



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA  
DE MÉXICO**

---

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES  
ARAGÓN**

**“ANÁLISIS GEOTÉCNICO PARA LA CONSTRUCCIÓN  
DE UNA ESTACIÓN DE SERVICIO EN DEPÓSITOS  
LACUSTRES”**

**T E S I S**

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE :**

**INGENIERO CIVIL**

**P R E S E N T A :**

**TORRES PEREA LUIS OSCAR**



**FES Aragón**

**ASESOR:  
ING. GABRIEL ÁLVAREZ BAUTISTA**

**NEZAHUALCOYOTL, ESTADO DE MÉXICO 2012**



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.



## **AGRADECIMIENTOS**

### **A DIOS**

En primer lugar le agradezco a Dios por ayudarme a terminar  
Este proyecto, gracias por darme la fuerza y el coraje  
Para hacer este sueño realidad, por estar  
Conmigo en cada momento de vida, por darme  
A una familia como ninguna otra. Por esto  
Y muchas otras cosas t agradezco.

### **A MIS PADRES:**

A mi padres Luis Torres Casado y Elvia Perea Contreras  
que me han heredado el tesoro más valioso  
que puede dársele a un hijo: amor. A quienes sin escatimar  
esfuerzo alguno, han sacrificado gran parte de su vida para formarme  
y educarme. A quienes la ilusión de su vida ha sido convertirme  
en persona de provecho. A quienes nunca podré pagar  
todos sus desvelos ni aún con las riquezas  
más grandes del mundo. Por esto y más... Gracias.

### **A MI HERMANO:**

A ti porque directa e indirectamente has contribuido  
al cumplimiento de mis más importantes metas,  
y porque has sido también una fuente de estímulo  
y dedicación a esta mi Carrera Profesional.  
Recibe este pequeño reconocimiento a cambio  
*de lo mucho que me has apoyado.*

### **AL ING. GABRIEL ALVAREZ:**

Agradezco al Ing. Gabriel por todos los conocimientos  
que me ha transmitido, por que a pesar de que ya termine  
mi ciclo como estudiante me sigue enseñando, por  
abrirme una infinidad de puertas, por su tiempo y paciencia  
en la realización de mi tesis, por darme la oportunidad de  
desenvolverme en lo laboral, por esto y muchas otras cosas mas.



### **A MIS AMIGOS:**

Quiero agradecer a todos los buenos amigos que tengo,  
por que gracias a su apoyo, a su compañía,  
a sus buenos consejos y por estar siempre con  
una palabra de aliento cuando los necesitado

### **A MIS PROFESORES:**

Es para mi un honor agradecer los conocimientos adquiridos  
en todos mis años de estudios, a todos los profesores  
que he tenido la suerte de compartir clase con ellos,  
a los que me tuvieron paciencia, por esto y muchas  
otras cosas.... gracias





# INDICE

<b>INTRODUCCIÓN</b>	
<b>CAPITULO 1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO</b> .....	8
1.1 Descripción del proyecto.....	9
1.2 Colindancias.....	10
1.3 Condiciones actuales del terreno.....	11
<b>CAPITULO 2 EXPLORACION DEL SUBSUELO</b> .....	15
2.1 Generalidades.....	16
2.2 Pozos a cielo abierto.....	18
2.3 Sondeos con equipo mecánico.....	24
2.3.1 <i>Método de penetración estándar</i> .....	24
2.3.2.- Muestreo con tubo de pared delgada.....	26
<b>CAPITULO 3 ENSAYES DE LABORATORIO</b> .....	31
3.1 Muestras alteradas.....	33
3.2 Muestras inalteradas.....	34
3.3 Contenido de Agua.....	35
3.4 Pruebas de Limite de consistencia.....	37
3.5 Pruebas de Porcentaje de finos.....	39
3.6 Pruebas de Consolidación.....	40
3.7 Pruebas Triaxiales UU.....	42
<b>CAPITULO 4 DESCRIPCIÓN ESTATIGRAFICA DEL SUBSUELO</b> .....	44
<b>CAPITULO 5 ANALISIS GEOTECNICO</b> .....	52
5.1 Acciones.....	53
5.2 Estado límite de falla en condiciones estáticas.....	54
5.2.1. Capacidad de carga de la cimentación.....	54
5.3. Estado limite de falla en condiciones dinámicas.....	56
5.4- Estado limite de servicio.....	58
5.4.1 Expansiones elásticas.....	58
5.4.2 Asentamientos diferidos.....	60
5.5 Cajón del tanque de almacenamiento.....	60
5.5.1 Estado limite de falla.....	61
5.5.2.- Estado limite de servicio.....	63
5.5.2.1.- Expansiones elásticas.....	63
5.6 Empujes sobre los muros perimetrales del cajón de cimentación.....	64
5.7 Falla de fondo.....	66
5.8 Estabilidad de taludes.....	67
5.9 Rellenos en alerones.....	68
<b>CAPITULO 6 MOVIMIENTO DE TIERRAS</b> .....	70
<b>CAPITULO 7 PROCESO CONSTRUCTIVO PARA LA EXCAVACION</b> .....	75
7.1 Proceso constructivo para tanques de almacenamiento.....	76
7.2 Proceso constructivo zapatas.....	86
<b>CAPITULO 8 DISEÑO DE PAVIMENTOS</b> .....	89
8.1 Características de la subrasante.....	90
8.2 Diseño de pavimento rígido.....	90
8.3 Diseño de pavimentos de tipo flexible.....	94
8.4 ESPECIFICACIONES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LOS PAVIMENTOS RÍGIDOS.....	96
8.5 ESPECIFICACIONES PARA CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTOS...103	
<b>CONCLUSIONES</b> .....	111



# INTRODUCCIÓN





## INTRODUCCION:

Mientras los automóviles se hacían más populares en todo el mundo, la necesidad de estaciones de servicio fue aumentando. Las técnicas de producción masiva de automóviles implementadas por Henry Ford permitieron que los consumidores pudieran acceder a autos a un precio módico. El aumento de propietarios de autos resultó en una demanda mayor de estaciones de servicio. La primera estación fue construida en 1907 por la empresa Standard oil of California (hoy en día llamada ChevronTexaco) en la ciudad de Seattle, en el estado estadounidense de Washington. Esta compañía fue la que comenzó a poner avisos con logos en las rutas, publicitando sus estaciones de servicio.

En México la industria del petróleo está nacionalizada y los precios están regulados, la estación operadora principal es Pemex, Debido a que la producción de automóviles en México se ubicará en 2.7 millones de unidades en el 2012, lo que supone un incremento del 6.3 por ciento con respecto al 2011: en tanto, la venta interna se ubicará en 930,000 unidades, lo que implica un incremento anual de 2.6 por ciento, esto trae como consecuencia un aumento en el consumo de combustibles.

La Red de Estaciones de Servicio ha estado sujeta desde marzo de 1992 a un proceso de modernización de sus instalaciones para garantizar elevados niveles de seguridad y cumplimiento de la normatividad en materia ambiental, a la vez que se atienden las necesidades de los consumidores con más altos estándares de calidad en el Servicio.

El interés de promover el desarrollo de la Red de Estaciones de Servicio en todas las poblaciones y ciudades del país, se estableció el sistema de la Franquicia Pemex; lo que ha generado resultados positivos ya que en 1991, antes de que se iniciara el programa de la Franquicia, operaban 3,164 Estaciones de Servicio y gran parte de ellas tenían una antigüedad superior a los 10 años. En respuesta a ello se instrumentó el Programa de Modernización de Estaciones de Servicio, punto de partida del Sistema de la Franquicia Pemex.

Por otro lado, se revisaron los procedimientos administrativos para incorporar nuevas Estaciones de Servicio al detectarse un rezago en el crecimiento de la red comercial, respecto a la dinámica socioeconómica del país. Esto condujo al acuerdo con la Comisión Federal de Competencia que se firmó en julio de 1994 y que dio lugar al Programa Simplificado para la Instalación de Nuevas Estaciones de Servicio. Con ello se impulsa el interés por la Franquicia Pemex y se incrementa de manera constante la Red de Estaciones de Servicio que hoy significa contar con una Red de más de 9,800 Estaciones de Servicio distribuidas a lo largo del país.



### Localización

El presente trabajo refleja el desarrollo de un Estudio de Mecánica de Suelos para un predio que se encuentra ubicado en la esquina que forman las calles de Dr. Vertiz y Dr. Ignacio Morones, Colonia Doctores, delegación Cuauhtémoc, D.F., donde se proyecta la construcción de una Gasolinera. La localización del sitio de interés se indica en la figura 1.

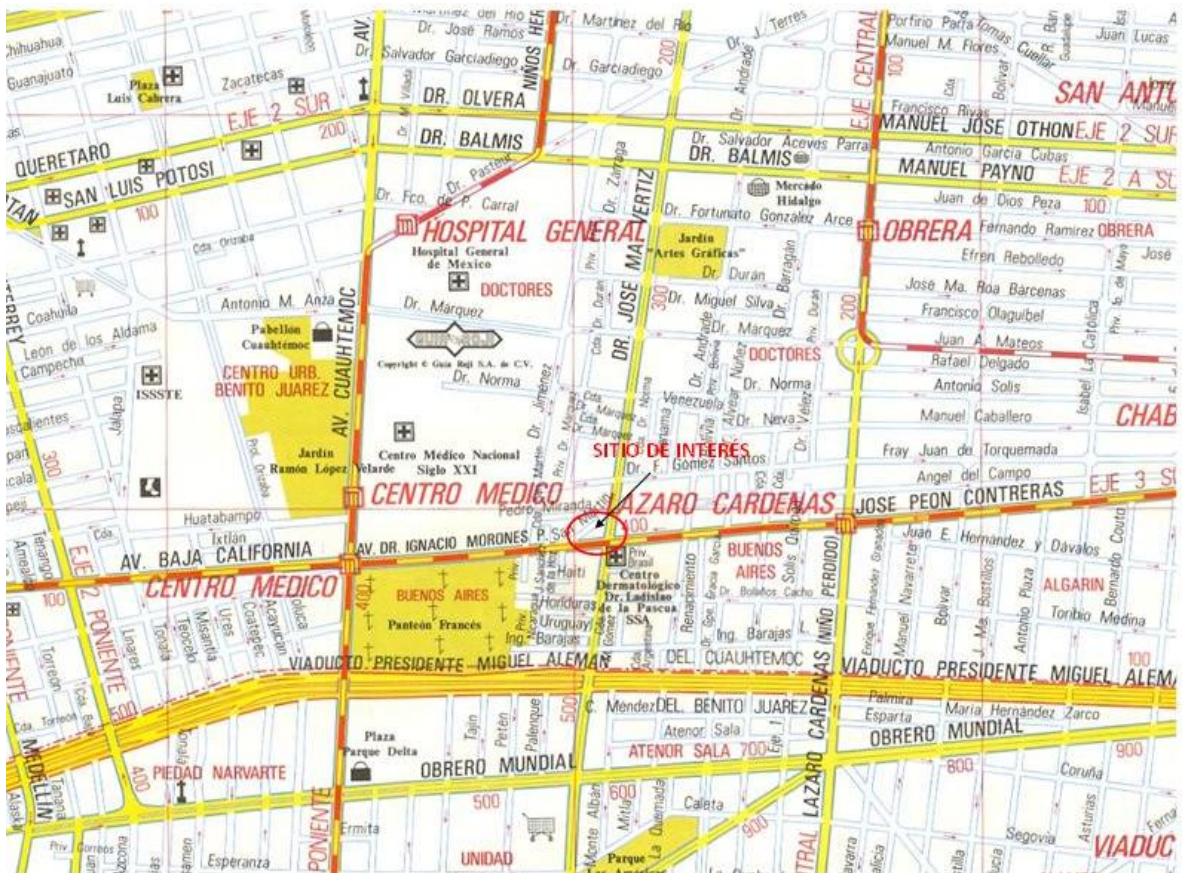


FIGURA.- 1 LOCALIZACION DEL SITIO DE INTERES.



## OBJETIVO DEL ESTUDIO

1. Determinar la estratigrafía del subsuelo en el sitio de interés, sus propiedades índice y mecánicas (deformabilidad y resistencia).
2. Establecer la alternativa de cimentación que se juzga más adecuada para la construcción del inmueble que garanticen su estabilidad, proporcionando las recomendaciones necesarias para su diseño, tales como: la capacidad de carga en condiciones estáticas y dinámicas, los asentamientos máximos esperados que se desarrollarán en la masa del suelo bajo la carga total de la estructura.
3. Diseño de la estructura de los pisos y pavimentos en función de los parámetros de soporte de la capa sub-rasante, de la intensidad y magnitud de cargas que circularán sobre estos, se dan las especificaciones y las normas generales de control de calidad de los materiales.
4. En este trabajo se dieron las especificaciones para la construcción de los pavimentos de tipo rígido, para los tanques de almacenamiento que se alojarán en cajones de concreto reforzado desplantados a 5.8 m de profundidad con respecto al nivel de piso terminado, con la losa tapa al nivel de rodamiento del pavimento, para las estructuras que cubrirán las bombas de despacho y para la estructura de dos niveles donde se alojarán los servicios y la administración, con la distribución.



# 1.- DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO



FOTOGRAFIA AEREA DEL SITIO DE INTERES



VISTA PANORAMICA

## 1.1 Descripción del proyecto

El proyecto contempla la construcción de dispensarios, dos tanques de almacenamiento con doble pared (uno de 80,000 litros para gasolina Magna y otro de 40,000 litros para gasolina Premium), además se tiene prevista una estructura de dos niveles, para área de servicios y de tienda, un cuarto eléctrico y un cuarto de máquinas, finalmente se tendrá un estacionamiento vehicular superficial. El sembrado de las estructuras se presenta en la figura 2.

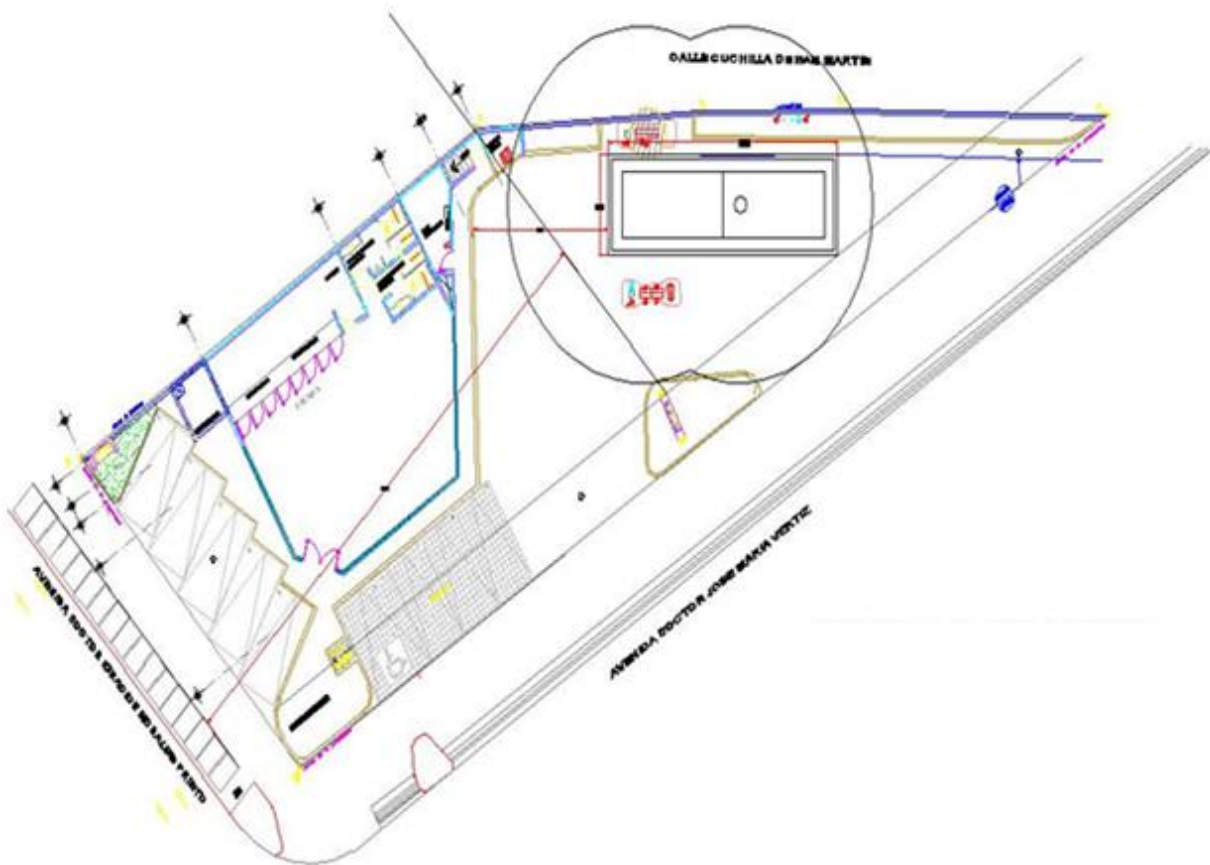


Figura 2.- Sembrado de las estructuras proyectadas.





### 1.3 Condiciones actuales del terreno

Dentro del predio en estudio actualmente existen instalaciones de una Gasolinera antigua, que se encuentra en desuso; y actualmente sólo es utilizado como estacionamiento de vehículos ligeros. Toda el área del terreno se encuentra cubierta con una losa de concreto y se tienen algunos árboles de diferentes tamaños y diámetros hacia la colindancia sur.

A continuación se presentan una serie de fotografías, en las que se describen las condiciones actuales en las que se encuentra el terreno en estudio, y en la figura 4 se presenta un plano, donde se muestra la posición en que fueron tomadas dichas fotografías, con el fin de tener una perspectiva mejor del área estudiada y de las colindancias de la misma.

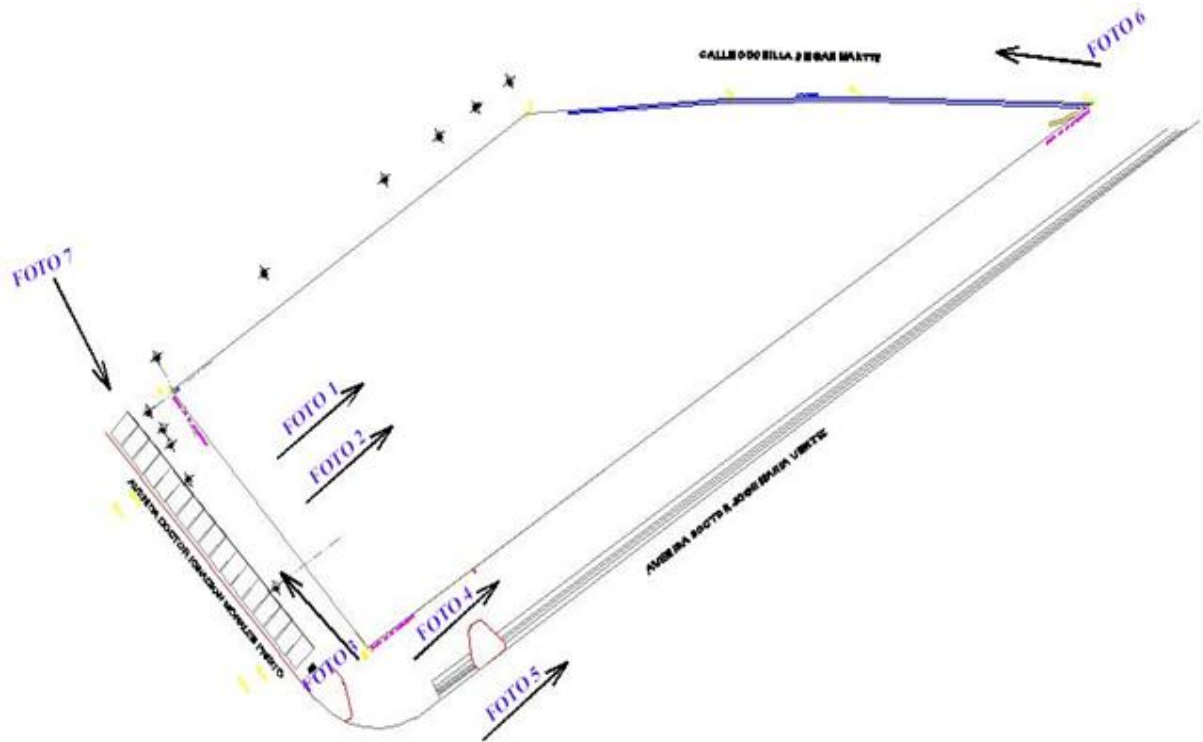


Figura 4 . Ubicación De Fotografías Tomadas



**Foto 1. Vista de sur a norte. Junto a esta colindancia existen tanques de la antigua estación de gasolina.**



**Foto 2. Vista de sur a norte. Almacenamiento de automóviles**





**Foto 3. Vista de oriente a poniente (vialidad- morones). Aproximadamente a 2 m. Del lidero del predio de interés existen instalaciones de ventilación del metro**



**Foto 4 y 5. Vista de sur a norte (vialidad- vertiz). Existencia de grietas sobre el pavimento, a 6 m aprox. Del lindero del predio de interés.**



**Foto 6. Colindancias en el lado poniente del predio de interés. Viviendas de 1 nivel con patios interiores).**



**Foto 7. Vista de poniente a oriente (vialidad- morones). Aproximadamente a 2 m. Del lidero del predio de interés existen instalaciones de ventilación del metro**



## 2.- EXPLORACION Y MUESTREO DEL SUBSUELO





## 2. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

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 requerirá la siguiente exploración:

Se efectuó un sondeo de tipo mixto a 25 m de profundidad, combinando el muestreo inalterado empleando el muestreador de pared delgada tipo shelby, y 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 tres pozos a cielo abierto a 2.0 m de profundidad con respecto al nivel actual de banquetas, obteniendo muestras cúbicas inalteradas de los materiales representativos y determinando la estratigrafía en las paredes de los pozos.

### 2.1 Generalidades

La investigación del subsuelo tiene como finalidad, averiguar el estado natural de un suelo de cimentación, antes de la asignación a un predio, de un tipo determinado de estructura o de un arreglo de ellas, para lo anterior, se realizó en el sitio de interés un sondeo profundo de tipo mixto con profundidad de 25 m además se realizaron tres pozos a cielo abierto entre 1.5 y 2.0 m de profundidad, ambos en lugares estratégicamente seleccionados, con el fin de conocer la existencia de rellenos de mala calidad, la estratigrafía del subsuelo y sus características de resistencia y deformabilidad así como los espesores correspondientes para cada estrato encontrado.

Debido a lo heterogéneo y complejo del suelo, en muchos sitios se han ideado pruebas de campo y laboratorio, que permiten obtener en forma aproximada valores y propiedades índice y mecánicas de los suelos. Estos datos permiten tener elementos de cálculo, para conocer la capacidad de carga del suelo y el asentamiento que se producirá, con lo que podrá dictaminarse la recomendación de la cimentación a emplear.

La exploración del suelo en campo puede realizarse de dos maneras: exploración Directa y exploración Indirecta.



En la *Exploración Directa* se obtienen muestras de suelo alteradas o inalteradas de las cuales se llevarán al laboratorio para su ensaye, mientras que en la *Exploración Indirecta* se obtienen las propiedades físicas del suelo a través de la propagación de ondas sísmicas, conducción de corriente eléctrica, propagación de ondas sónicas.

La Exploración Directa se recomienda para estudios del suelo donde se requiere únicamente tener un criterio general del suelo en el que se cimentara, o bien cuando las construcciones sean de magnitudes considerables. Ahora bien, si se cimentara en zonas minadas, con oquedades por su misma formación geológica o que contengan grandes capas de rellenos ya sean naturales o artificiales, se considerará conveniente utilizar los métodos de Exploración Indirecta, ya que estos nos permitirían conocer una porción más amplia del terreno.

Respecto al propósito con el que se toman las muestras, estas se dividen en muestras de inspección y muestras para el laboratorio. De las muestras de inspección solo se requiere que sean representativas. En cambio, las muestras destinadas a estudios de laboratorio deben llenar una serie de requisitos con respecto al tamaño, método de obtención, embarque, etc.

Tanto las muestras de inspección como las de laboratorio pueden ser *inalteradas*, cuando se toman todas las precauciones para procurar que la muestra esté en las mismas condiciones en que se encuentra en el terreno de donde procede y *alteradas* cuando se modifica básicamente su estructura sin cambios químicos. Las muestras de suelo alteradas pueden ser:

- a) Representativas: cuando han modificado su estructura, conservando sus componentes.
- b) No representativas: cuando además de haber modificado su estructura, han perdido alguno de sus componentes.

Para nuestro propósito, la Exploración Directa con cualquiera de los métodos expuestos es recomendable, por la rapidez en la obtención de las muestras y que requiere de equipo menos sofisticado, lo cual implica que sea más económico el estudio y se obtienen buenos resultados. Cabe aclarar que cuando el suelo de cimentación sea conflictivo, en el caso de minas u oquedades por ejemplo, no se restringirá el uso de uno o más de los métodos de Exploración Indirectos.

## 2.2 Pozos a cielo abierto

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

El método queda limitado principalmente al tipo de material y posición del nivel de agua freática, sin embargo si el nivel freático se encontrara antes de cumplir con los objetivos de esta investigación, esto no deberá considerarse como limitante de la profundidad del pozo, el cual deberá continuarse, aunque se requiera utilizar equipo de bombeo. Esta condición nos llevara a encarecer el costo de la cimentación y deberá tomarse en cuenta al escoger el tipo de estructura a construir en el sitio.

El procedimiento consiste en realizar excavaciones a cielo abierto dentro del predio en estudio de exactamente 0.8 m. x 1.50 m. y profundidad tal 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 la presencia de agua en ningún pozo realizado.



### POZO A CIELO ABIERTO EXCAVADO

El pozo debe realizarse con pico y pala, una vez hecha la excavación, en una de las paredes del pozo se va abriendo una ranura vertical de sección uniforme de la cual se obtiene una muestra cúbica de aproximadamente 25 cm. de lado por 20 cm. de profundidad, este trozo de suelo se empaca debidamente y se envía al laboratorio



para su estudio. Si se detectan a simple vista varios estratos de suelo, se tomarán muestras de cada uno de ellos de la misma forma.

Es importante mencionar que la excavación y todos los trabajos realizados fueron supervisados por un ingeniero especialista en Mecánica de Suelos, por que ahí mismo realizo sencillas pruebas de campo que determinaron de manera preliminar el tipo de suelo y algunas de sus características como granulometría, plasticidad, entre otras.



La ubicación y número de pozos a realizar esta en función del tamaño del predio, del área que abarque la nueva construcción, del conocimiento previo de las colindancias. Se deberá cuidar que la ubicación de los pozos, sea tal que permita la mayor información con el mínimo costo y tiempo, dependiendo de las condiciones antes citadas. Los pozos también deben permitir obtener información acerca del desplante de las estructuras colindantes, y de las cimentaciones antiguas en el predio mismo en el caso de que existan.

En la figura 5 se presenta un croquis con la ubicación de los sondeos realizados dentro del predio.

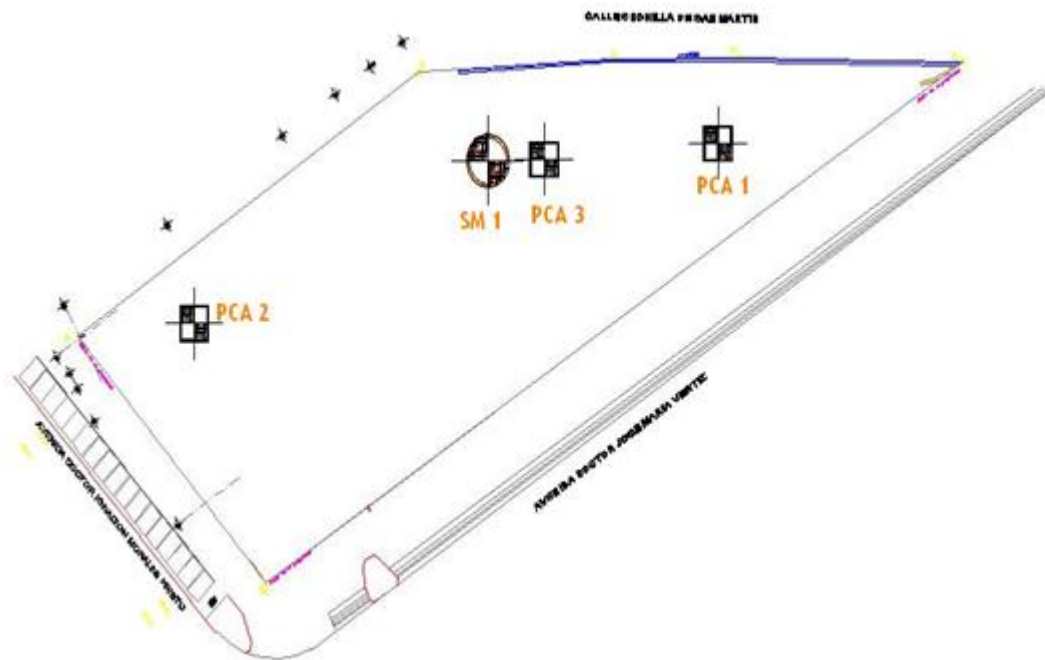


Figura 5 Ubicación Del Sondeo Profundo Y Pozos A Cielo Abierto



En las figuras 6, 7, y 8 se presenta el perfil estratigráfico de los PCA-1 a PCA-3 realizados.

