



UNIVERSIDAD NACIONAL

AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES

ARAGON

**“ESTUDIO GEOTECNICO PARA UN EDIFICIO DE 6  
NIVELES Y 2 ½ SOTANOS EN UNA ZONA DE  
TRANCISION”**

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

**INGENIERO CIVIL**

P R E S E N T A

JUAN ANDRES MUÑOZ MONTAÑO

DIRECTOR DE TESIS

ING. GABRIEL ALVAREZ BAUTISTA





Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

## Facultad de Estudios Superiores Aragón

DIRECCIÓN

JUAN ANDRES MUÑOZ MONTAÑO

**Presente**

Con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Facultad, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobado su tema de tesis y asesor.

TÍTULO:

"ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA UN EDIFICIO DE 6 NIVELES  
Y 2% SÓTANOS EN UNA ZONA DE TRANSICIÓN"

ASESOR: Ing. GABRIEL ÁLVAREZ BAUTISTA

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"

Nezahualcóyotl, Estado de México a 1 de junio de 2010.

EL DIRECTOR

M. en I. GILBERTO GARCÍA SANTAMARÍA GONZÁLEZ



C p Secretaría Académica  
C p Jefatura de Carrera de Ingeniería Civil  
C p Asesor de Tesis

GGSG/JGPOV

100 UNAM  
CENTENARIO  
1910-2010

# AGRADECIMIENTOS

A mis padres por entregarme su apoyo incondicional, darme la vida, enseñarme a ser un hombre honrado nunca haber dudado de mi y entregarme incondicionalmente todo lo que tuvieron a su alcance para darme la educación que tengo.

Al Ing. Gabriel Alvarez Bautista por brindarme su amistad y ayudarme a lograr terminar esta etapa en mi vida profesional.

A mis hermanas y cuñado por darme su cariño y compañía en momentos difíciles.

A mi cuñado que sabe que es como mi hermano mayor y siempre me ha dado los mejores consejos.

A mi esposa que me ha dado tanto amor y cariño en todo momento y circunstancias difíciles siempre ha estado a mi lado.

A todos mis compañeros de trabajo Miguel, Silverio y todo aquella gente que me ha tendido la mano para ayudarme y ser quien soy hoy.

A todos ustedes muchas gracias y siempre los llevaré en mi corazón gravados hasta el último de mis días estaré eternamente agradecido con Dios por darme todo lo que tengo.

**“ESTUDIO GEOTECNICO PARA  
UN EDIFICIO DE 6 NIVELES Y 2 ½  
SOTANOS EN UNA ZONA DE  
TRANCISION”**



FOTOGRAFIA AÉREA DEL PREDIO DE INTERES

# INDICE

## 1.- INTRODUCCION

## 2.- ANTECEDENTES

- 2.1 Localizacion*
- 2.2 Topografia*
- 2.3 Descripcion del proyecto*
- 2.4 Colindancias*

## 3.- EXPLORACION DEL SUBSUELO

- 3.1 Generalidades*
- 3.2 Pozos a cielo abierto*
- 3.3 Sondeos con equipo mecánico*

## 4.- ENSAYES DE LABORATORIO

- 4.1 Muestras alteradas*
- 4.2 Muestras inalteradas*
- 4.3 Características estratigráficas del subsuelo*

## 5.- ANALISIS DE CIMENTACIÓN

- 5.1 Solución de Cimentación*
- 5.2 Determinación de la Capacidad de Carga*
- 5.3 Dimensionamiento de la Cimentación*
- 5.4 Estado Limite de Falla en condiciones Estáticas*
- 5.5 Estado Limite de Falla en condiciones Dinámicas*
- 5.6 Estado Limite de Servicio*
- 5.7 Empujes sobre muros rígidos*
- 5.8 Falla de Fondo*
- 5.9 Estabilidad de taludes*

