpes, consistencia firme.

#### 4.3.4. Descripción estratigráfica (pozo a cielo abierto)

##### POZO A CIELO ABIERTO No 1

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
0.00 – 0.09	Carpeta asfáltica.
0.09 – 0.19	Limo arcilloso, café claro, con gravas y poca arena.
0.19 – 1.00	Arena fina poco limosa, café grisáceo oscuro.
1.00 – 1.17	Limo arenoso cementado, gris oscuro, con pequeñas oquedades.
1.17 – 2.10	Arcilla poco limosa, café grisáceo claro, con betas de arena fina y pequeñas oquedades (consistencia blanda).



## POZO A CIELO ABIERTO No 2

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
0.00 – 0.16	Concreto armado.
0.16 – 0.45	Limo, café, con poca arena fina y grumos del mismo.
0.45 – 1.10	Arena fina, gris oscuro, poco limosa, de consistencia blanda.
1.10 – 2.00	Arena limosa, gris oscuro, cementado con pequeñas oquedades.

El nivel freático no se detectó a la profundidad máxima explorada, con respecto al nivel actual de la superficie del terreno, en la fecha en la que se realizó la exploración.

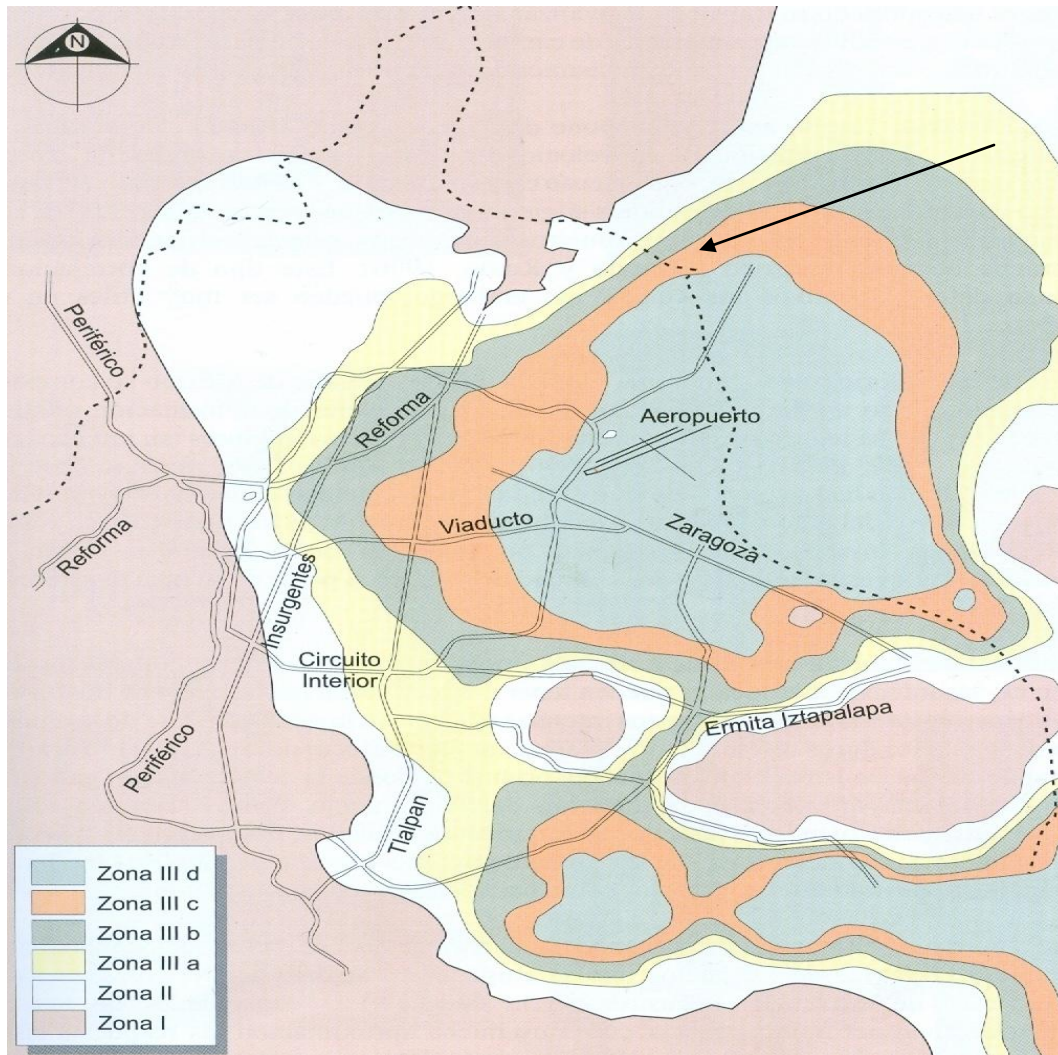
En el Anexo II se presenta un resumen de los resultados obtenidos en los siguientes ensayos de laboratorio: pruebas de compresión simple y resistencia a la compresión triaxial realizados para determinar las propiedades mecánicas de los suelos muestreados.

Considerando las características de rigidez de la cimentación que más adelante se define, la deformabilidad de los materiales del subsuelo y la presión de contacto aplicada a los materiales de apoyo por la cimentación, el módulo de reacción del suelo deberá considerarse de  $2 \text{ kg/cm}^3$ .

De acuerdo a las características estratigráficas de los depósitos del subsuelo y a la zonificación geotécnica de la Ciudad de México, el predio de interés se encuentra en la zona IIIc denominada de Lago<sup>2</sup> , a la que corresponde un coeficiente sísmico de 0.40, (ver figura 13), y es posible reducir el coeficiente realizando un estudio de espectro sísmico.

---

<sup>2</sup> Reglamento de construcciones para el Distrito Federal 1987.



Zona sísmica del D.F.	C	$a_0$	Ta (s)	Tb (s)	r
Zona I	0.16	0.04	0.2	1.35	1.0
Zona II	0.32	0.08	0.2	1.35	1.33
Zona III <sub>a</sub>	0.40	0.10	0.53	1.8	2
Zona III <sub>b</sub>	0.45	0.11	0.85	3.0	2
Zona III <sub>c</sub>	0.40	0.10	1.25	4.2	2
Zona III <sub>d</sub>	0.30	0.10	0.85	4.2	2

FIGURA 12.- ZONIFICACIÓN SISMICA DE LA CIUDAD DE MEXICO.

## CAPITULO 5. ANALISIS GEOTÉCNICOS

### 5.1. Solución de cimentación

A continuación se presenta la metodología de los análisis efectuados para determinar la estabilidad y comportamiento de la cimentación propuesta, así como el análisis de los aspectos considerados en la definición de los procedimientos constructivos planteados. Considerando la estratigrafía del sitio, las propiedades mecánicas en cuanto a resistencia y deformabilidad de los estratos se presentan las siguientes características geométricas:

En relación al peso estimado que cargara la cimentación se nos proporciono los siguientes datos:

Diez tanques de acero al carbón con un peso de 8.5 ton cada uno, **que da un total de 85 ton.**

El producto que puede llegar a almacenar tiene un peso máximo de 140 ton. por tanque, haciendo un máximo total (en el supuesto caso de que estuvieran llenos todos los tanques) de **1,485 ton.**

**Gran total** (en el supuesto que estuvieran llenos todos los tanques) **1,570 ton.**

#### **Área donde se colocaran 10 por 40 m**

- La relación entre las dimensiones mayores promedio (40 m) y menor promedio (10 m) de la plataforma de apoyo es 4.
- La relación entre la altura de los tanques de almacenamiento (10.68 m) y la dimensión menor promedio de la plataforma de apoyo es 2.5

El subsuelo presenta las siguientes características mecánicas e hidráulicas:

- Costra superficial de mediana resistencia y compresibilidad y espesor medio de 2 m.
- 17 m de espesor de arcillas blandas de baja resistencia y alta compresibilidad con intercalaciones de algunos lentes duros de alta resistencia.
- Nivel de aguas freáticas no hay.
- Asentamientos de 2.5 cm/año por consolidación regional.

Las características anteriores generan los siguientes problemas geotécnicos para el diseño de la cimentación del proyecto, considerando como primera opción un cajón de cimentación:

- Asentamientos a largo plazo superiores a los permitidos por el reglamento.
- Falla de la costra superficial por los esfuerzos transmitidos en condición sísmica.
- Tensiones en la cimentación.

Con base en lo anterior, la primera alternativa de cimentación del proyecto será, por un cajón rígido de cimentación desplantado a 3.0 m de profundidad o como segunda alternativa podrá resolverse con pilotes de fricción de sección cuadrada (0.55 x 0.55 m) de 14.0 m de longitud efectiva, es decir a 14 m de profundidad respecto al nivel actual del terreno (Figuras 13a, 13b, 13c, 13d, 13e y 13f).

El número de pilotes fue de 40 pilotes se determina efectuando varios tanteos, hasta obtener asentamientos tolerables. La distribución de los pilotes propuestos se realizó satisfaciendo que el centroide del grupo de pilotes coincidiera con el centro de carga de la estructura.

## **5.2. Cargas de proyecto proporcionadas**

Área de la losa = 400 m<sup>2</sup>

Cargas por tanque = 148.5 ton por tanque

**Peso de los diez tanques llenos = 1570 ton (no incluye peso de la cimentación ni está factorizada)**

En el caso de cajón de cimentación se requiere de un

Área excavada de 400 m<sup>2</sup>

**Profundidad de excavación = 3.0 m**

Peso volumétrico del suelo excavado = 1.5 ton/m<sup>3</sup>

Peso del suelo excavado = 1,800 ton

Esfuerzo Total considerando peso de cimentación= 4.90 ton/m<sup>2</sup>

Esfuerzo Neto considerando compensación= 4.50 ton/m<sup>2</sup>

### 5.3.- Análisis de estabilidad para la alternativa con cajón

#### 5.3.1. Estado de falla general con cajón de cimentación

La capacidad de carga admisible del subsuelo de apoyo con cajón de cimentación se determinó aplicando la siguiente expresión (Ref. 6):

$$q_{\text{adm}} = \frac{C_{uu} N_c}{F_d} + \gamma D_f$$

donde:

$q_{\text{adm}}$  = capacidad de carga admisible, ton/m<sup>2</sup>

$C_{uu}$  = cohesión promedio en la superficie de falla, 2.2 ton/m<sup>2</sup>

$N_c$  = factor de capacidad de carga propuesto por Vésic, 5.78

$$N_c = 5.14 \left( 1 + 0.2 \frac{D_f}{B} \right) \left( 1 + 0.2 \frac{B}{L} \right)$$

$D_f$  = profundidad de desplante, 3.0 m

B = ancho promedio del cajón de cimentación, 10 m

L = longitud promedio del cajón de cimentación, 40 m

$\gamma$  = peso volumétrico del suelo sobre el nivel de desplante, 1.5 ton/m<sup>3</sup>

$F_d$  = factor de diseño estático (3) y dinámico (2.5)

Reemplazando los valores anteriores, la capacidad de carga estática y dinámica admisible es 8.75 y 9.60 ton/m<sup>2</sup>, respectivamente.

### 5.3.2. Estado de falla local con cajón de cimentación

El esfuerzo máximo que resiste el suelo en la esquina de la cimentación sometida a compresión máxima se calcula con la siguiente expresión (Ref.6):

$$q_{\text{amd}} = \frac{2C_{cu} \sqrt{N_{\phi}}}{FS} + \sigma_{eo} K_o N_{\phi}$$

donde:

$q_{\text{amd}}$  = esfuerzo admisible en la orilla, ton/m<sup>2</sup>

$C_{cu}$ ,  $\phi_{cu}$  = parámetros de resistencia del subsuelo al nivel de desplante en condición consolidada - no drenada, 2.5 ton/m<sup>2</sup> y 15°

$$N_{\phi} = \tan (45 + \phi_{cu} / 2) = 1.7$$

Fs = factor de seguridad, 1.3

$K_o$  = coeficiente de empuje de tierras en reposo, 0.6

$\sigma_{eo}$  = esfuerzos efectivos in situ al nivel de desplante, 4.5 ton/m<sup>2</sup>

Reemplazando los valores anteriores, el esfuerzo limite en la orilla es 9.6 ton/m<sup>2</sup>.