<b>OBRA : VERTIZ VOGGA</b>						
<b>LOCALIZACIÓN : ESQ DE DOCTOR VERTIZ Y DOCT OR MORONE S No. 4</b>						
<b>TIPO DE SONDEO : POZO A CIELO ABIERTO</b>						
PROF (m)	DESCRIPCIÓN	PERFIL ESTRATIGRAFICO	GRUPO SUCS	W %	LL %	IP %
<b>PCA-1</b>						
0,00	8 CM. DE LOSA REFORZADA CON MALLA ELECTROSLDADA					
0,20 0,40	47 CM. DE ARENA COMPACTA PARA PROTECCION DE INSTALACIONES EN LA ANTIGUA ESTACION DE GASOLINA					
0,60	2 CM DE PLANTILLA DE CONCRETO SIMPLE					
0,80 1,00	MATERIALES DE RELLENO DE MALA CALIDAD CON OLOR A DESCOMPOSICION Y A GASOLINA, ADEMAS AL TACTO SE TIENEN ACEITES			28,5		
1,20	↑ NIVEL DE MAXIMA EXCAVACION					
1,40						
1,60						



FIGURA 6 PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL PCA-1



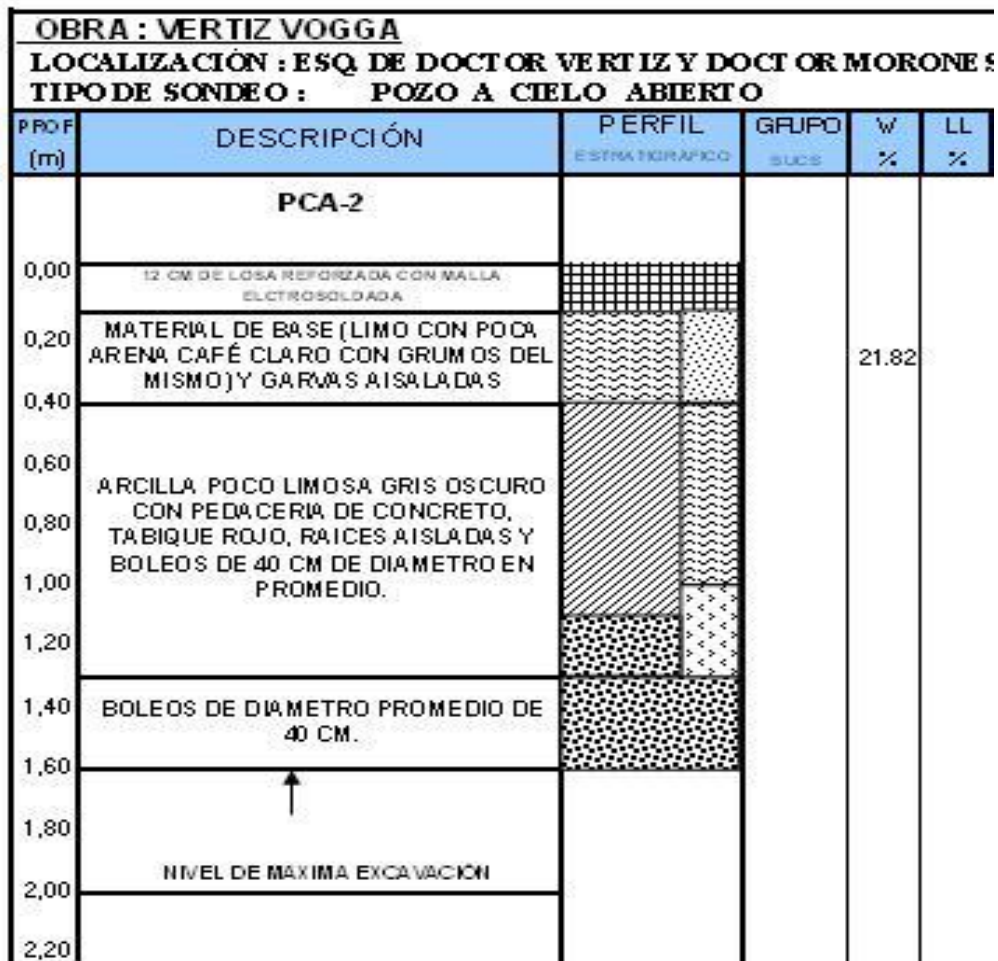


FIGURA 7 PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL PCA-2

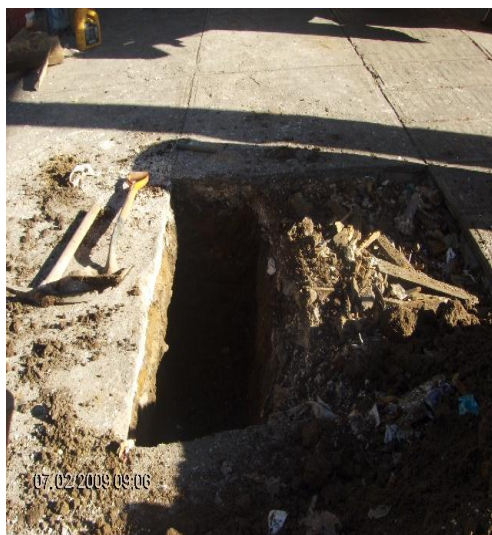
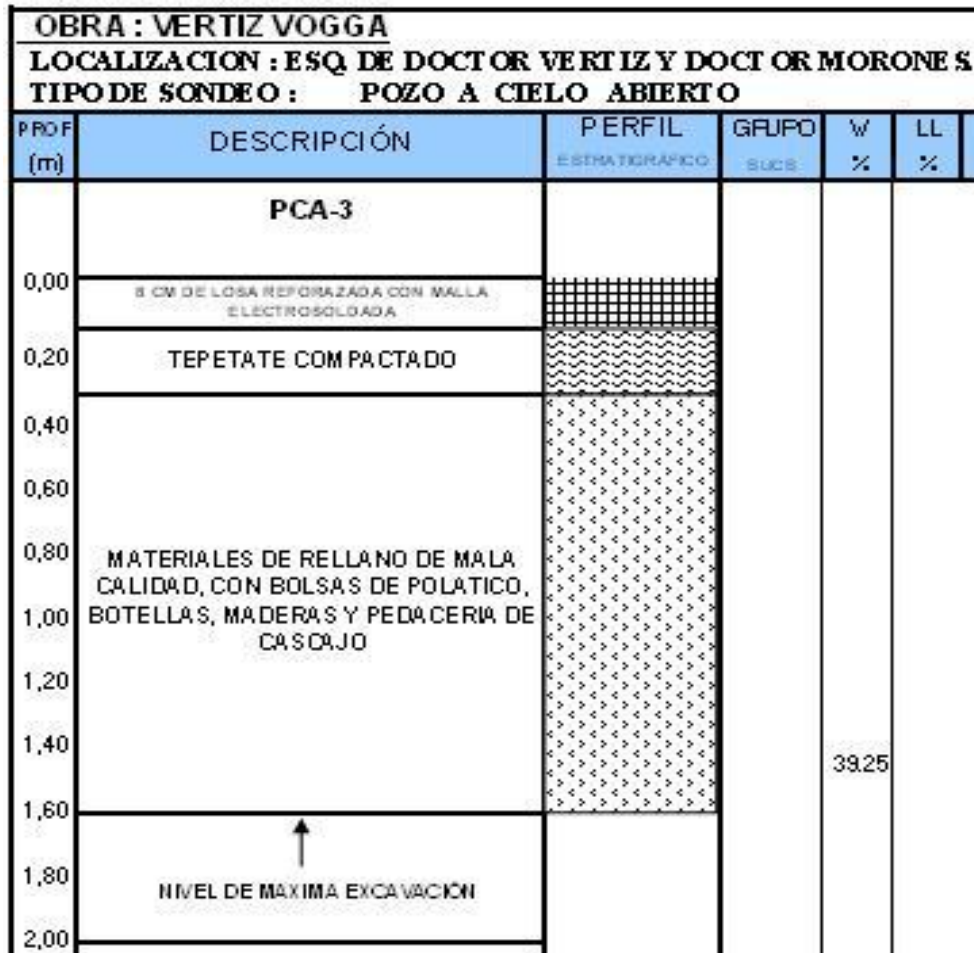


FIGURA 8 PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL PCA-3



El control y coordinación de la exploración de campo y de los ensayos en el lugar se efectuaron por parte de un ingeniero especialista en geotecnia, así como un levantamiento geológico superficial del sitio de interés.

### **2.3 Sondeos con equipo mecánico**

Además de ejecutar las exploraciones con pozos a cielo abierto para determinar las características superficiales del subsuelo, se realizó en el sitio de interés un sondeo profundo con maquinaria rotatoria Long Year 34.

Como se menciona anteriormente, los pozos a cielo abierto permiten la inspección directa del suelo en estudio, pero esta misma no se puede llevar a más profundidad por los problemas de control de taludes y filtración del agua freática, por lo que en este caso se requirió hacer un sondeo profundo de tipo Penetración estándar denominado SPT-1, el cual fue realizado a una profundidad de 20m, que será de gran apoyo para determinar la magnitud de los asentamientos máximos esperados y de la capacidad de carga del terreno.

#### **2.3.1 Método de penetración estándar**

Con este método se obtiene 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.

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 golpes necesarios para llevar la penetración del tubo partido de 15 a 45 cm. constituyen el valor de  $N$ .





VISTAS DEL SONDEO DE PENETRACIÓN ESTANDAR

A continuación se presenta una tabla que correlaciona el número de golpes con la compacidad 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**

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

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

### 2.3.2.- *Muestreo con tubo de pared delgada.*

Con este proceso se obtienen muestras inalteradas del suelo, 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.

Lo anterior se debe a que la muestra obtenida con esta herramienta alterará inevitablemente las condiciones de esfuerzo que esta 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.

En las figuras 9 y 10 se presenta el registro de campo del sondeo profundo realizado en el sitio de interés.



Tubo de pared delgada (Shelby)



REPORTE DIARIO DE PERFORACION

OBRA: VERTIZ VOGGA		COORDENADAS: X		Y	Z							
LOCALIZACIÓN: ESQ. VERTIZ Y MORONES, COL. DOCTORES MEXICO D.F.		FECHA DE INICIO: 07/02/2009		Hrs. 10:00								
POZO N°: 1		TERMINACIÓN: 07/02/2009		Hrs. 20:00								
TIPO DE SONDEO: MIXTO		BOMBA: MOYNO 3L6										
PERFORADORA: LONG YEAR 34												
MUESTRA N°	PROFUNDIDAD m.			RECUPERACION			PENETRACION ESTANDAR PESO DEL MARTILLO 64kg ALTURA DE CAIDA 75cm N° DE GOLPES EN			TIPO DE HERRAMIENTA	MUESTREO	CLASIFICACION Y OBSERVACIONES
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m	%	CR% (D.BERE)	15 cm	30 cm	15 cm			
	0.00	0.60	0.60	—			AVANCE			B. T		A.B.T. 4 1/2"
1	0.60	1.20	0.60	0.25			2	6	4	T.P		MATERIAL DE RELLENO TABIQUE ROJO
	1.20	1.80	0.60	SR			4	10	6	T.P		SIN RECUPERACION
2	1.80	2.40	0.60	SR			2	3	3	T.P		SIN RECUPERACION
	2.40	3.00	0.60	0.50			4	9	3	T.P		GRAVA EN ZAPATA CON POCA ARCILLA FINA
3	3.00	3.70	0.70	0.20			PRESION POCA			T.SH		PARTE SUPERIOR: ARENA FINA GRIS CLARO AMBOS LADOS
4	3.70	4.30	0.60	0.40			4	8	6	T.P		LIMO ARCILLOSO CON POCA ARENA FINA GRIS CLARO
5	4.30	4.90	0.60	0.25			4	10	4	T.P		LIMO ARCILLOSO CON POCA ARENA FINA GRIS CLARO
6	4.90	5.50	0.60	0.40			1 EN 60			T.P		ARCILLA LIMOSA CON LENTES DE ARENA FINA GRIS VERDOSO
7	5.50	6.10	0.60	0.22			P.H	P.H	P.H	T.P		ARCILLA GRIS VERDOSA AMBOS LADOS
8	6.10	6.90	0.80	0.55			PRESION			T.SH		ARCILLA GRIS VERDOSO AMBOS LADOS
9	6.90	7.50	0.60	0.40			P.H EN 30 Y 1 EN 30			T.P		ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSA
10	7.50	8.10	0.60	0.49			1 EN 60			T.P		ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSA
11	8.10	8.70	0.60	0.17			P.H	P.H	1	T.P		ARCILLA LIMOSA CAFÉ GRISA CEO
12	8.70	9.30	0.60	0.38			P.H	1	1	T.P		ARCILLA LIMOSA CAFÉ GRISA CEO
13	9.30	10.10	0.80	0.75			PRESION			T.SH		ARCILLA LIMOSA GRIS VEROSA AMBOS LADOS
14	10.10	10.70	0.60	0.40			P.H			T.P		ARCILLA LIMOSA CAFÉ AMARILLENTO ROJIZO
15	10.70	11.30	0.60	0.16			P.H			T.P		ARCILLA LIMOSA CAFÉ ROJIZO Y GRIS VERDOSA
16	11.30	11.90	0.60	0.16			P.H			T.P		ARCILLA LIMOSA CAFÉ CLARO POCO ROJIZO
17	11.90	12.70	0.80	0.61			PRESION			T.SH		ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSA
18	12.70	13.30	0.60	0.45			P.H			T.SH		PARTE SUPERIOR ARCILLA LIMOSA CON ARENA FINA GRIS CLARO
19	13.30	13.90	0.60	0.40			1	1	1	T.P		ARCILLA LIMOSA CON ARENA FINA GRIS CLARO
20	13.90	14.50	0.60	0.49			2	1	2	T.P		LIMO ARCILLOSO CON POCA ARENA FINA GRIS CLARO

Nivel Freático: -1.70 M Turno de: \_\_\_\_\_ Hrs. Profunda. de l proyecto: \_\_\_\_\_  
 Observaciones generales: \_\_\_\_\_ Profundidad real: 25.30 m.  
 Operador: \_\_\_\_\_  
 Supervisor: \_\_\_\_\_  
 Ademe (m): \_\_\_\_\_ Fecha: \_\_\_\_\_

FIGURA No. 10



Figura 9 Registro De Campo Del Sondeo Profundo

REPORTE DIARIO DE PERFORACION

OBRA: VERTIZ VOGGA		COORDENADAS: X		Y	Z						
LOCALIZACIÓN: ESQ. VERTIZ Y MORONES, COL. DOCTORES MÉXICO D.F.		FECHA DE INICIO: 07/02/2009		Hrs: 10:00							
POZO N°: 1		TERMINACIÓN: 07/02/2009		Hrs: 20:00							
TIPO DE SONDEO: PENETRACIÓN ESTÁNDAR		BOMBA: MOY NO 3L5									
PERFORADORA: LONG YEAR 34											
MUESTRA N°	PROFUNDIDAD m.			RECUPERACIÓN			PENETRACIÓN ESTÁNDAR			TIPO DE HERRAMIENTA	CLASIFICACIÓN Y OBSERVACIONES
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m	%	CR% (DEBE)	PESO DEL MARTILLO 54kg ALTURA DE CAIDA 75cm N° DE GOLPES EN				
							15 cm	30 cm	15 cm	MUESTREO	
21	14.50	15.10	0.60	0.38			1	2	3	T.P	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSA
22	15.10	15.90	0.80	0.31			PRESION, Poca ROTACION			T.SH	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSA AMBOS LADOS
23	15.90	16.50	0.60	0.38			P.H EN 30 Y 1 EN 30			T.P	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSA
24	16.50	17.10	0.60	0.30			P.H			T.P	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSA
25	17.10	17.70	0.60	0.35			P.H 1 1			T.P	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSA
26	17.70	18.30	0.60	0.50			1 1 1			T.P	ARCILLA LIMOSA CON UNLENTE DE LIMO GRIS VERDOSO
27	18.30	19.10	0.80	0.31			PRESION			T.SH	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSA AMBOS LADOS
28	19.10	19.70	0.60	0.54			1 EN 60			T.P	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSA
29	19.70	20.30	0.60	0.40			1 EN 60			0	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSA
30	20.30	20.90	0.60	0.50			P.H			T.P	ARCILLA LIMOSA CON GRUMOS DE COLOR GRIS VERDOSO
31	20.90	21.50	0.60	0.60			1 EN 60			T.P	ARCILLA LIMOSA CAFÉ ROJIZO POCO VERDOSA
32	21.50	22.10	0.60	0.22			P.H			T.P	OSA CON GRUMOS GRIS VERDOSO
33	22.10	22.90	0.80	0.72			PRESION			T.SH	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSA AMBOS LADOS
34	22.90	23.50	0.60	0.60			1 EN 60			T.P	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSA
35	23.50	24.10	0.60	0.50			4 10 11			T.P	PORTE SUPERIOR 30CM DE ARCILLA LIMOSA CAFÉ GRISACEO
36	24.10	24.70	0.60	0.43			1 EN 60			T.P	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSA
37	24.70	25.30	0.60	0.30			1 EN 60			T.P	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSA

Nivel Freático: -1.70 M Turno de: Hrs.  
 Observaciones generales: SE AVANZO A 22.0 M EN LA PERFORACION INICIAL, Y DEBIDO AL CIERRE DE LA PERFORACION A ESTA PROF. SE REUBICO PARA ALCANZAR LA PROFUNDIDAD PROGRAMADA.  
 Ademe (m): SE COLOCO ADEME METALICO DE 3.0 M EN LA PRIMERA PERFORACION Y SE COLOCO ADEME DE PVC DE 3.0 M EN LA REUBICACION DEL SONDEO.  
 Profund. del proyecto: \_\_\_\_\_  
 Profundidad real: 25.30 m.  
 Operador: \_\_\_\_\_  
 Supervisor: \_\_\_\_\_  
 Fecha: \_\_\_\_\_

FIGURA No. 10



FIGURA 10 REGISTRO DE CAMPO DEL SONDEO PROFUNDO







### 3.- ENSAYES DE LABORATORIO



**PRUEBA LIMITES DE CONSISTENCIA**



**PRUEBA COMPRESIÓN SIMPLE**



**PRUEBA TRIAXIAL**



**PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN**

**EQUIPO DE LABORATORIO**



### 3. ENSAYES DE LABORATORIO

Los ensayos 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 realizaron diferentes pruebas de laboratorio 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:



### EJECUCIÓN DE PRUEBAS DE LABORATORIO

### 3.1 Muestras alteradas

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



#### MUESTRAS ALTERADAS EXTRAIDAS MEDIANTE TUBO PARTIDO

#### Propiedades Índice

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



#### VISTA DE MUESTRAS OBTENIDAS DE LA EXPLORACIÓN REALIZADA EN EL PREDIO DE INTERÉS



### 3.2 Muestras inalteradas

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

#### Propiedades Índice

- 1.- Clasificación Visual y al Tacto
- 2.- Contenido de Humedad
- 3.- Porcentaje de finos
- 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

En las muestras inalteradas cúbicas de la subrasante se realizaron las siguientes pruebas.

- 1.- Contenido natural de agua
- 2.- Límites de consistencia
- 3.- Contracción lineal
- 4.- valor relativo de soporte (CBR)

Todas las muestras obtenidas se clasificaron en forma visual y al tacto, en estado húmedo y seco mediante pruebas del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), se determinó también su contenido natural de agua.

En estratos representativos se hicieron límites de consistencia o granulometría por mallas según se tratara de suelos finos o gruesos; se obtuvo en ambos casos la densidad de sólidos.

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 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.

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.

A continuación se presentan las pruebas de laboratorio

### 3.3 Contenido de Agua

#### CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

OBRA: DR. MORONES PRIETO, ESQ. VERTIZ  
 SONDEO: **SM - 1** FECHA: 07-02-09

Muestra N°	Profundidad m.	Tara N°	tara gr.	Wh+t gr.	Ws+t gr.	w %	TORC. kg/cm²	CLASIFICACION
1	0,60 1,20	86	3,90	76,40	58,40	33,03		FRAGMENTOS DE TABIQUE ROJO CON ARCILLA CAFÉ GRISACEO
2	2,40 3,00	31	3,50	69,40	55,90	25,76		GRAVA DE 1 " CON ARCILLA POCO LIMOSA GRIS CON POCA ARENA FINA
3 UNICO	3,50 3,70	36	3,50	52,30	27,60	102,49		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS CON ESCASA ARENA FINA
4	3,70 4,30	100	3,90	66,40	41,70	65,34		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO OSCURO CON ESCASA ARENA FINA
5	4,30 4,90	50	3,50	59,50	33,30	87,92		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO CON ESCASA ARENA FINA
6	4,90 5,50	1	3,60	46,90	21,20	146,02		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO CON ESCASA ARENA FINA
7	5,50 6,10	8	3,50	42,90	19,50	146,25		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO CON POCA ARENA FINA
8 - 1	6,36 6,54	83	3,90	67,30	17,50	366,18		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO CON POCA ARENA FINA
8 - 2	6,54 6,72	33	3,60	38,80	11,40	351,28		ARCILLA CAFÉ VERDOSO
8 - 3	6,72 6,90	3	3,50	67,30	18,10	336,99		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
9	6,90 7,50	141	3,40	40,10	11,10	376,62		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO CON ESCASA ARENA FINA
10	7,50 8,10	107	3,90	55,30	14,50	384,91		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO CON ESCASA ARENA FINA
11	8,10 8,70	110	4,00	47,60	12,10	438,27		ARCILLA CAFÉ VERDOSO
12	8,70 9,30	136	3,40	39,40	10,80	386,49		ARCILLA CAFÉ VERDOSO

Clasificación y contenido de Agua, SM-1 parte 1



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO



OBRA: DR. MORONES PRIETO, ESQ. VERTIZ

SONDEO: **SM - 1**

FECHA:

07-02-09

Muestra N°	Profundidad m.	Tara N°	tara gr.	Wh+t gr.	Ws+t gr.	w %	TORC. kg/cm <sup>2</sup>	CLASIFICACION
13 - 1	9,38 9,56	133	3,50	41,90	13,20	<b>295,88</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
13 - 2	9,56 9,74	145	3,50	55,30	16,50	<b>298,46</b>		ARCILLA CAFÉ VERDOSO
13 - 3	9,74 9,92	93	3,90	66,80	17,00	<b>380,15</b>		ARCILLA CAFÉ VERDOSO
13 - 4	9,92 10,10	10	3,60	55,60	18,20	<b>256,16</b>		ARCILLA CAFÉ ROJIZO
14	10,10 10,70	91	3,90	46,20	13,90	<b>323,00</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO CON PEQUEÑAS LENTES DE LIMO GRIS CLARO
15	10,70 11,30	132	3,50	54,40	13,90	<b>389,42</b>		ARCILLA CAFÉ VERDOSO OSCURO
16	11,30 11,90	152	3,40	43,20	12,60	<b>332,61</b>		ARCILLA CAFÉ VERDOSO OSCURO
17 - 1	12,10 12,30	21	3,50	65,30	20,20	<b>270,06</b>		ARCILLA CAFÉ VERDOSO OSCURO
17 - 2	12,30 12,50	81	3,90	54,10	17,80	<b>261,15</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO CON ESCASA ARENA FINA
17 - 3	12,50 12,70	123	3,80	53,60	18,30	<b>243,45</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
18	12,70 13,30	25	3,60	27,80	9,90	<b>284,13</b>		P. S. ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
		15	3,50	46,80	18,90	<b>181,17</b>		P. M. ARCILLA CAFÉ GRISACEO OSCURO CON ESCASA ARENA FINA
		90	3,90	30,10	12,20	<b>215,66</b>		P. I. ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO CON ESCASA ARENA FINA
19	13,30 13,90	84	3,80	51,40	22,90	<b>149,21</b>		LIMO POCO ARCILLOSO GRIS CLARO CON ESCASA ARENA FINA
20	13,90 14,50	140	3,50	77,50	44,10	<b>82,27</b>		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO CON ESCASA ARENA FINA

Clasificación y contenido de Agua, SM-1 parte 2 y parte 3

OBRA: DR. MORONES PRIETO, ESQ. VERTIZ

SONDEO: **SM - 1**

FECHA:

07-02-09

Muestra N°	Profundidad m.	Tara N°	tara gr.	Wh+t gr.	Ws+t gr.	w %	TORC. kg/cm <sup>2</sup>	CLASIFICACION
13 - 1	9,38 9,56	133	3,50	41,90	13,20	<b>295,88</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
13 - 2	9,56 9,74	145	3,50	55,30	16,50	<b>298,46</b>		ARCILLA CAFÉ VERDOSO
13 - 3	9,74 9,92	93	3,90	66,80	17,00	<b>380,15</b>		ARCILLA CAFÉ VERDOSO
13 - 4	9,92 10,10	10	3,60	55,60	18,20	<b>256,16</b>		ARCILLA CAFÉ ROJIZO
14	10,10 10,70	91	3,90	46,20	13,90	<b>323,00</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO CON PEQUEÑAS LENTES DE LIMO GRIS CLARO
15	10,70 11,30	132	3,50	54,40	13,90	<b>389,42</b>		ARCILLA CAFÉ VERDOSO OSCURO
16	11,30 11,90	152	3,40	43,20	12,60	<b>332,61</b>		ARCILLA CAFÉ VERDOSO OSCURO
17 - 1	12,10 12,30	21	3,50	65,30	20,20	<b>270,06</b>		ARCILLA CAFÉ VERDOSO OSCURO
17 - 2	12,30 12,50	81	3,90	54,10	17,80	<b>261,15</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO CON ESCASA ARENA FINA
17 - 3	12,50 12,70	123	3,80	53,60	18,30	<b>243,45</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
18	12,70 13,30	25	3,60	27,80	9,90	<b>284,13</b>		P. S. ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
		15	3,50	46,80	18,90	<b>181,17</b>		P. M. ARCILLA CAFÉ GRISACEO OSCURO CON ESCASA ARENA FINA
		90	3,90	30,10	12,20	<b>215,66</b>		P. I. ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO CON ESCASA ARENA FINA
19	13,30 13,90	84	3,80	51,40	22,90	<b>149,21</b>		LIMO POCO ARCILLOSO GRIS CLARO CON ESCASA ARENA FINA
20	13,90 14,50	140	3,50	77,50	44,10	<b>82,27</b>		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO CON ESCASA ARENA FINA





### 3.4 Pruebas de Limite de consistencia

#### CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: DR. MORONES PRIETO, ESQ. VERTIZ

SONDEO N°: SM - 1 MUESTRA: 3 UNICO PROF.: 3,50 - 3,70 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO

**LIMITE LIQUIDO**

Nº GOLPES	Nº tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
36	102	12,80	7,29	2,30	110,42
28	10	12,00	6,82	2,20	112,12
20	86	11,40	6,50	2,20	113,95
11	111	12,30	6,90	2,30	117,39

**LIMITE PLASTICO**

84	7,00	6,00	2,20	26,32
40	6,90	6,00	2,20	23,68

**CONTRACCION LINEAL**

barra nº	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
112,78	25,00	87,78	CH

Limites de consistencia SM-1, muestra 3, profundidad de 3.50m a 3.70m



CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: DR. MORONES PRIETO, ESQ. VERTIZ

SONDEO Nº: SM - 1 MUESTRA: 8 - 2 PROF.: 6,54 - 6,72 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO

LIMITE LIQUIDO

Nº GOLPES	Nº tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
32	23	12,40	4,66	2,20	314,63
23	3	12,50	4,68	2,20	315,32
15	37	12,70	4,71	2,20	318,33
8	91	11,90	4,50	2,20	321,74

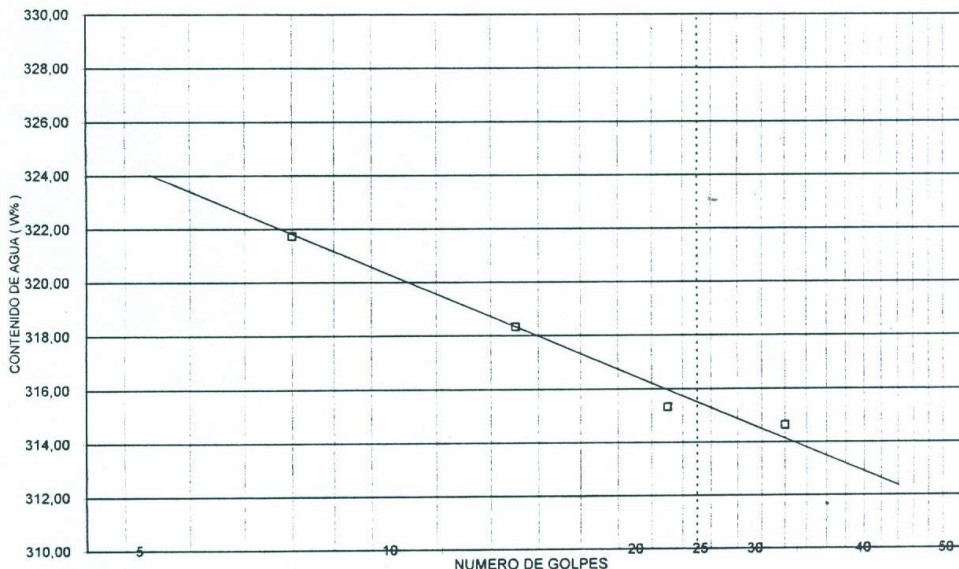
LIMITE PLASTICO

11	7,50	6,20	2,10	31,71
51	8,00	6,70	2,20	28,89

CONTRACCION LINEAL

barra nº	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
315,50	30,30	285,20	CH



Limites de consistencia SM-1, muestra 8, profundidad de 6.54m a 6.72m



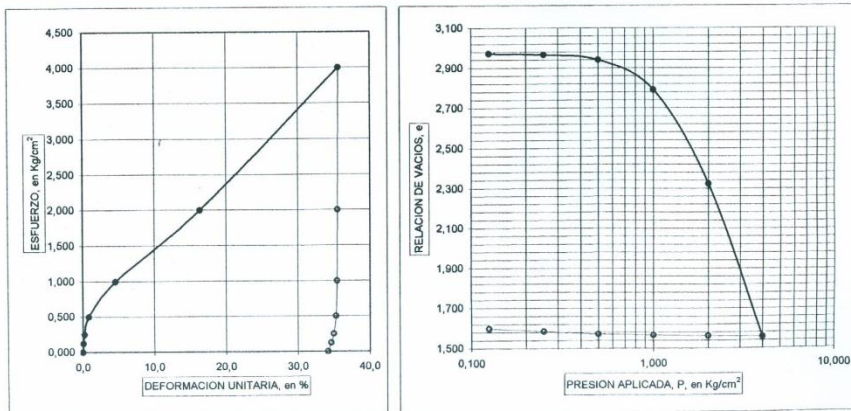




### 3.6 Pruebas de Consolidación

OBRA: DR. MORONES PRIETO, ESQ. VERTIZ  
 UBICACION:  
 CLASIF: Limo organico, color gris verdoso  
 SONDEO: SM-1  
 MUESTRA: No 3 SHELBY  
 PROF: 3.50 - 3.70

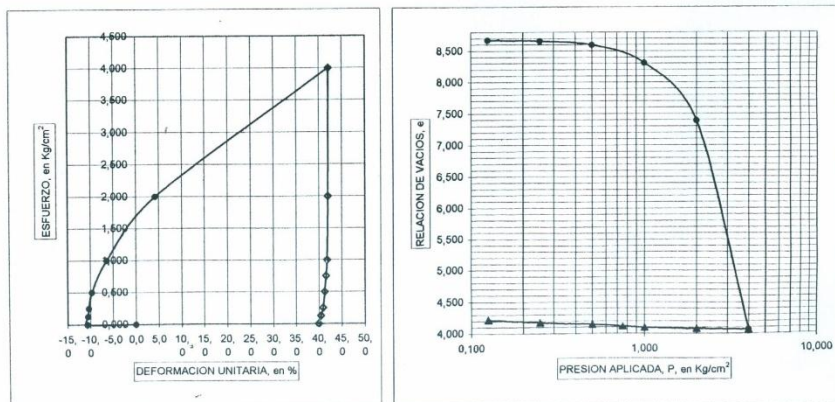
DENSIDAD DE SOLIDOS Ss	RELACION DE VACIOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		PESO VOLUMETRICO		SUCS	
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	HUMEDO	SECO		
--	$e_i$	$e_f$	$w_i$	$w_f$	$G_w_i$	$G_w_f$	$\gamma_h$	$\gamma_s$		
--	--	--	%	%	%	%	Ton/m <sup>3</sup>	Ton/m <sup>3</sup>		
	2,305	2,974	1,616	103,11	64,42	79,91	77,60	1,178	0,580	ML



Prueba de consolidación SM-1, muestra 3

OBRA: DR. MORONES PRIETO, ESQ. VERTIZ  
 UBICACION:  
 CLASIF: Arcilla de alta plasticidad, color café verdoso  
 SONDEO: SM-1  
 MUESTRA: No. 13-3 Shelby  
 PROF.: 9.74 - 9.92

DENSIDAD DE SOLIDOS Ss	RELACION DE VACIOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		PESO VOLUMETRICO		SUCS	
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	HUMEDO	SECO		
--	$e_i$	$e_f$	$w_i$	$w_f$	$G_w_i$	$G_w_f$	$\gamma_h$	$\gamma_s$		
--	--	--	%	%	%	%	Ton/m <sup>3</sup>	Ton/m <sup>3</sup>		
	2,227	7,752	4,261	344,07	190,90	98,85	99,77	1,130	0,254	CH

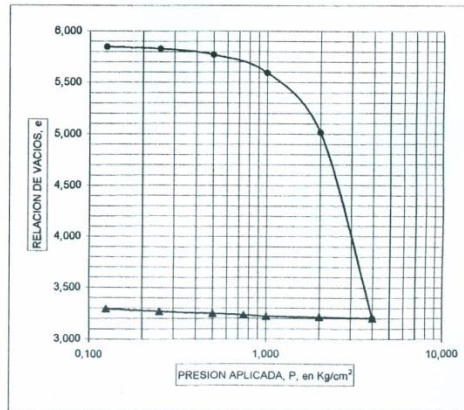
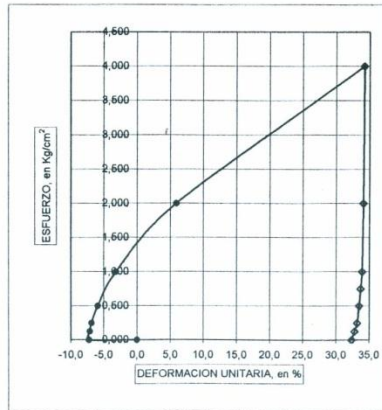