## **6.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO**

**6.1 Protección a Colindancias**

**6.2 Determinación del proceso del procedimiento constructivo para la excavación**

**6.3 Estabilidad de taludes considerando falla por traslación.**

**6.4 Revisión por falla de empotramiento en Muro Milán.**

**6.5 Abatimiento del nivel freático.**

**6.6 Trabajos previos al procedimiento constructivo**

**6.7 Secuencia del procedimiento constructivo**

**6.8 Justificación del sistema de contención seleccionado**

**6.9 Proceso Constructivo del Muro Milán.**

**6.10 Excavación del tablero.**

**6.11 Colocación de juntas.**

**6.12 Colocación de juntas y armado.**

**6.13 Colocación del armado.**

**6.14 Colado del elemento.**

**6.15 Recomendaciones para el colado**

**6.16 Bombeo profundo para el procedimiento constructivo de la excavación**

**6.17 Sistema de bombeo**

**6.18 Instrumentación**

## **7.- CONCLUSIONES**



# INTRODUCCION

Debido al tipo de suelo que es muy variable en la ciudad de México es necesario tomar todas y cada una de las medidas necesarias para conocer las propiedades índice del subsuelo, para poder realizar un buen planteamiento del proyecto y así poder ofrecer la mejor alternativa para su ejecución, garantizando la utilización óptima de los recursos sin comprometer nunca la seguridad estructural al inicio durante y al final de la obra.

La importancia de realizar un buen estudio de mecánica de suelos radica en que esta será la encargada de determinar las características del suelo y nos dará pauta para poder tomar la mejor decisión para poder resolver este proyecto.

El proyecto en sí del que trata esta tesis es un edificio de dos y medio sótanos que tendrán una funcionalidad como estacionamientos y seis niveles, que albergarán 23 departamentos, que contarán con tres recámaras sala comedor, cocina y cuarto de lavado, el edificio también estará equipado con un levador de ocho pasajeros.

El estudio geotécnico estuvo ubicado en la calle de Dakota No. 24 Colonia Nápoles, Delegación Benito Juárez, en el sitio de interés se ubicaba una estructura de un nivel que fungía como estacionamiento, el predio tiene colindancias al norte con la calle de Dakota al sur con una casa de tres niveles construida por los años setentas, al oriente un edificio de seis niveles sin sótano construido en la misma década que la casa que colinda con el sur y al poniente un edificio de cuatro niveles.

El predio de interés se localiza al Poniente de la Ciudad de México, en la denominada transición baja, en el que se encuentran intercalados depósitos lacustres y aluviales.

Con objeto de establecer la factibilidad de construcción de un edificio de cinco niveles, planta baja y dos sótanos, para consignar el tipo de cimentación más apropiado para éste, se realizó un estudio de Mecánica de Suelos consistente en muestreo y exploración de los depósitos superficiales y profundos del subsuelo del sitio de interés, pruebas de laboratorio en las muestras obtenidas y análisis de resultados.

En este informe se presenta la descripción de los trabajos realizados, se reportan los resultados obtenidos, se consignan las recomendaciones para diseño y construcción de la alternativa de cimentación que se juzga mas adecuada para la estructura proyectada, y se proporcionan las recomendaciones generales que deberán implementarse para la construcción del nivel de estacionamiento que tendrá un nivel de piso terminado de  $-6.2$  m, con respecto al nivel de banqueta, por lo que requerirá efectuar una excavación mínima de  $-6.5$ m de profundidad considerando que la losa de cimentación tenga 30 cm de peralte, con una excavación adicional para la construcción de las trabes invertidas que darán la rigidez a dicha losa.

Debido a lo heterogéneo y complejo del suelo 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.

# ANTECEDENTES



**PANORAMICAS DEL SITIO DE INTERÉS**

## 2. ANTECEDENTES

### 2.1 Localización

Se solicitó la realización de un Estudio de Mecánica de Suelos, en el predio ubicado en la calle de Dakota No. 24, Colonia Nápoles, Delegación Benito Juárez, México D.F. La localización del sitio de interés se muestra en la figura 1.



FIGURA No 1 UBICACIÓN DEL PREDIO DE INTERES

### 2.2 Topografía

El predio de interés tiene forma rectangular con un área de 493 m<sup>2</sup> aproximadamente, como se muestra en la figura 2. La superficie del terreno es horizontal, el predio se encuentra actualmente baldío, y en la fecha de la exploración se detectó la existencia de dos construcciones de un nivel.