### 5.3.3. Esfuerzos inducidos por sismo con cajón de cimentación

Los esfuerzos inducidos en condición sísmica en un punto de la interfaz suelo-losa se calculan con la siguiente expresión (Ref. 6):

$$\Delta\sigma_{sismo} = \pm M_{V_{sismo}} \left[ 1.0 \frac{d_y}{I_{\min}} + 0.3 \frac{d_x}{I_{\max}} \right]$$

$\Delta\sigma_{sismo}$  = incremento de esfuerzo en la esquina crítica, ton/m<sup>2</sup>

$M_{V_{sismo}}$  = momento de volteo sísmico, en 2,324.15 ton-m

$$M_{V_{sismo}} = 0.8 \left( \frac{2}{3} H_t \right) \left( W_t \frac{C_s}{Q_s} \right)$$

$H_t$  = altura total del proyecto medida desde el desplante, 13 m

$W_t$  = cargas de la estructura sin considerar la cimentación, 1,693 ton.

$C_s$  = coeficiente sísmico de diseño, 0.40

$Q_s$  = factor de comportamiento sísmico, 2

$I_{\min}, I_{\max}$  = momentos de inercia principales menor (3333.33m<sup>4</sup>) y mayor (53,333.33m<sup>4</sup>) respecto al centroide de la cimentación.

$d_y, d_x$  = distancias perpendiculares a la esquina crítica, 5m y 20m, medidas respecto a los ejes principales de inercia menor y mayor.

Reemplazando los valores en la expresión, el incremento de esfuerzo por sismo en la esquina crítica de la losa de cimentación es  $\Delta\sigma_{sismo} = 3.5 \text{ ton/m}^2$

#### **5.4. Revisión de la estabilidad con cajón de cimentación**

El esfuerzo total transmitido por el proyecto al subsuelo en condiciones estáticas ( $4.90 \text{ ton/m}^2$ ) es menor que la capacidad de carga admisible estática ( $8.75 \text{ ton/m}^2$ ) del subsuelo.

El esfuerzo total transmitido por el proyecto en condiciones estáticas más el incremento de esfuerzo por sismo ( $3.5 \text{ ton/m}^2$ ) es igual a  $8.4 \text{ ton/m}^2$  y mayor a la capacidad de carga dinámica admisible ( $9.6 \text{ ton/m}^2$ ) del subsuelo.

El esfuerzo total transmitido en condiciones estáticas más el incremento de esfuerzo por sismo es menor al esfuerzo límite en la orilla ( $9.6 \text{ ton/m}^2$ ).

El esfuerzo total en condiciones estáticas menos el incremento de esfuerzo por sismo es igual a  $1.4 \text{ ton/m}^2$  y por tanto no se presentan tensiones en la losa.

Con base en lo anterior, se concluye que el cajón rígido de cimentación cumple con los requisitos de estabilidad en condiciones sísmicas, sin embargo esta condición se cumplen siempre y cuando los tanques tengan un peso semejante de acuerdo a la cantidad de almacenaje, como no es posible controlarlo, se tendrán excentricidades, y por tal razón se considera que la mejor alternativa es emplear pilotes de fricción.

#### **5.5. Determinación de capacidad de carga y asentamiento**

La carga impuesta por estructura y subestructura sobre el sistema de sustentación (suelo más pilotes) es tomada parcialmente por la presión de contacto,  $P_c$ , entre el suelo y la losa de cimentación. El resto lo soportan las cabezas de los pilotes. A su vez, la carga que corresponde a cada cabeza se

transforma en cierta distribución de esfuerzo cortante,  $f(h)$ , con valores locales positivos o negativos a lo largo del fuste, más una carga de punto,  $Q_p$ .

La distribución de esfuerzos o transferencia de carga a lo largo del contacto pilote-suelo se puede determinar, de la manera más apropiada a las condiciones específicas de cada caso, mediante alguno de los procedimientos racionales. Se supondrá, por tanto, que dicha distribución es conocida, es decir, que  $P_c$ ,  $f(h)$  y  $Q_p$  están dados. Además, se plantean dos hipótesis, una para cálculo de esfuerzos y otra para deformaciones.

Hipótesis 1. Se supondrá que la densidad de pilotes es suficientemente grande y uniforme en toda el área de cimentación (o en porciones de ella) para que pueda considerarse que el sistema de carga impuesto al suelo por la punta y por cada diferencial de longitud del conjunto (o subconjunto) de pilotes, es equivalente a una carga de la misma longitud total distribuida uniformemente, a la profundidad correspondiente, en el área encerrada por la envolvente del conjunto (o subconjunto) de pilotes.

Esto significa que la presión uniforme  $\Delta P_h$ , aplicada a la profundidad  $h$  y equivalente al sistema de cargas transmitidas al suelo por la diferencial de longitud  $\Delta h$  de  $n$  pilotes, es

$$\Delta P_h = \frac{\sum_{i=1}^n f_{hi} P_{hi} \Delta h}{A} \quad (1)$$

y que la presión uniforme  $\Delta P_p$  aplicada a la profundidad  $D_f + L$  equivalente al sistema de cargas de punta del conjunto de pilotes es

$$\Delta P_p = \frac{\sum_{i=1}^n Q_{pi}}{A} \quad (2)$$

En que  $f_h$  es la fricción adherencia unitaria desarrollada entre pilote y suelo a la profundidad  $h$ , y  $P_h$  el perímetro de la sección recta del pilote a la misma

profundidad;  $Q_p$  la fuerza en la punta de los pilotes y  $A$  el área en planta encerrada por la envolvente de los pilotes.

La justificación de la hipótesis 1 será la que resulte de evaluar globalmente la aproximación y las ventajas del método que se propone en este trabajo.

Hipótesis 2. También se hará explícita la hipótesis usual en el cálculo de asentamiento de cimentaciones, esto es, que la deformación del suelo bajo la cimentación es predominantemente vertical y debida al incremento de esfuerzo normal en esa misma dirección.

No se intentará justificar aquí esta segunda hipótesis, pues se ha probado empíricamente que es válida en multitud de casos. De hecho, a una misma geometría de la cimentación y manto compresible, la hipótesis es mucho más justificada en cimentaciones con pilotes de fricción que en aquellas sin ellos, en vista del efecto de confinamiento lateral que los pilotes ejercen en el suelo bajo la cimentación.

### **5.5.1. TRANSFORMACIÓN APROXIMADA DEL PROBLEMA DE MINDLIN EN PROBLEMA DE BOUSSINESQ**

En virtud de la manera como se ha planteado el problema (hipótesis 2), interesa calcular el incremento de esfuerzo vertical  $\Delta\sigma_v$  en cualquier elemento de suelo.

Este puede calcularse como la integral de los incrementos debidos a  $\Delta p_h$  para toda  $h$  entre  $D_f$  y  $D_f + L$ , y a  $\Delta p_p$  (fig 2).

Por tanto

$$\Delta\sigma_v = \int_{D_f}^{D_f+L} d\sigma_v(h) \quad (3)$$

donde, según la hipótesis 1,  $d\sigma_v(h)$  es el incremento de esfuerzo vertical que resulta en el punto considerado por efecto de las presiones uniformes  $\Delta P_p$  o  $\Delta P_h$ .

De acuerdo con la solución de Mindlin, una carga puntual aplicada verticalmente hacia abajo en el interior del semiespacio elástico produce incrementos de esfuerzos vertical positivos en puntos por encima de dicho nivel. Lo mismo ocurre con una carga distribuida, A method to estimate settlements of friction pile groups<sup>3</sup>.

---

<sup>3</sup> \* Versión en español del artículo A method to estimate settlements of friction pile groups, publicado en la memorias del VI Congreso Panamericano de Mecánica de suelo e Ingeniería de Cimentación, Lima, Perú (dic 1979).

\* Investigador y director, Instituto de Ingeniería UNAM

El caso que aquí interesa es el de una carga uniformemente repartida aplicada en una superficie horizontal en el interior del semiespacio. Si la carga está dirigida hacia abajo (fricción positiva) tendrá signo positivo, y en caso contrario (fricción negativa), signo negativo. A partir de los resultados de Nishida y Skopek, el incremento de esfuerzo  $\Delta c_h$  puede expresarse.

$$\Delta c_h = +\Delta p_h I \quad (4)$$

En que  $I$  es función de la profundidad y las dimensiones del área cargada, y varía entre 1.0 y 0.5 (figs.13).

Por condición de equilibrio, inmediatamente arriba del área de aplicación de la carga aparece un decremento de esfuerzo vertical,  $\Delta d_h$  cuyo valor absoluto es el complemento de  $\Delta c_h$ , es decir

$$\Delta d_h = -\Delta p_h (1 - I) \quad (5)$$

Se postulará que los esfuerzos verticales en cualquier otro punto del suelo pueden calcularse aproximadamente por la solución de Boussinesq, suponiendo que:

- a) El incremento de esfuerzo  $\Delta c_h$  produce incrementos de esfuerzo solo hacia abajo del nivel del área cargada, como si dicho nivel fuera la superficie del semiespacio.
- b) El decremento de esfuerzo  $\Delta d_h$  produce decrementos de esfuerzo solo hacia arriba del nivel del área cargada, como si dicho nivel fuera la superficie de un semiespacio que se prolongara hacia arriba.

Los esfuerzos calculados según el postulado anterior y los que resultan de la solución de Mindlin para diversas relaciones entre la profundidad de aplicación de la carga y el radio del área circular cargada.

Se observa que el postulado conduce a una aproximación con error máximo de 14 por ciento en puntos situados debajo de las cargas cuando estas se aplican a profundidades moderadas. En los puntos arriba de las cargas, el error máximo es mayor.

Aquí conviene evaluar la aproximación global con que se pueden calcular los esfuerzos mediante la hipótesis 1 y el postulado de transformación del problema de Mindlin en el Boussinesq. Para ese fin, se muestra la variación de los incrementos de esfuerzos vertical calculados según se propone aquí y los restantes de integrar numéricamente la solución de Mindlin a lo largo de cada uno de los pilotes. Puede verse que los errores mayores ocurren cerca de la punta de los pilotes cuando el espaciamiento entre ellos es grande.

En cualquier otro nivel de la zona de incrementos positivos, la aproximación es satisfactoria aun para espaciamientos grandes.

En la zona de decrementos de esfuerzos, los errores otra vez crecen mucho al aumentar el espaciamiento; afortunadamente los errores en los esfuerzos dentro de esta zona se traducen en errores muy pequeños en los asentamientos, dada la gran diferencia entre los módulos de carga y descarga para todos los suelos compresibles.

### **5.5.2. PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO**

Con base en las hipótesis 1 y 2 y en el postulado de transformación aproximada el procedimiento para calcular hundimientos de una cimentación sobre pilotes de fricción sería el siguiente:

- a) Considérese como zona compresible la limitada por dos fronteras horizontales: la superior correspondiente a la losa de cimentación (o a un nivel a partir del cual se prevea que el suelo no sufrirá deformaciones), y la inferior a la máxima profundidad a la que existan suelos compresibles.
- b) Obténgase la distribución de esfuerzos cortante pilote-suelo con alguno de los métodos mencionados.

- c) Calcúlense los cambios de esfuerzo vertical en los puntos de interés como sigue:
- Divídase la longitud de los pilotes en  $m$  tramos.
  - Considérese aplicada al nivel medio de cada tramo  $j$  una presión uniforme  $p_j$  en toda el área piloteada, y al nivel de la punta de los pilotes una presión uniforme  $P_p$  en que

$$P_j = \Delta P_{hI} \quad (6)$$

$$P_p = \Delta P_{pI} \quad (7)$$

Nótese que  $P_j$  es positiva si la carga transferida de los pilotes al suelo es hacia abajo (fricción negativa). En caso contrario (fricción positiva),  $P_j$  es negativa.