Prueba de consolidación SM-1, muestra 13



OBRA: DR. MORONES PRIETO, ESO, VERTIZ SONDEO: SM-1  
 UBICACION: \_\_\_\_\_ MUESTRA: No. 17-2 Shelby  
 CLASIF: Arcilla de alta plasticidad, color gris verdoso PROF.: 12,30 - 12,50

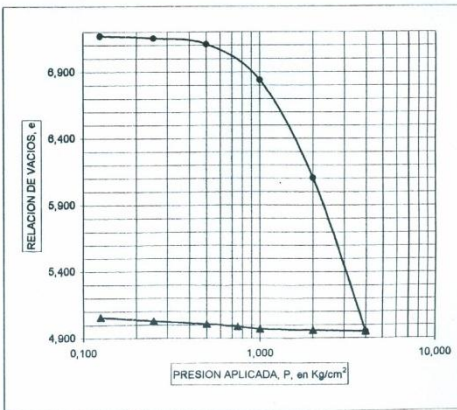
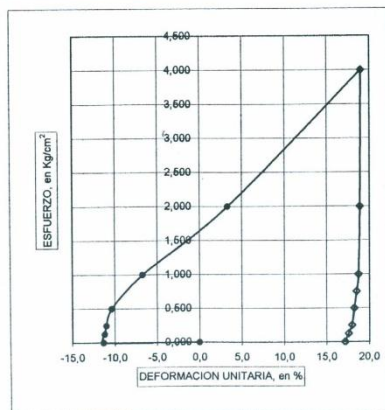
DENSIDAD DE SOLIDOS Ss	RELACION DE VACIOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		PESO VOLUMETRICO		SUCS
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	HUMEDO	SECO	
--	$e_i$	$e_f$	$w_i$	$w_f$	$G_w_i$	$G_w_f$	$\gamma_n$	$\gamma_s$	
	--	--	%	%	%	%	Ton/m <sup>3</sup>	Ton/m <sup>3</sup>	
2,289	5,392	3,323	233,73	144,50	99,22	99,53	1,195	0,358	CH



Prueba de consolidación SM-1, muestra 17

OBRA: DR. MORONES PRIETO, ESO, VERTIZ SONDEO: SM-1  
 UBICACION: \_\_\_\_\_ MUESTRA: No 27 Shelby  
 CLASIF: Arcilla de alta plasticidad, color gris verdoso PROF.: 18,80 - 19,10

DENSIDAD DE SOLIDOS Ss	RELACION DE VACIOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		PESO VOLUMETRICO		SUCS
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	HUMEDO	SECO	
--	$e_i$	$e_f$	$w_i$	$w_f$	$G_w_i$	$G_w_f$	$\gamma_n$	$\gamma_s$	
	--	--	%	%	%	%	Ton/m <sup>3</sup>	Ton/m <sup>3</sup>	
2,285	6,348	5,090	274,93	220,82	98,97	99,14	1,166	0,311	CH



Prueba de consolidación SM-1, muestra 27





### 3.7 Pruebas Triaxiales UU

#### PRUEBA TRIAXIAL UU

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO

PROYECTO: DR. MORONES PRIETO, ESQ. VERTIZ

SONDEO: SM - 1

FECHA: 07/02/2009

MUESTRA: 17 - 2

CONSTANTE: 0,576

PROFUND.: 12,30 - 12,50

PRESION: 0,25 kg/cm<sup>2</sup>

OPERADOR: JE

VELOCIDAD: 0,01667

ds=	3,71	cm	Wo=	103,40	gr
dm=	3,71	cm	Wt=	2,50	gr
di=	3,69	cm	Wt+sh=	105,60	gr
d prom.=	3,71	cm	Wt+ss=	29,90	gr
h1=	8,21	cm	Ss=	2,21	
h2=	8,21	cm	W(%)=	276,28	
h prom.=	8,21	cm	pvhi=	1,167	ton/m3
Ao=	10,791	cm <sup>2</sup>	pvhf=	1,164	ton/m3
Vo=	88,593	cm <sup>3</sup>	pvs=	0,310	ton/m3
ei=	6,125		Gi=	99,69	(%)
ef=	6,146		Wi=	277,37	(%)
si=	99,74	(%)	Wf=	278,28	(%)
sf=	99,35	(%)			

tiempo mm	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	10,7909	0,0000
10	0,50	0,2880	0,1667	10,8089	0,0266
20	1,00	0,5760	0,3334	10,8270	0,0532
30	1,50	0,8640	0,5001	10,8451	0,0797
40	2,00	1,1520	0,6668	10,8633	0,1060
50	2,70	1,5552	0,8335	10,8816	0,1429
60	3,40	1,9584	1,0002	10,8999	0,1797
80	5,00	2,8800	1,3336	10,9367	0,2633
100	6,50	3,7440	1,6670	10,9738	0,3412
120	8,00	4,6080	2,0004	11,0111	0,4185
150	10,00	5,7600	2,5005	11,0676	0,5204
180	12,00	6,9120	3,0006	11,1247	0,6213
190	13,00	7,4880	3,1673	11,1438	0,6719
195	12,00	6,9120	3,2507	11,1534	0,6197
200	11,00	6,3360	3,3340	11,1631	0,5676

0,6719

#### PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: DR. MORONES PRIETO, ESQ. VERTIZ

SONDEO: SM - 1

MUESTRA: 17 - 2

PROFUND.: 12,30 - 12,50

PRESION: 0,50 kg/cm<sup>2</sup>

ds=	3,67	cm	Wo=	102,20	gr
dm=	3,68	cm	Wt=	2,40	gr
di=	3,70	cm	Wt+sh=	104,40	gr
d prom.=	3,68	cm	Wt+ss=	29,60	gr
h1=	8,21	cm	Ss=	2,21	
h2=	8,21	cm	W(%)=	275,00	
h prom.=	8,21	cm	pvhi=	1,169	ton/m3
Ao=	10,646	cm <sup>2</sup>	pvhf=	1,167	ton/m3
Vo=	87,402	cm <sup>3</sup>	pvs=	0,312	ton/m3
ei=	6,088		Gi=	99,84	(%)
ef=	6,101		Wi=	275,74	(%)
si=	99,874	(%)	Wf=	275,00	(%)
sf=	99,808	(%)			

tiempo mm	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	10,6458	0,0000
10	0,70	0,4032	0,1667	10,6636	0,0378
20	1,40	0,8064	0,3334	10,6814	0,0755
30	2,10	1,2096	0,5001	10,6993	0,1131
40	2,80	1,6128	0,6668	10,7173	0,1505
50	3,50	2,0160	0,8335	10,7353	0,1878
60	4,50	2,5920	1,0002	10,7534	0,2410
80	6,00	3,4560	1,3336	10,7897	0,3203
100	7,50	4,3200	1,6670	10,8263	0,3990
120	9,00	5,1840	2,0004	10,8631	0,4772
150	11,50	6,6240	2,5005	10,9188	0,6067
180	14,00	8,0640	3,0006	10,9751	0,7348
190	15,00	8,6400	3,1673	10,9940	0,7859
195	14,00	8,0640	3,2507	11,0035	0,7329
200	13,00	7,4880	3,3340	11,0130	0,6799

0,7859

#### PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: DR. MORONES PRIETO, ESQ. VERTIZ

SONDEO: SM - 1

MUESTRA: 17 - 2

PROFUND.: 12,30 - 12,50

PRESION: 1,00 kg/cm<sup>2</sup>

ds=	3,70	cm	Wo=	100,00	gr
dm=	3,70	cm	Wt=	2,60	gr
di=	3,60	cm	Wt+sh=	102,40	gr
d prom.=	3,68	cm	Wt+ss=	29,00	gr
h1=	8,20	cm	Ss=	2,21	
h2=	8,20	cm	W(%)=	278,03	
h prom.=	8,20	cm	pvhi=	1,144	ton/m3
Ao=	10,655	cm <sup>2</sup>	pvhf=	1,142	ton/m3
Vo=	87,375	cm <sup>3</sup>	pvs=	0,303	ton/m3
ei=	6,300		Gi=	97,54	(%)
ef=	6,314		Wi=	278,79	(%)
si=	97,575	(%)	Wf=	278,03	(%)
sf=	97,310	(%)			

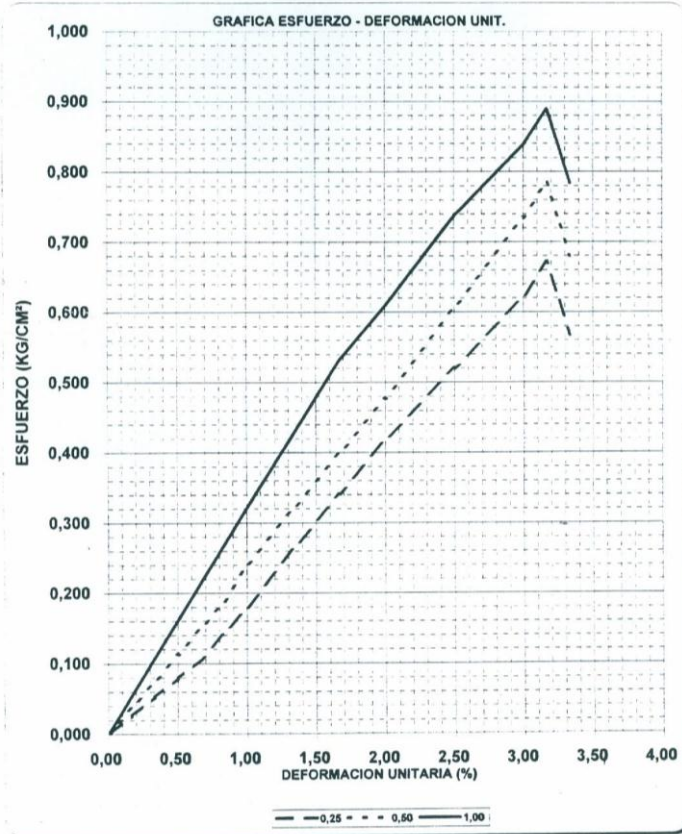
tiempo mm	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	10,6555	0,0000
10	1,00	0,5760	0,1667	10,6732	0,0540
20	2,00	1,1520	0,3334	10,6911	0,1078
30	3,00	1,7280	0,5001	10,7090	0,1614
40	4,00	2,3040	0,6668	10,7270	0,2148
50	5,00	2,8800	0,8335	10,7450	0,2680
60	6,00	3,4560	1,0002	10,7631	0,3211
80	8,00	4,6080	1,3336	10,7995	0,4267
100	10,00	5,7600	1,6670	10,8361	0,5316
120	11,50	6,6240	2,0004	10,8730	0,6092
150	14,00	8,0640	2,5005	10,9287	0,7379
180	16,00	9,2160	3,0006	10,9851	0,8390
190	17,00	9,7920	3,1673	11,0040	0,8899
195	16,00	9,2160	3,2507	11,0135	0,8368
200	15,00	8,6400	3,3340	11,0230	0,7838

0,8899

SM-1, muestra 17



PRUEBA TRIAXIAL UU  
 OBRA: DR. MORONES PRIETO, ESQ. VERTIZ  
 SONDEO: SM - 1 MUESTRA: 17 - 2  
 PROF: 12,30 - 12,50



Grafica esfuerzo-deformación y circulo de Mohr

PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: DR. MORONES PRIETO, ESQ. VERTIZ

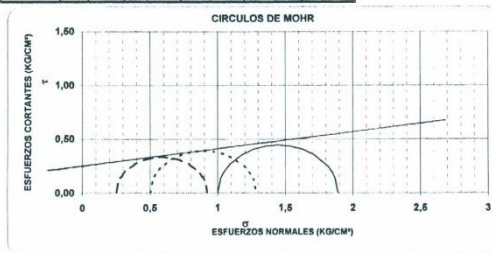
SONDEO: SM - 1

MUESTRA: 17 - 2 PROF: 12,30 - 12,50

DESCRIPCIÓN DEL SUELO:	
ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO	
ENSAYO	VALORES PROMEDIO
Num.	S <sub>w</sub> = 2,21
1	w <sub>f</sub> = 277,30 %
2	w <sub>f</sub> = 275,44 %
3	G <sub>w</sub> = 99,02 %
	G <sub>w</sub> = 98,76 %
	P <sub>VN</sub> = 1,180 ton/m <sup>3</sup>
	P <sub>V</sub> F= 1,158 ton/m <sup>3</sup>
	e <sub>i</sub> = 6,17
	e <sub>f</sub> = 6,19

DATOS FINALES				
Num.	Presión Conf. (kg/cm²)	ESF. A LA FALLA (kg/cm²)	PESO VOLUM. NATURAL (ton/m <sup>3</sup> )	G <sub>w</sub> (%)
1	0,25	0,67	1,167	99,7
2	0,50	0,79	1,169	99,8
3	1,00	0,89	1,144	97,5

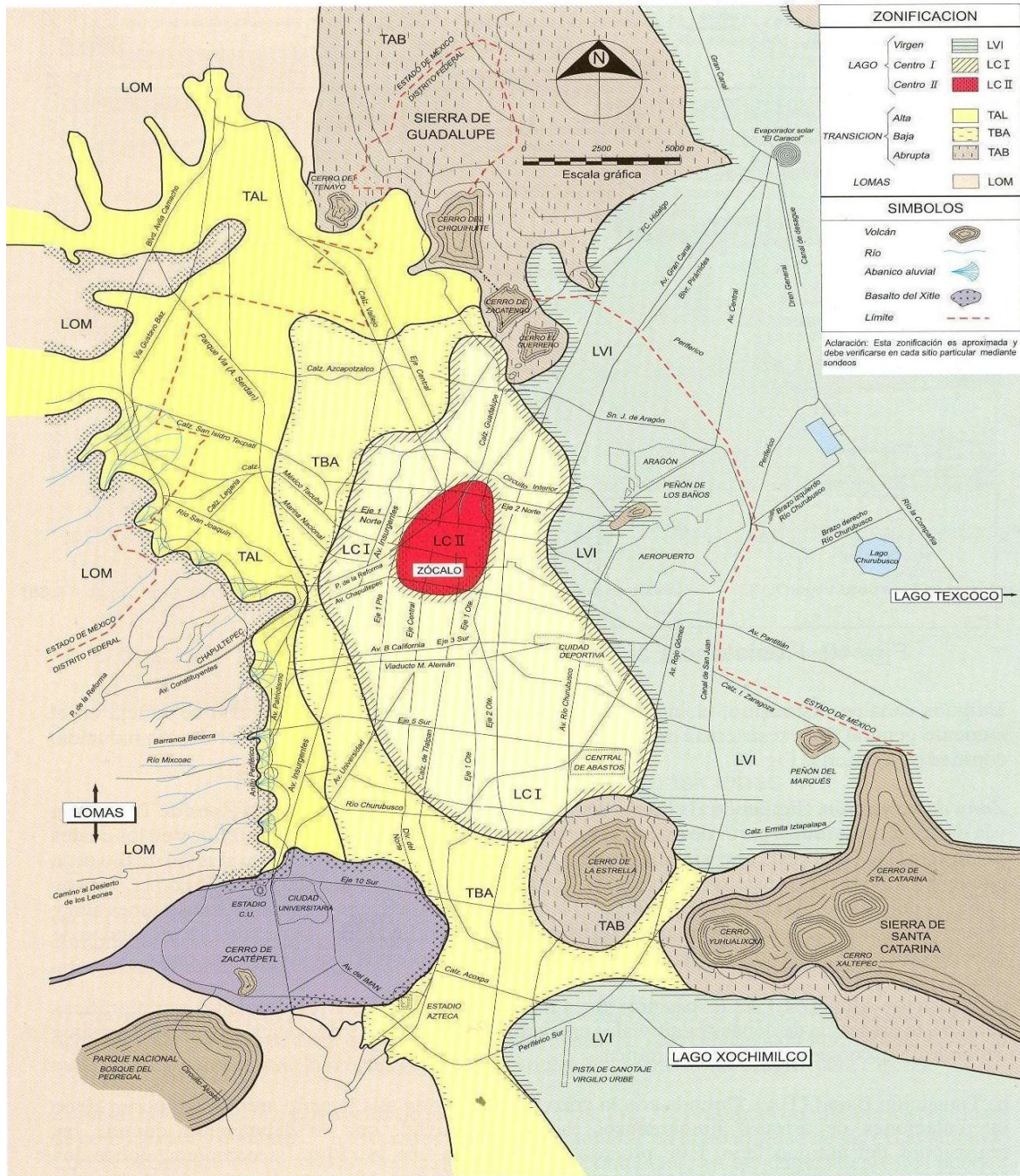
Num.	e <sub>f</sub>	G <sub>w</sub> f	w <sub>f</sub>	p <sub>v</sub> h <sub>f</sub>
1	0,25	8,148	99,350	276,28
2	0,50	8,101	99,608	275,00
3	1,00	6,314	97,310	278,03



C = 0,19 kg/cm<sup>2</sup>  
 Ø = 7 grados  
 E = kg/cm<sup>2</sup>  
 μ = 0,45



## 4.- DESCRIPCIÓN ESTRATIGRAFICA DEL SUBSUELO



Zonificación geotécnica de la Ciudad de México



#### 4. CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRAFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO

La zona de interés se encuentra de acuerdo a la zonificación geotécnica que marca el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal en sus Normas Técnicas Complementarias de Cimentaciones se ubica en la Zona III denominada Zona de Lago en la que dominan los depósitos arcillosos de baja resistencia y alta deformabilidad. (Ver figura 12).

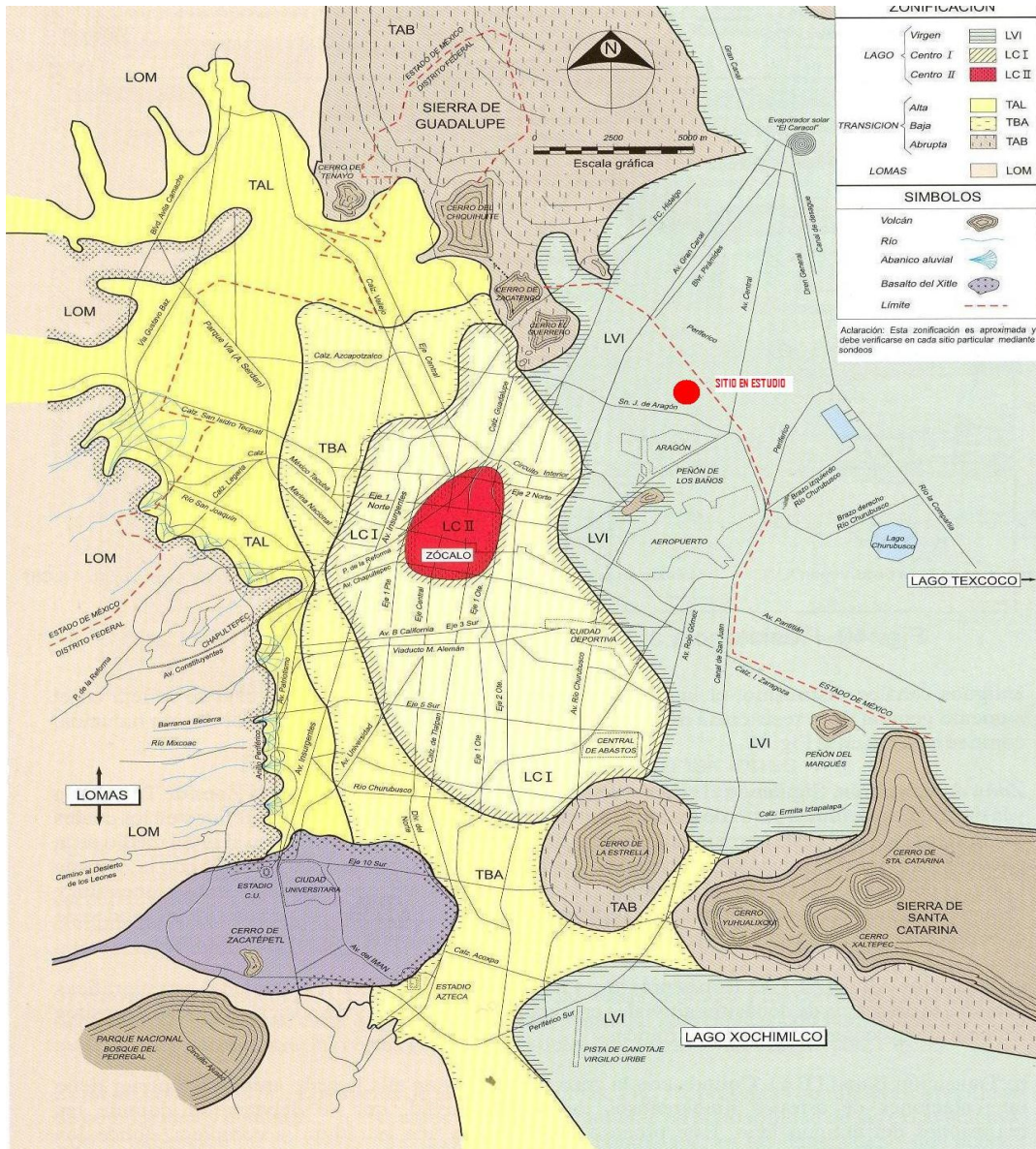


FIGURA 12 ZONIFICACION GEOTECNICA



El sitio de interés se localiza, en la denominada Zona de Lago, dentro del área que ocupaba el ex Lago de Texcoco, constituido por sedimentos lacustres de arcillas bentónicas de alta compresibilidad, del grupo CH según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, y de consistencia variable entre blanda y muy blanda, con un estado de esfuerzos efectivos de la estructura de los depósitos arcillosos, menor en  $2 \text{ ton/m}^2$ , respecto al esfuerzo de preconsolidación de los depósitos arcillosos excepto a la profundidad de 16 m que se decrecienta a  $1 \text{ ton/m}^2$ ; con algunas lentes de limo y arena fina gris, con un espesor de la formación arcillosa superior de 35m, aproximadamente, de acuerdo a la zonificación de la profundidad de la primera capa dura.

El predio de interés se ubica en la Zona de Lago, que tiene las siguientes formaciones:

- a) **Manto Superficial:** compuesto por depósitos arcillas limosas y rellenos artificiales con espesor medio de 3.0 m.
- b) **Formación Arcillosa Superior:** esta constituida por arcilla bentónica de alta compresibilidad, de variados colores, de consistencia variable entre blanda y media, con espesor medio de 35 m; contenido lentes de arenas y limos delgadas e intercaladas aleatoriamente.
- c) **Capa Dura:** esta constituida por suelos limo – arenosos compactos o rígidos cementados con carbonato de calcio con espesor medio de 2 m
- d) **Formación arcillosa Inferior:** compuesta por arcilla volcánica semejante a la formación Arcillosa Superior, pero más resistente, con espesor de 10 m.

La estratigrafía detallada del sondeo de tipo mixto realizado en el sitio de interés se describe a continuación:

#### SONDEO MIXTO SM-1

Profundidad (m)	Descripción
0.00-0.60	Avance con broca tricónica.
0.60-1.20	Fragmentos de tabique rojo con arcilla café grisáceo, con contenido de agua de 33%, de consistencia muy blanda; índice de resistencia a la penetración estándar IRPE de 6 golpes.



<b>Profundidad (m)</b>	<b>Descripción</b>
1.20-3.00	Grava de 1" con arcilla poco limosa gris con poca arena fina, con contenido de agua de 26%, de consistencia muy blanda; índice de resistencia a la penetración estándar IRPE de 10 golpes.
3.00-5.50	Arcilla poco limosa café grisáceo y gris oscuro con escasa arena fina, con contenido de agua variable entre 65 y 146%, de consistencia muy blanda; índice de resistencia a la penetración estándar IRPE variable entre 1/60 y 10 golpes; de límite líquido igual a 113% y límite plástico de 25%, en su porción fina; granulométricamente formado por 1% de arena y 99% de finos; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH; con una cohesión de 4 ton/m <sup>2</sup> , ángulo de fricción interna de 4° y peso volumétrico natural de 1.50 ton/m <sup>3</sup> , obtenidos de la prueba triaxial rápida UU no consolidada-no drenada; densidad de sólidos promedio de 2.50.
5.50-6.60	Arcilla gris verdoso oscuro con poca arena fina, con contenido de agua variable entre 146 y 366%, de consistencia muy blanda; índice de resistencia a la penetración estándar IRPE de peso de herramienta PH.
6.60-6.90	Arcilla café verdoso y gris verdoso oscuro, con contenido de agua de 351%, de consistencia muy blanda; de límite líquido igual a 315% y límite plástico de 30%, en su porción fina; granulométricamente formado por 4% de arena y 96% de finos; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH; con una cohesión de 2.5 ton/m <sup>2</sup> , ángulo de fricción interna de 3° y peso volumétrico natural de 1.09 ton/m <sup>3</sup> , obtenidos de la prueba triaxial rápida UU no consolidada-no drenada; densidad de sólidos promedio de 2.24.
6.90-8.10	Arcilla gris verdoso oscuro con escasa arena fina, con contenido de agua de 380%, de consistencia muy blanda; índice de resistencia a la penetración estándar IRPE de 1/30 y 1/60 golpes.





<b>Profundidad (m)</b>	<b>Descripción</b>
8.10-10.10	Arcilla café verdoso, gris verdoso y café rojizo, con contenido de agua variable entre 256 y 438%, de consistencia muy blanda; índice de resistencia a la penetración estándar IRPE de peso de herramienta a 1 golpe; de límite líquido igual a 481% y límite plástico de 38%, en su porción fina; granulométricamente formado por 2% de arena y 98% de finos; con una cohesión de 2.2 ton/m <sup>2</sup> , ángulo de fricción interna de 5° y peso volumétrico natural de 1.11 ton/m <sup>3</sup> , obtenidos de la prueba triaxial rápida UU no consolidada-no drenada; densidad de sólidos promedio de 2.22.
10.10-10.70	Arcilla gris verdoso oscuro con pequeñas lentes de limo gris claro, con contenido de agua de 323%, de consistencia muy blanda; índice de resistencia a la penetración estándar IRPE de peso de herramienta.
10.70-12.30	Arcilla café verdoso oscuro, con contenido de agua variable entre 270 y 389%, de consistencia muy blanda; índice de resistencia a la penetración estándar IRPE de peso de herramienta.
12.30-12.50	Arcilla gris verdoso oscuro con escasa arena fina, con contenido de agua de 261%, de consistencia muy blanda; de límite líquido igual a 259% y límite plástico de 31%, en su porción fina; granulométricamente formado por 2% de arena y 98% de finos; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH; con una cohesión de 2.9 ton/m <sup>2</sup> , ángulo de fricción interna de 7° y peso volumétrico natural de 1.16 ton/m <sup>3</sup> , obtenidos de la prueba triaxial rápida UU no consolidada-no drenada; densidad de sólidos promedio de 2.21.
12.50-12.90	Arcilla gris verdoso oscuro, con contenido de agua de 243%, de consistencia muy blanda.



<b>Profundidad (m)</b>	<b>Descripción</b>
12.90-13.30	Arcilla café grisáceo y gris verdoso oscuro con escasa arena fina, con contenido de agua variable entre 181 y 216%, de consistencia muy blanda; índice de resistencia a la penetración estándar IRPE de peso de herramienta.
13.30-13.90	Limo poco arcilloso gris claro con escasa arena fina, con contenido de agua de 149%, de consistencia muy blanda; índice de resistencia a la penetración estándar IRPE de 1 golpe.
13.90-14.50	Arcilla poco limosa gris oscuro con escasa arena fina, con contenido de agua de 82%, de consistencia muy blanda; índice de resistencia a la penetración estándar IRPE de 1 golpe.
14.50-15.20	Limo poco arcilloso gris oscuro con escasa arena fina, con contenido de agua de 71%, de consistencia muy blanda; índice de resistencia a la penetración estándar IRPE de 2 golpes.
15.20-15.90	Arcilla poco limosa gris oscuro con escasa arena fina, con contenido de agua medio de 104%, de consistencia muy blanda; de límite líquido igual a 123% y límite plástico de 20%, en su porción fina; granulométricamente formado por 3% de arena y 97% de finos; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH; con una cohesión de 1.2 ton/m <sup>2</sup> , obtenida de la prueba de compresión simple.
15.90-21.50	Arcilla gris verdoso oscuro y café rojizo con manchas gris verdoso oscuro, con contenido de agua variable entre 197 y 340%, de consistencia muy blanda; índice de resistencia a la penetración estándar IRPE de peso de herramienta a 1 golpe; de límite líquido igual a 318% y límite plástico de 31%, en su porción fina; granulométricamente formado por 2% de arena y 98% de finos; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH; con una cohesión de 2.45 ton/m <sup>2</sup> , obtenida de la prueba de compresión simple.



<b>Profundidad (m)</b>	<b>Descripción</b>
21.50-23.50	Arcilla gris verdoso y gris verdoso oscuro con escasa arena fina, con contenido de agua variable entre 172 y 343%, de consistencia muy blanda; índice de resistencia a la penetración estándar IRPE de peso de herramienta a 1 golpe; de límite líquido igual a 247% y límite plástico de 34%, en su porción fina; granulométricamente formado por 5% de arena y 95% de finos; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH; con una cohesión de 2.06 ton/m <sup>2</sup> , obtenida de la prueba de compresión simple.
23.50-24.10	Arcilla gris verdoso oscuro en la parte superior y en la parte inferior arcilla poco limosa gris oscuro con escasa arena fina; con contenido de agua variable entre 360 y 150% respectivamente, de consistencia blanda; índice de resistencia a la penetración estándar IRPE de 10 golpes.
24.10-24.70	Arcilla poco limosa gris oscuro con escasa arena fina, con contenido de agua de 296%, de consistencia muy blanda; índice de resistencia a la penetración estándar IRPE de 1/60 golpes.
24.70-25.30	Arcilla gris verdoso oscuro, con contenido de agua de 318%, de consistencia muy blanda; índice de resistencia a la penetración estándar IRPE de 1 golpe.

De acuerdo a la exploración del subsuelo realizada en el predio de interés, el nivel de aguas freáticas se encontró en 2.5 m de profundidad con respecto al nivel de banqueta, en la fecha en que se realizó la exploración.

De información de la Comisión de Aguas del Valle de México se sabe que se tienen abatimientos en la presión del agua de 2 ton/m<sup>2</sup> a 50 m de profundidad.

El estado actual de los esfuerzos en el subsuelo se representa mediante la gráfica de la variación con la profundidad de la presión vertical efectiva (determinada como la diferencia entre la presión total y la de poro); donde se indican los intervalos de preconsolidación definidos en los ensayos de consolidación unidimensional efectuados, y se observa que de acuerdo los intervalos de preconsolidación definidos en los ensayos de consolidación unidimensional efectuados, el suelo esta normalmente consolidado en gran parte de su profundidad.





Del análisis de los esfuerzos antes mencionados se concluye que el depósito arcilloso localizado entre 0.2 y 18 m se encuentra preconsolidado por desecación con un esfuerzo de preconsolidación de  $5.5 \text{ ton/m}^2$  al esfuerzo efectivo actual en su parte superior; y de  $0.8 \text{ ton/m}^2$ , en su parte inferior, y a partir de dicha profundidad, y hasta 25 m tienen una diferencia entre los esfuerzos efectivos actuales de la estructura de los depósitos arcillosos y el esfuerzo de preconsolidación, variable entre 1.0 y  $0.8 \text{ ton/m}^2$ , decrementándose con la profundidad.

Tomando en cuenta todo lo anterior, se observa que al subsuelo únicamente se le puede transmitir una carga neta de  $2.0 \text{ ton/m}^2$  para obtener asentamientos admisibles, en caso contrario se obtendrán asentamientos de mayor magnitud.

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  $4 \text{ kg/cm}^3$ .