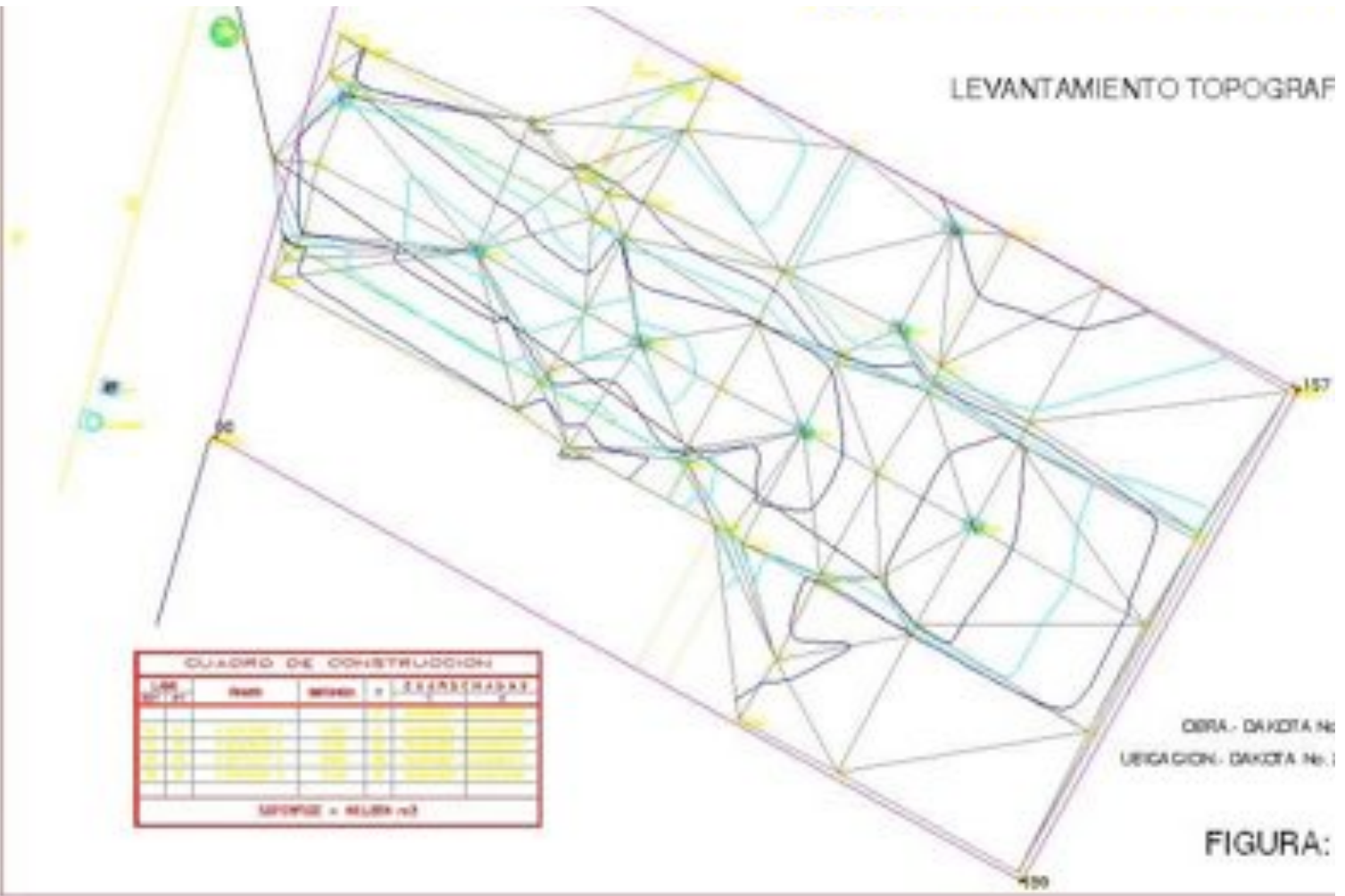


FIGURA No 2 TOPOGRAFIA DEL PREDIO ANALIZADO

### 2.3 Descripción del proyecto

El proyecto arquitectónico contempla la construcción de un edificio de tipo habitacional, constituido por dos sótanos destinados para estacionamiento, planta baja y cinco niveles superiores para departamentos.

Como ya se menciona el edificio estará constituido por cinco niveles superiores, una planta baja con nivel de piso terminado a +0.0 m la cual coincide con el nivel actual de banquetta, y dos sótanos con nivel de piso terminado en la cota - 6.2 m por debajo del nivel de banquetta, éstos últimos cubrirán toda la superficie del terreno; se tiene la probabilidad de tener dos y medio sótanos, para el cual se tendría que efectuar una excavación a 8 m de profundidad.