- Calcúlense el cambio de esfuerzo vertical en los puntos abajo del nivel de aplicación de cada carga  $P_j$  y  $P_p$ , mediante la solución de Boussinesq. Considérese aplicadas en el nivel medio de cada tramo  $j$  una presión uniforme  $d_j$  y al nivel de la punta de los pilotes una presión uniforme  $d_p$ , en que

$$d_j = \Delta P_{h\ 1-I} \quad (8)$$

$$d_p = \Delta P_{p\ 1-I} \quad (9)$$

Nótese que  $d_j$  y  $d_p$  son de sentido contrario a  $P_j$  y  $P_p$ .

c.1) Determínense los cambios de esfuerzos vertical en puntos arriba de los niveles de aplicación de  $d_j$  y  $d_p$ , mediante la solución de Boussinesq.

c.2) Calcúlense los incrementos netos de esfuerzo vertical como la suma algebraica de incrementos y decrementos debidos a las cargas de los distintos tramos en que se dividió la longitud de los pilotes y a la carga por punta.



- d) Determinarse los asentamientos bajo cualquier punto de la cimentación sumando las deformaciones verticales de los suelos producidos por los incrementos de esfuerzos previamente calculados a lo largo de la vertical que pasa por el punto de interés. Dicha suma de deformaciones se hará entre las fronteras mencionadas en a).

### 5.6. Diseño geotécnico para la segunda alternativa con pilotes de fricción

La carga admisible de un pilote de fricción  $Q_{adm}$  se calcula con la siguiente fórmula (Ref. 6):

$$Q_{adm} = \frac{Q_u}{F_D}; Q_u = CpL$$

donde

$Q_u$  = carga última del pilote de fricción, 61.6 ton.

$F_D$  = factor de diseño en condiciones estáticas (2.0) y dinámicas (1.5)

C = cohesión promedio desde 0.0 m hasta 14.0 m de profundidad, 2.0 ton/m<sup>2</sup>

p = perímetro del pilote cuadrado de 0.55 m de lado, 2.2 m

L = longitud efectiva del pilote, 14 m

Reemplazando los valores anteriores, la carga admisible estática y dinámica de un pilote cuadrado de 0.55 m de lado y 14 m de longitud es

$$Q_{adme\text{stática}} = 30.8 \text{ ton}$$

$$Q_{admdinámica} = 41.6 \text{ ton}$$

Para los análisis se considerarán pilotes con perímetro igual a 2.20 m, de 14 m de longitud y cuya carga de trabajo igual a su capacidad de carga última (61.6 ton)

Los pilotes se diseñan para que estáticamente tomen la carga neta y dinámicamente tomen la carga neta más el incremento de carga por sismo.

Los pilotes se distribuyen en la planta de cimentación utilizando como guía la concentración de carga en las columnas. En cada columna se verificará que cada pilote del grupo cumpla las siguientes condiciones.

$$Q_{netatributaria} \leq Q_{adestatica}$$

$$Q_{netatributaria} + \Delta Q_{sismo} \leq Q_{admdinámicestatica}$$

$$\left| Q_{netatributaria} - \Delta Q_{sismo} \right| \leq Q_{admdinámicestatica}$$

El incremento de carga por sismo en cada columna se calcula con la siguiente expresión (Ref.6):

$$\Delta \sigma_{sismo} = \pm M_{v_{sismo}} \left[ 1.0 \frac{d_y}{I_{min}} + 0.3 \frac{d_x}{I_{max}} \right] A_{columna}$$

donde:

$\Delta \sigma_{sismo}$  = incremento de carga de sismo, ton

$M_{v_{sismo}}$  = momento de volteo sísmico, 2,324.15 ton-m

$d_y, d_x$  = distancias perpendiculares al eje de la columna, medidas respecto a los ejes principales de inercia menor y mayor del conjunto de columnas

$I_{min}, I_{max}$  = momentos de inercia principales menor ( $3333.33m^4$ ) y mayor ( $53,333.33m^4$ ) respecto al centroide de la losa de cimentación.

## 5.7. Análisis de asentamientos

El asentamiento a largo plazo  $\delta$  en condiciones estáticas se evalúa como la suma de las deformaciones en cada uno de los estratos afectados por el grupo de pilotes, mediante la siguiente ecuación (Ref 6):

$$\delta = \sum m_{vi} \Delta\sigma_i H_i$$

donde:

$m_{vi}$  = módulo de deformación representativo del estrato  $i$  obtenido de pruebas de consolidación.

$\Delta\sigma_i$  = incremento de esfuerzo efectivo medio en el estrato  $i$

$H_i$  = espesor del estrato  $i$

El incremento de esfuerzo efectivo en cada estrato se puede calcular asumiendo una distribución de carga uniforme aplicada a una profundidad de  $\frac{2}{3}$  de la longitud efectiva de los pilotes a partir del nivel de desplante de la losa de cimentación.

El incremento en los esfuerzos efectivos se calculó con la solución de Fröhlich ( $x=2$ ) para una cimentación flexible y para una carga neta  $4.9 \text{ ton/m}^2$  aplicada a 12 m de profundidad con base en las propiedades definidas anteriormente.

Con base en lo anterior, se estima que el asentamiento máximo que experimentará la estructura será de 6.0 cm, aproximadamente.

## 5.8. Análisis de la excavación

### 5.8.1. Estabilidad de taludes durante la excavación

Para analizar la estabilidad del talud se utilizó el método de Jambú (Ref. 7), donde para taludes simples y homogéneos, el factor de seguridad asociado a círculos correspondientes a falla por el pie del talud está expresado por:

$$FS = \frac{N_e C_{uu}}{\gamma H + q}$$

donde

$N_e$  es un número de estabilidad que puede obtenerse de gráficas, a condición de conocer el valor del parámetro  $\lambda_{c\phi}$ , el cual puede calcularse con la expresión:

$$\lambda_{c\phi} = \frac{\gamma H + q}{C_{uu}} \tan \phi_{uu}$$

donde:

$\gamma$  = peso volumétrico del suelo sobre el nivel de desplante, 1.5 ton/m<sup>3</sup>

H = altura del talud, 3.0 m

q = sobrecarga, 2.0 ton/m<sup>2</sup>

$C_{uu}$  = cohesión promedio en condición no drenada, 2.2 ton/m<sup>2</sup>

$\phi_{uu}$  = ángulo de fricción en condición no drenada

Reemplazando los valores definidos anteriormente se obtiene un FS  $\approx$  2.1, el cual es adecuado para taludes de tipo temporal (FS > 2.0).

### 5.8.2. Estabilidad del fondo de la excavación

La capacidad de carga admisible del fondo de la excavación se calculó aplicando la siguiente expresión (Ref. 7):

$$q_{adm} = \frac{C_{uu} N_c}{F_D}$$

donde:

$q_{adm}$  = capacidad de carga admisible, ton/m<sup>2</sup>

$C_{uu}$  = cohesión promedio en la superficie de falla, 2.2 ton/m<sup>2</sup>

$N_c$  = factor de capacidad de carga propuesto por Vésic, 5.14

$F_D$  = factor de diseño, 2.0

Reemplazando los valores anteriores se obtiene que la capacidad de carga admisible es 7.49 ton/m<sup>2</sup>. Por tanto, el factor de seguridad contra falla de fondo queda definido como:

$$FS = \frac{q_{adm}}{\gamma H + q}$$

donde:

$\gamma$  = peso volumétrico del suelo sobre el nivel de desplante, 1.5 ton/m<sup>3</sup>

H = altura del talud, 3.0m

q = sobrecarga, 2.0 ton/m<sup>2</sup>

Reemplazando los valores definidos anteriormente se obtiene un FS  $\approx$  1.41, el cual no es adecuado para excavaciones de tipo temporal (FS<sub>mínimo</sub> = 2)

## 5.9. Consideraciones geotécnicas para diseño estructural

### 5.9.1. Presión horizontal de tierras sobre muros de contención

Debido a que los muros perimetrales del cajón de cimentación se colocarán contra el terreno, éstos soportarán una presión horizontal que actuará a largo plazo. El valor de dicha presión está dado por la siguiente expresión (Ref. 7):

$$P_h = K_o \left[ (z + q) \gamma_w \right]$$

donde

$P_h$  = presión de tierras para condiciones a largo plazo a la profundidad  $z$ , ton/m<sup>2</sup>

$K_o$  = coeficiente de empuje de tierras en reposo,  $1 - \text{seno}(14^\circ) \approx 0.67$

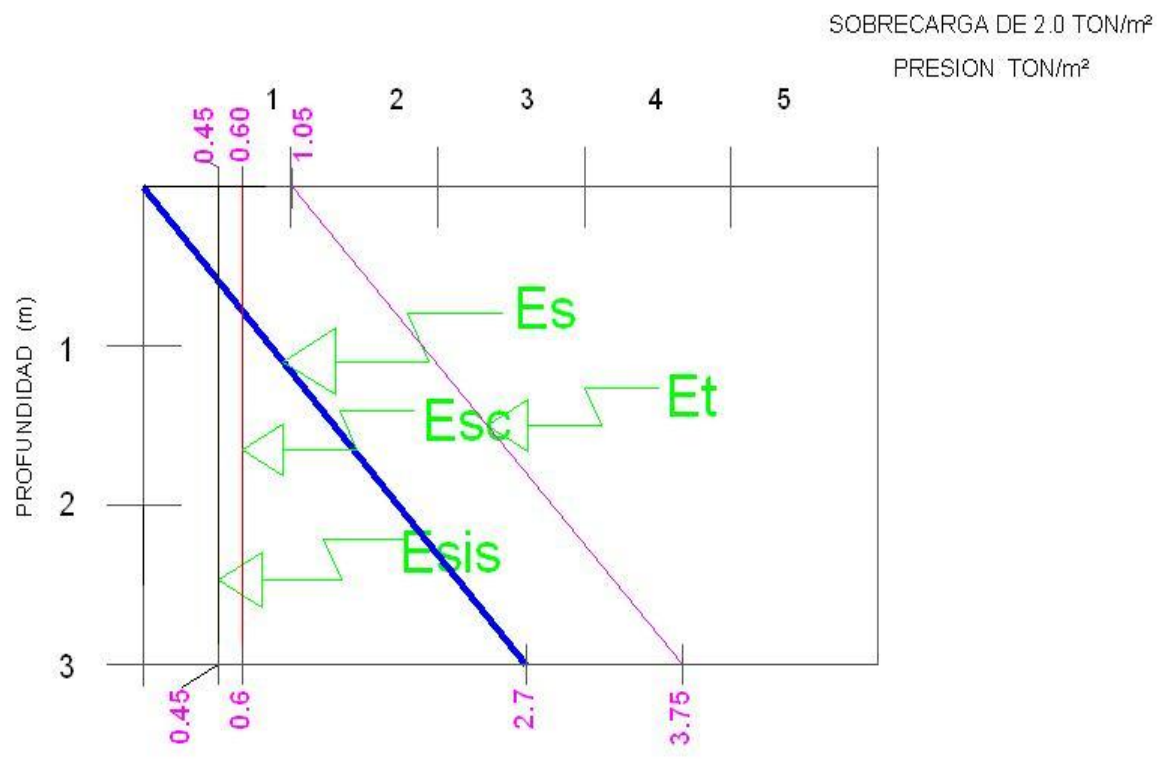
$z$  = profundidad a la cual se estima la presión, m

$\gamma$  = peso volumétrico promedio del suelo, 1.5 ton/m<sup>3</sup>

$q$  = sobrecarga en colindancia con edificaciones, 2.0 ton/m<sup>2</sup>

Reemplazando los valores anteriores (ver figura 15), la expresión numérica para el cálculo de presiones horizontales es: para  $0 \leq z \leq 3.0$  m es:

$$P_h \approx 0.9(1 + z) \text{ ton} / \text{m}^2$$



- Esis Empuje debido a sismo
- Esc Empuje debido a sobrecarga
- Es Empuje debido al suelo
- Et Empuje total

FIGURA 15.- DIAGRAMA DE EMPUJES

## **5.10. Trabajo estructural de la losa de fondo**

La losa de cimentación del cajón soportará la presión de compensación actuante hacia arriba ( $4.5 \text{ ton/m}^2$ ) y uniformemente distribuida en el área de cimentación.