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 III denominada de Lago, a la que corresponde un coeficiente sísmico de 0.4

## 5.- ANÁLISIS GEOTÉCNICO





## 5. ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN

Considerando las características arquitectónicas y estructurales proyectadas, y las características estratigráficas y físicas del subsuelo, en particular la existencia una costra superficial preconsolidada por desecación en sus primeros cuatro metros, subyacidos por materiales de relleno contaminados en su primer metro, a los cuales les subyacen depósitos arcillosos hasta la máxima profundidad explorada, los cuales son de baja resistencia y alta deformabilidad, se juzga que la cimentación de las estructuras de uno y dos niveles podrán ser resueltas mediante una losa de cimentación de concreto reforzado, que distribuya la carga en forma uniforme, de tal manera que la presión neta ejercidas por las estructuras sea la menor posible y por consiguiente se tengan rangos de asentamientos admisibles. Para los despachadores se emplearan zapatas corridas y para los tanques de almacenamiento se empleara un cajón de cimentación.

El desplante de las cimentaciones será: para las estructuras de uno y dos niveles una losa de cimentación desplantada sobre una plataforma de materiales controlados, para los despachadores serán zapatas desplantadas a 1.5 m de profundidad sobre una plataforma de materiales controlados y en el caso del tanque de almacenamiento será un cajón de cimentación desplantado a 5.0 m de profundidad sobre una plataforma de materiales controlados con un espesor mínimo de 30 cm con las especificaciones que más adelante se proporcionan.

A continuación se presentan los criterios aplicados para el análisis de los estados límite de falla y de servicio, de la alternativa de cimentación elegida y los resultados obtenidos.

### 5.1 Acciones

Las acciones consideradas en los análisis de la cimentación serán las siguientes:

- a) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima, que incluyen el peso de la cimentación, para la estructura de interés. Estas cargas se afectaran por un factor de carga de 1.5 y se consideraran en el análisis límite de falla en condiciones estática.
- b) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea, que incluyen el peso de la cimentación para la estructura de interés. Las cargas se afectaran por un factor de carga de 1.1 y se utilizaran en el análisis límite de falla en condiciones dinámicas.
- c) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad media, que incluyen el peso de la cimentación. Las cargas se afectaran por un factor de carga de





1.0 y se emplearán en el análisis del estado límite de servicio por consolidación de los depósitos arcillosos.

Debido a que en casi todo el terreno se tiene un estrato de rellenos de 1.30 m de espesor promedio, dicha capa se tendrá que retirar en su totalidad fuera de la obra, a continuación se escarificarán 10 cm y se recompactará al 90%, posteriormente se hará un mejoramiento con capas de tepetate de 20 cm cada una, compactadas al 95% de su peso volumétrico seco máximo con una tolerancia de  $\pm 2\%$ , posteriormente se colocará una capa de 15 cm de sub-base compactada al 95%, después se colocará una capa de 20 cm de espesor de base compactada al 98% de su peso volumétrico seco máximo, para todo el predio a excepción del cajón que alojará los tanques de combustible en donde se efectuará un mejoramiento a partir de 5.3 m y hasta el nivel de desplante de la losa.

## 5.2 Estado límite de falla en condiciones estáticas

La revisión de la estabilidad de las cimentaciones ante el estado límite de falla en condiciones estáticas, se hizo considerando la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación afectada por un factor de carga de 1.5, mediante el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

$$\frac{Q F_C}{A} < R F_R$$

A

donde:

Q: Suma de las acciones verticales debidas a la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación en ton.

F<sub>C</sub>: Factor de carga, adimensional e igual a 1.5

R: Capacidad de carga de los materiales de apoyo de la cimentación, que es función del tipo de cimentación empleada.

F<sub>R</sub>: Factor de resistencia, adimensional e igual a 0.70

### 5.2.1. Capacidad de carga de la cimentación.

La capacidad de carga admisible de los materiales que subyacen a la cimentación se determino considerando que los materiales afectados por la superficie potencial de falla son suelos cohesivos, y aplicando el criterio señalado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Cimentaciones, dado por la siguiente expresión:

$$R F_R = (C N_c F_R + P_v) A_i$$



donde:

$R F_R$ : capacidad de carga admisible de la cimentación, ya afectada por su factor de resistencia correspondiente, en  $\text{ton/m}^2$ .

C: cohesión del material de apoyo de la cimentación a lo largo de la superficie potencial de falla, en  $\text{ton/m}^2$ .

$F_R$ : factor de resistencia, adimensional e igual a 0.7

$P_v$ : presión vertical total a la profundidad de desplante de la cimentación, en  $\text{ton/m}^2$ .

$N_c$ : coeficiente de capacidad de carga, adimensional y dado por la siguiente expresión.

$$N_c = 5.14 (1 + 0.25 D_f/B + 0.25 B/L)$$

en la cual:

$D_f$ : profundidad de desplante de la cimentación, en m.

$B$ : ancho de la cimentación, en m.

$L$ : largo de la cimentación, en m.

$A$ : área de la cimentación, en  $\text{m}^2$ .

Considerando una cohesión media a lo largo de la superficie potencial de falla de  $2.0 \text{ ton/m}^2$  y un peso volumétrico del suelo de  $1.45 \text{ ton/m}^3$ , obtenidos de los resultados de las pruebas de laboratorio realizadas, se obtuvo una capacidad de carga admisible de los materiales del subsuelo de  $10 \text{ ton/m}^2$ .

Tomando en cuenta la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima estimadas, la desigualdad se satisface con los siguientes valores:

$$\frac{Q F_c}{A} = 2.8 \text{ ton/ m}^2 < R F_R = 10 \text{ ton/ m}^2$$

Por lo tanto la cimentación es estable ante el estado límite de falla en condiciones estáticas.

Sin embargo en el caso de que las cargas transmitidas por algunas estructuras exteriores resulten ser bajas podrá dimensionarse la cimentación con una capacidad de carga menor a la recomendada para obtener dimensiones de cimentación razonables, para cumplir satisfactoriamente la revisión del estado límite de falla (capacidad de carga) y el estado límite de servicio (asentamientos diferenciales). La capacidad de carga para el subsuelo de apoyo de la losa de cimentación será de  $8 \text{ ton/m}^2$  considerando el apoyo de la cimentación sobre una plataforma de materiales mejorados.



Considerando la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, la desigualdad se satisface con los siguientes valores:

Para dos niveles 
$$\frac{Q F_c}{A} = 2.8 \text{ ton/m}^2 < RFR = 8 \text{ ton/m}^2$$

Para tanques llenos 
$$\frac{Q F_c}{A} = 5.3 \text{ ton/m}^2 < RFR = 14 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto la cimentación es estable ante el estado límite de falla en condiciones estáticas.

### 5.3. Estado limite de falla en condiciones dinámicas

La revisión de la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas se realizó de acuerdo al criterio establecido en los Comentarios de las Normas de Emergencia del Reglamento de Construcciones, que establece que la cimentación de una estructura será segura ante el estado limite de falla en condiciones dinámicas, si la capacidad de carga neta del suelo afectada por el factor de carga y la fuerza de inercia que obra en la zona de falla potencial del suelo que subyace al cimiento, es mayor a la acción de las cargas gravitacionales y las debidas al sismo, lo cual puede verificarse a través de la siguiente desigualdad:

$$W_t F_c - W_c < F_R A_R q_1 \left( 1 - \frac{0.12 F_c a_o b \gamma}{F_R C g} \right)$$

donde:

W<sub>t</sub>: carga total de la estructura en la condición analizada.

F<sub>c</sub>: factor de carga, adimensional e igual a 1.1

W<sub>c</sub>: peso del suelo desplazado para la construcción de la cimentación, en ton, igual a W<sub>c</sub> = (D<sub>f</sub> γ)

F<sub>R</sub>: factor de resistencia adimensional e igual a 0.7

A<sub>R</sub>: área reducida de la losa de cimentación, para tomar en cuenta el momento de volteo debido a sismo, igual a:

$$A_R = (B - 2 e) \times L$$

siendo:

B: ancho de la losa de cimentación.

L: largo de la losa de cimentación

e: excentricidad dada por:

$$e = \frac{M_s}{W_t}$$





donde:

**Wt: Peso de la estructura en la condición analizada, en ton.**

**Ms:** Momento de volteo debido a sismo, obtenido en forma aproximada con el siguiente procedimiento:

$$Ms = 0.8 \left( \frac{2}{3} \right) H_T W_t (C_s/Q)$$

siendo:

**H<sub>T</sub>:** Altura total de la estructura, medida a partir del desplante.

**C<sub>s</sub>:** Coeficiente de diseño sísmico, igual a 0.40

**Q:** Factor de comportamiento sísmico (ductibilidad).

**q<sub>1</sub>:** capacidad de carga neta del suelo de apoyo de la cimentación, obtenida con la siguiente formula:

$$q_1 = C N_c$$

donde:

**C:** cohesión media del suelo a lo largo de la superficie potencial de falla.

**N<sub>c</sub>:** coeficiente de capacidad de carga

**a<sub>o</sub>:** aceleración horizontal máxima del terreno, según el Reglamento de Construcciones, igual a 0.4 g, para estructuras tipo B, afectada por un factor de ductilidad de 4  $a_o = 0.4 \times 9.81/4 = 0.98 \text{ m/seg}^2$ , siendo " g " la aceleración debida a la gravedad.

**b:** mínimo de (d, 1.2 h, 20m)  
en la cual:

**d:** ancho del área reducido de la cimentación.

**h:** profundidad desde el nivel de desplante de la cimentación hasta la capa dura más próxima.

**γ :** peso volumétrico medio del suelo al nivel de desplante, hasta una profundidad B, abajo de él.

**c:** cohesión media del suelo desde el nivel de desplante, hasta una profundidad B, abajo de él.

Sustituyendo los valores se obtuvo:

$$500 \text{ ton.} < 2900 \text{ ton}$$

Como la desigualdad antes mencionada se satisface para las estructuras analizadas, por lo tanto la cimentación es estable en condiciones dinámicas.



Se determinaron los esfuerzos máximos que en condiciones dinámicas aplicarán las losas de cimentación empleando la fórmula de la escuadría dada por la siguiente expresión:

$$P = \frac{Q}{A} + \frac{Mv}{I_x} Y + 0.3 \frac{Mv}{I_y} X$$

donde:

P : esfuerzo a la distancia x del eje centroidal

Q : suma de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad instantánea.

A : área de la cimentación.

Mv: momento de volteo debido a sismo.

x,y: distancia centroidal de la cimentación a la orilla más alejada.

I<sub>x</sub>, I<sub>y</sub>: momento de inercia centroidal del área de apoyo de la cimentación, en el sentido largo y corto.

Se obtuvo un esfuerzo máximo aplicado por la cimentación bajo condiciones de sismo de 5.50 ton/m<sup>2</sup> que es menor al esfuerzo correspondiente a la capacidad de carga última del suelo de apoyo, que es de 18 ton/m<sup>2</sup>, por lo tanto no se presentarán deformaciones plásticas permanentes.

#### 5.4- Estado limite de servicio

Los movimientos verticales que sufra la estructura respecto al terreno circundante se deberán a las recuperaciones de las expansiones elásticas producidas durante la construcción de la cimentación y los hundimientos debidos a la consolidación de los depósitos arcillosos, producidos por el incremento de presión neta transmitida al subsuelo, por ser una cimentación parcialmente compensada.

##### 5.4.1.- Expansiones elásticas

Para la evaluación de las expansiones elásticas máximas que ocurrirán al efectuar la excavación necesaria para alojar al cajón de cimentación, se empleo el criterio de Steinbrenner y los módulos de elasticidad obtenidos de correlacionar las propiedades índice de los materiales de interés con las de otros semejantes en los que se han determinado los módulos elásticos por métodos geosísmicos.

Según dicho criterio, el desplazamiento vertical bajo la esquina de un área rectangular descargada, colocada en la superficie de una capa de espesor D, está dada por:

$$HD = \frac{q B}{E} \{ (1 - u^2) F_1 + (1 - u - 2 u^2) F_2 \}$$



donde:

- q : descarga uniformemente repartida superficialmente, provocada con la excavación, en ton/m<sup>2</sup>.
- B : ancho del área descargada, en m.
- F<sub>1</sub> y F<sub>2</sub>: coeficientes adimensionales, que dependen de la relación D/L y L/B.
- D : espesor del estrato considerado, en m.
- L : longitud del área descargada
- E : módulo de elasticidad del suelo bajo la zona de excavación, en ton/m<sup>2</sup>.
- u : relación de Poisson, adimensional.

Que para un sistema de capas o estratos queda la siguiente expresión:

$$H = HD_1 (E_1, u_1) + ( HD_2 (E_2, u_2) - HD_1 (E_2, u_2) ) + \dots + HD_n (E_n, u_n) - HD_{n-1} (E_n, u_n)$$

Los módulos de elasticidad y relación de Poisson considerados se enlistan a continuación:

Profundidad (m)	Módulo de elasticidad (ton/m <sup>2</sup> )	Relación de Poisson
2.00 - 6.00	650	0.5
6.00 - 13.00	500	0.5
13.00 - 16.00	650	0.5
16.00 - 25.00	600	0.5

Se obtuvo que excavando la totalidad del área que ocupará el cajón de cimentación, se tendrán las expansiones al centro de 6.9 cm y en la esquina de 3.2 cm, las cuales resultan admisibles.

Por lo que establece que la excavación deberá efectuarse en varias etapas, y se realizará del fondo del terreno hacia el frente, dejando en la primera etapa inicialmente una berma perimetral como se indica en el proceso constructivo y se excavará la zona central del terreno, y posteriormente en la segunda etapa se retira esta berma por módulos de 2 m de ancho, como se indica en proceso constructivo





Posteriormente al construir la estructura de interés, las cargas aplicadas por ella provocará la recuperación elástica de los materiales del subsuelo, con una magnitud igual a las expansiones debidas a la descarga por la excavación que aloja al cajón de cimentación.

#### 5.4.2.- Asentamientos diferidos

Se estimaron los asentamientos a largo plazo que sufrirá la cimentación considerando que transmitirá un incremento de presión neta a los materiales del subsuelo de  $2.0 \text{ ton/m}^2$ , actuando a partir del nivel de desplante de la cimentación y obtenido de restar a la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad media, incluyendo el peso propio de la cimentación, la descarga por la excavación necesaria para alojar el cajón de cimentación.

Los asentamientos se calcularon empleando un programa de computadora, el cual determina la distribución de esfuerzos en el subsuelo debidos al incremento de esfuerzos considerando la presión neta, según la teoría de Boussinesq y en base a éstos, los asentamientos tomando en cuenta las presiones efectivas actuales del subsuelo y las curvas de compresibilidad de los estratos arcillosos afectados por la sobrecarga aplicada.

Se obtuvieron los asentamientos para varios puntos considerando la estructura flexible, observándose que los valores corresponde a 9.6 cm al centro y 3.9 cm en la orilla que resultan admisibles los movimientos verticales tanto los totales como los diferenciales.

A los asentamientos antes mencionados deberán de sumarse los asentamientos por recuperación elástica de los materiales del subsuelo por efecto de la descarga producida por la excavación para alojar el cajón de cimentación.

#### 5.5. Cajón del tanque de almacenamiento

El cajón que alojará el tanque de almacenamiento, desde el punto de vista geotécnico constituirá una estructura sobre-compensada, ya que su peso será menor al peso de los materiales excavados para alojar la estructura. El cajón se cimentará mediante el apoyo de su losa de fondo.



### 5.5.1 Estado límite de falla

Para satisfacer el estado límite de falla el único mecanismo que debe revisarse es el de flotación. La revisión se efectúa verificando la desigualdad siguiente:

$$(\Sigma Q / A) F_c > H \gamma_w$$

donde:

$\Sigma Q / A$ : combinación de las acciones permanentes y variables con valor mínimo probable.

$F_c$  : factor de carga, igual a 0.9.

$H$  : altura máxima estimada del nivel freático, medida a partir del nivel de desplante, igual a  $5.8 - 2.7 = 3.1\text{m}$

El peso unitario del cajón que alojará el tanque de combustible, considerando el tanque vacío, y tomando en cuenta que el lomo del tanque quedará 1.25 m por debajo del piso terminado, será de  $3.57\text{ ton/m}^2$ , en esas condiciones la desigualdad resulta:

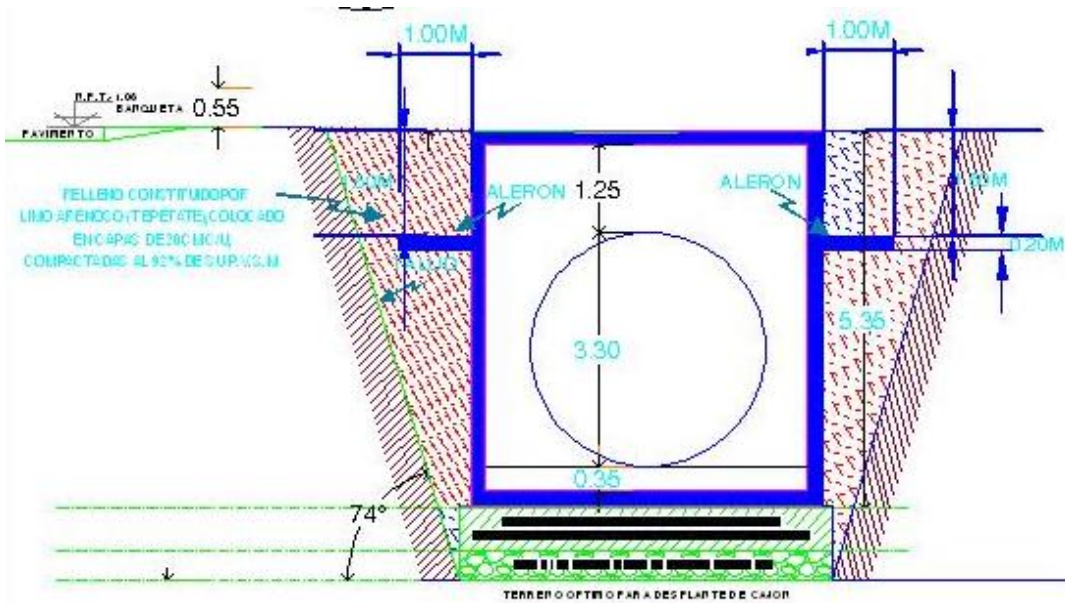
$$(\Sigma Q / A) F_c = 3.57 \times 0.9 = 3.21\text{ ton/m}^2 > H \gamma_w = 3.1 \times 1.0 = 3.1\text{ ton/m}^2.$$

Debido a que la desigualdad no se satisface el cajón podría fallar por flotación.

Para evitar la falla por flotación deberá incrementarse el peso del cajón, lo que podrá hacerse mediante una losa en volado de 1.0 m de ancho, ligada estructuralmente al cajón a 2.5 m de profundidad, respecto al nivel de piso de proyecto, sobre la que se colocará un lastre constituido por relleno controlado (tepetate), lo que incrementará el peso unitario del cajón a  $6.5\text{ ton/m}^2$ , como se muestra en la figura 13. En esas condiciones la desigualdad resulta:

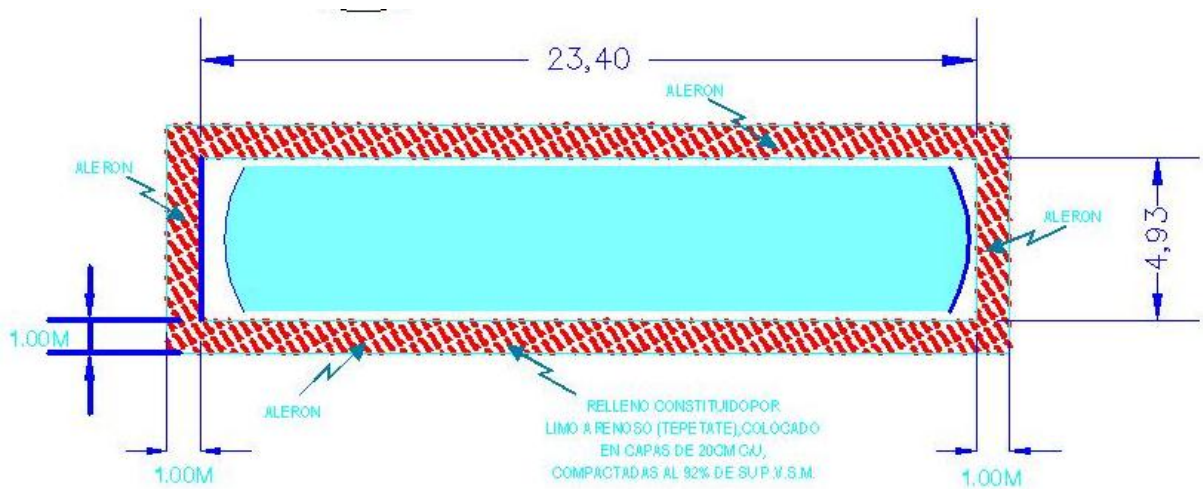
$$(\Sigma Q / A) F_c = 6.12 \times 0.9 = 5.5\text{ ton/m}^2 > H \gamma_w = 3.2 \times 1.0 = 3.2\text{ ton/m}^2$$

Por lo que se satisface la desigualdad, resultando entonces admisible el estado límite de falla contra flotación.



*CORTE ESQUEMATICO DE LA COLOCACION DEL ALERON.*

**FIGURA 13 CORTE CAJON AMPLIADO**



*VISTA EN PLANTA DE LA COLOCACION DEL ALERON.*

**FIGURA 14 PLANTA CAJON AMPLIADO**





### 5.5.2.- Estado limite de servicio

Los movimientos verticales que sufra la estructura respecto al terreno circundante se deberán a las recuperaciones de las expansiones elásticas producidas durante la construcción de la cimentación y las expansiones debidas al aumento de volumen de los depósitos arcillosos, producidos por el decremento de presión neta transmitida al subsuelo, por ser una cimentación sobre compensada.

#### 5.5.2.1.- Expansiones elásticas

Para la evaluación de las expansiones elásticas máximas que ocurrirán al efectuar la excavación necesaria para construir el cajón que alojará el tanque de almacenamiento, se empleo el criterio de Steinbrenner y los módulos de elasticidad obtenidos de correlacionar las propiedades índice de los materiales de interés con las de otros semejantes en los que se han determinado los módulos elásticos por métodos geo-sísmicos.

Según dicho criterio, el desplazamiento vertical bajo la esquina de un área rectangular descargada, colocada en la superficie de una capa de espesor D, está dada por:

$$HD = \frac{q B}{E} \{ (1 - u^2) F_1 + (1 - u - 2 u^2) F_2 \}$$

donde:

- q : descarga uniformemente repartida superficialmente, provocada con la excavación, en ton/m<sup>2</sup>
- B : ancho del área descargada, en m.
- F1 y F2: coeficientes adimensionales, que dependen de la relación D/L y L/B.
- D : espesor del estrato considerado, en m.
- L : longitud del área descargada
- E : módulo de elasticidad del suelo bajo la zona de excavación, en ton/m<sup>2</sup>.
- u : relación de Poisson, adimensional.

Que para un sistema de capas o estratos queda la siguiente expresión:

$$H = HD_1 (E_1, u_1) + \{ HD_2 (E_2, u_2) - HD_1 (E_2, u_2) \} + \dots + \{ HD_n (E_n, u_n) - HD_{n-1} (E_n, u_n) \}$$

Los módulos de elasticidad y la relación de Poisson considerados se enlistan a continuación:



Profundidad (m)	Módulo de elasticidad (ton/m <sup>2</sup> )	Relación de Poisson
2.00 - 5.00	650	0.5
5.00 - 13.00	500	0.5
13.00 - 16.00	650	0.5

Se obtuvo que excavando toda el área que ocuparán los cajones, se tendrán las expansiones al centro de 9.0 cm y en la esquina de 5.2cm, las cuales resultan admisibles.

Posteriormente al construir la estructura de interés, las cargas aplicadas por ella provocará la recuperación elástica de los materiales del subsuelo, con una magnitud igual al 70 % de las expansiones debidas a la descarga por la excavación que aloja al cajón.

### 5.6. Empujes sobre los muros perimetrales del cajón de cimentación

Tomando en cuenta las características estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo, así como las del proyecto, la determinación de los empujes a largo plazo sobre los muros perimetrales del cajón de cimentación se realizó siguiendo las recomendaciones establecidas en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, bajo la condición de empuje de suelo en reposo y considerando los siguientes efectos:

- La presión que ejerce la masa de suelo en condiciones de reposo, obtenida como el producto acumulado del peso volumétrico total para profundidades sobre el nivel freático, y bajo este, el peso volumétrico sumergido, por los espesores en los que se considera el mismo valor, afectados por el coeficiente de presión de tierras en reposo.
- La presión hidráulica que ejerce el agua obtenida como el producto de su peso volumétrico por la profundidad, debido a que hasta la máxima profundidad de excavación no existen abatimientos piezométricos.
- La acción de una sobrecarga uniformemente repartida, actuando en un área contigua al muro, obteniéndose los esfuerzos inducidos bajo un punto en la parte media lateral del área, afectada por el coeficiente de presión de tierras en reposo.
- Para tomar en cuenta las solicitaciones sísmicas, se determinó una componente horizontal expresada como el producto del peso de la masa de suelo potencialmente deslizante por un coeficiente sísmico de 0.40 (Zona de Lago).

Una vez calculados los valores de los cuatro efectos, se superpusieron obteniéndose la envolvente de empujes horizontales totales que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros. En la figura 15 Y 16 se muestran los valores obtenidos en forma gráfica, los que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros perimetrales.

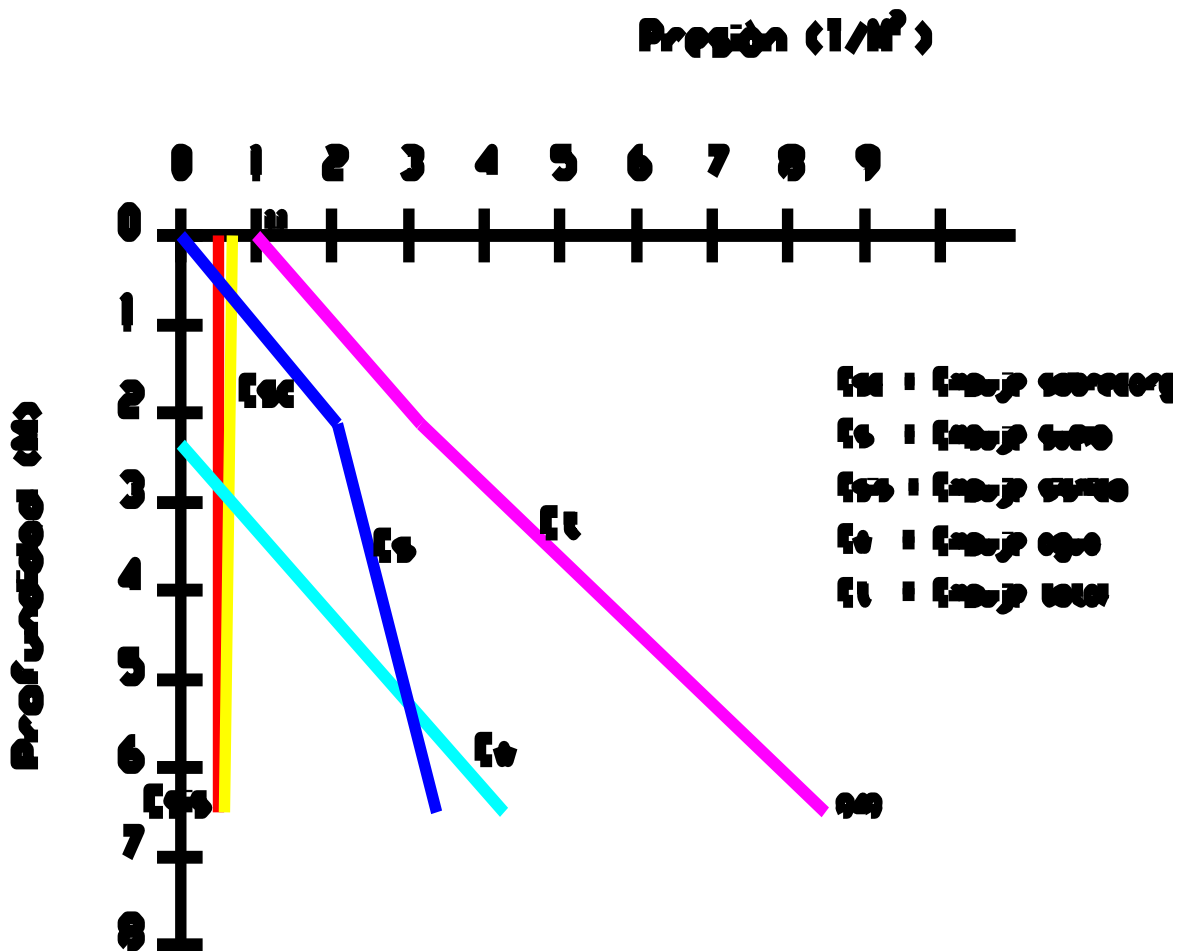
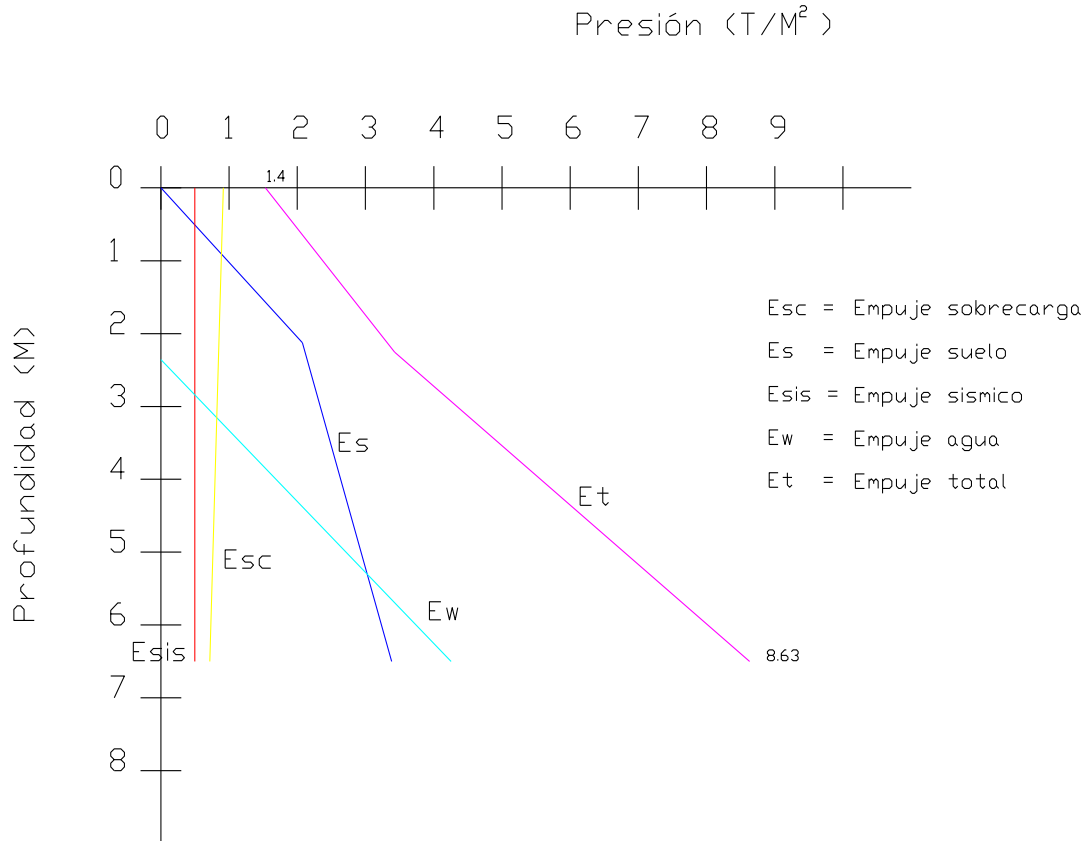


FIGURA 15 EMPUJES SOBRE MUROS RIGIDOS SOBRECARGA 2 T/M<sup>2</sup>





**FIGURA 16 EMPUJES SOBRE MUROS RIGIDOS SOBRECARGA 3 T/M<sup>2</sup>.**

### 5.7. Falla de fondo.

Se revisó la estabilidad de la excavación contra falla de fondo por cortante, lo que se realizó mediante el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

$$P_v F_c + q F' c < C N_c F_R$$

donde:

- P<sub>v</sub>: presión vertical total actuando en el suelo a la profundidad de excavación, en ton/m<sup>2</sup>.
- F<sub>c</sub>: Factor de carga adimensional e igual a 1.25
- q: sobrecarga superficial, igual a 3.0 ton/m<sup>2</sup>
- F'c: factor de carga, adimensional e igual a 1.0
- c: cohesión del material que subyace a la excavación



$N_c$ : coeficiente de capacidad de carga  
 $F_R$ : Factor de resistencia, igual a 0.7

Para una excavación a 5.3 m de profundidad, resulta lo siguiente:

$$13.5 \text{ ton/m}^2 < 11.0 \text{ ton/m}^2 \text{ para sobrecarga de } 3 \text{ ton/m}^2$$

Debido a que no se satisface la desigualdad se presentará la falla de fondo en la excavación, por lo cual se establece que la excavación deberá realizarse en dos etapas.