El edificio estará estructurado mediante columnas, trabes y losas de concreto armado, y de acuerdo a la carga estimada que transmitirá la estructura al subsuelo, que será de 9 ton/m<sup>2</sup> que incluye el peso de la cimentación, para lo cual era necesario conocer las condiciones reales del subsuelo y definir el comportamiento que tendrá la estructura bajo las solicitaciones proyectadas.

En las figuras 3 y 3a se muestran dos plantas arquitectónicas de los sótanos y en la figura 3b se presenta una planta tipo del edificio, así como en las figuras 4a y 4b se muestran dos cortes esquemáticos de las condiciones analizadas para el presente estudio.

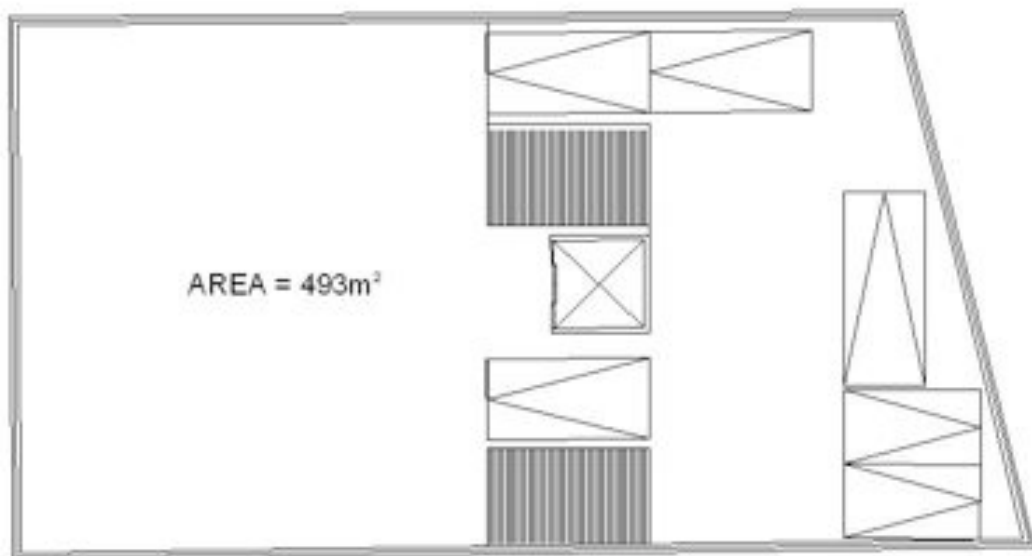


FIGURA: 3



FIGURA 3 PLANTA SEMISÓTANO

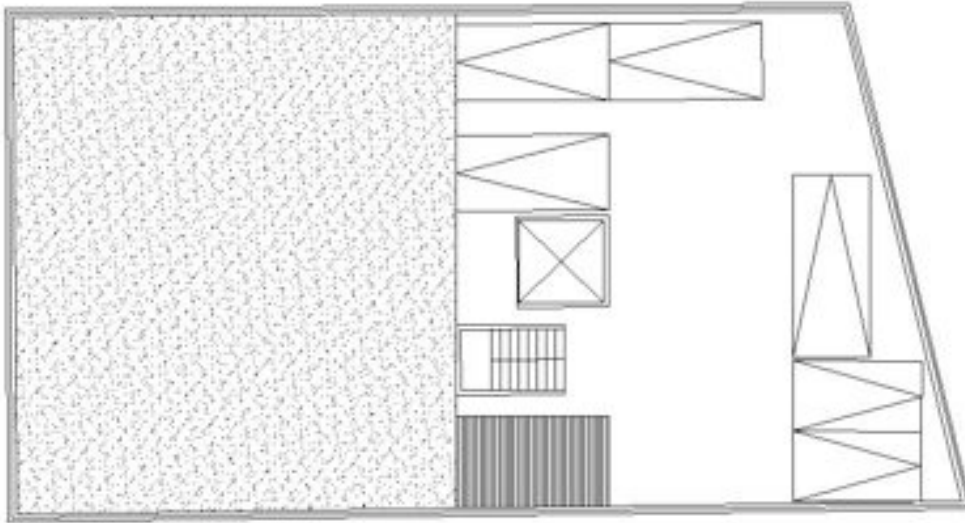


FIGURA: 3a

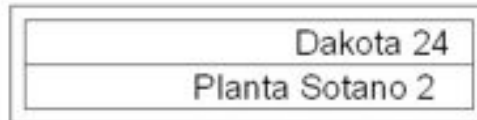


FIGURA 3a PLANTA DE SÓTANO

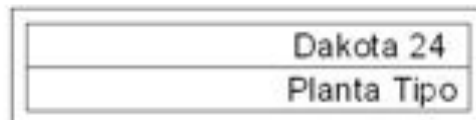
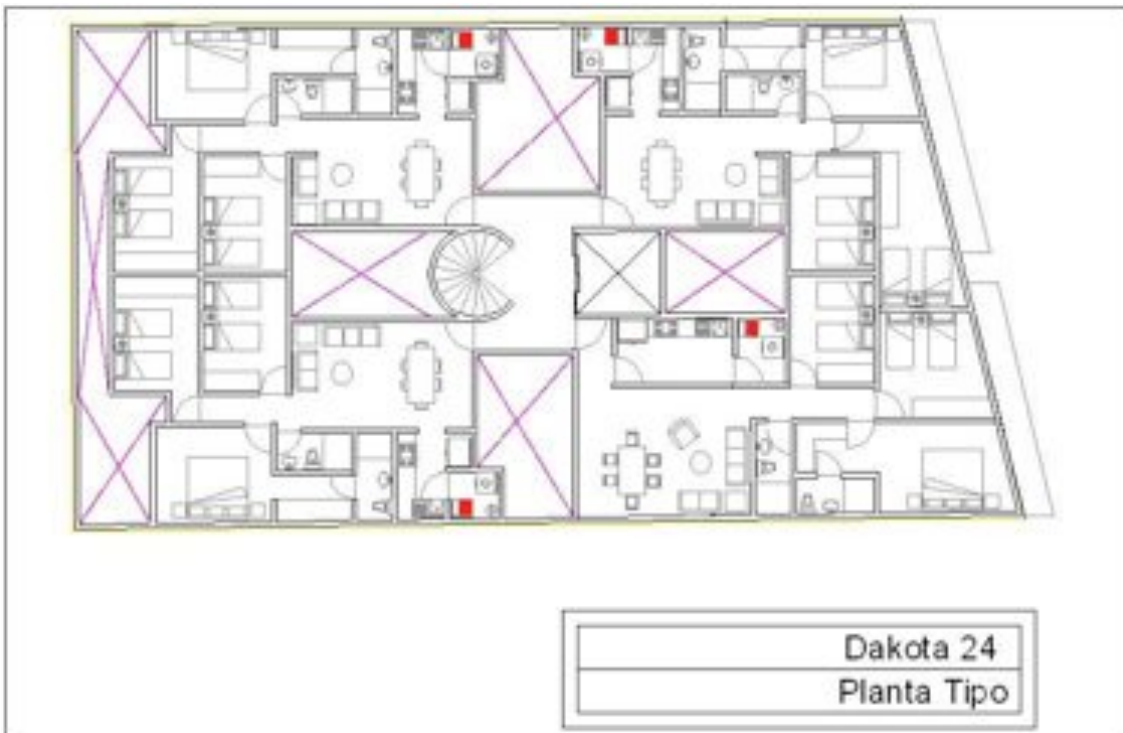