La losa de cimentación que sobreyacerá a los pilotes debe ser capaz de soportar la carga última de los pilotes de fricción (61.6 ton) en compresión y tensión.

## **Capítulo 6. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO**

### **6.1. Pilotes de fricción**

La construcción de los pilotes será de acuerdo con las siguientes recomendaciones:

- Previo a la construcción de los pilotes se deberá preparar una plataforma con material compactado y una plantilla de concreto pobre de 7.0 cm en la superficie para evitar movimientos durante la construcción.
- Posteriormente se dará inicio al habilitado, armado y cimbrado de los pilotes en 2 secciones. La cimbra debe quedar fija y garantizar que no se presenten movimientos que posteriormente se reflejen en los pilotes. Deberá dejarse un dispositivo en la caras de las secciones de pilote que permita unirlos durante el proceso de hincado para conformar la longitud total efectiva del pilote. Deberá dejarse una longitud adicional en la sección que conformará la cabeza del pilote para cuando se realice el descabece y unión del pilote al cajón de cimentación se garantice la longitud efectiva de diseño.



- Después se realizará el colado de las secciones de pilote. El vaciado del concreto se podrá realizar a tiro directo o con bomba, controlando la compactación por medio de vibrado. Cada uno de los pilotes deberá ser identificado con un número y fecha de construcción para controlar la resistencia del concreto.
- Durante la construcción de los pilotes deberán dejarse unos orificios que servirán para izar y manipular el pilote durante los traslados, el hincado y la unión entre las dos secciones que conformarán un pilote.

El hincado de los pilotes se realizará de acuerdo con las siguientes recomendaciones y especificaciones:

- Previo al hincado del pilote se procederá a la localización y el trazo del punto en el que quedará éste.
- Para evitar daños al pilote durante el hincado y facilitar su colocación, se recomienda realizar una perforación previa por batido sin extracción de material. El diámetro de la perforación deberá ser de 30.0 cm (80% del lado del pilote) o 40cm como máximo. La profundidad de la perforación deberá asegurar que la punta del pilote quede ubicada a 14m de profundidad.
- La selección del martillo de hincado será de acuerdo con la siguiente recomendación: el peso del pistón será de 2.5 a 3.0 veces el peso del pilote y el casquete de impacto deberá contar con sistema de amortiguamiento para evitar daños a la cabeza del pilote.
- Enseguida se dará inicio al hincado de los pilotes. Éste se realizará de manera alterna en planta para evitar que el incremento en la presión de poro levante los pilotes vecinos. Una vez hincado todos los pilotes deberá rectificarse

topográficamente que el nivel de la cabeza de los pilotes corresponde con el de diseño (se considero el mismo nivel actual del terreno).

## **6.2. Construcción de la Losa de cimentación**

La excavación para la construcción de la losa de cimentación se realizará conforme a las siguientes recomendaciones:

- Demolición y retiro de las estructuras existentes hasta 20 cm por debajo del nivel actual del terreno.
- Hincado de los pilotes
- Descabece de los pilotes para unión del refuerzo con la losa de cimentación.
- Armado y colado de las contratrabes, dados y losa.

## **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

**7.1.** Se proyecta la construcción de un área para colocar diez tanques de almacenamiento, en un predio ubicado en la Av. la Costeña, en la colonia Santa María Tulpetlac, Municipio de Ecatepec, Estado de México.

El sitio de interés se localiza en la zona denominada de Lago, el predio cuenta con un área aproximada de 373 m<sup>2</sup> aproximadamente.

**7.2.-** El proyecto arquitectónico contempla la construcción de una plataforma para colocar diez tanques de almacenamiento de productos químicos en estado líquido, por lo cual se requiere que se garantice su estabilidad, y para evitar que los asentamientos que se puedan generar puedan ocasionar posibles fugas o problemas de comportamiento con las instalaciones de estos. La topografía del terreno sensiblemente plana, el área analizada es de 373 m<sup>2</sup> aproximadamente.

Actualmente en el área analizada se tiene solamente pavimentos de asfalto y de concreto.

**7.3.-** Se efectuaron dos sondeos profundos, uno de los cuales fue de penetración estándar y otro de tipo mixto, ambos realizados a 20m de profundidad y se excavaron dos pozos a cielo abierto a profundidades a 2.0 m con respecto al nivel actual del terreno.

La ubicación dentro del predio de los pozos y de los sondeos realizados en el predio en estudio se muestra en la figura 5.

**7.4.-** Los perfiles estratigráficos de los pozos a cielo abierto excavados se presentan en las figuras 6 y 7.

**7.5.-** En las figuras 10 y 11 se muestran los perfiles estratigráficos de los mismos realizados en el interior del predio.

**7.6.-** De acuerdo con la zonificación geotécnica de la ciudad de México, el predio en estudio se localiza en la denominada Zona de Lago IIIc

**7.7.-** El módulo de reacción del suelo deberá considerarse de  $2 \text{ kg/cm}^3$  y el coeficiente sísmico es de 0.40.

**7.8.-** El proyecto arquitectónico presenta las siguientes características geométricas:

En relación al peso estimado que cargara la cimentación se nos proporciono los siguientes datos:

Diez tanques de acero al carbón con un peso de 8.5 ton. cada uno, que da un total de 85 ton.

El producto que puede llegar a almacenar tiene un peso máximo de 140 ton por tanque, haciendo un máximo total (en el supuesto caso de que estuvieran llenos todos los tanques) de 1,485 ton.

Gran total (en el supuesto que estuvieran llenos todos los tanques) 1,570 ton.

Área donde se colocaran 10 por 40 m

**7.9.-** Con base en lo anterior, la primera alternativa de cimentación del proyecto será por resultado un cajón rígido de cimentación desplantado a 3.0 m de profundidad o como segunda alternativa podrá resolverse con pilotes de fricción de sección cuadrada (0.55x 0.55 m) de 14.0 m de longitud efectiva, es decir a 14m de profundidad respecto al nivel actual del terreno (Figuras 14a, 14b, 14c y 14d).

**7.10.-** El número de pilotes fue de 40 pilotes se determina efectuando varios tanteos, hasta obtener asentamientos tolerables. La distribución de los pilotes propuestos se realizó satisfaciendo que el centroide del grupo de pilotes coincidiera con el centro de carga de la estructura.

**7.11.-** Cargas de proyecto proporcionadas

Área de la losa =  $400 \text{ m}^2$

Cargas por tanque = 148.5 ton por tanque

Peso de los diez tanques llenos = 1570 ton (no incluye peso de la cimentación ni está factorizada)

En el caso de cajón de cimentación se requiere de un

Área excavada de  $400 \text{ m}^2$

Profundidad de excavación = 3.0 m

Peso volumétrico del suelo excavado =  $1.5 \text{ ton/m}^3$

Peso del suelo excavado = 1,800 ton

Esfuerzo Total considerando peso de cimentación=  $4.90 \text{ ton/m}^2$

Esfuerzo Neto considerando compensación=  $4.50 \text{ ton/m}^2$

**7.12.-** La capacidad de carga estática y dinámica admisible para diseño de cajón obtenida es  $8.75$  y  $9.60 \text{ ton/m}^2$ , respectivamente.

El esfuerzo total transmitido por el proyecto si se empleara cajón de cimentación al subsuelo en condiciones estáticas ( $4.90 \text{ ton/m}^2$ ) es menor que la capacidad de carga admisible estática ( $8.75 \text{ ton/m}^2$ ) del subsuelo.

El esfuerzo total transmitido por el proyecto en condiciones estáticas más el incremento de esfuerzo por sismo ( $3.5 \text{ ton/m}^2$ ) es igual a  $8.4 \text{ ton/m}^2$  y mayor a la capacidad de carga dinámica admisible ( $9.6 \text{ ton/m}^2$ ) del subsuelo.

El esfuerzo total transmitido en condiciones estáticas más el incremento de esfuerzo por sismo es menor al esfuerzo límite en la orilla (9.6 ton/m<sup>2</sup>).

El esfuerzo total en condiciones estáticas menos el incremento de esfuerzo por sismo es igual a 1.4 ton/m<sup>2</sup> y por tanto no se presentan tensiones en la losa.

**7.13.-** Con base en lo anterior, se concluye que el cajón rígido de cimentación cumple con los requisitos de estabilidad en condiciones sísmicas, sin embargo esta condición se cumplen siempre y cuando los tanques tengan un peso semejante de acuerdo a la cantidad de almacenaje, como no es posible controlarlo, se tendrán excentricidades, y por tal razón se considera que la mejor alternativa es emplear una losa de cimentación que disipe su carga a través de pilotes de fricción.

Reemplazando los valores anteriores, la carga admisible estática y dinámica de un pilote cuadrado de 0.55 m de lado y 14 m de longitud es de capacidad de carga estática de 30.8 ton. y en condiciones dinámicas de 41.6 ton.

Para los análisis se considerarán pilotes con perímetro igual a 2.20 m, de 14 m de longitud y cuya carga de trabajo igual a su capacidad de carga última (61.6 ton)

Los pilotes se diseñan para que estáticamente tomen la carga neta y dinámicamente tomen la carga neta más el incremento de carga por sismo.

Con base a los análisis se estima que el asentamiento máximo que experimentará la estructura será de 6.0 cm, aproximadamente.

**7.14.-** Debido a que los muros perimetrales del cajón de cimentación se colocarán contra el terreno, éstos soportarán una presión horizontal que actuará a largo plazo. El valor de dicha presión está dado por la siguiente expresión (Ref. 7):

$$P_h = K_o \left[ \gamma_w (z + q) \right] \left[ -2.5 \right]$$

Reemplazando los valores anteriores (ver figura 15), la expresión numérica para el cálculo de presiones horizontales es: para  $0 \leq z \leq 3.0$  m es:  $P_h \approx 0.9(1+z) \text{ ton/m}^2$

**7.15.-** La losa de cimentación del cajón soportará la presión de compensación actuante hacia arriba ( $4.5 \text{ ton/m}^2$ ) y uniformemente distribuida en el área de cimentación.

**7.16.-** La losa de cimentación que sobreyacerá a los pilotes debe ser capaz de soportar la carga última de los pilotes de fricción ( $61.6 \text{ ton}$ ) en compresión y tensión.

**7.18.-** La construcción de los pilotes será de acuerdo con las siguientes recomendaciones:

- Previo a la construcción de los pilotes se deberá preparar una plataforma con material compactado y una plantilla de concreto pobre de  $7.0 \text{ cm}$  en la superficie para evitar movimientos durante la construcción.

- Posteriormente se dará inicio al habilitado, armado y cimbrado de los pilotes en 2 secciones. La cimbra debe quedar fija y garantizar que no se presenten movimientos que posteriormente se reflejen en los pilotes. Deberá dejarse un dispositivo en la caras de las secciones de pilote que permita unirlos durante el proceso de hincado para conformar la longitud total efectiva del pilote. Deberá dejarse una longitud adicional en la sección que conformará la cabeza del pilote para cuando se realice el descabece y unión del pilote al cajón de cimentación se garantice la longitud efectiva de diseño.

- Después se realizará el colado de las secciones de pilote. El vaciado del concreto se podrá realizar a tiro directo o con bomba, controlando la compactación

por medio de vibrado. Cada uno de los pilotes deberá ser identificado con un número y fecha de construcción para controlar la resistencia del concreto.