### 5.8. Estabilidad de taludes

Para verificar que las paredes de la excavación sean estables, se hizo mediante el cumplimiento de la siguiente desigualdad

$$F_c \gamma H + q < U_q N_o c F_R$$

donde:

$F_c$ : factor de carga, igual a 1.4  
 $\gamma$ : peso volumétrico del material  
 $H$ : altura máxima de la excavación  
 $q$ : sobrecarga igual a  $3.0 \text{ ton/m}^2$   
 $U_q$ : factor de reducción debido a la sobrecarga que depende de la relación  $q / \gamma H$ , igual a 1.  
 $N_o$ : número de estabilidad que depende del ángulo del talud, igual a 3.83  
 $c$ : cohesión más baja en la altura de la excavación, igual a  $2.0 \text{ ton/m}^2$ .  
 $F_R$ : factor de reducción de resistencia, igual a 0.8

Considerando taludes verticales se tiene:

$$14.77 \text{ ton/m}^2 \therefore < 6.13 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto la excavación que alojará el cajón de cimentación no se podrá efectuar dejando taludes verticales, por lo que se requiere implementar un sistema de retención mediante muro Berlín, que se ira recortando poco a poco y en tramos alternados de 2.4 m de ancho, como se indica más adelante.



## 5.9. Rellenos en alerones.

***A continuación se presentan los lineamientos generales de los rellenos requeridos:***

La secuencia que se propone para los rellenos requeridos es la siguiente:

1. Una vez que se haya terminado de construir el cajón, en la zona donde se amplió dicha estructura (alerones) se rellenara con tepetate compactado en capas de 20 cm en estado suelto y al 92% Proctor, las últimas tres capas se compactarán al 95% Proctor.
2. Cuando se haya llegado al nivel de proyecto se sellara dicha zona con concreto reforzado como parte de la losa tapa del cajón.
3. Todas las referencias topográficas existentes en el lugar se respetarán durante la construcción, tales como: alineamientos, niveles, señalamientos, etc. reponiéndose en caso de que se dañen o alteren.
4. En caso de requerirse material importado para la construcción de terraplén podrán ser utilizados mezclas de grava, arenas de material fino (tepetate) que satisfagan las siguientes especificaciones

Límite líquido	40% máx.
Índice plástico	15% máx.
Contracción lineal	5% máx.
Valor Relativo de Soporte (CBR)	15% mín.
Contenido de agua óptimo	25% máx.
Peso volumétrico seco máximo	1,300 kg/m <sup>3</sup> mín.

5. Los materiales con los que se construirá el terraplén, se disgregarán hasta el grado de no presentar grumos o terrones y se mezclarán hasta obtener una revoltura homogénea en su constitución y granulometría, en caso necesario se incorporará cal hidratada en un porcentaje de 5 %, en peso.

6. Los materiales ya mezclados y con el contenido de agua óptimo, previamente determinado en el laboratorio, se colocarán en capas no mayores de 20 cm de espesor en estado suelto, y se compactaran al 95%, de su peso volumétrico seco máximo según la prueba proctor estándar; hasta alcanzar el lecho inferior de la losa tapa, empleando bailarina debido al espacio tan pequeño, y por último se colocará una capa de 20 cm en estado suelto, de grava controlada, material de base, compactada al 98 % de la prueba porter.



7. Las especificaciones que deberá cumplir el material de base son las siguientes:

De granulometría

La curva granulométrica deberá quedar comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el superior de la zona 2 (ver figura 17), adoptando una forma semejante a las curvas que limitan las zonas, y no tener cambios bruscos de pendiente.

En relación del porcentaje en peso que pasa la malla No. 200 al que pasa la malla No. 40, no deberá ser superior a 0.65.

De contracción lineal, valor cementante, valor relativo de soporte (CBR), tamaño máximo y peso volumétrico seco máximo, las siguientes:

	Zonas granulométricas del material	
	1	2
Contracción lineal, %	3.5 máx	2.0 max
Valor cementante, kg/cm <sup>2</sup>	4.5 mín	3.5 mín
Valor relativo de soporte, %	80 mín	80 mín
Tamaño máximo del agregado	1 1/2" máx	1 1/2" máx
Peso volumétrico seco máx., Kg/cm <sup>3</sup>	1800 mín.	1800 mín.

8. Se deberán efectuar pruebas de compactación en las capas compactadas, para verificar el porcentaje de compactación alcanzado en la construcción. Se recomienda hacer una prueba consistente en una cala volumétrica, por cada 50 m<sup>3</sup> de material compactado.

9. Para el control de compactación, se recomienda que desde las primeras capas tendidas se desarrolle un terraplén de prueba, para definir el número de pasadas óptimo con el equipo elegido.

El proceso de compactación será controlado por el laboratorio de mecánica de suelos, usando la expresión:

$$\% \text{ de compactación} = ( \gamma_d \text{ sitio} / \gamma_d \text{ máximo} ) \times 100$$

requiriéndose como mínimo el 95 % para el cuerpo del terraplén y 98 % para la base.



## 6.- MOVIMIENTO DE TIERRAS

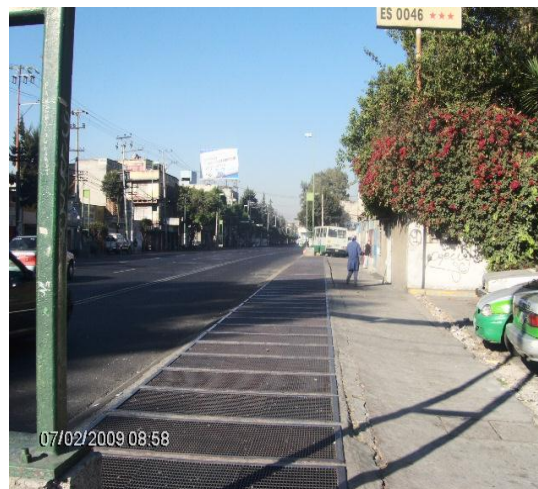


## 6. MOVIMIENTO DE TIERRAS

**A continuación se presentan los lineamientos generales de movimientos de tierras:**

Considerando el sembrado de las estructuras propuesto, a continuación se establecen los lineamientos generales para el movimiento de tierras que será necesario realizar, tomando en cuenta las características topográficas del terreno y de los materiales que se tienen superficialmente.

De acuerdo a los datos obtenidos durante la exploración realizada en el sitio de interés y tomando en cuenta que el terreno presenta una superficie plana y que cuenta con un nivel medio ligeramente mayor con respecto al nivel de rodamiento de la calle Dr. Vertiz, se indica que deberá retirarse la capa de rellenos de mala calidad de tipo arcilloso de color café oscuro que se tienen en la mayor parte del terreno con un espesor promedio de 1.2 m, misma que deberá ser restituida por materiales de banco de tipo limo-arenoso (tepetate) colocados en capas de 20 cm de espesor y compactadas al 92% de su peso volumétrico seco máximo de acuerdo a la prueba Próctor estándar, hasta alcanzar los niveles de proyecto.



### VISTA DE LA TOPOGRÁFIA QUE GUARDA EL TERRENO Y NIVEL DE RODAMIENTO

Por lo tanto, deberá de retirarse la losa de concreto armado que se tiene cubriendo parte de la superficie del terreno, ya que de acuerdo a la exploración realizada se encontró que se encuentra desplantada sobre materiales de relleno de mediana consistencia, y en caso de no retirarse, podría provocar asentamientos diferenciales en los pavimentos cuando éstos se encuentren en funcionamiento, manifestándose irregularidades sobre su superficie de rodamiento.



Los materiales producto del corte anteriormente mencionado, no son aptos para poder utilizarse en la construcción de terracerías bajo ninguna circunstancia” por tratarse de materiales de tipo arcilloso que contienen un porcentaje menor de material de desperdicio (cascajo) además de ser contener un alto índice de plasticidad, por lo que deberán ser retirados fuera de la obra.

A continuación se dan los lineamientos generales que deberán de seguirse en caso que sea necesario colocar rellenos controlados para recuperar y/o alcanzar los niveles de proyecto.

La secuencia que se propone para la construcción y control de terracerías es la siguiente:

1. Se realizará el corte y despalme en toda la superficie del terreno como ya se indicó anteriormente. El material producto de despalme que contenga materia orgánica se retirará del área al lugar indicado por la dirección de obra.
2. En las áreas en las que se vaya a colocar el terraplén, antes de su construcción se deberá escarificar la superficie del terreno natural hasta una profundidad de 15 cm recompactándola al 90% próctor estándar.
3. En caso de requerirse material importado para la construcción de terraplén podrán ser utilizados mezclas de grava, arenas de material fino (tepetate) que satisfagan las siguientes especificaciones

Límite líquido	40% máx.
Índice plástico	15% máx.
Contracción lineal	5% máx.
Valor Relativo de Soporte (CBR)	15% mín.
Contenido de agua óptimo	25% máx.
Peso volumétrico seco máximo	1,300 kg/m <sup>3</sup> mín.

4. Los materiales con los que se construirá el terraplén, se disgregarán hasta el grado de no presentar grumos o terrones y se mezclarán mediante una motoconformadora hasta obtener una revoltura homogénea en su constitución y granulometría, en caso necesario se incorporará cal hidratada en un porcentaje de 5 %, en peso.

5. Los materiales ya mezclados y con el contenido de agua óptimo, previamente determinado en el laboratorio, se colocarán en capas no mayores de 20 cm de espesor en estado suelto, y se compactaran al 96%, de su peso volumétrico seco máximo según la prueba proctor estándar; hasta alcanzar el lecho inferior de la base, empleando rodillo liso y rodillo neumático con un peso de 14 ton. y una presión de



inflado de 90 lbs./pulg.<sup>2</sup>, y por último se colocará una capa de 20 cm en estado suelto, de grava controlada, material de base, compactada al 98 % de la prueba porter.

6. Las especificaciones que deberá cumplir el material de base son las siguientes:

De granulometría

La curva granulométrica deberá quedar comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el superior de la zona 2 (ver figura 17), adoptando una forma semejante a las curvas que limitan las zonas, y no tener cambios bruscos de pendiente.

En relación del porcentaje en peso que pasa la malla No. 200 al que pasa la malla No. 40, no deberá ser superior a 0.65.

De contracción lineal, valor cementante, valor relativo de soporte (CBR), tamaño máximo y peso volumétrico seco máximo, las siguientes:

	Zonas granulométricas del material	
	1	2
Contracción lineal, %	3.5 máx	2.0 máx
Valor cementante, kg/cm <sup>2</sup>	4.5 mín	3.5 mín
Valor relativo de soporte, %	80 mín	80 mín
Tamaño máximo del agregado	1 1/2" máx	1 1/2" máx
Peso volumétrico seco máx., Kg/cm <sup>3</sup>	1800 mín	1800 mín

7. Se deberán efectuar pruebas en campo en las capas compactadas, para verificar el porcentaje de compactación alcanzado en la construcción de las terracerías. Se recomienda hacer una prueba consistente en una cala volumétrica, por cada 50 m<sup>3</sup> de material compactado.

8. Para el control de compactación, se recomienda que desde las primeras capas tendidas se desarrolle un terraplén de prueba, para definir el número de pasadas óptimo con el equipo elegido.

El proceso de compactación será controlado por el laboratorio de mecánica de suelos, usando la expresión:

$$\% \text{ de compactación} = (\gamma_d \text{ sitio} / \gamma_d \text{ máximo}) \times 100$$

requiriéndose como mínimo el 96 % para el cuerpo del terraplén y 98 % para la base.



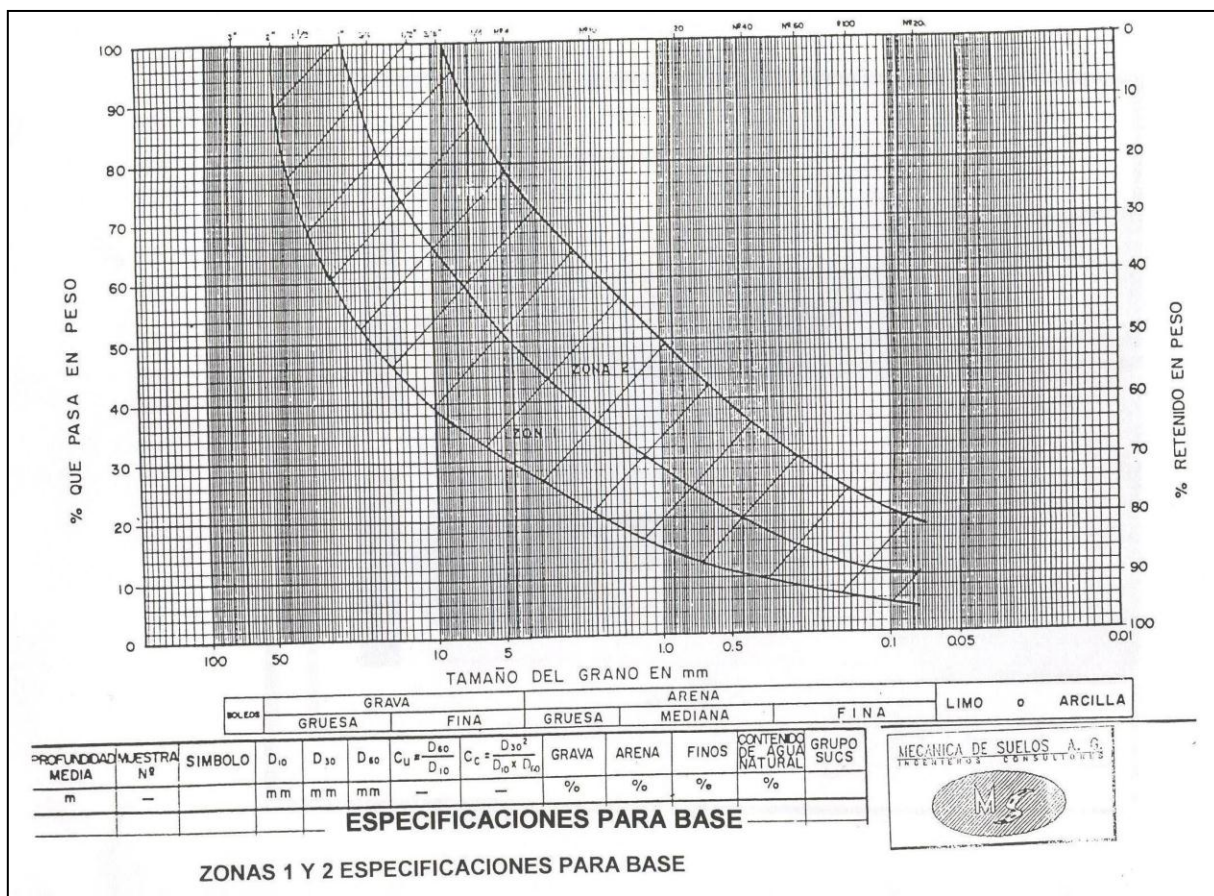


FIGURA 17.- CURVA GRANULOMÉTRICA PARA BASE HIDRÁULICA

## 7.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO



## 7. Procedimiento Constructivo

### 7.1 Proceso constructivo para tanques de almacenamiento

El cajón que alojará el tanque de almacenamiento nuevo, desde el punto de vista geotécnico constituirá una estructura sobrecompensada, ya que su peso será menor al peso de los materiales excavados para alojar la estructura. El cajón se cimentará mediante el apoyo de su losa de fondo.

El peso unitario estimado del cajón que alojará el tanque de combustible, considerando el tanque vacío, y tomando en cuenta que el lomo del tanque quedará 1.25 m por debajo del piso terminado, será de 3.74 ton/m<sup>2</sup> debido a que la desigualdad no se satisface el cajón fallara por flotación.

Para evitar la falla por flotación deberá incrementarse el peso del cajón, lo que podrá hacerse mediante una losa en volado de 1.0 m de ancho, ligada estructuralmente al cajón a 2.5 m de profundidad, respecto al nivel de piso de proyecto, sobre la que se colocará un lastre constituido por relleno controlado (tepetate), lo que incrementará el peso unitario del cajón a 6.3 ton/m<sup>2</sup>, como se muestra en las figuras 18 y 19.

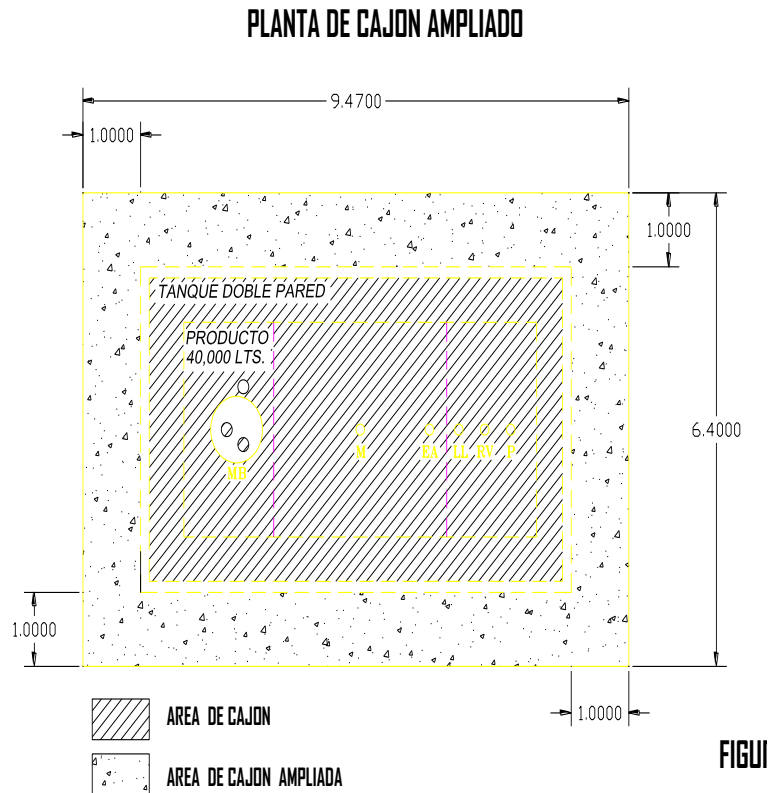
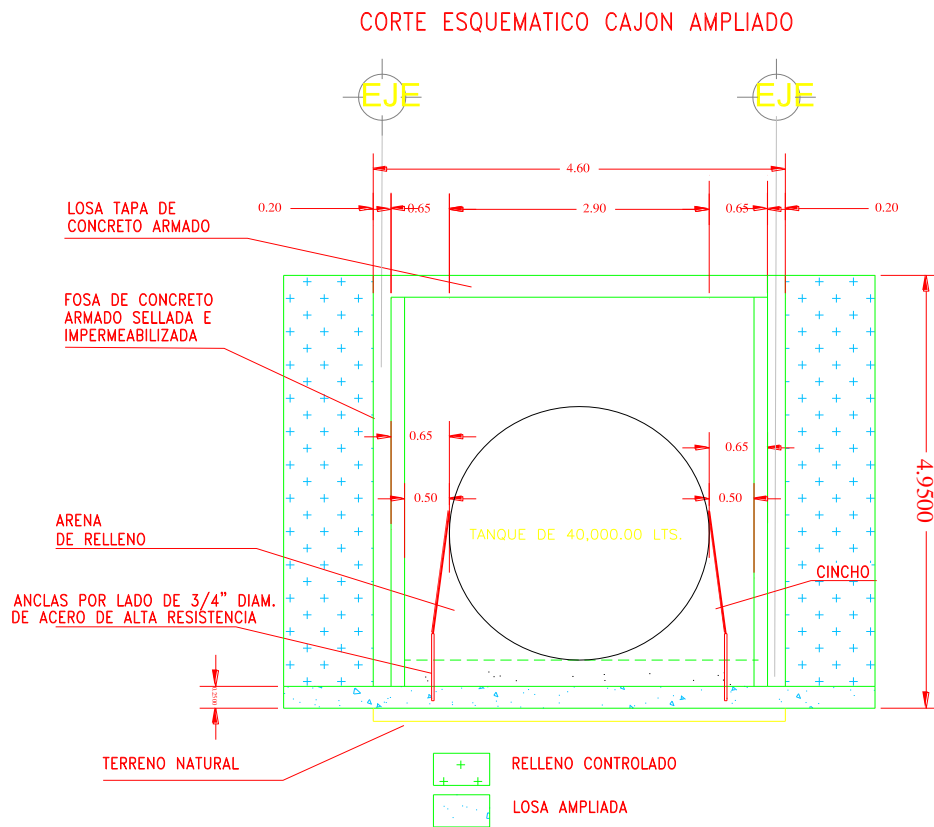


FIGURA 18 PLANTA CAJON AMPLIADO





Los movimientos verticales que sufra la estructura respecto al terreno circundante se deberán a las recuperaciones de las expansiones elásticas producidas durante la construcción de la cimentación y las expansiones debidas al aumento de volumen de los depósitos arcillosos, producidos por el decremento de presión neta transmitida al subsuelo, por ser una cimentación sobre compensada.

Posteriormente al construir la estructura de interés, las cargas aplicadas por ella provocará la recuperación elástica de los materiales del subsuelo, con una magnitud igual al 70 % de las expansiones debidas a la descarga por la excavación que aloja al cajón.

Se estimaron las expansiones a largo plazo que sufrirá la cimentación considerando que transmitirá un incremento de presión neta a los materiales del subsuelo de  $-0.90 \text{ ton/m}^2$ , actuando a partir del nivel de desplante de la cimentación del cajón y obtenido de restar a la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad media, incluyendo el peso propio de la cimentación, la descarga por la excavación necesaria para alojar el cajón que alojará al tanque de combustible.



Las expansiones se calcularon empleando un programa de computadora, el cual determina la distribución de esfuerzos en el subsuelo debidos al decremento de esfuerzos considerando la presión neta, según la teoría de Boussinesq y en base a éstos, las expansiones tomando en cuenta las presiones efectivas actuales del subsuelo y las curvas de compresibilidad de los estratos arcillosos afectados por la descarga aplicada.

Se obtuvieron las expansiones para varios puntos considerando la estructura flexible, cuyos resultados que resultan admisibles los movimientos verticales tanto los totales como los diferenciales.

A las expansiones antes mencionadas deberán de sumarse los asentamientos por recuperación elástica de los materiales del subsuelo por efecto de la descarga producida por la excavación para alojar el cajón de cimentación.

La envolvente de presión para diseño de troqueles se presenta en la figura 20, y las que corresponden a la presión de instalación de troqueles en la figura 21.

### EMPUJE PARA DISEÑO DE TROQUELES

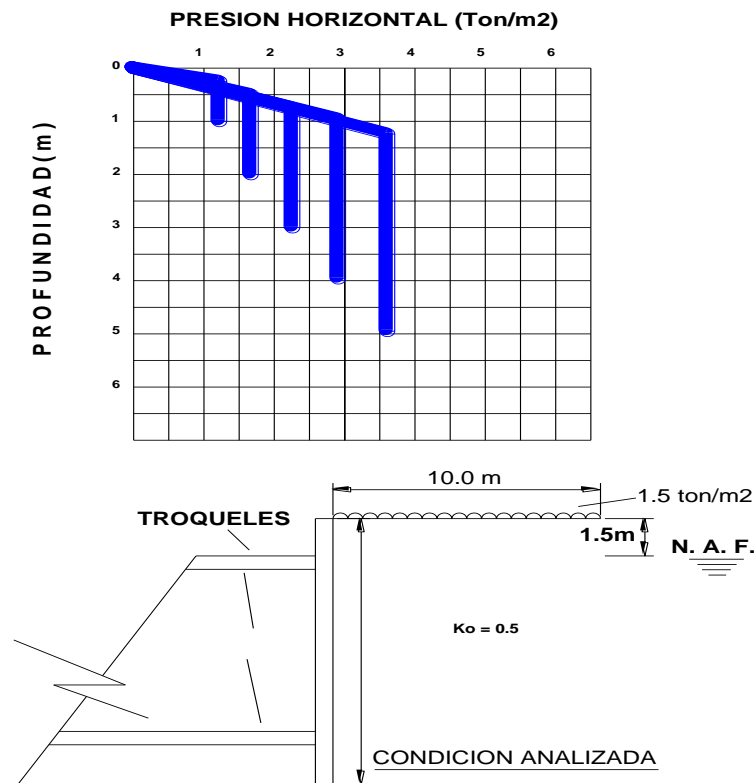
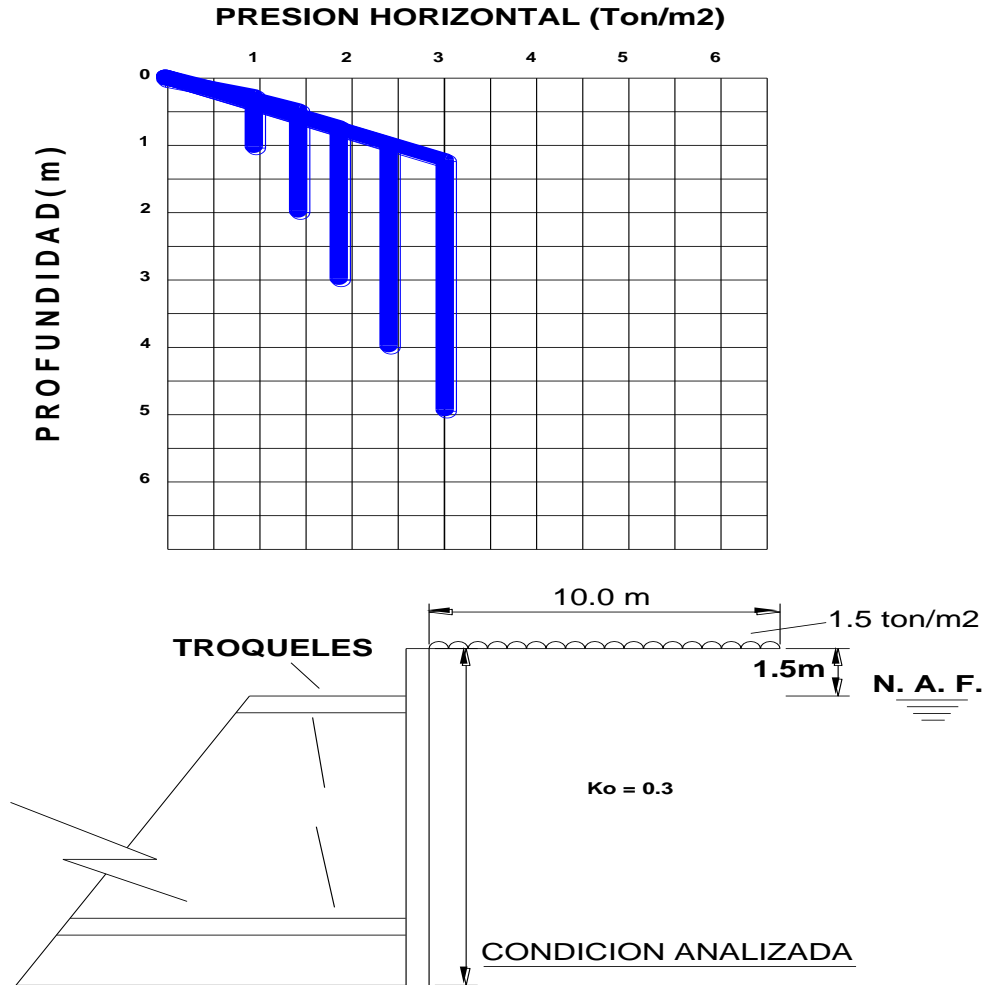


FIGURA 20 DISEÑO DE TROQUELES

## EMPUJE PARA INSTALACION DE TROQUELES



FIGURA

FIGURA 21 INSTALACION DE TROQUELES

El proceso de excavación, se realizará con una estructura de contención constituida por viguetas de acero, hincadas, colocando entre ellas un ademe de concreto colado en el sitio, de acuerdo con el procedimiento siguiente:

Inicialmente se excavará toda el área que alojará el cajón hasta una profundidad de 0.50 m con respecto al nivel actual de terreno, para retirar la losa existente y materiales de relleno.

Previo a la excavación, se realizara el hincado perimetral de las viguetas IR 203 (8") x 31.2 kg/m, hasta 6.5 m de profundidad, con la distribución en planta indicada en la Fig. 22. Para facilitar su hincado y no generar demasiadas vibraciones, se podrán

ejecutar perforaciones guía de 15 cm de diámetro, mediante posteadora o similar por lo menos en los primeros 3 m de profundidad.

El procedimiento constructivo para la excavación que alojará al cajón que a su vez alojarán al tanque de combustible, se estableció considerando las características geométricas de la excavación, en particular su profundidad de 5.30 m, respecto al nivel de la superficie del terreno, así como la estratigrafía y características físicas del subsuelo, en particular la baja resistencia de los materiales en que se realizará la excavación, considerando además la existencia del nivel freático a partir de 2.7 m de profundidad, respecto al nivel de la superficie del terreno. Para simplificar el procedimiento constructivo y reducir las expansiones de los materiales del subsuelo, debido a su respuesta elástica por efecto de la descarga producida por la excavación, *la excavación se realizará en dos etapas ver figura 22.*

### ETAPAS DE EXCAVACION



FIGURA 22 ETAPAS DE EXCAVACION

El procedimiento de excavación que se juzga más adecuado se efectuará en base a ataguías del tipo muro Berlín, constituido por viguetas metálicas revestidas por polines y troqueladas entre ambos lados de la excavación.

Con el fin de eliminar los materiales superficiales, que interferirían con el procedimiento de construcción de la excavación, inicialmente se efectuará una excavación a 0.5 m de profundidad, ubicada como se indica en la figura 23.