- Durante la construcción de los pilotes deberán dejarse unos orificios que servirán para izar y manipular el pilote durante los traslados, el hincado y la unión entre las dos secciones que conformarán un pilote.

**7.19.-** El hincado de los pilotes se realizará de acuerdo con las siguientes recomendaciones y especificaciones:

- Previo al hincado del pilote se procederá a la localización y el trazo del punto en el que quedará éste.
- Para evitar daños al pilote durante el hincado y facilitar su colocación, se recomienda realizar una perforación previa por batido sin extracción de material. El diámetro de la perforación deberá ser de 30.0 cm (80% del lado del pilote) o 40cm como máximo. La profundidad de la perforación deberá asegurar que la punta del pilote quede ubicada a 14m de profundidad.
- La selección del martillo de hincado será de acuerdo con la siguiente recomendación: el peso del pistón será de 2.5 a 3.0 veces el peso del pilote y el casquete de impacto deberá contar con sistema de amortiguamiento para evitar daños a la cabeza del pilote.
- Enseguida se dará inicio al hincado de los pilotes. Éste se realizará de manera alterna en planta para evitar que el incremento en la presión de poro levante los pilotes vecinos. Una vez hincado todos los pilotes deberá rectificarse topográficamente que el nivel de la cabeza de los pilotes corresponde con el de diseño (se considero el mismo nivel actual del terreno).



## **7.20.- Construcción de la Losa de cimentación**

La excavación para la construcción de la losa de cimentación se realizará conforme a las siguientes recomendaciones:

- Demolición y retiro de las estructuras existentes hasta 20 cm por debajo del nivel actual del terreno.
- Hincado de los pilotes
- Descabece de los pilotes para unión del refuerzo con la losa de cimentación.
- Armado y colado de las contratrabes, dados y losa.



## ***ANEXOS***

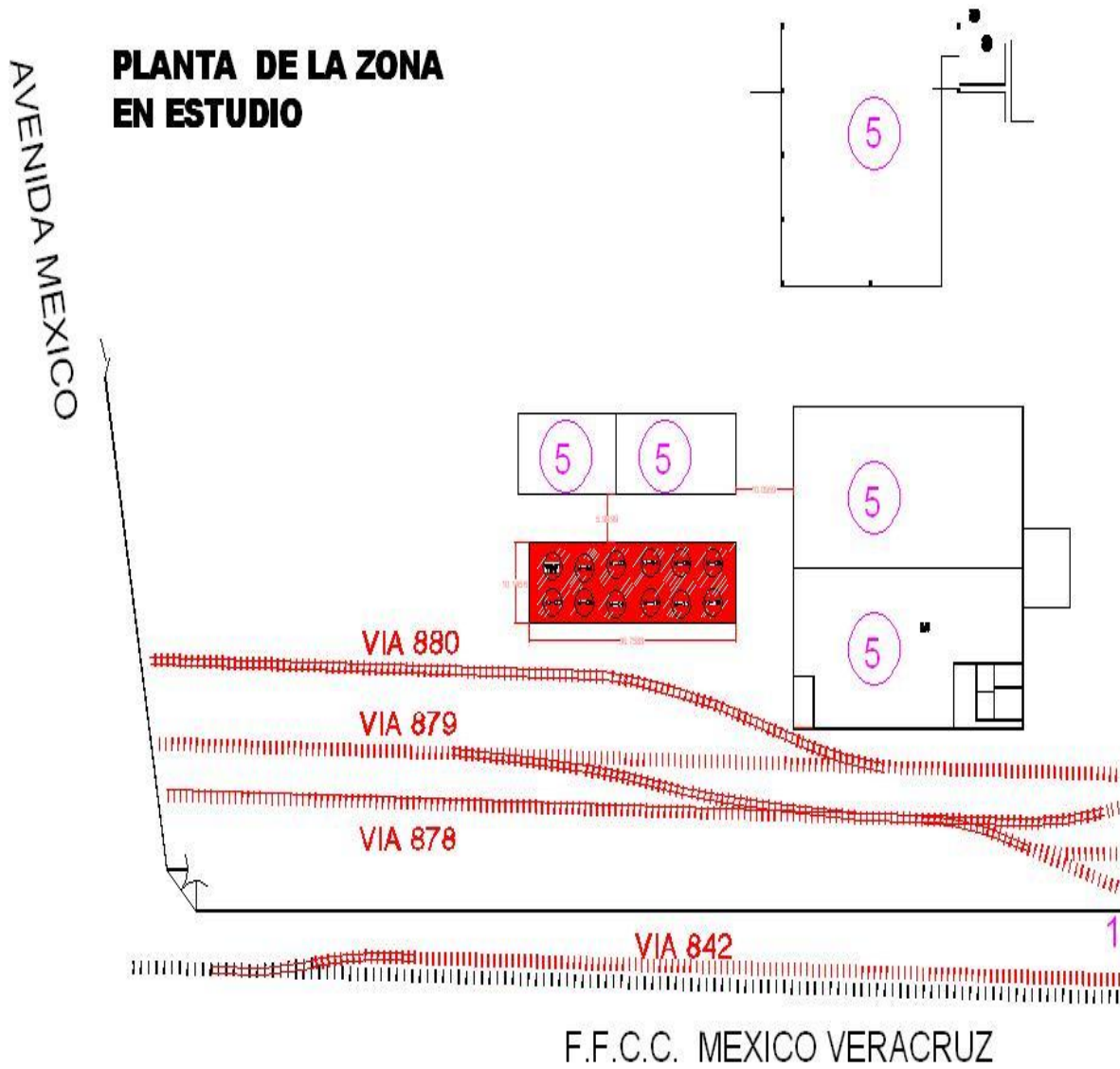


FIGURA 2. AREA ANALIZADA.



## Reporte fotográfico



EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

## UBICACION DE SONDEOS

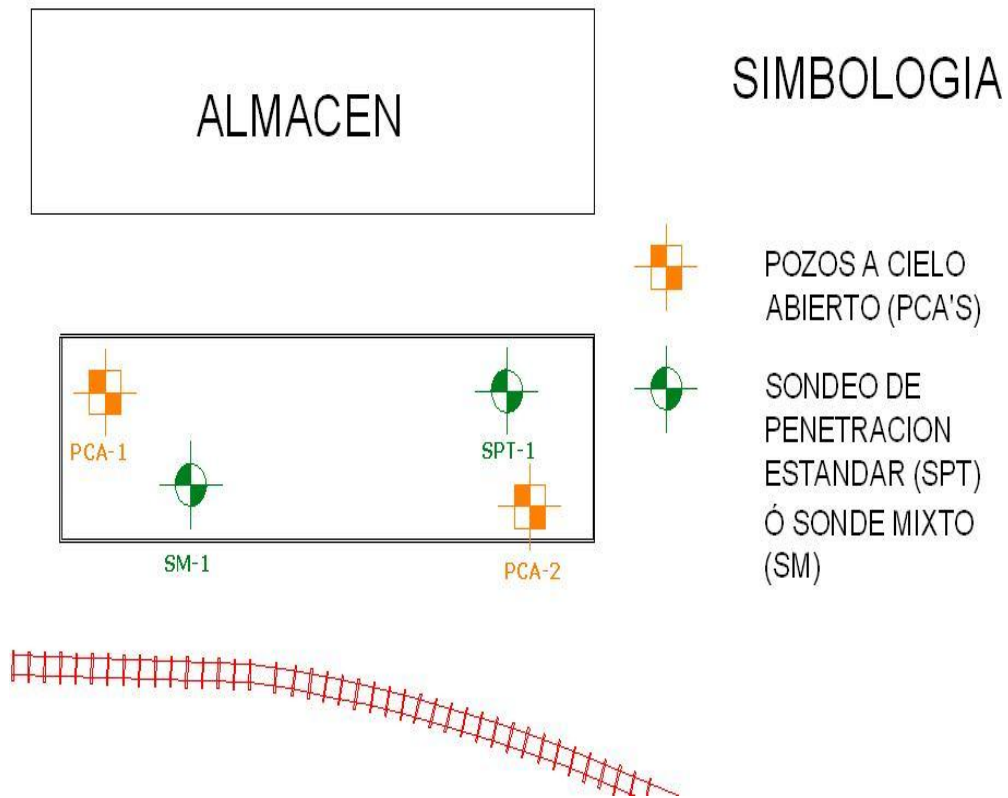


FIGURA 4. UBICACIÓN DE SONDEOS



### PERFIL ESTRATIGRÁFICO DE PCA-1

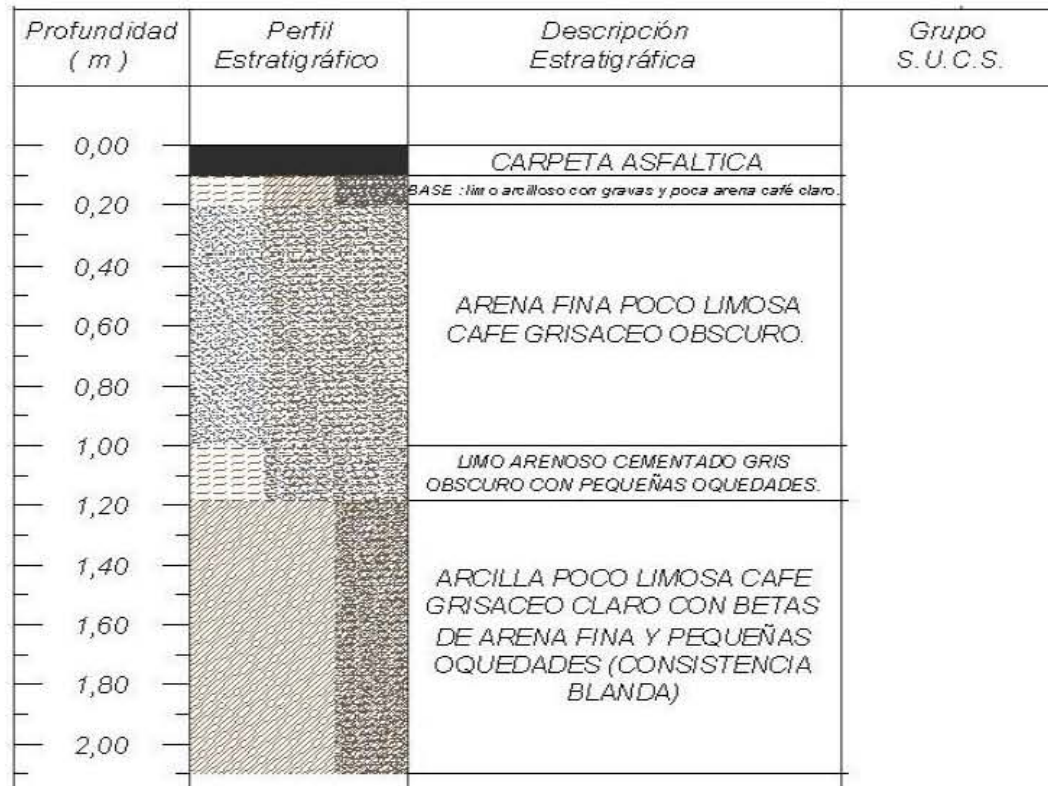


FIGURA 5. PERFIL ESTRATIGRÁFICO DE PCA-1



**PERFIL ESTRATIGRÁFICO DE PCA-2**

<i>Profundidad ( m )</i>	<i>Perfil Estratigráfico</i>	<i>Descripción Estratigráfica</i>	<i>Grupo S.U.C.S.</i>
0,00			
0,20		CONCRETO ARMADO	
0,40		LIMO CAFE CON POCA ARENA FINA Y GRUMOS DEL MISMO.	
0,60		ARENA FINA GRIS OBSCURO POCO LIMOSA DE CONSISTENCIA BLANDA.	
0,80			
1,00			
1,20			
1,40		ARENA LIMOSA GRIS OBSCURO CEMENTADO CON PEQUEÑAS OQUEDADES.	
1,60			
1,80			
2,00			