### CORTE INICIAL DE 0.50 M DE ESPESOR

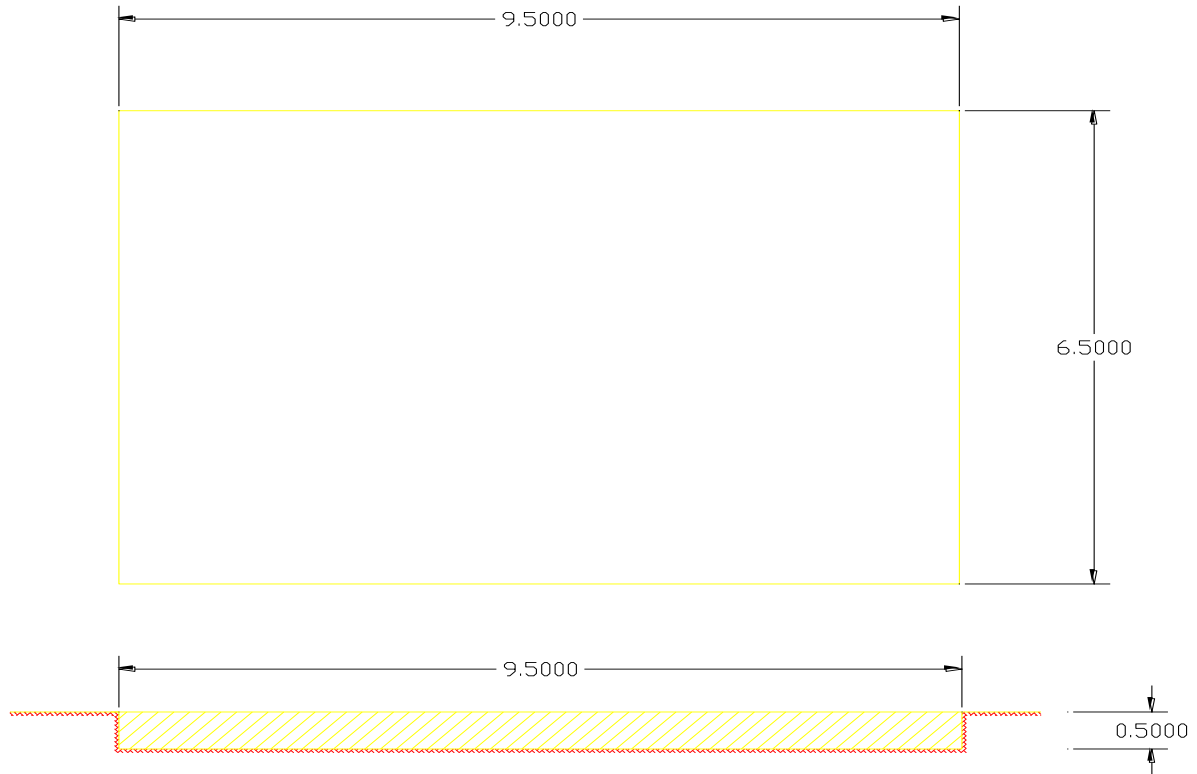


FIGURA 23 EXCAVACION INICIAL

Estas viguetas formarán parte de una ataguía revestida. Conforme se profundice la excavación, se colará el ademe de concreto armado, apoyándolo contra los patines de las viguetas hincadas; el ademe de concreto tendrá un espesor de 10 cm, reforzado con un lecho de varillas del no. 3 a cada 20 cm, soportada por troqueles colocados a 1.75 y 4.0 m de profundidad, entre los lados de la excavación, los que mantendrán su estabilidad (ver figura 24).



## DISTRIBUCION DE VIGUETAS

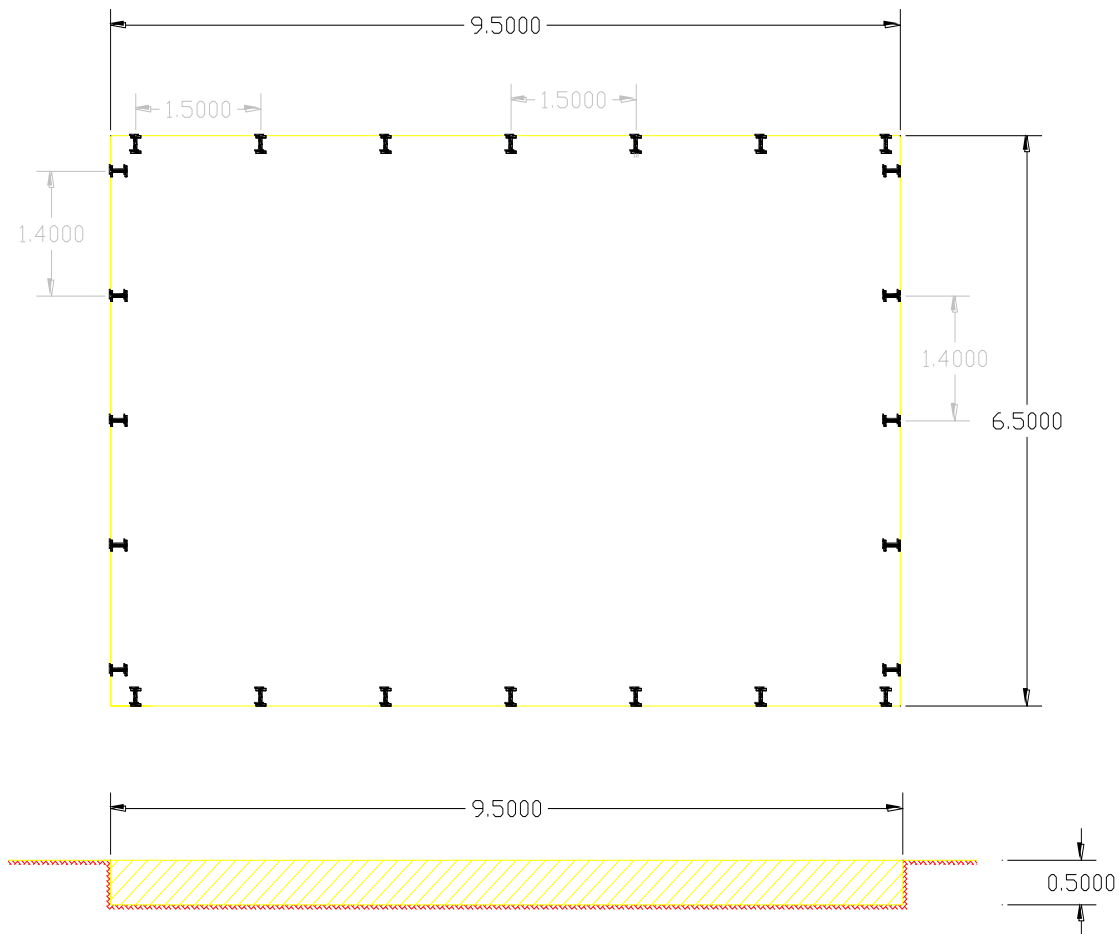
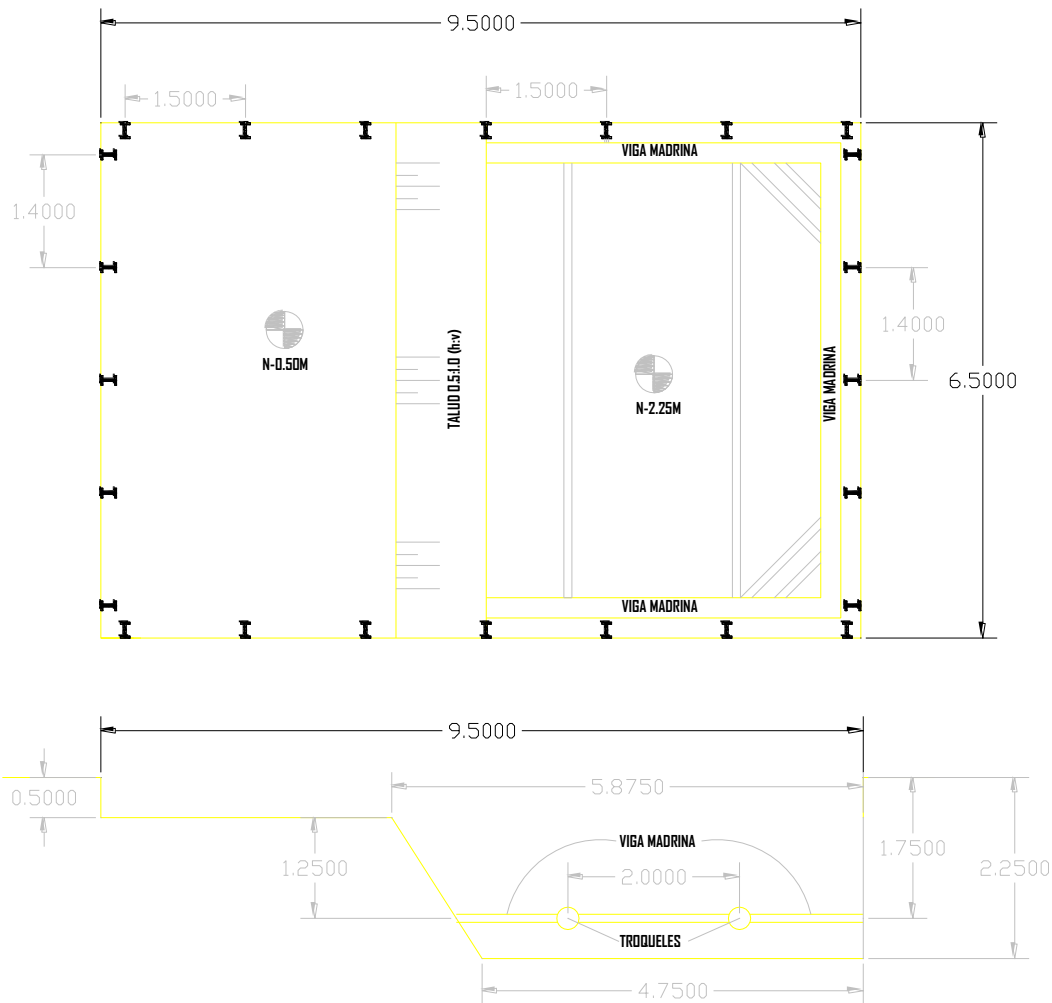


FIGURA 24 DISTRIBUCION DE VIGUETAS

El proceso de excavación para alojar el cajón, donde a su vez se ubicará el tanque de almacenamiento de combustible se describe a continuación:

Una vez que se tenga la excavación en toda el área hasta 50 cm de profundidad, en la primera etapa (sección norte del cajón) se procederá a profundizar la excavación hasta 2.25m, dejando un talud 0.5:1.0 (h:v) en el lindero con la etapa 2 (lindero sur del cajón) y se colocará la viga madrina y el primer nivel de troqueles a una profundidad de 1.75 m con respecto al nivel actual de terreno, ver figura 25.

### PRIMERA ETAPA DE EXCAVACION 1er. NIVEL DE TROQUELES

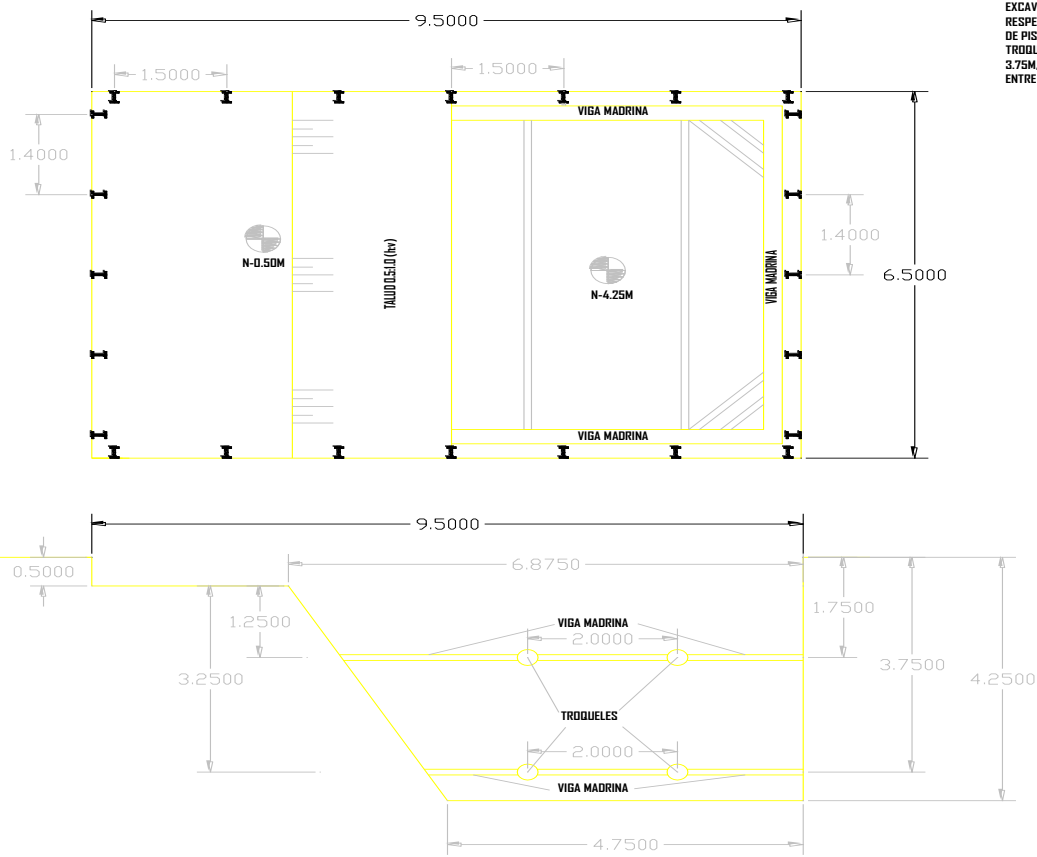


EXCAVACION A -2.25 M CON RESPECTO AL NIVEL ACTUAL DE PISO Y COLOCACION DE TROQUELES A -1.75 M, CON SEPARACION ENTRE ELLOS DE 2 M

FIGURA 25 PRIMER NIVEL TROQUELES PRIMERA ETAPA

Una vez que se haya estabilizado la excavación con el primer nivel de puntales, se continuará la excavación hasta el nivel -4.25 y se colocará el segundo nivel de puntales a una profundidad de 4.0m, con respecto al nivel actual de terreno, siguiendo el mismo procedimiento que en el paso anterior, ver figura 26.

### PRIMERA ETAPA, EXCAVACION A - 4.25 M Y 2º NIVEL DE TROQUELES

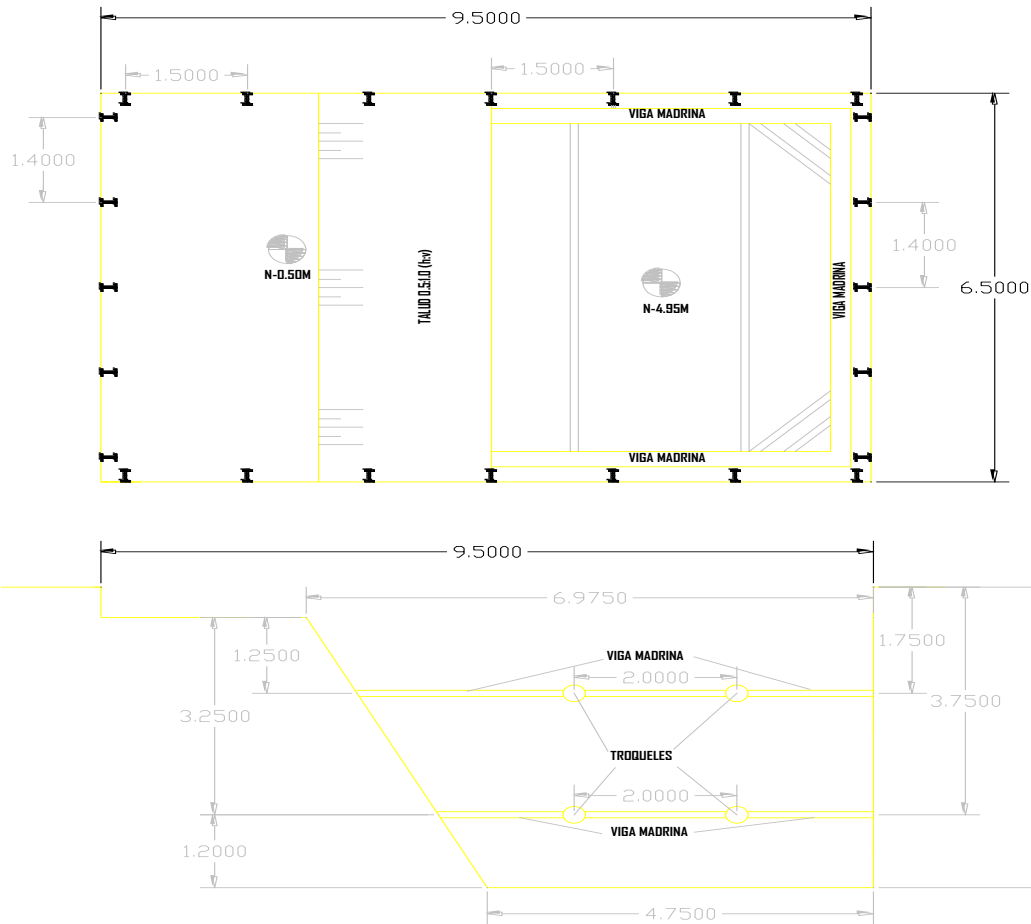


EXCAVACION A - 4.25 M CON RESPECTO AL NIVEL ACTUAL DE PISO Y COLOCACION DE TROQUELES A -1.75 M Y 3.75M, CON SEPARACION ENTRE ELLOS DE 2 M

FIGURA 26 2º. NIVEL TROQUELES PRIMERA ETAPA

De igual forma una vez que se hayan terminado de colocar el segundo nivel de puntales y se encuentren trabajando, se procederá a realizar la excavación hasta el nivel de -5.30m, que es el nivel de máxima excavación. Se colará un espesor de grava controlada de 30 cm debidamente compactada y a la brevedad una plantilla de concreto pobre de 5 cm de espesor para evitar el remoldeo de los materiales de apoyo de la losa de fondo y se colocará un lastre de costales de arena de 1m de altura para evitar que se presente la falla de fondo y poder abrir la segunda etapa de excavación. En caso de no colocar la costalera se deberá tener previsto todo lo necesario para construir la losa de fondo y los muros perimetrales y se podrá atacar la segunda etapa de la excavación hasta que se encuentren terminados los muros y la losa de fondo. Bajo ninguna circunstancia se podrá abrir la segunda etapa de excavación si los muros y la losa de fondo se encuentran en proceso de construcción, ver figura 27.

**PRIMERA ETAPA, EXCAVACION HASTA -4.95 N.M.E.**



UNA VEZ QUE SE HAN COLOCADO LOS DOS NIVELES DE TROQUELES SE LLEVARA LA EXCAVACION HASTA EL NIVEL -4.95 M (N.M.E), SE COLARA UNA PLANTILLA DE 5 CM DE ESPESOR. ADICIONALMENTE SE COLOCARA UN LASTRE CON COSTALES DE ARENA DE 1 M DE ALTURA PARA PODER ABRIR 2a ETAPA DE EXCAVACION, O DE LO CONTRARIO DEBERA CONSTRUIRSE A LA BREVEDAD LA LOSA DE FONDO Y MURDOS PERIMETRALES

**FIGURA 27 TERMINO EXCAVACION PRIMERA ETAPA**

Una vez terminados los trabajos de la primera etapa, se procederá a abrir la segunda etapa de excavación donde se cortara hasta 50 cm por debajo del primer nivel de puntales, cuando se encuentre debidamente estabilizado se cortará hasta 50 cm por debajo del punto de aplicación del segundo nivel de puntales y se estabiliza la zona, para finalmente llegar con el corte hasta el nivel de máxima excavación y así dar por concluido este proceso cuando se tengan colados los elementos estructurales.

El control del agua freática se efectuará mediante bombeo de profundo, con bombas sumergibles, para este bombeo se realizaran cuatro perforaciones colocados en cada una de las esquinas donde se ubicara el cajón de cimentación, las perforaciones estarán a profundidad de 13 m, donde se instalaran las bombas estarán





colocadas a una profundidad de 8 m, la ubicación y el diseño de los pozos se muestran en la figura 28 y 29.

Los pozos de bombeo se mantendrán funcionando hasta que se termine la construcción de los muros perimetrales, incluyendo la losa perimetral de 1 m de ancho donde se colocará el material de relleno controlado que funcionará como lastre.

Una vez construidos los muros perimetrales y lastrado el cajón se introducirán los cárcamos, al que se conectará la manguera de una bomba para mantener abatida el agua dentro del cárcamo, se rellenará con grava gruesa el cárcamo y se terminará de construir la losa de cimentación, una vez que el concreto tenga la resistencia suficiente se suspenderá el bombeo y se colocará en el tubo un tapón de cachucha roscado.

Los troqueles serán metálicos y deberán ser instalados de inmediato que se descubra el nivel al que se instalarán, no debiendo continuar con la excavación hasta que esto ocurra.

Los troqueles deberán instalarse con la presión correspondiente, aplicándola con gatos debidamente calibrados. La presión que se dará a los troqueles corresponderá a su separación de acuerdo con el diagrama de presión mostrado en las figuras 20 y 21.

Los troqueles deberán suspenderse de la parte superior, mediante algún dispositivo que evite que si alguno llega a aflojarse, caiga arrastrando a los demás.

Los troqueles deberán mantenerse hasta que los elementos estructurales construidos sean capaces de tomar los empujes que resisten los troqueles.

Al concreto del cajón se les deberá implementar un aditivo impermeabilizante y considerar bandas ojilladas en las juntas.

## 7.2 Proceso constructivo zapatas

A continuación se presenta el procedimiento constructivo para la excavación que alojará a las zapatas de cimentación, para las estructuras donde se tendrá la tienda comercial y área de oficinas.

1. Se efectuará un corte en toda el área del terreno con un espesor promedio de 0.70 m, con respecto al nivel de la superficie actual del terreno, garantizando que la capa de suelo que contiene materia orgánica y la capa de rellenos de mala calidad sean retirados en forma total.



2. Se procederá con la restitución de los materiales de mala calidad retirados, por materiales de banco colocados en forma controlada, siguiendo las recomendaciones y especificaciones que se mencionaron en el capítulo anterior.
3. Ya definidas las plataformas que alojaran las diferentes estructuras que contempla el proyecto, se procederá a realizar las excavaciones que alojaran las zapatas, dejando taludes verticales.
- 4.- Al alcanzar la profundidad de desplante se retirará todo el material suelto y se tenderá a la brevedad posible una plantilla de concreto pobre.
- 5.- Se procederá a colocar el armado y a colar las zapatas; una vez hecho esto, se rellenarán las excavaciones con tepetate, colocado en capas de 20cm. de espesor en estado suelto, las que compactarán al 92% de su peso volumétrico seco máximo según la prueba próctor estándar.
- 6.- Enseguida se procederá a la construcción del sistema de piso. Las especificaciones y el procedimiento constructivo para el sistema de piso se presentan en el Capítulo 7 y el Anexo III.

## Recomendaciones

Para observar el comportamiento del terreno que será sometido a sobrecarga y sus colindancias, se recomienda llevar un control topográfico mediante la realización de nivelaciones y lectura de desplazamientos sobre testigos superficiales con el siguiente procedimiento:

Previamente al inicio de los trabajos se instrumentará el suelo que rodeará a todo el perímetro para verificar que la construcción se realice dentro de la seguridad proyectada así como para advertir el desarrollo de condiciones de inestabilidad, y obtener información básica del comportamiento del suelo.

Mediante la instrumentación se observará el comportamiento de la masa de suelo que se colocará sobre el terreno para conocer la evolución con el tiempo de las deformaciones verticales y horizontales en los puntos más representativos de la masa del suelo.

Se instalarán referencias superficiales constituidas por bancos de nivel superficiales. La información recopilada será analizada por un ingeniero especialista en Mecánica de Suelos para aplicar las medidas preventivas necesarias.

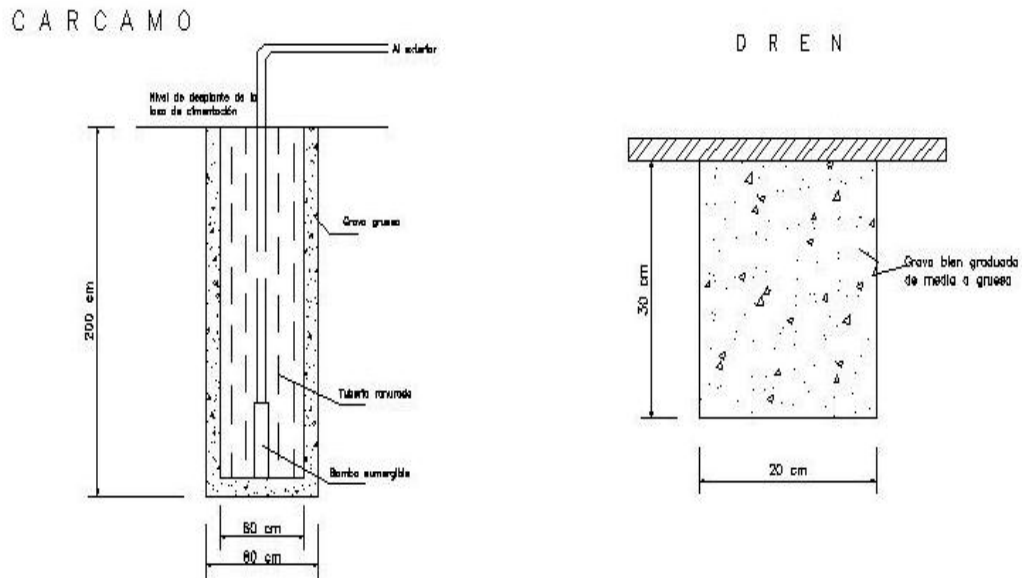


FIGURA 28 SISTEMA DE BOMBEO DE ACHIQUE

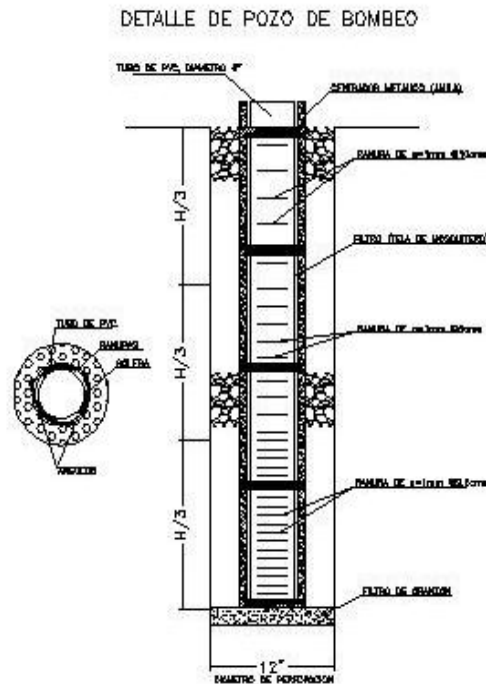


FIGURA 29 SISTEMA DE BOMBEO PROFUNDO

## 8.- DISEÑO DE PAVIMENTOS



**CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTOS FLEXIBLES**



**CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTOS RÍGIDO**





## 8. DISEÑO DE PAVIMENTOS

En base a las características de la subrasante, a la intensidad y magnitud de las cargas, a la composición y crecimiento del tránsito que circulará sobre el área de servicio de la gasolinera, se diseñaron los pavimentos.

### 8.1 Características de la subrasante

Los materiales que constituirán la subrasante de los pavimentos corresponden a arcilla con contenido de arena variable, del grupo CH según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos), con contenido de agua variable entre 50 y 200%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable entre 4 y 7 golpes, de consistencia media, con cohesión de  $1.0 \text{ ton/m}^2$  y ángulo de fricción interna de  $2^\circ$ , determinados en compresión triaxial no consolidada-no drenada, con peso volumétrico natural de  $1.45 \text{ ton/m}^3$ , y valor relativo de soporte (CBR) determinado en un espécimen inalterado saturado de 1.5 %.

La determinación del módulo de reacción de los materiales de apoyo del pavimento se determinó a través de su correlación con el valor relativo de soporte (CBR). Considerando un valor del CBR de 1%, corresponde un módulo de reacción de la subrasante de  $1 \text{ Kg/cm}^3$ , este valor se incrementa en función de las características y el espesor de la capa de base sobre la que se apoyarán las losas que constituirán el pavimento. Considerando que se tendrá una base constituida por materiales granulares que satisfacen las especificaciones de la S.C.T., y para un espesor de la base de 20 cm, se incrementa el módulo de reacción de la subrasante a  $1.5 \text{ Kg/cm}^3$ .

### 8.2 Diseño de pavimento rígido

Para el diseño del pavimento del área de servicio de la gasolinera, constituido por losas de concreto hidráulico, con refuerzo de acero por temperatura, se empleo el criterio de la P.C.A. (Portland Cement Association) que aplica las fórmulas de Picket y se basa en los siguientes parámetros:

Carga máxima aplicada al pavimento por los vehículos de mayor peso que circularán por él, a través de un arreglo de ruedas de tandem	14.0 ton
Carga de diseño, considerado un incremento por impacto del 10 %	15.4 ton
Módulo de reacción del suelo de cimentación en estado natural	$1.0 \text{ Kg/cm}^3$



Espesor de la base granular de apoyo de la losa de concreto hidráulico, compactada al 98 % de su peso volumétrico seco máximo	20.0 cm
Módulo de reacción corregido por efecto de la base	1.5 Kg/cm <sup>3</sup>
Módulo de resistencia a la tensión en flexión, MR, igual a 0.15 f'c de la resistencia a la compresión del concreto a la edad de 28 días	37.5 kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo de trabajo permisible en el concreto, igual a MR/FS, para un factor de seguridad FS = 1.75	21.5 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia de proyecto del concreto f 'c	250 kg/cm <sup>2</sup>

La fatiga sufrida por la losa de concreto que constituye el pavimento, bajo la acción de cargas repetidas, no será un factor de diseño si el esfuerzo máximo aplicado por el arreglo de cargas de ruedas máximas, es menor de la mitad del módulo de ruptura del concreto, que en este caso se satisface con los valores:

$$\text{Esfuerzo máximo} = 5 \text{ Kg/cm}^2 < \text{MR}/2 = 21.5 \text{ Kg/cm}^2$$

Satisfecho lo anterior, el diseño del pavimento constituido por losas de concreto con refuerzo por temperatura, será función de los esfuerzos de flexión producidos por las cargas, que deberán ser menores al módulo de ruptura del concreto con un factor de seguridad adecuado.

Los vehículos de mayor peso que circularán por el pavimento y para los cuales fue efectuado el diseño, corresponden a un trailer de tres ejes. La carga más crítica transmitida al pavimento por estos vehículos corresponde al eje tandem en el que la carga por rueda doble será de 3.5 ton.

Durante la vida útil del pavimento circularán vehículos en cuyos ejes la carga máxima del sistema tandem es de 14 ton.

Utilizando el nomograma de diseño para ejes tandem, en donde se entra con un módulo de ruptura o de resistencia a tensión en flexión permisible del concreto, de 21.5 Kg/cm<sup>2</sup>, con el módulo de reacción del material de apoyo de la losa de concreto de 1.5 Kg/cm<sup>3</sup>, y una carga de diseño de 15.4 ton, se obtuvo un espesor de la losa de concreto que formará el pavimento rígido de 20 cm, que se apoyará sobre una base granular de 20 cm de espesor.



Las losas que formarán el pavimento tendrán refuerzo de acero para el control de agrietamiento por temperatura, determinado mediante la siguiente expresión:

$$A_s = Q f L / 2 f_s$$

donde:

- As: área de acero para una franja de un metro de ancho de losa, en  $\text{cm}^2$
- Q : peso de la losa, en  $\text{Kg/m}$
- f : coeficiente de fricción entre losa y base, igual a 1.5
- L : longitud de los tableros de losa, en m
- $f_s$  : esfuerzo permisible en el acero, en  $\text{Kg/cm}^2$ , (igual a  $0.6 f_y$ )

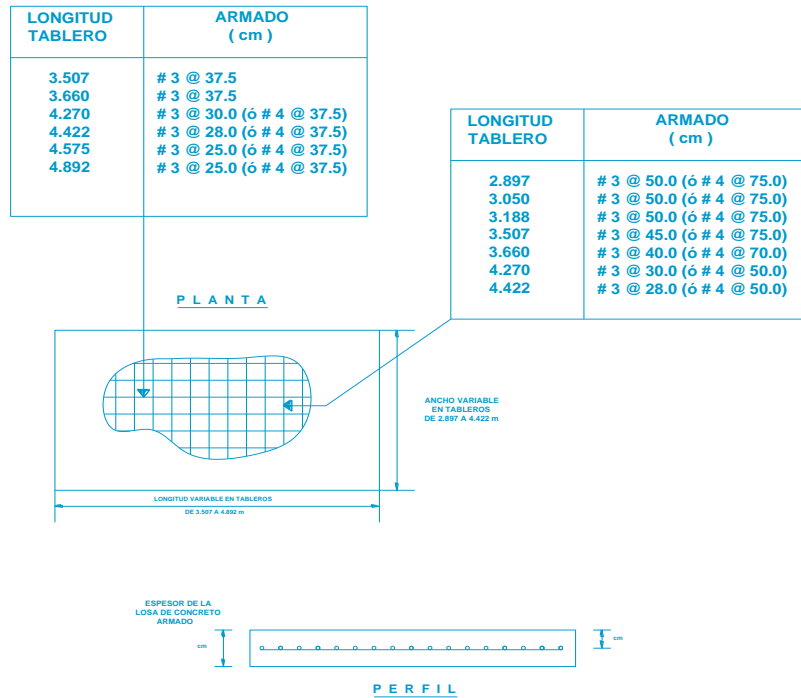
El espaciamiento máximo del refuerzo de los tableros no será mayor de 37.5 cm para el acero longitudinal y de 75 cm para el acero transversal.

Dado que se tendrá un control efectivo de las grietas que se generan en las losas, mediante refuerzo de temperatura debido al acero distribuido, las losas del área de servicio tendrán un espaciamiento entre juntas transversales de 6 m, con un ancho de 3.5 m.

Las losas se armarán por temperatura con varillas del No. 4 de acero estructural ( $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ ), espaciadas a cada 25 cm las longitudinales y a cada 35 cm las transversales, como se indica en la figura 30.

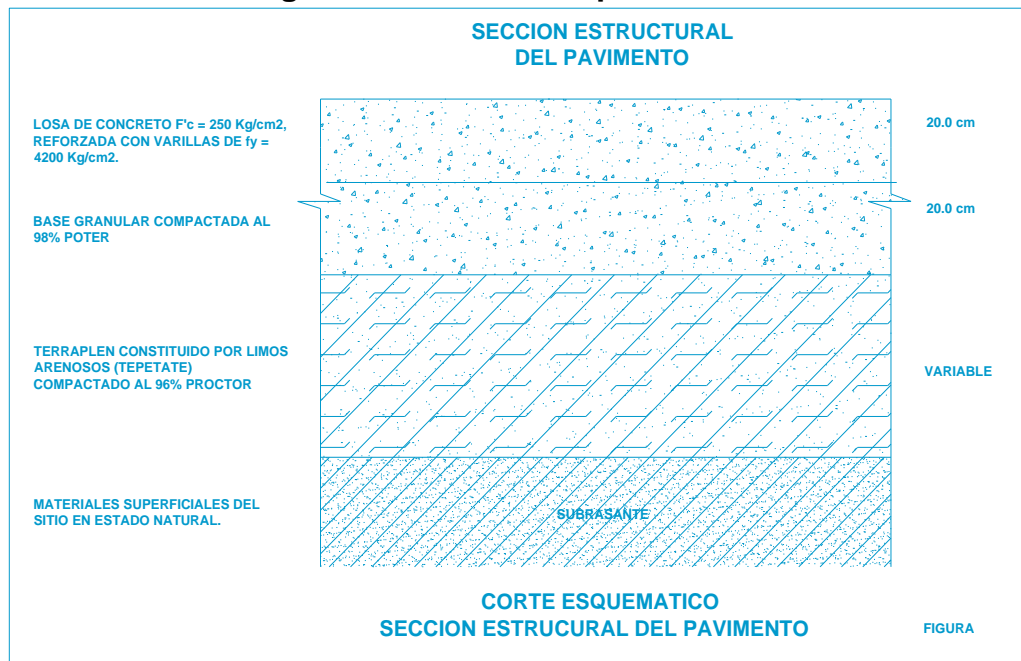
En el Anexo III se presentan las especificaciones para la construcción del pavimento rígido.

El diseño del pavimento rígido de acuerdo al criterio de la Portland Cement Association es función de la carga máxima aplicada por el vehículo de mayor peso que circulará por el pavimento, de la resistencia del concreto y el módulo de reacción de la subrasante del material de apoyo, determinándose en función de estos parámetros un pavimento cuya vida útil corresponde a la usualmente establecida para estructuras de concreto, que en el caso de pavimentos se estima de 25 años, siempre y cuando se encuentren debidamente protegidos los materiales de la subrasante, se tenga un mantenimiento adecuado de los materiales que sellan las juntas entre las losas y que no se permita la circulación de vehículos de mayor peso al de diseño, La sección que se obtuvo para los pavimentos se muestra en la figura 31.



ACERO DE REFUERZO EN TABLEROS DE LOSA DE PISO ( $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ ) PARA LA VIALIDAD Y PATIO DE MANIOBRAS

**Figura 30. Armado del pavimento**



**FIGURA 31 SECCION ESTRUCTURAL PAVIMENTO RIGIDO**





### 8.3 Diseño de pavimentos de tipo flexible

#### Métodos de diseño empleados

Para el diseño del pavimento se emplearon los siguientes métodos: el adoptado por la SCT, el establecido por el Instituto de Ingeniería de la UNAM y el empleado por el Cuerpo de Ingenieros de la U.S. Army.

#### Datos para el proyecto del pavimento

Este tipo de pavimento analizado es el flexible, que incluye como capa de rodamiento una carpeta asfáltica. La selección se basó en la considerable economía que en el costo inicial representa este tipo de pavimento.

#### Tránsito

El factor que considera las fuerzas aplicadas por los vehículos en un pavimento flexible, es la intensidad de tránsito de vehículos de diferentes capacidades. Para el uso del método de diseño adoptados por la SCT se necesita conocer el Volumen Diario Promedio Anual (VDPA), el cual se consideró con una intensidad de tránsito de diferentes tipos de vehículos con capacidad de carga máxima, circulando en un solo sentido de 1017 vehículos por día que transitarán en la vialidad en estudio, esta cantidad resulto del aforo vehicular efectuado en la zona. El método del Instituto de Ingeniería establece para el valor de VDPA un número de ejes equivalentes de vehículos de 8.2 ton circulando por la zona en estudio, para este caso se calculó de 7.6 millones de ejes equivalentes.

El dato adicional del tránsito que se empleo en el diseño del pavimento fue una vida útil para pavimentos flexibles de 20 años.

#### Factores de resistencia de los materiales de la capa subrasante

Los métodos de diseño empleados están basados en el valor relativo de soporte (VRS); para establecer este valor se consideraron todos los ensayos realizados en el laboratorio De los resultados de estas pruebas se seleccionó en forma estadística y dentro de la seguridad, empleando el método del Instituto de Ingeniería de la UNAM, el VRS de diseño, obteniéndose para este parámetro los siguientes valores:

VRS estándar saturado = 5.2 % (material del terreno nat.)

VRS crítico natural = 9.3 % (material del terreno nat.)



## Características de la subrasante

Los materiales que constituirán la subrasante de los pavimentos corresponden a una arcilla poco limo arenosa, café y gris, con algunas raicillas, con contenido de agua variable de 15 a 40 %, de consistencia media, con límite líquido medio de 46%, plástico de 18 %; una distribución granulométrica de 5 a 48 % de arena y de 46 a 96 % de finos, del grupo CL según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), con resistencia en compresión axial no confinada de 13 ton/m<sup>2</sup>, peso volumétrico natural de 1.49 ton/m<sup>3</sup> y densidad de sólidos de 2.54; de peso volumétrico seco de 1.38 ton/m<sup>3</sup> y contenido de agua óptimo de 25 %, determinados en prueba proctor estándar, con valor relativo de soporte (CBR), en muestras inalteradas, en estado natural medio de 9.3 % y saturado de 5.2 %.

La determinación del módulo de reacción de los materiales de apoyo del pavimento se determinó a través de su correlación con el valor relativo de soporte (CBR). Considerando un valor del CBR de 5.2 %, corresponde un módulo de reacción de la subrasante de 4 Kg/cm<sup>3</sup>, este valor se incrementa en función de las características y el espesor de la capa de base sobre la que se apoyarán las losas que constituirán el pavimento. Considerando que se tendrá una base constituida por materiales granulares que satisfacen las especificaciones de la S.C.T., y para un espesor de la base de 20 cm, se incrementa el módulo de reacción de la subrasante a 5 Kg/cm<sup>3</sup>.

El pavimento de tipo flexible para la vialidad, se diseño empleando con los criterios y datos antes establecidos y fue revisado con el método de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, considerando los siguientes parámetros de resistencia de los elementos que lo forman:

CBR	Subrasante	5.2 %
CBR	Material de sub-base	50 %
CBR	Material de base	80 %
Vida de proyecto		20 años
EWL ( Número de repeticiones de la carga equivalente a 5 000 lb )		7.6 millones
Curva de diseño		V

De acuerdo a lo anterior se obtuvo la siguiente sección del pavimento

Espesor total de pavimento	41 cm
Espesor de la sub-base	15 cm
Espesor de la base	20 cm
Espesor de la carpeta asfáltica	6 cm



## 8.4.- ESPECIFICACIONES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LOS PAVIMENTOS RÍGIDOS

### A. Espesor de la losa de concreto hidráulico.

Será de 20 cm según se especifica en el estudio de mecánica de suelos.

### B. Niveles

Para llegar a los niveles de proyecto deberán eliminarse los materiales de relleno de mala calidad que se encuentran entre la superficie y 1.0 m de profundidad. El material producto del despalme será desechado.

Todas las referencias topográficas existentes en un lugar se respetarán durante la construcción, tales como: alineamientos, niveles, señalamientos, etc., reponiéndose en caso en que se dañen o alteren.

### C. Materiales

Para construir los pavimentos se requerirán materiales para terracerías y para base, con las siguientes características.

#### C.1 Para terracerías

Podrán ser utilizadas mezclas de gravas, arenas y material fino, que satisfagan las siguientes especificaciones:

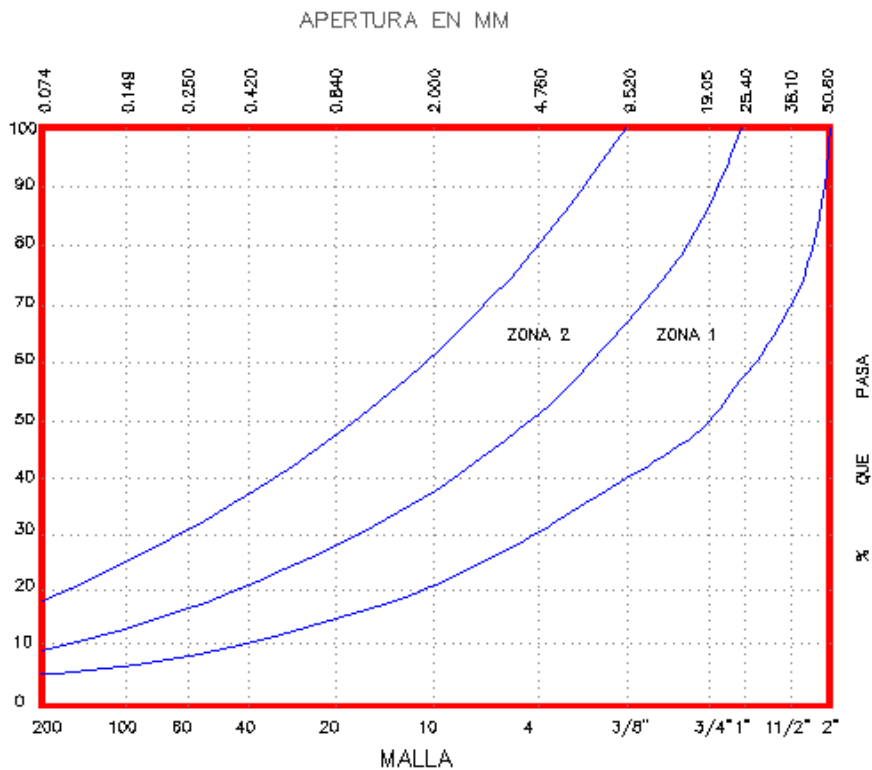
-límite líquido	40% máx.
-índice plástico	15% máx.
-contracción lineal	8% máx.
-valor relativo de soporte	15% mín.
-contenido de agua óptimo	25% máx.
-peso volumétrico seco máximo	1,300 kg/m <sup>3</sup>

#### C.2 Para base

##### a) De granulometría

La curva granulométrica quedará comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el superior de la zona 2 (ver figura 32), adoptando una forma semejante a la de las curvas que limitan las zonas, y no tener cambios bruscos de pendiente.

GRAFICA DE COMPOSICION GRANULOMETRICA BASE



**FIGURA 32 GRAFICA GRANULOMETRICA BASE**

La relación del porcentaje, en peso, que pasa la malla No. 200 a la que pasa la malla No. 40, no deberá ser superior a 0.65.

b) De contratación lineal, valor cementante, valor relativo de soporte (CBR), tamaño máximo y peso volumétrico seco máximo, las siguientes:

zonas granulométricas del material

	ZONA 1	ZONA 2
Contracción lineal, %	3.5 máx.	2.0 máx.
Valor cementante, Kg/cm <sup>2</sup>	4.5 mín.	3.5 mín.
Valor relativo de soporte, %	80 mín.	80 mín.
Tamaño máximo del agregado	2 " máx.	1 " máx.
Peso volumétrico seco máximo, Kg/m <sup>3</sup>	1800 mín	1800 mín

D. Procedimiento constructivo para terracerías y base





- d.1 Se despalmará el terreno en el espesor necesario para eliminar los materiales de relleno superficiales, del orden de 1.0m.
- d.2 Los materiales que se emplearán en las terracerías se mezclarán mediante una motoconformadora hasta obtener una revoltura homogénea en su constitución y granulometría.
- d.3 Se construirá la capa subrasante en capas de espesor de 20 cm en estado suelto, compactadas al 96 % con respecto a la prueba Porter, con material que cumpla las especificaciones.
- d.4 A continuación se hará una escarificación de 5 cm de profundidad en la subrasante y se colocará la base cuyo espesor será de 20cm, compactada al 98 % de su peso volumétrico seco máximo. Para compactar se deberá humedecer y homogeneizar el material hasta alcanzar un valor cercano a la humedad óptimo (+- 2%).

#### **E. Moldes**

El concreto se vaciará en moldes metálicos indeformables, que no sufran variaciones en sus alineamientos y niveles, fijados firmemente a la base.

Antes del vaciado se engrasarán las superficies que estarán en contacto con el concreto. Los moldes no se removerán antes que el concreto haya endurecido lo suficiente, para soportar sin deterioro las maniobras respectivas, siendo este lapso de 24 horas como mínimo.

#### **F. Juntas**

Las juntas serán de dos tipos:

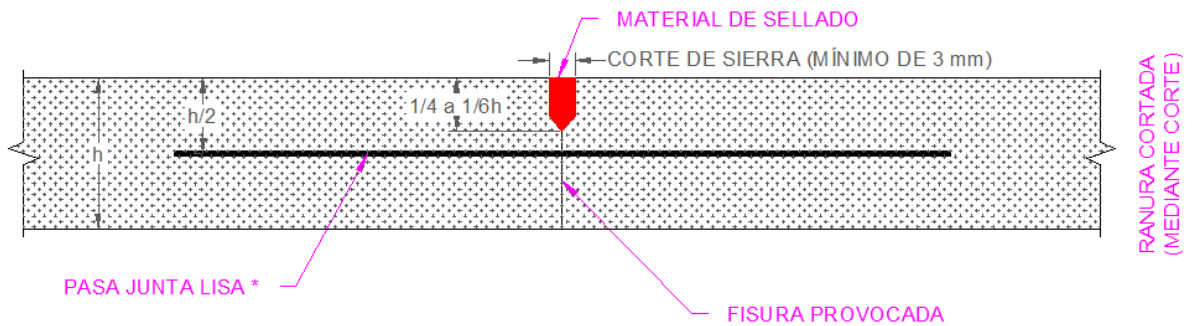
##### **a ) Juntas transversales de contracción**

El objeto de una junta de contracción es limitar los esfuerzos de tensión a valores permisibles. Como estas juntas deben estar en libertad de abrirse la continuidad del refuerzo se interrumpe en la junta. Esta junta se construye formando una ranura en la superficie del piso. Las juntas irán espaciadas a una distancia de 6 m.

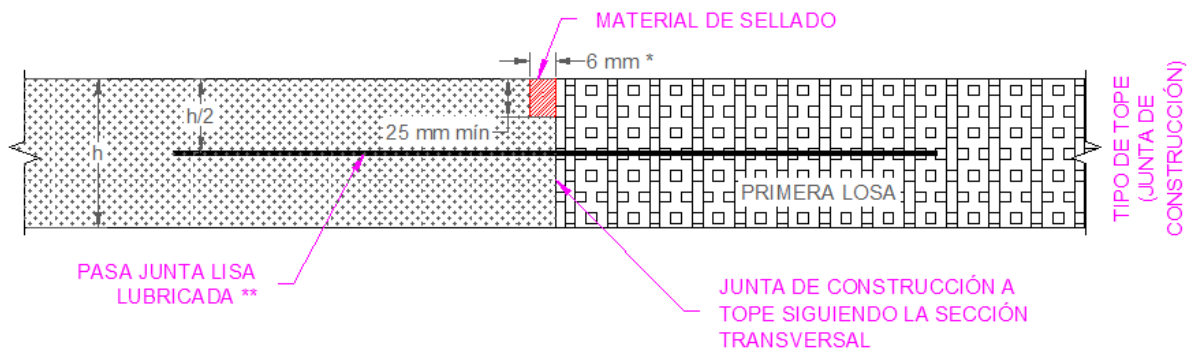
Estas juntas consisten en ranuras cuya profundidad será la tercera parte del espesor de la losa, las cuales se harán por medio de cortadoras especiales de abrasivo o diamante industrial, con un ancho de 3 mm. El tiempo que debe transcurrir entre el colado y el corte será de 72 horas.

Las ranuras se limpiarán perfectamente y se llenarán con un material elástico, resistente al efecto de los solventes, al calor de los motores y al intemperismo. Debe ser adherente a las paredes y permitir dilataciones y contracciones sin agrietarse. Se recomienda dispositivos mecánicos para transmisión de cargas entre juntas, mediante pasajuntas lisas lubricadas. Para este propósito se podrán emplear barras lisas de 1/2" de diámetro y de 70 cm de longitud, espaciadas a cada 1.0 m.

En la figura 33 se presentan los detalles recomendados para el diseño de una junta de contracción transversal.

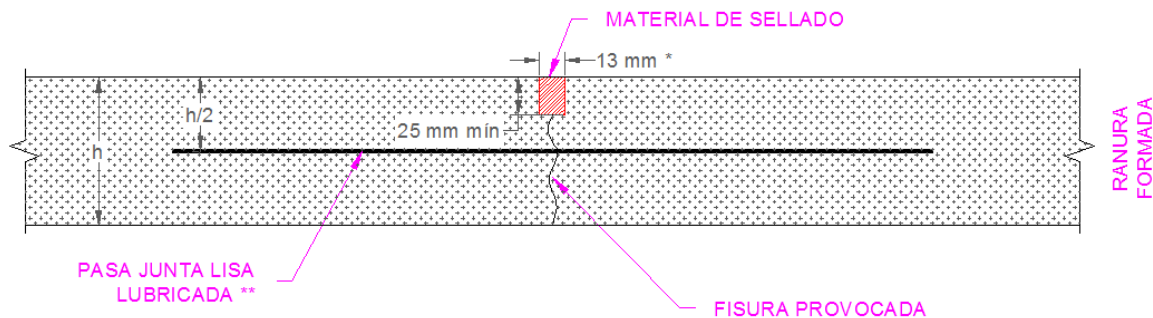


\* ÚNICAMENTE EN LAS LOSAS DE LAS VIALIDADES.



\* ÚNICAMENTE EN LAS LOSAS DE LAS VIALIDADES

\*\* PARA FORMAR LA RANURA SE COLOCA UNA TIRA DELGADA DE MATERIAL NO COMPRESIBLE (TIRA METÁLICA) QUE POSTERIORMENTE SERÁ RETIRADA PARA EFECTUAR EL SELLADO.



- \* PARA FORMAR LA RANURA SE COLOCA UNA TIRA DELGADA DE MATERIAL NO COMPRESIBLE (TIRA METÁLICA) QUE POSTERIORMENTE SERÁ RETIRADA PARA INICIAR EL SELLADO.
- \*\* ÚNICAMENTE EN LAS LOSAS DE LAS VIALIDADES.

**FIGURA 33 JUNTAS DE CONTRACCION****b) Juntas de construcción**

Estas pueden ser de dos tipos:

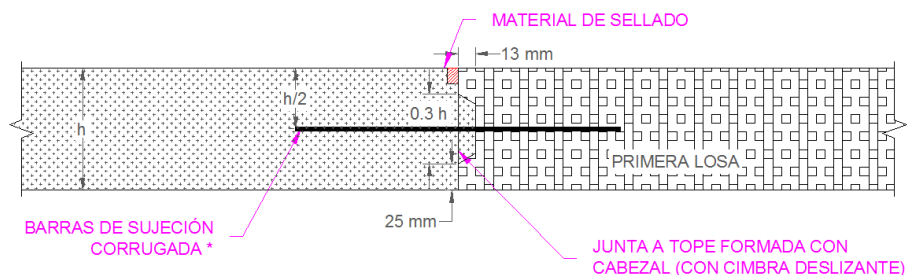
**Longitudinales.** El pavimento se dividirá longitudinalmente en fajas de ancho de 3.5 m, entre estas fajas existirán juntas longitudinales de construcción que pueden ser planas o machihembradas, mediante el uso de cimbra deslizante. Podrá efectuarse la junta plana provocándola mediante un corte con regla cuando aun el concreto esté fresco (en proceso de fraguado) o dejando ahogada una cimbra machihembrada.

**Transversales.** El vaciado longitudinal se hará en forma continua dependiendo del avance del contratista, haciendo una junta transversal plana o machihembrada al terminar el trabajo diario, o por interrupción imprevista, respetando la modulación de proyecto.

Al retirar los moldes (en el caso de utilizarlos) y en cuanto la superficie este suficientemente seca, se procederá a pintarla con cemento asfáltico No. 6 u 8, hasta lograr un espesor uniforme de 3 mm antes de proceder al vaciado de la losa contigua. Se recomienda la instalación de barras de sujeción para la transmisión de cargas entre las juntas constituidas por barras corrugadas de  $\frac{1}{2}$  " de diámetro y 70 cm de longitud, espaciadas a cada 1.0 m.

Los detalles de diseño recomendados para las juntas de construcción tanto articuladas como planas se muestran en la figura 34.

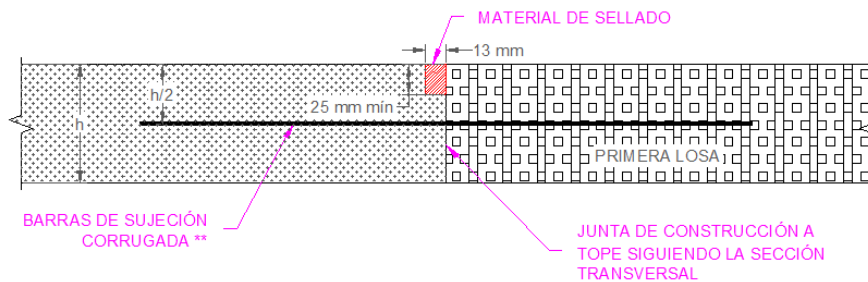
a1.- JUNTA MACHIHEMBRADA LONGITUDINAL



\* UNICAMENTE EN FRANJAS EXTERIORES

a) CONSTRUCCIÓN POR BANDA

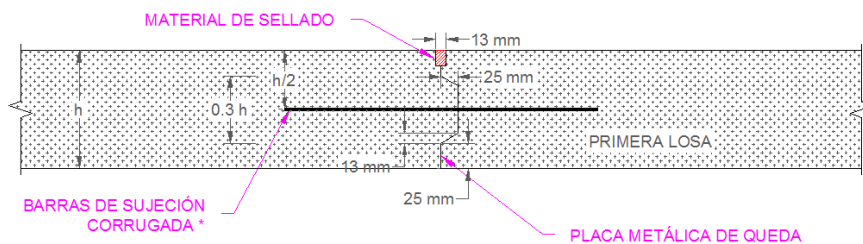
a2) JUNTA A TOPE TRANSVERSAL



\* UNICAMENTE EN FRANJAS EXTERIORES

b) CONSTRUCCIÓN DEL AREA TOTAL DE PAVIMENTO

b1.- JUNTA MACHIHEMBRADA



\* UNICAMENTE EN FRANJAS EXTERIORES

FIGURA 34 JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN





## **G. Concreto hidráulico**

El concreto por emplearse deberá de tener una resistencia mínima a la compresión a la edad de 28 días de  $250 \text{ Kg/cm}^2$ .

El revenimiento del concreto será entre 8 y 12 cm.

## **H. Colocación y vibrado del concreto**

Antes de iniciar la colocación del concreto, se deberá humedecer la superficie de la base hasta saturarla, pero sin que se formen charcos.

Será conveniente utilizar una espaciadora tipo tolva que reciba el concreto del camión de descarga lateral y lo deposite de manera uniforme sobre todo el ancho del piso.

La altura de caída del concreto no deberá ser mayor de 50 cm.

El concreto en el momento de colocarse tendrá la consistencia especificada por el revenimiento de proyecto.

La revoltura se distribuirá uniformemente sobre la superficie preparada y se compactará mediante vibrador de inmersión, seguido de una regla vibratoria hasta lograr una compactación uniforme y la eliminación de huecos.

## **I. Acabado del piso**

Una vez conformada la superficie mediante el vibrado superficial, se aplanará con llana de madera de mango largo, después se afinará con banda de lona y hule de aproximadamente 20 cm de ancho, colocada perpendicularmente a las losas, con el objeto de eliminar prominencias y depresiones, hasta dejarla uniforme pero con una textura ligeramente áspera. No se permitirán crestas ni depresiones mayores de 4 mm medidas con una regla paralela al eje de la losa.

También puede dársele al piso un acabado con ranuras longitudinales con objeto de lograr una superficie antiderrapante.

Las aristas de las juntas se redondearán a un radio aproximado de 4 mm para el cual se emplea un volteador que se pasa sobre el concreto fresco inmediatamente después de terminado el afinado de la superficie.

## **J. Curado del concreto para el piso**

Inmediatamente después de terminarse el colado de las losas, se procederá a cubrirlas con una membrana impermeable de algún producto aprobado por la



dirección de la obra y que cumpla con la especificación ASTM-C-309 vigente, que se aplicará finamente atomizado y que mantendrá la humedad por un tiempo mínimo de 24 horas, al cabo de las cuales se podrá seguir usando esta membrana, manteniéndola en buenas condiciones, o alguno de los siguientes procedimientos durante siete días posteriores al colado.

- a) Riego de agua. Para conservar constante y eficientemente húmeda toda la superficie
- b) Lámina de agua Con un tirante de 5 cm retenida mediante bordes de arcilla.
- c) Arena húmeda Con un espesor de 5cm manteniéndola constantemente humedecida

#### **K. Protección del concreto**

El piso de concreto hidráulico terminado deberá protegerse contra el tránsito de vehículos o personas por un tiempo mínimo de siete días, si se emplea cemento de resistencia rápida y 14 días con concreto de resistencia normal.

### **8.5.- ESPECIFICACIONES PARA CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTOS**

#### **1. Niveles**

Se harán excavaciones o se construirán rellenos para que la subrasante tenga los niveles indicados en el proyecto.

Para eliminar la capa de suelo que contiene materia orgánica, deberá hacerse un despalme mínimo de 1.0 m. A continuación se compactará el material hasta alcanzar un grado de compactación de 90% con respecto a la prueba próctor estándar. El material producto del despalme será desechado.

#### **2.- Materiales**

Para construir los pavimentos se requerirán materiales para terracerías en este caso dependerá del nivel de proyecto, sub-base 15 cm, base 20 cm, y carpeta asfáltica 6 cm.

Las características que deberán tener los materiales son las siguientes:

## 2.1 Para terracerías

Podrán ser utilizadas mezclas de gravas, arenas y material fino, que satisfagan las siguientes especificaciones:

-límite líquido	40% máx.
-índice plástico	15% máx.
-contracción lineal	8% máx.
-valor relativo de soporte	10% mín.
-contenido de agua óptimo	25% máx.
-peso volumétrico seco máximo	1,300 kg/m <sup>3</sup>

## 2.2 Para sub-base

### a) De granulometría

La curva granulométrica deberá quedar comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el superior de la zona 3 (ver fig 35), adoptando una forma semejante a la de las curvas que limitan las zonas y no tener cambios bruscos de pendiente.

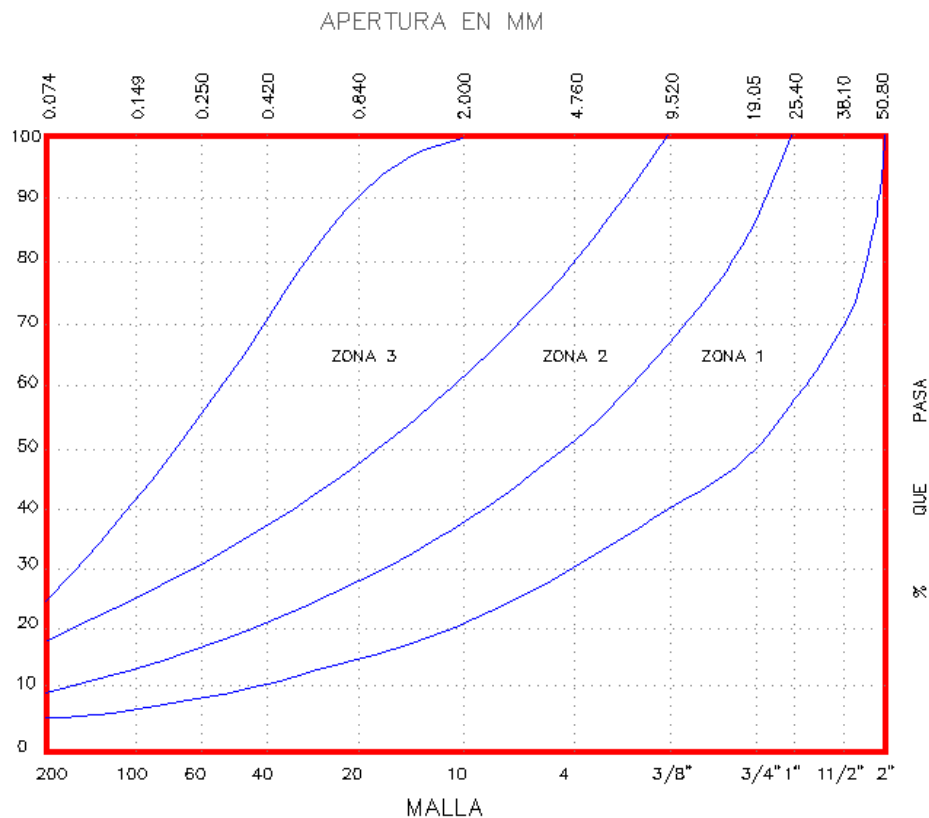


FIGURA 35 CURVA GRANULOMETRICA SUB-BASE



La relación del porcentaje en peso que pasa la malla No. 200 al que pasa la malla No. 40, no deberá ser superior a 0.65.

b) De contracción lineal, valor cementante, valor relativo de soporte (CBR), tamaño máximo y peso volumétrico, las siguientes:

	Zonas granulométricas del material		
	1	2	3
Contracción lineal, %	4.5 máx	3.5 máx	2.5 máx
Valor cementante, Kg/cm <sup>2</sup>	3.5 mín.	2.5 mín.	2.5 mín.
Valor relativo de soporte, %	50 mín.	50 mín.	50 mín.
Tamaño máximo del agregado	3/8 " máx	1 " máx	2 " máx
Peso volumétrico seco máximo, Kg/m <sup>3</sup>	1700	1700	1700

### 2.3 Para base

#### a ) De granulometría

La curva granulométrica deberá quedar comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el superior de la zona 2 (ver fig. 32), adoptando una forma semejante a la de las curvas que limitan las zonas, y no tener cambios bruscos de pendiente.