FIGURA 6. PERFIL ESTRATIGRÁFICO DE PCA-2



# REGISTRO DE EXPLORACION

PROYECTO: FENO RECINAS		HOJA 1							
UBICACIÓN: AV. MEXICO #15 STA MA. TULPETLAC		BOMBA: M OYNO 3/6							
SONDEO: SM-1		LONG YEAR 34							
V.A.F.: INGRESO		FECHA DE INICIO: 29-Nov-12							
		FECHA DE TERMINACION: 30-Nov-12							
Numero Muestra	Profundidad	No. De Golpes			Recuperación (%)	RQD (%)	Muestreo		Descripción
		15 cm	30 cm	15 cm			Avance	BT	
-	A		AVANCE		-				Concreto armado con malla
1	0.20	9	14	13	39		TP		Parte/S= 35 cm de limo arenoso café Parte/= 4 cm de arena fina gris oscuro
2	0.80	13	28	11	30		TP		Arcilla limosa con arena gris claro
3	1.40	25	46	13	25		TP		Arcilla limosa con arena gris claro
4	2.00	2	4	2	28		TP		Arcilla limosa con arena gris claro
5	2.60	1	1	1	39		TP		Arcilla de color gris claro
6	3.20	SHELBY A PRESIÓN					THS		Arcilla de color gris claro en ambos lados
7	3.80	1	1	1	31		TP		Arcilla de color gris claro en ambos lados
8	4.40	1	2	2	49		TP		Parte/S= 34 cm de arcilla gris claro Parte/= 15cm de arcilla con parte arena fina
9	5.00	2	4	1	40		TP		Arcilla de color gris claro
10	5.60	SHELBY A PRESIÓN			42		THS		Arcilla de color gris claro
11	6.60	1	2	1	39		TP		Arcilla de color gris claro
12	7.20	1	2	3	50		TP		Arcilla de color gris verdosa
13	7.80	1	1	1	33		TP		Arcilla de color gris verdosa
14	8.40	1	1	1	45		TP		Arcilla de color gris verdosa
15	9.00	SHELBY A PRESIÓN			35		THS		Arcilla gris verdosa con lentes de arena fina
16	9.90	PH	1	1	40		TP		Arcilla gris verdosa con lentes de arena fina
17	10.50	PH	1	PH	55		TP		Arena fina arcillosa color gris verdoso
18	11.10	1	1	1	51		TP		Arena fina arcillosa color gris verdoso
19	11.70	1	PH	PH	55		TP		Arena fina arcillosa color gris verdoso
20	12.30	1	2	2	48		TP		Arena fina arcillosa color gris verdoso
21	12.90	3	10	4	40		TP		Arena fina arcillosa color gris verdoso
22	13.50	2	2	4	16		TP		Arena fina arcillosa color gris verdoso
23	14.10	1	PH	3	53		TP		Arena fina arcillosa color gris verdoso
24	14.70	1	1	2	50		TP		Arena fina arcillosa color gris verdoso
25	15.30	SHELBY A PRESIÓN			36		THS		Arena fina arcillosa color gris verdoso
26	15.90	2	8	5	47		TP		Limo arenoso poco arcilloso con grumos del mismo material color café vedoso
27	16.50	20	28	15	45		TP		Limo arenoso poco arcilloso con grumos del mismo material color café vedoso
28	17.10	15	25	32	42		TP		Limo arenoso poco arcilloso color café vedoso
29	17.70	17	18	7	40		TP		Limo arenoso poco arcilloso color café vedoso
30	18.30	8	20	23	39		TP		Limo arenoso poco arcilloso color café vedoso
31	18.90	12	25	25	60		TP		Limo arenoso poco arcilloso color gris verdoso
32	19.50	AVANCE			-		TP		Arcilla poco limosa con lentes de arena fina color gris verdosa
33	20.10	SHELBY A PRESIÓN Y ROTACIÓN			40		THS		Arcilla poco limosa con lentes de arena fina color gris verdosa
<b>FIN DEL SONDEO A LOS 20.50 MTS</b>									
OBSERVACION:		PERDIDA TOTAL DE AGUA A PARTIR DE LOS 3.00 MTS.							
3INQ- BARRIL NO		Operador: JOSE LUIS MTZ Supervisor: ING. ARMANDO RIVERA							

FIGURA 8.- REGISTRO DE EXPLORACIÓN SM-1



Obra No: FENO RESINAS

Localización: AV. MEXICO # 15

Tipo de Sondeo: SONDEO ESTANDART, SPT- 1.

Cota: \_\_\_\_\_ N.A.F.: \_\_\_\_\_

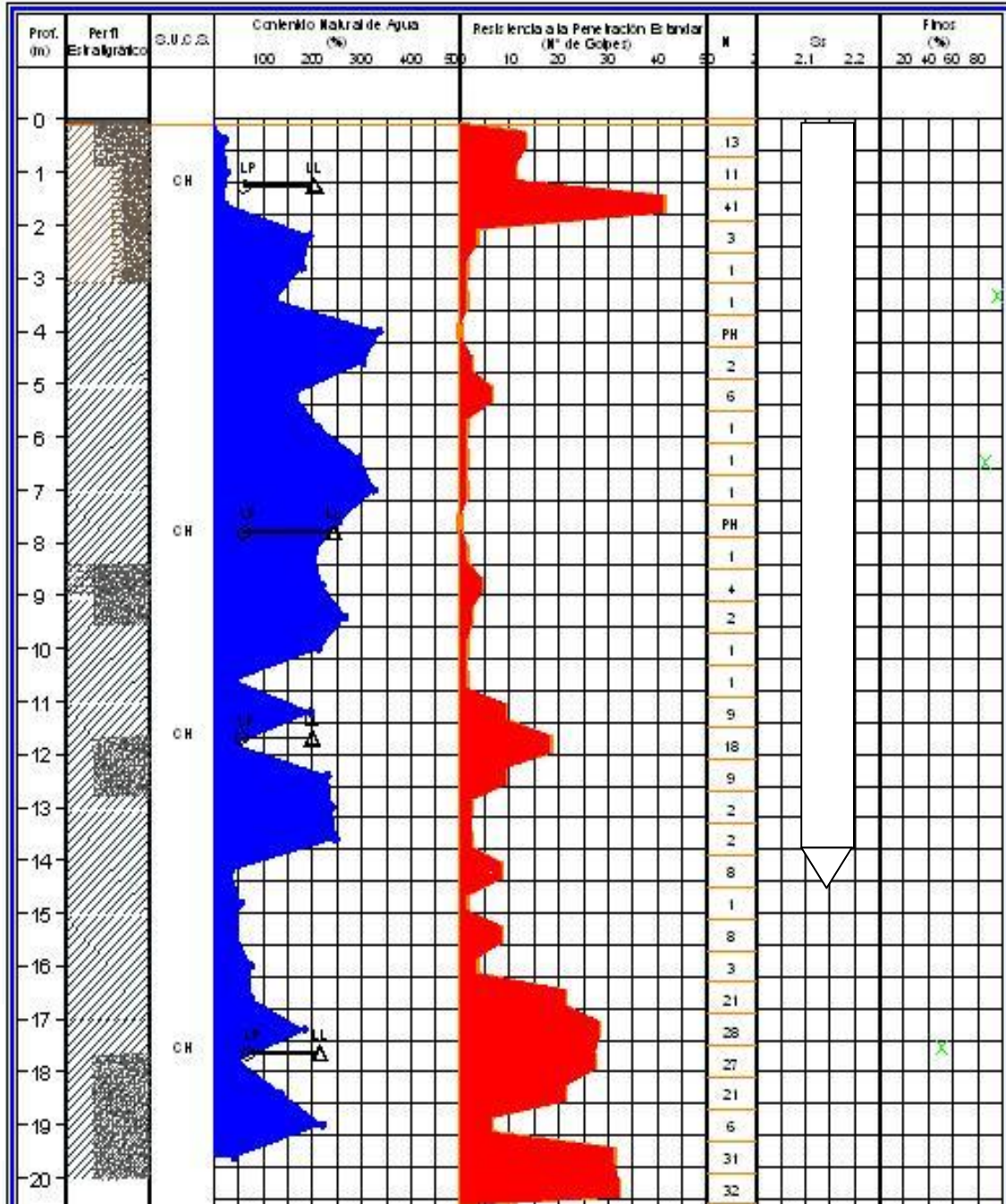


FIGURA 9. PERFIL SONDEO SPT -1

Obra No: FEND RESINAS  
 Localización: AV. MEXICO # 15  
 Tipo de Sondeo: SONDEO MIXTO, SM-1.  
 Cota: \_\_\_\_\_ N.A.F.: \_\_\_\_\_

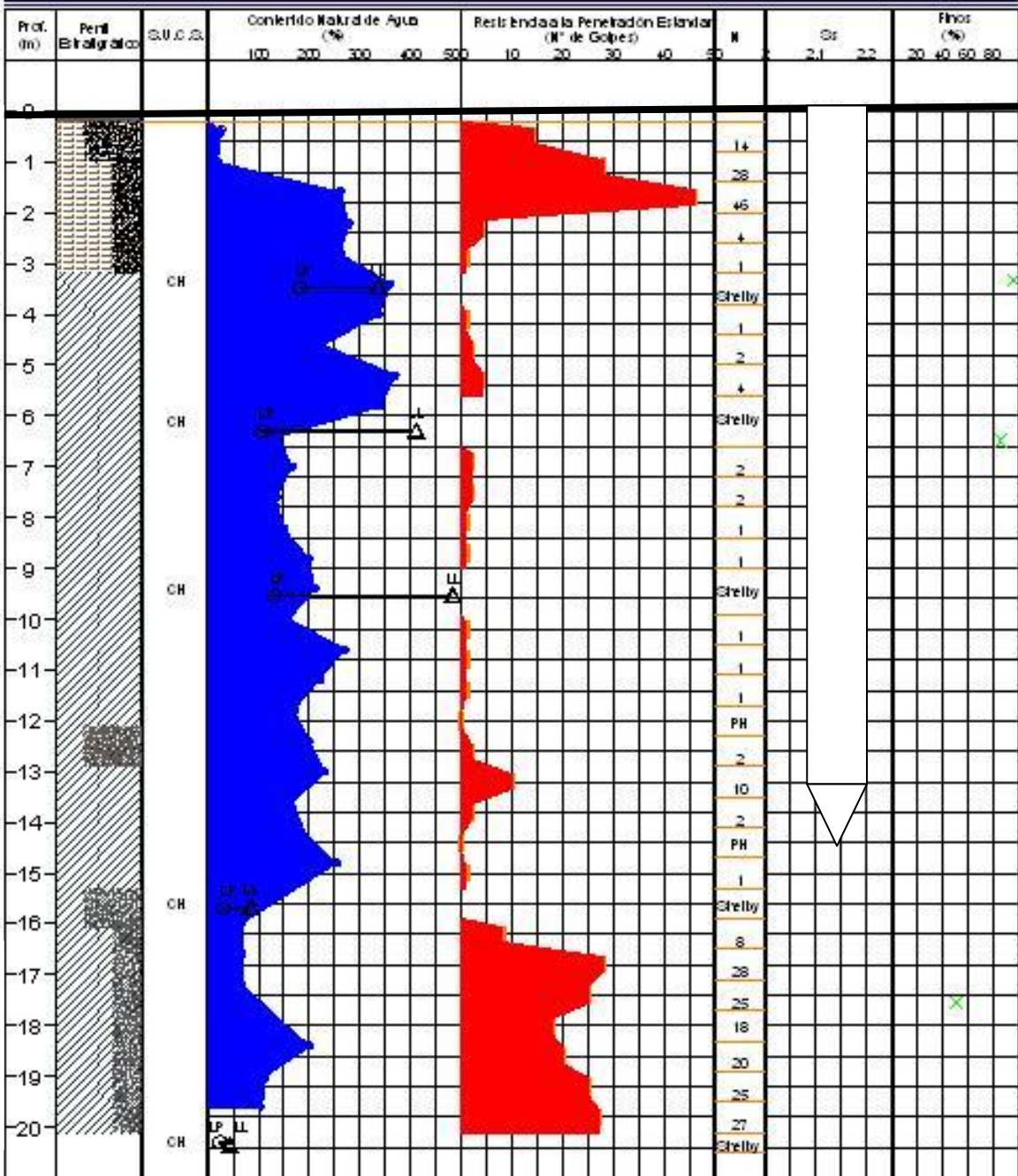


FIGURA 10. PERFIL SONDEO SM -1

**SONDEO DENOMINADO SPT-1 REALIZADO CON MAQUINA LONG YEAR 34**





## PRUEBAS DE LABORATORIO



PRUEBA LIMITES DE CONSISTENCIA



PRUEBA COMPRESIÓN SIMPLE



PRUEBA TRIAXIAL



PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN

EQUIPO DE LABORATORIO

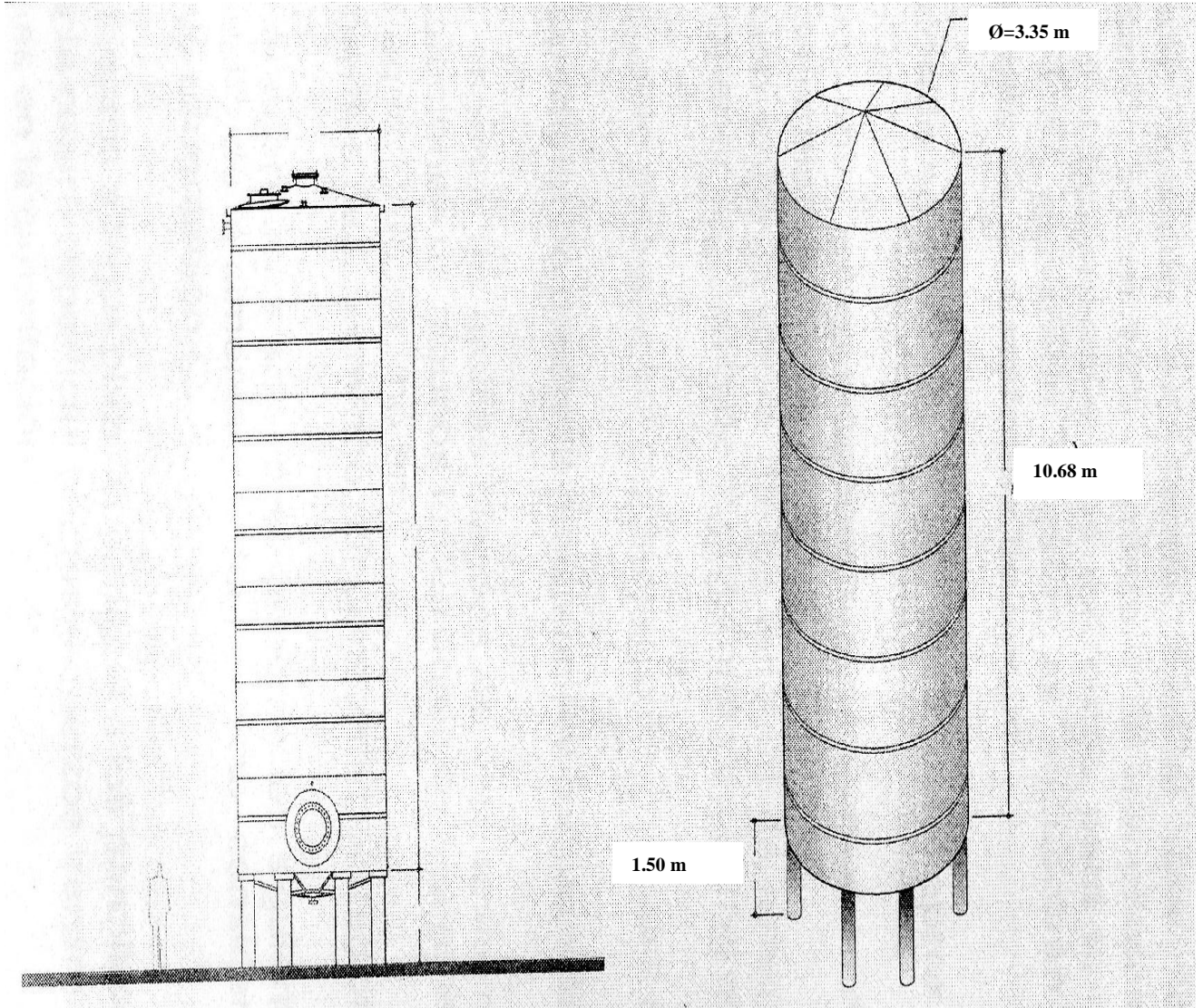


FIGURA 13a. DIMENSIONES DE TANQUE CONSIDERADOS



**ALTERNATIVA DE  
CIMENTACIÓN CON  
CAJON**

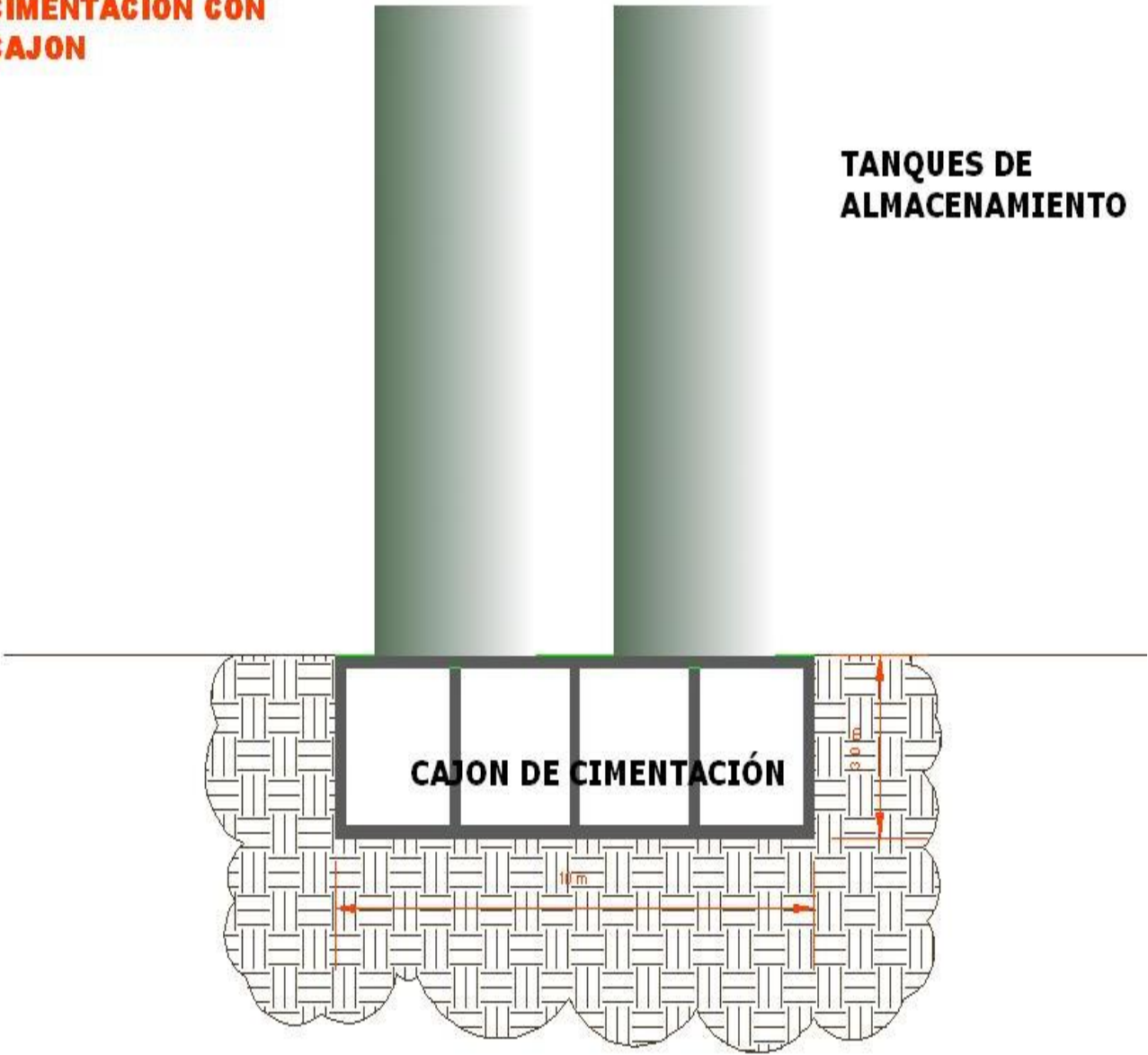


FIGURA 13b.- ALTERNATIVA DE CIMENTACION CON CAJÓN.

**ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN CON  
LOSA Y PILOTES DE FRICCIÓN**

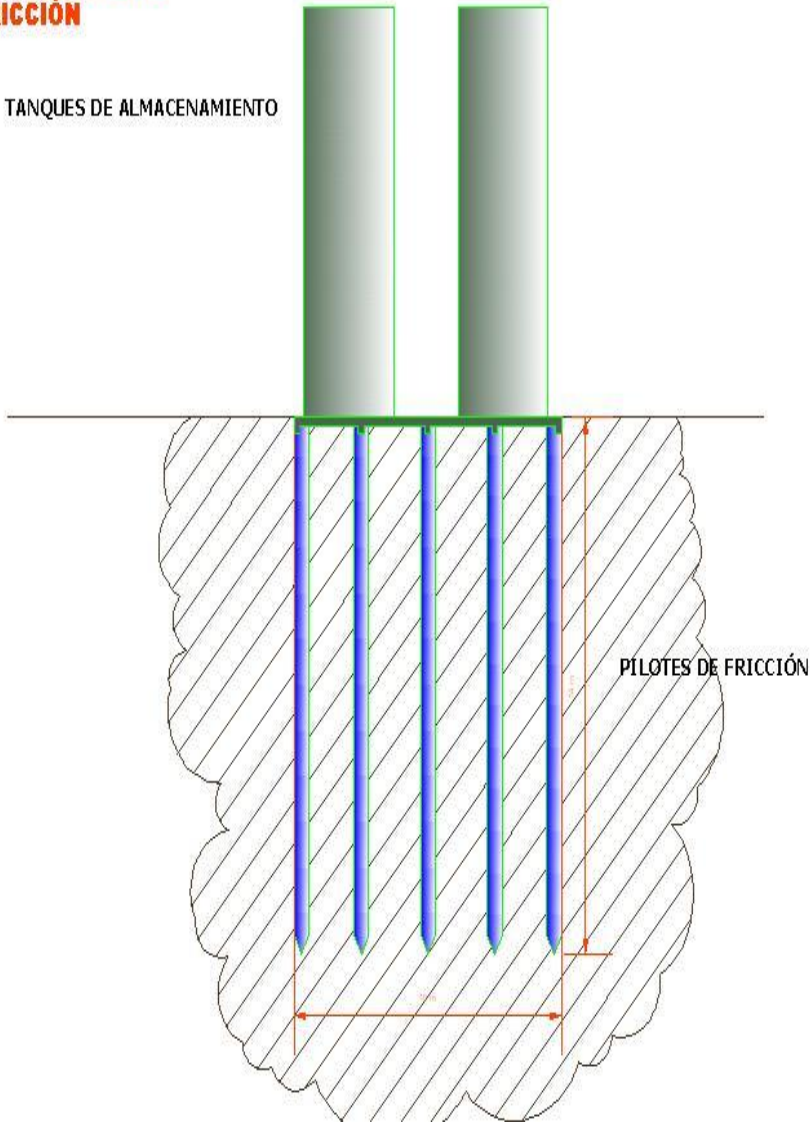


FIGURA 13c.- ALTERNATIVA DE CIMENTACION CON LOSA Y PILOTES.