La relación del porcentaje en peso que pasa la malla No. 200 al que pasa la malla No. 40, no deberá ser superior a 0.65.

**b ) De contracción lineal, valor cementante, valor relativo de soporte (CBR), tamaño máximo y peso volumétrico seco máximo, las siguientes:**

	Zonas granulométricas del material	
	Zona 1	Zona 2
Contracción lineal, %	3.5 máx.	2.0 máx.
Valor cementante, Kg/cm <sup>2</sup>	4.5 mín.	3.5 mín.
Valor relativo de soporte, %	80 mín.	80 mín.
Tamaño máximo del agregado	2" máx.	1" máx.
Peso volumétrico seco máximo, Kg/cm <sup>3</sup>	1800 mín.	1800 mín.

### 2.4 Para carpeta asfáltica

El contratista deberá proponer la planta de asfalto que suministre la mezcla, la cuál deberá ser calificada por el Director de la obra, de acuerdo con las normas marcadas a continuación:





Para construir la carpeta deberá utilizarse concreto asfáltico mezclado en caliente, con las siguientes características en prueba Marshall.

relación de vacíos	3-5 %
estabilidad	850 Kg
flujo	2 a 4.5 mm
contenido de asfalto	el óptimo +/- 0.2 % obtenido en la prueba Marshall

En la mezcla deberá emplearse cemento asfáltico No. 6 con las siguientes características:

penetración	80 - 100 grados
punto de inflamación	232°C mín.
ductilidad	100 cm mín.
solubilidad	99.5 % mín.
viscosidad	85 mín.

La curva granulométrica del agregado pétreo deberá quedar comprendida entre los límites marcados en la fig. 36, sin presentar cambios bruscos de pendiente.

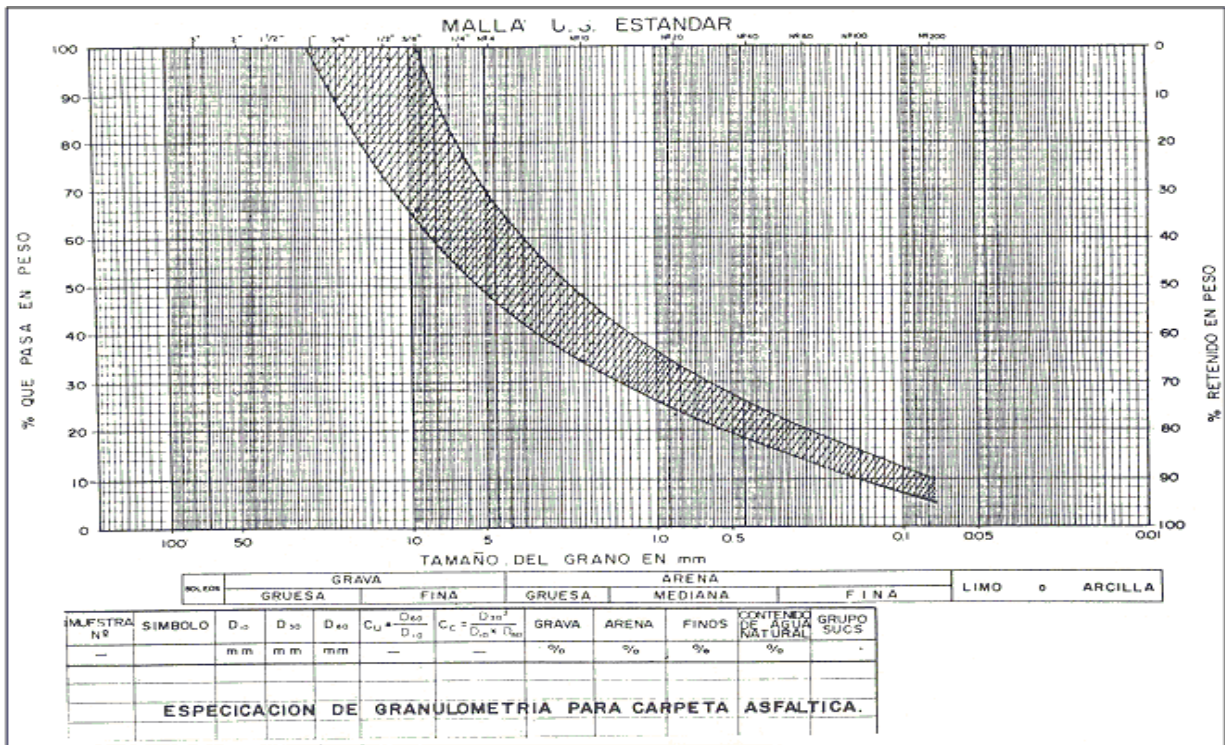


FIGURA 36 CURVA GRANULOMETRICA DEL AGREGADO PETREO



Las características físicas del agregado pétreo deberán satisfacer los siguientes valores:

tamaño máximo	3/4 “
contracción lineal	2.0% máximo
desgaste “Los Ángeles”	40% máximo
forma de partículas	35% máximo
equivalente de arena	55% mínimo

Afinidad con el asfalto:

* desprendimiento por fricción	25% máximo
* pérdida de estabilidad por inmersión de agua	25% máximo

### **3. Grados de compactación**

Los grados de compactación que deberán alcanzarse en las diferentes capas que forman el pavimento serán las siguientes:

Subrasante	: 90% con respecto a la prueba Proctor estándar
Terracerías	: 92% con respecto a la prueba Proctor estándar
Sub-base	: 95% con respecto a la prueba Porter estándar
Base	: 98% con respecto a la prueba Porter estándar
Carpeta asfáltica	: 98% con respecto a la prueba Marshall

Para el control de compactación, se recomienda que desde las primeras capas tendidas de cada tipo de material, se desarrolle un terraplén de prueba, para definir el número de pasadas óptimo, con el equipo elegido, que sean necesarias para alcanzar el grado de compactación especificado.

### **4. Procedimiento constructivo**

4.1 Se despalmará el terreno natural 1.0m mínimo, eliminando la capa de suelo orgánico y de relleno de mala calidad, a continuación se escarificarán 10 cm y se recompactará hasta tener el grado de compactación especificado.

4.2 En caso de requerir terracerías para alcanzar el nivel de proyecto, se colocarán capas de material con espesor suelto máximo de 20 cm, con humedad cercana a la óptima (+/- 2%) y se compactarán hasta obtener el grado de compactación especificado.

4.3 A continuación se hará una escarificación a 5cm de profundidad de la subrasante o terracería y se colocará la sub-base en capas con espesor suelto máximo de 20 cm. Para compactar se deberá humedecer y homogeneizar el material hasta alcanzar un



valor cercano a la humedad óptima ( +/- 2% ).Se darán el número de pasadas necesario para obtener el grado de compactación especificado.

4.4 A continuación se hará una escarificación a 5 cm de profundidad de la sub-base y se colocará la base en capas con espesor suelto máximo de 20cm. Para compactar se deberá humedecer y homogeneizar material hasta alcanzar un valor cercano a la humedad óptima (+/- 2%). Se dará el número de pasadas necesario para obtener el grado de compactación especificado.

4.5 Terminada la base, se dejará orear por un periodo mínimo de 24 hrs, a continuación se barrerá la superficie y se aplicará un riego de impregnación con emulsión asfáltica cationica superestable o similar a razón de 1.7 lts/m<sup>2</sup>, conservándose este por un mínimo de 24 hrs, hasta comprobar mediante pruebas de campo la penetración del asfalto a la base, en caso necesario diluir con agua para optimizar la penetración.

4.6 A continuación se aplicará un riego de liga con emulsión asfáltica cationica de fraguado rápido RR-2K a razón de 0.7 lts/m<sup>2</sup>, de 2 a 4 horas antes del tendido de la carpeta asfáltica.

4.7 Previamente al tendido de la mezcla asfáltica deberá aplicarse encima del riego de liga unas paladas de mezcla, para evitar que el tránsito necesario de construcción levante dicho riego. Posteriormente y para evitar la segregación, se tenderá la mezcla con una máquina terminadora ( finisher ) en un espesor tal que una vez compacto se tenga el de proyecto. La velocidad de la máquina terminadora al colocar la mezcla deberá estar comprendida entre 2 y 4 Km/hora.

Para obtenerse los espesores de material compacto de proyecto deberán controlarse los espesores que va dejando la terminadora según la siguiente relación:

Espesor de proyecto x 1.3 (abundamiento ) = Espesor tendido por terminadora

La temperatura recomendable para el tenido debe estar comprendida entre 100°C y 130 ° C, debiendo evitarse éste, cuando la temperatura ambiente sea menor a los 10° C.

4.8 La mezcla asfáltica deberá compactarse a una temperatura comprendida entre 90° y 110° C, siendo la óptima 100° C. La compactación se hará longitudinalmente traslapando a toda rueda, iniciando de la parte baja hacia la parte alta, avanzando de la guarnición al centro del arroyo, el equipo recomendado es el siguiente:

4.9



- a) Para la compactación inicial deberá emplearse una compactadora de rodillos lisos tipo Tandem de 6 a 8 ton con una velocidad que no debe exceder de 5 Km/hora para evitar el levantamiento de la mezcla caliente, se traslapará entre pasada y pasada media rueda, con el objeto de darle el acomodo inicial al material.
- b) Una vez que la compactadora Tandem deje huellas apenas perceptibles se procederá a compactar la capa con una compactadora de 3 rodillos lisos y un peso de 12 ton hasta que las huellas de ésta sean muy leves.
- c) La compactación final de la mezcla se dará con una compactadora neumática que borre las huellas que deja la máquina de 12 ton, hasta dejar una superficie afinada adecuada al tránsito de vehículos.

4.9 Se impermeabilizará la carpeta asfáltica aplicando un sello con cemento como se indica a continuación:

- a) Una vez compactada y recibida la carpeta asfáltica y que ésta haya adquirido la temperatura ambiente y antes de proceder al sello con cemento, deberá barrerse perfectamente la superficie, dejándose libre de polvo e impurezas.
- b) Posteriormente se distribuirá el cemento Portland en seco sobre la superficie de la carpeta a razón de  $3/4$  Kg por  $m^2$ , tallándose enérgicamente con cepillos de fibra contra la superficie, a fin de que penetre en la porosidad de la carpeta asfáltica.
- c) Después se adicionará el agua necesaria (1 a  $1.5$  lts/ $m^2$  aproximadamente) para formar una lechada de consistencia media, la cual se distribuirá enérgicamente con los mismos cepillos, hasta lograr una superficie uniforme. En vías donde las pendientes sean mayores del 3 % deberán tomarse las precauciones necesarias al adicionar el agua para evitar escurrimientos y deslaves.
- d) Se dejará reposar este sello cuando menos 6 horas para evitar que el tránsito lo levante.

## **5. Control de calidad**

### **5.1 Materiales de terracerías, subrasante, base y sub-base**

- a) Deberán verificarse las características de los materiales a emplearse en el pavimento, de acuerdo con lo especificado en el inciso 2.
- b) Para verificar los grados de compactación alcanzados, se llevarán a cabo pruebas en cada capa. Se recomienda hacer una prueba por cada  $50 m^3$  de material compactado.





- c) Para conocer las variaciones del peso volumétrico seco máximo de los materiales, se recomienda hacer una prueba próctor o pórtor, según se requiera, por cada 500 m<sup>3</sup> de material compactado o cuando cambie el tipo de material.
- d) El material empleado deberá estar exento de materia orgánica y partículas extrañas.

## 5.2 Carpeta asfáltica

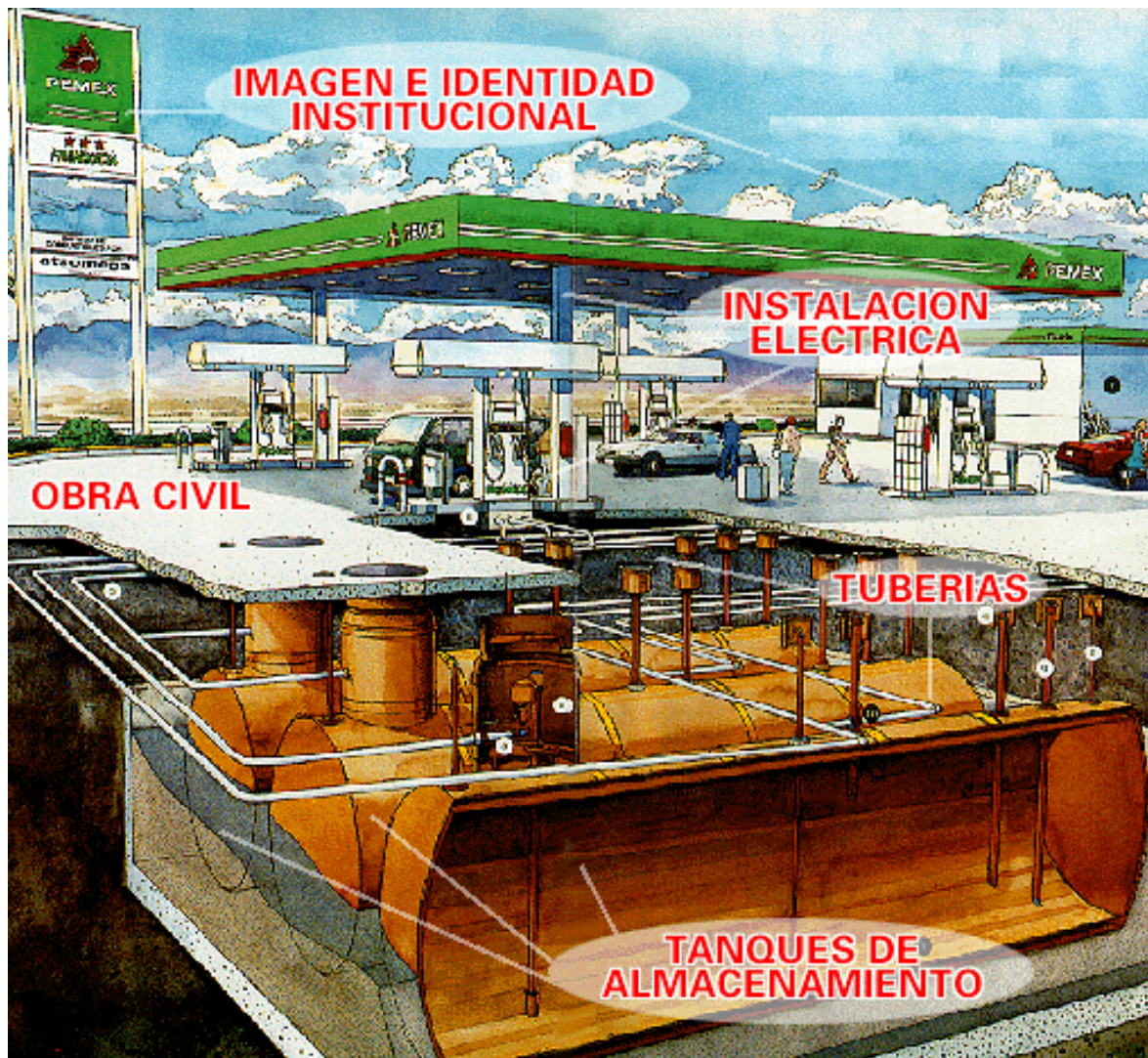
- a) Se deberán efectuar las pruebas indicadas en el inciso 2 a los materiales empleados.
- b) Deberán verificarse las características del concreto asfáltico cada día de tendido, mediante pastillas Marshall.
- c) Se controlará la temperatura de la mezcla asfáltica, de acuerdo con las siguientes recomendaciones :

Al salir de la planta	120 a 150 °C
Al tender	100°C
Al compactar	90°C

En general la compactación deberá terminarse a 70°C mínimo.

- d) Posteriormente deberán efectuarse pruebas de compactación y permeabilidad en la carpeta terminada.

## CONCLUSIONES





## CONCLUSIONES

1.-El presente trabajo refleja el desarrollo del estudio de Mecánica de Suelos para un predio que se encuentra ubicado en la esquina que forman las calles de Dr. Vertiz y Dr. Ignacio Morones, colonia Doctores, delegación Cuauhtémoc, D.F, donde se proyecta la construcción de una gasolinera.

El proyecto contempla la construcción de dispensarios, dos tanques de almacenamiento con doble pared (uno de 80,000 litros para gasolina Magna y otro de 40,000 litros para gasolina Premium), además se tiene prevista una estructura de dos niveles, para área de servicios y de tienda, un cuarto eléctrico y un cuarto de máquinas, finalmente se tendrá un estacionamiento vehicular superficial.

El predio en estudio tiene las siguientes colindancias: Al norte colinda con la calle cuchilla de San Martín, al sur con la Av. Dr. I. Morones Prieto, al oriente con la Av. Dr. José Ma. Vértiz, finalmente al poniente colinda con una estructura de un nivel.

2. Se efectuó un sondeo de tipo mixto a 25 m de profundidad, combinando el muestreo inalterado empleando el muestreador de pared delgada tipo shelby con el muestreo alterado con la herramienta de penetración estándar.

Se excavaron tres pozos a cielo abierto a 2.0 m de profundidad o al contacto con el agua con respecto al nivel actual de banquetta.

En la figura 5 se presenta un croquis con la ubicación de los sondeos realizados dentro del predio.

En las figuras 6, 7, y 8 se presenta el perfil estratigráfico de los PCA-1 a PCA-3 realizados.

En las figuras 9 y 10 se presenta el registro de campo del sondeo profundo realizado en el sitio de interés.

En la figura 11 se presenta en forma grafica el resultado de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras del sondeo de penetración estándar, incluyendo los valores del índice de resistencia a la penetración estándar de los depósitos atravesados.

3.- La zona de interés se encuentra de acuerdo a la zonificación geotécnica que marca el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal en sus Normas Técnicas Complementarias de Cimentaciones se ubica en la Zona III denominada Zona de



Lago en la que dominan los depósitos arcillosos de baja resistencia y alta deformabilidad.

El sitio de interés se localiza, en la denominada Zona de Lago, dentro del área que ocupaba el ex Lago de Texcoco, constituido por sedimentos lacustres de arcillas bentónicas de alta compresibilidad, del grupo CH según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, y de consistencia variable entre blanda y muy blanda, con un estado de esfuerzos efectivos de la estructura de los depósitos arcillosos, menor en  $2 \text{ ton/m}^2$ , respecto al esfuerzo de preconsolidación de los depósitos arcillosos excepto a la profundidad de 16 m que se decrementa a  $1 \text{ ton/m}^2$ ; con algunas lentes de limo y arena fina gris, con un espesor de la formación arcillosa superior de 35m, aproximadamente, de acuerdo a la zonificación de la profundidad de la primera capa dura.

El predio de interés se ubica en la Zona de Lago, que tiene las siguientes formaciones:

- a) **Manto Superficial:** compuesto por depósitos arcillas limosas y rellenos artificiales con espesor medio de 3.0 m.
- b) **Formación Arcillosa Superior:** esta constituida por arcilla bentónica de alta compresibilidad, de variados colores, de consistencia variable entre blanda y media, con espesor medio de 35 m; contenido lentes de arenas y limos delgadas e intercaladas aleatoriamente.
- c) **Capa Dura:** esta constituida por suelos limo – arenosos compactos o rígidos cementados con carbonato de calcio con espesor medio de 2 m
- d) **Formación arcillosa Inferior:** compuesta por arcilla volcánica semejante a la Formación Arcillosa Superior, pero más resistente, con espesor de 10 m.

De acuerdo a la exploración del subsuelo realizada en el predio de interés, el nivel de aguas freáticas se encontró en 2.5 m de profundidad con respecto al nivel de banqueta, en la fecha en que se realizó la exploración.

De información de la Comisión de Aguas del Valle de México se sabe que se tienen abatimientos en la presión del agua de  $2 \text{ ton/m}^2$  a 50 m de profundidad.

El estado actual de los esfuerzos en el subsuelo se representa mediante la gráfica de la variación con la profundidad de la presión vertical efectiva (determinada como la diferencia entre la presión total y la de poro) ver fig. 15; donde se indican los intervalos de preconsolidación definidos en los ensayos de consolidación unidimensional efectuados, y se observa que de acuerdo los intervalos de preconsolidación definidos en los ensayos de consolidación unidimensional efectuados, el suelo esta normalmente consolidado en gran parte de su profundidad.

Del análisis de los esfuerzos antes mencionados se concluye que el depósito arcilloso localizado entre 0.2 y 18 m se encuentra preconsolidado por desecación con un





esfuerzo de preconsolidación de  $5.5 \text{ ton/m}^2$  al esfuerzo efectivo actual en su parte superior; y de  $0.8 \text{ ton/m}^2$ , en su parte inferior, y a partir de dicha profundidad, y hasta 25 m tienen una diferencia entre los esfuerzos efectivos actuales de la estructura de los depósitos arcillosos y el esfuerzo de preconsolidación, variable entre  $1.0$  y  $0.8 \text{ ton/m}^2$ , decrecentándose con la profundidad.

Tomando en cuenta todo lo anterior, se observa que al subsuelo únicamente se le puede transmitir una carga neta de  $2.0 \text{ ton/m}^2$  para obtener asentamientos admisibles, en caso contrario se obtendrán asentamientos de mayor magnitud.

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  $4 \text{ kg/cm}^3$ .

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 III denominada de Lago, a la que corresponde un coeficiente sísmico de 0.4

4.- Considerando las características arquitectónicas y estructurales proyectadas, y las características estratigráficas y físicas del subsuelo, en particular la existencia una costra superficial preconsolidada por desecación en sus primeros cuatro metros, subyacidos por materiales de relleno contaminados en su primer metro, a los cuales les subyacen depósitos arcillosos hasta la máxima profundidad explorada, los cuales son de baja resistencia y alta deformabilidad, se juzga que la cimentación de las estructuras de uno y dos niveles podrán ser resueltas mediante una losa de cimentación de concreto reforzado, que distribuya la carga en forma uniforme, de tal manera que la presión neta ejercidas por las estructuras sea la menor posible y por consiguiente se tengan rangos de asentamientos admisibles. Para los despachadores se emplearán zapatas corridas y para los tanques de almacenamiento se empleará un cajón de cimentación.

El desplante de las cimentaciones será: para las estructuras de uno y dos niveles una losa de cimentación desplantada sobre una plataforma de materiales controlados, para los despachadores serán zapatas desplantadas a 1.5 m de profundidad sobre una plataforma de materiales controlados y en el caso del tanque de almacenamiento será un cajón de cimentación desplantado a 5.3 m de profundidad sobre una plataforma de materiales controlados con un espesor mínimo de 30 cm con las especificaciones que más adelante se proporcionan.

Debido a que en casi todo el terreno se tiene un estrato de rellenos de 1.30 m de espesor promedio, dicha capa se tendrá que retirar en su totalidad fuera de la obra, a continuación se escarificarán 10 cm y se recompactará al 90%, posteriormente se hará un mejoramiento con capas de tepetate de 20 cm cada una, compactadas al 95% de su peso volumétrico seco máximo con una tolerancia de  $\pm 2\%$ , posteriormente



se colocará una capa de 15 cm de sub-base compactada al 95%, después se colocará una capa de 20 cm de espesor de base compactada al 98% de su peso volumétrico seco máximo, para todo el predio a excepción del cajón que alojará los tanques de combustible en donde se efectuará un mejoramiento a partir de 5.3m y hasta el nivel de desplante de la losa.

Considerando una cohesión media a lo largo de la superficie potencial de falla de 2.0 ton/m<sup>2</sup> y un peso volumétrico del suelo de 1.45 ton/m<sup>3</sup>, obtenidos de los resultados de las pruebas de laboratorio realizadas, se obtuvo una capacidad de carga admisible de los materiales del subsuelo de 10 ton/m<sup>2</sup>.

Sin embargo en el caso de que las cargas transmitidas por algunas estructuras exteriores resulten ser bajas podrá dimensionarse la cimentación con una capacidad de carga menor a la recomendada para obtener dimensiones de cimentación razonables, para cumplir satisfactoriamente la revisión del estado límite de falla (capacidad de carga) y el estado límite de servicio (asentamientos diferenciales). La capacidad de carga para el subsuelo de apoyo de la losa de cimentación será de 8 ton/m<sup>2</sup> considerando el apoyo de la cimentación sobre una plataforma de materiales mejorados.

Se obtuvo un esfuerzo máximo aplicado por la cimentación bajo condiciones de sismo de 5.50 ton/m<sup>2</sup> que es menor al esfuerzo correspondiente a la capacidad de carga última del suelo de apoyo, que es de 18 ton/m<sup>2</sup>, por lo tanto no se presentarán deformaciones plásticas permanentes.

Se obtuvo que excavando la totalidad del área que ocupará el cajón de cimentación, se tendrán las expansiones al centro de 6.9 cm y en la esquina de 3.2 cm, las cuales resultan admisibles.

Por lo que establece que la excavación deberá efectuarse en varias etapas, y se realizará del fondo del terreno hacia el frente, dejando en la primera etapa inicialmente una berma perimetral como se indica en el proceso constructivo y se excavará la zona central del terreno, y posteriormente en la segunda etapa se retira esta berma por módulos de 2 m de ancho, como se indica en proceso constructivo.

Posteriormente al construir la estructura de interés, las cargas aplicadas por ella provocará la recuperación elástica de los materiales del subsuelo, con una magnitud igual a las expansiones debidas a la descarga por la excavación que aloja al cajón de cimentación.

Se obtuvieron los asentamientos para varios puntos considerando la estructura flexible, observándose que los valores corresponde a 9.6 cm al centro y 3.9 cm en la orilla que resultan admisibles los movimientos verticales tanto los totales como los diferenciales.



El cajón que alojará el tanque de almacenamiento, desde el punto de vista geotécnico constituirá una estructura sobre-compensada, ya que su peso será menor al peso de los materiales excavados para alojar la estructura. El cajón se cimentará mediante el apoyo de su losa de fondo.

Para evitar la falla por flotación deberá incrementarse el peso del cajón, lo que podrá hacerse mediante una losa en volado de 1.0 m de ancho, ligada estructuralmente al cajón a 2.5 m de profundidad, respecto al nivel de piso de proyecto, sobre la que se colocará un lastre constituido por relleno controlado (tepetate), lo que incrementará el peso unitario del cajón a 6.5 ton/m<sup>2</sup>.

Se obtuvo que excavando toda el área que ocuparán los cajones, se tendrán las expansiones al centro de 9.0 cm y en la esquina de 5.2cm, las cuales resultan admisibles.

Posteriormente al construir la estructura de interés, las cargas aplicadas por ella provocará la recuperación elástica de los materiales del subsuelo, con una magnitud igual al 70 % de las expansiones debidas a la descarga por la excavación que aloja al cajón.

Una vez calculados los valores de los cuatro efectos, se superpusieron obteniéndose la envolvente de empujes horizontales totales que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros. En las figuras 15 y 16 se muestran los valores obtenidos en forma gráfica, los que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros perimetrales.

Se establece que la excavación deberá realizarse en dos etapas, de lo contrario se presentará una falla de fondo.

La excavación que alojará el cajón de cimentación no se podrá efectuar dejando taludes verticales, por lo que se requiere implementar un sistema de retención mediante muro Berlín, que se ira recortando poco a poco y en tramos alternados de 2.4 m de ancho.

En el capítulo 6 se presentan los lineamientos generales de movimientos de tierras y en el capítulo 7 se indica el proceso constructivo para la excavación y para la cimentación.

5.- El cajón que alojará el tanque de almacenamiento nuevo, desde el punto de vista geotécnico constituirá una estructura sobrecompensada, ya que su peso será menor al peso de los materiales excavados para alojar la estructura. El cajón se cimentará mediante el apoyo de su losa de fondo.

El peso unitario estimado del cajón que alojará el tanque de combustible, considerando el tanque vacío, y tomando en cuenta que el lomo del tanque quedará



1.25 m por debajo del piso terminado, será de 3.74 ton/m<sup>2</sup> debido a que la desigualdad no se satisface el cajón fallara por flotación.

Para evitar la falla por flotación deberá incrementarse el peso del cajón, lo que podrá hacerse mediante una losa en volado de 1.0 m de ancho, ligada estructuralmente al cajón a 2.5 m de profundidad, respecto al nivel de piso de proyecto, sobre la que se colocará un lastre constituido por relleno controlado (tepetate), lo que incrementará el peso unitario del cajón a 6.3 ton/m<sup>2</sup>.

6.- El espaciamiento máximo del refuerzo de los tableros no será mayor de 37.5 cm para el acero longitudinal y de 75 cm para el acero transversal.

Dado que se tendrá un control efectivo de las grietas que se generan en las losas, mediante refuerzo de temperatura debido al acero distribuido, las losas del área de servicio tendrán un espaciamiento entre juntas transversales de 6 m, con un ancho de 3.5 m.

Las losas se armarán por temperatura con varillas del No. 4 de acero estructural ( $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ ), espaciadas a cada 25 cm las longitudinales y a cada 35 cm las transversales.

De acuerdo a lo anterior se obtuvo la siguiente sección del pavimento flexible

Espesor total de pavimento	41 cm
Espesor de la sub-base	15 cm
Espesor de la base	20 cm
Espesor de la carpeta asfáltica	6 cm

7.- La instrumentación que debe implementarse será la siguiente:

#### *Banco de nivel flotante*

Con el fin de medir los movimientos verticales causados por las expansiones y hundimientos generales en el fondo de la excavación, se instalará un banco de nivel flotante al centro de cada etapa. Las mediciones de éste instrumento deberán estar referidas a un banco de nivel profundo.

La profundidad de instalación del banco de nivel flotante será de 1.0 m abajo del nivel máximo de excavación, para lo cual deberá efectuarse una perforación de 6" de diámetro, con una máquina que cuente con equipo para el lavado del barreno.

Realizada la perforación se introducirá un cilindro de concreto (*muerto*) de  $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$ , de 10 cm de diámetro y 30 cm de altura; el cilindro deberá tener acoplado tramos de tubería galvanizada de 1.0 m, de 1" de diámetro, cuya longitud será la profundidad de la instalación. Deberá asegurarse que el cilindro de concreto apoye firmemente en el fondo de la perforación, por lo que se debe cuidar la profundidad de





perforación.

Después de instalado el banco de nivel flotante, deberá rellenarse con grava de tamaño máximo de  $\frac{3}{4}$  ”.

Se tomarán lecturas una vez por semana durante el proceso de excavación y construcción de las estructuras. Durante la excavación los tubos deberán desacoplarse por tramos de 1.0 m, trasladándose el nivel de referencia original.

Las mediciones del banco del nivel flotante formarán parte del control topográfico de las excavaciones.

**8.- Referencias superficiales:** para medir los desplazamientos verticales que pudieran ocurrir en las construcciones de las colindancias a consecuencia de las excavaciones y que permitan detectar oportunamente el desarrollo de deformaciones inadmisibles, se colocarán niveletas o testigos pintados en los muros de las estructuras vecinas, con separación máxima de 10.0 m y una altura aproximada de 1.50 m sobre el nivel de banqueta. Los testigos en los muros, estarán formados por un triángulo rojo pintado sobre un fondo blanco, de 7 cm por lado.

Previo al inicio del bombeo y de la excavación, se tomarán lecturas de nivelación; durante la excavación y bombeo, la frecuencia de lecturas será de una vez por semana y si las deformaciones son menores de 1 mm/semana, la frecuencia será mensual.

La excavación se podrá efectuar con retroexcavadora, operando desde una plataforma inicialmente excavada a 0.5 m de profundidad, debiendo llevarse como máximo a 0.15 m arriba del nivel de máxima excavación, este último tramo se excavara con herramienta manual, pico y pala, para evitar el remoldeo del material de apoyo de la cimentación.

La excavación no deberá permanecer abierta más de una semana sin que se inicie la construcción de la cimentación por lo que deberá preverse tener todo lo necesario para el inicio de la construcción de inmediato al término de la excavación.