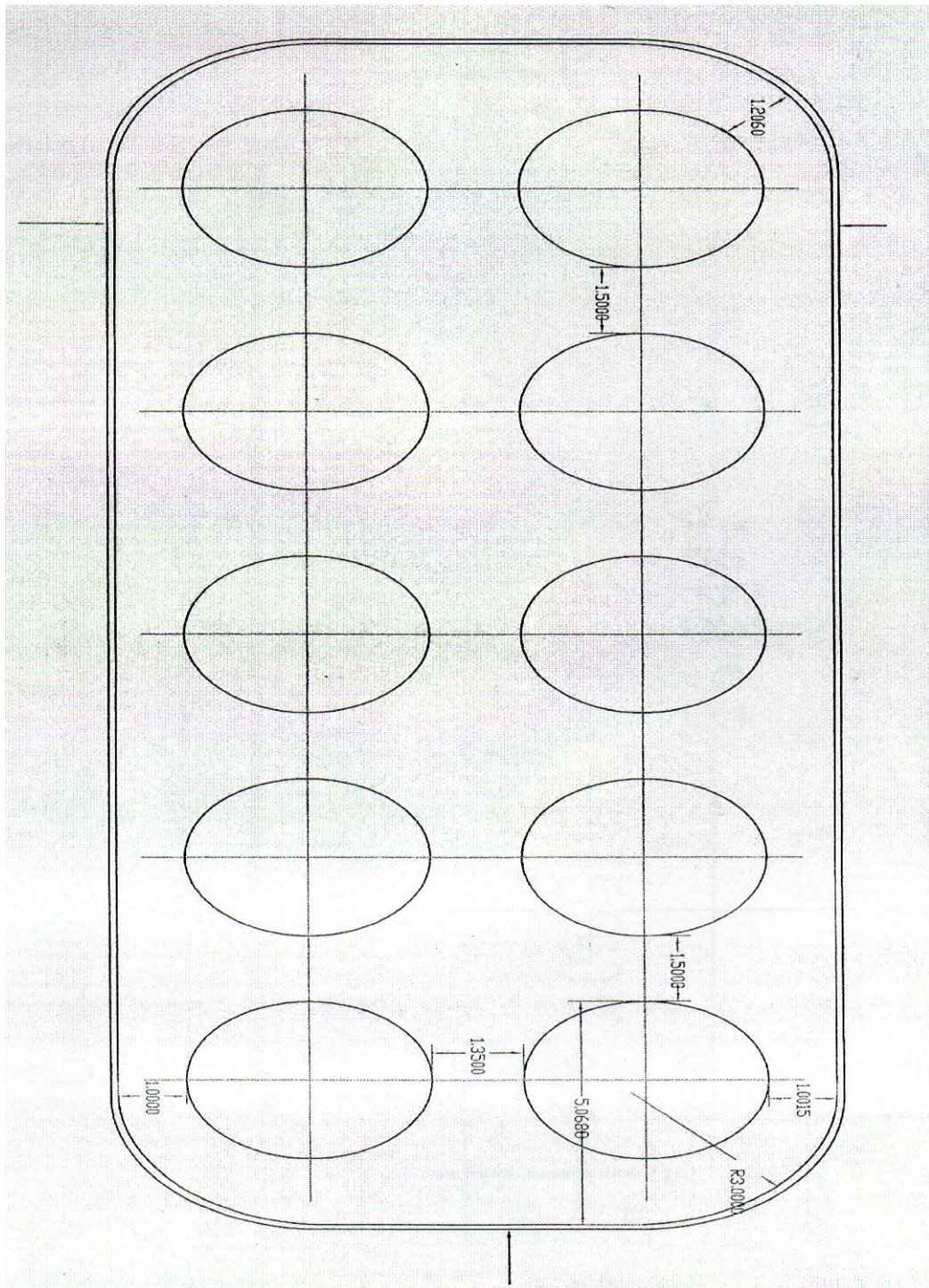


FIGURA 13d. SEMBRADO DE ESQUEMATICO DE TANQUES DE ALMACENAMIENTO.



## SEBRADO ESQUEMATICO DE LOS TANQUES DE ALMACENAMIENTO

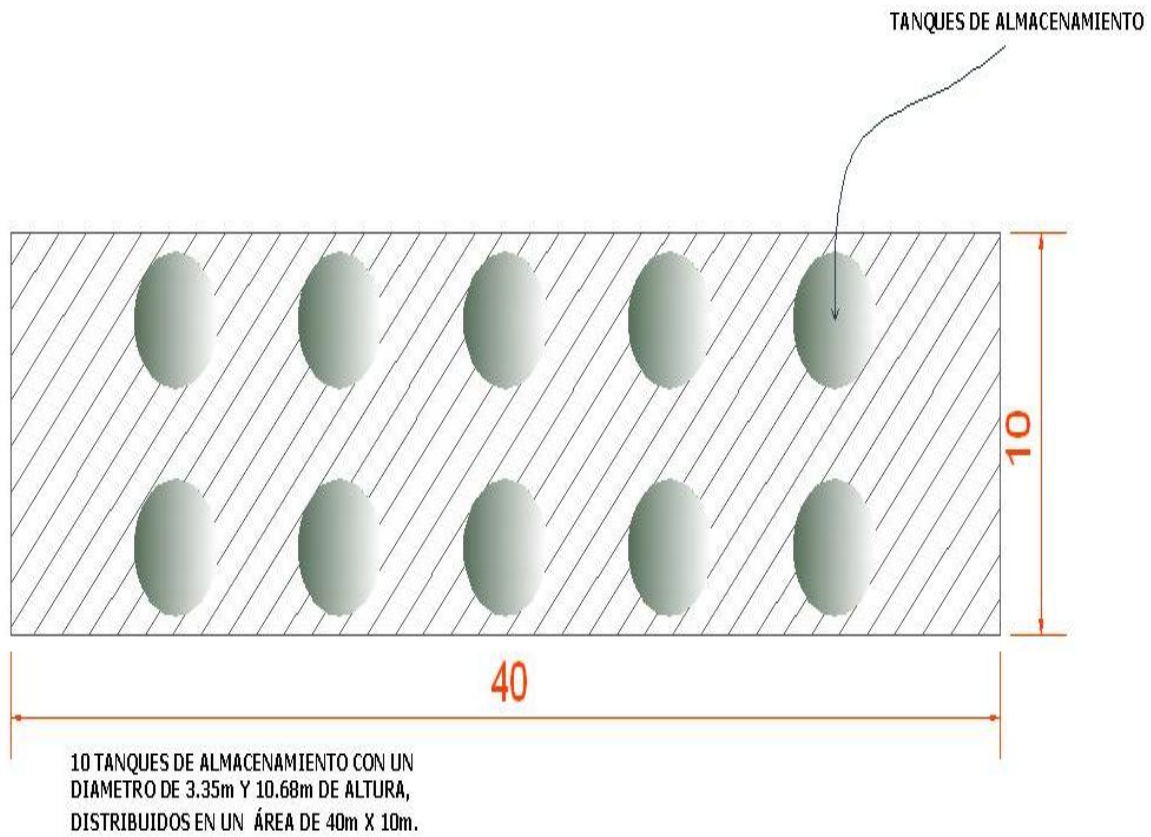
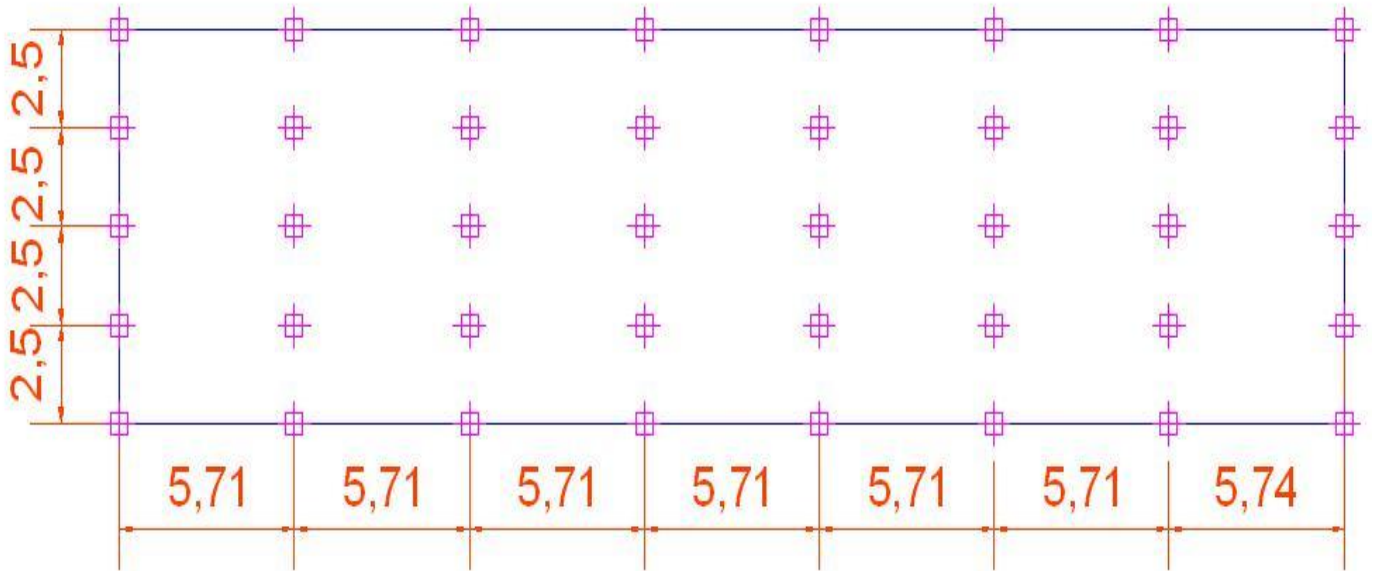



FIGURA 13e.- SEMBRADO DE ESQUEMATICO DE TANQUES DE ALMACENAMIENTO.

## SEMBRADO DE PILOTES



### SIMBOLOGIA

 40 PILOTES DE FRICCION DE SECCION CUADRADA DE 0,55 x 0,55m CON 14 METROS DE LONGITUD EFECTIVA.

cotas en metros

FIGURA 13f.- SEMBRADO DE PILOTES EN PLANTA.

## **REFERENCIAS**

- (1) Manual de Diseño Geotécnico, Volumen 1. Covitur, DDF, Secretaría General de Obras, Comisión de Vialidad y Transporte Urbano, 1987.
- (2) Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions. Leonardo Zeevaert. Robert E. Krieger Publishing Company, 1979.
- (3) Zonificación Geosísmica en México y su Aplicación al cálculo de Espectros de Diseño. Miguel P. Romo y Efraín Ovando. Instituto de Ingeniería, UNAM.
- (4) Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal Luis Arnal Simón y Max Bentacourt Suárez. Trillas, 1991.
- (5) El Cono en la exploración geotécnica. Enrique Santoyo, Riqing Lin Xue y Efraín Ovando. TOC geotecnia, 1989.
- (6) Diseño Geotécnico de Cimentaciones. Holguin, E. et al. TGC geotecnia, 1992.
- (7) Mecánica de Suelos Tomo 2 Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Juárez Badillo y Rico Rodríguez. Limusa, 1996.
- (8) Marsal, R. J. y Mazari, M. (1962), "El Subsuelo de la Ciudad de México", Instituto de Ingeniería, UNAM.

(9) Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (1978), "El Subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el Área Urbana del Valle de México", Simposio, México.

(10) Janbo N. Slope Stability Computations, Embankments Dam Engineering, the Casagrande Volumen, John Wiley 1973, pp. 47-86.

(11) Versión en español del artículo A method to estimate settlements of friction pile groups, publicado en la memorias del VI Congreso Panamericano de Mecánica de suelo e Ingeniería de Cimentación, Lima, Perú (dic 1979), Investigador y director, Instituto de Ingeniería UNAM.