FIGURA 3b PLANTA ARQUITECTONICA TIPO

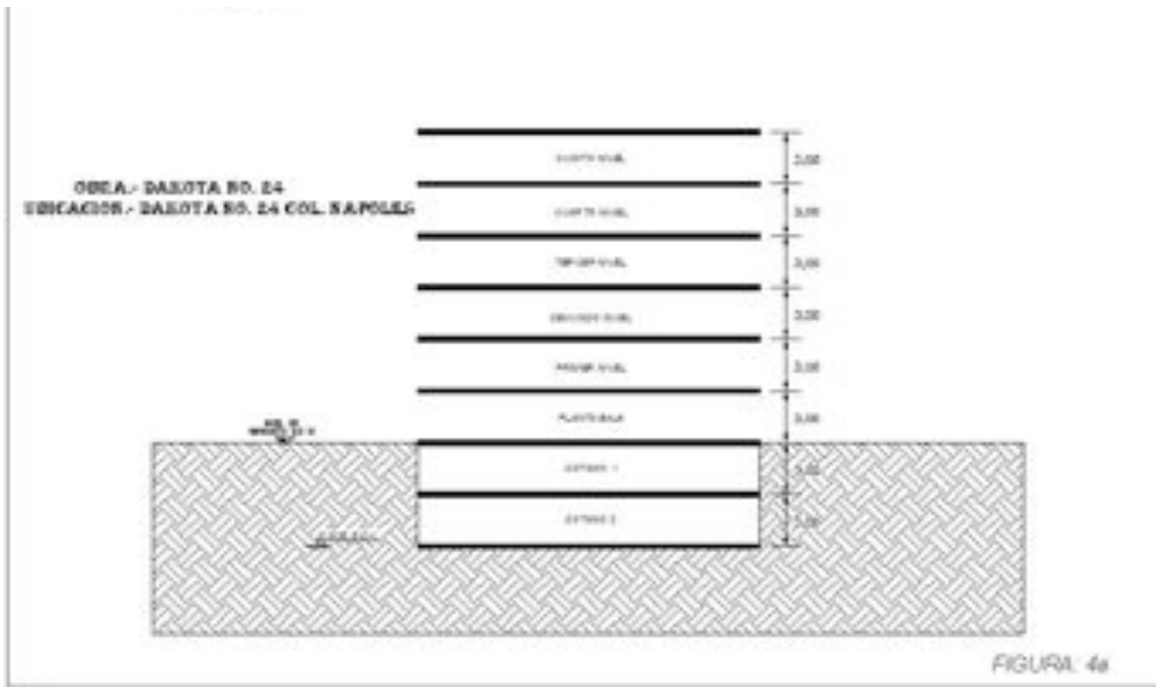


FIGURA 4a CORTE ARQUITECTONICO OPCIÓN 1

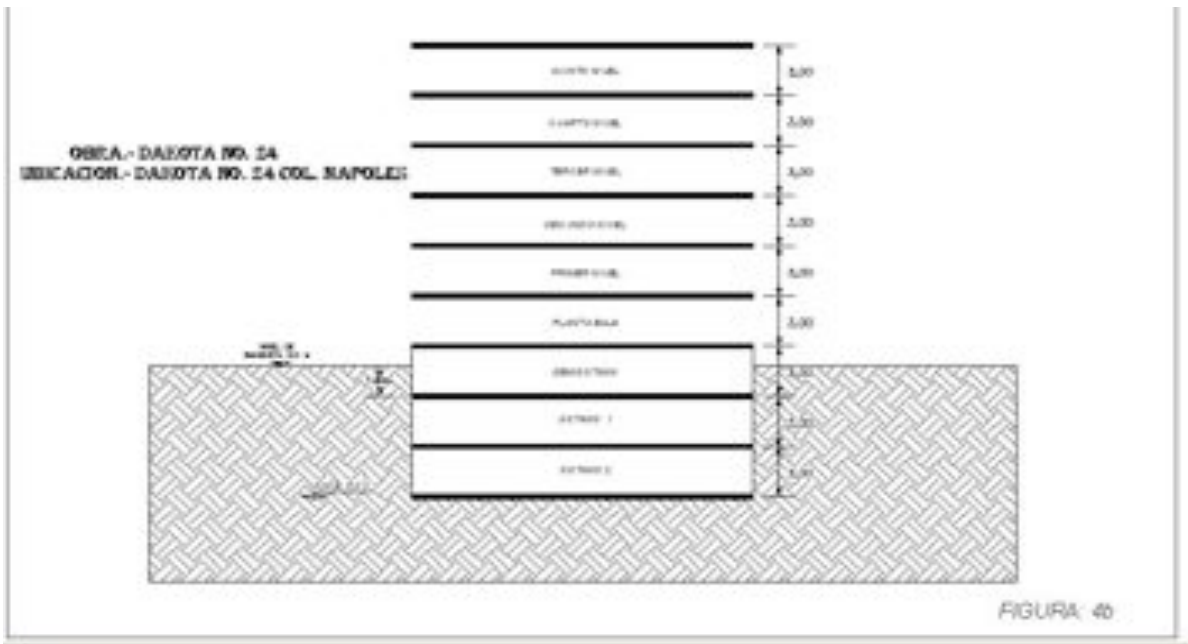
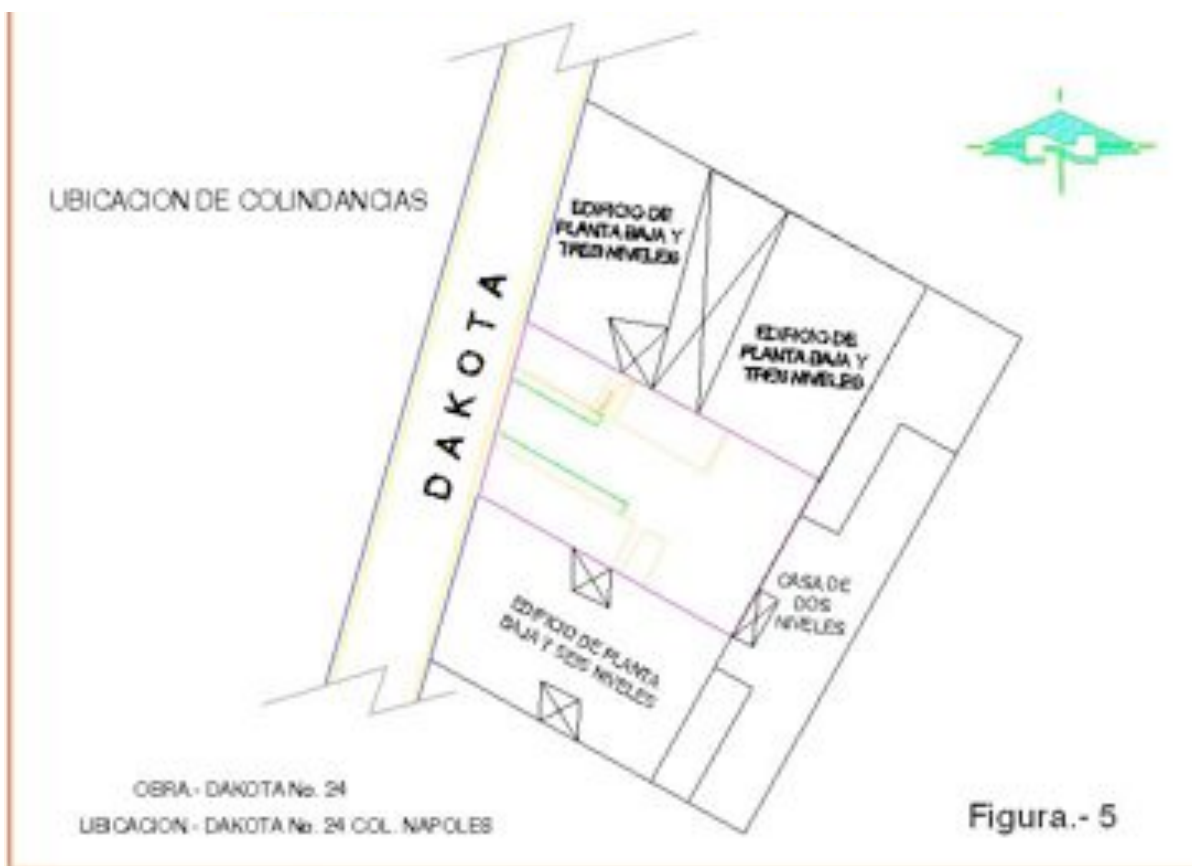


FIGURA 4b CORTE ARQUITECTONICO TIPO OPCÓN 2



## 2.4 Colindancias

El sitio de interés se encuentra ubicado en la calle Dakota #24 Col. Nápoles, y colinda con diferentes edificaciones; a continuación se describen las características observadas de las mismas durante los trabajos de exploración realizados. En la figura 5 se presenta un plano donde se muestran las colindancias del predio.



**FIGURA No. 5 COLINDANCIAS DEL PREDIO DE INTERES**

Al Norte colinda con un edificio constituido por planta baja y tres niveles superiores, el cual de acuerdo a la exploración realizada se observó que se encuentra desplantado sobre un cajón de cimentación a una profundidad aprox. de 2.4 m, pero no se pudo determinar con exactitud al realizar el pozo a cielo abierto PCA- 2, debido a la presencia de agua, sin embargo la excavación del pozo se apreció el muro de concreto existente bajo la edificación.



**EN LA FOTO SE OBSERVA EL EDIFICIO DE CUATRO NIVELES QUE EXISTE EN LA COLINDANCIA NORTE Y DONDE SU CIMENTACIÓN ESTA CONSTITUIDA POR UN CAJÓN DE CONCRETO ARMADO**

Al Sur colinda con un edificio departamental el cual consta de planta baja y seis niveles, en el pozo número 1 realizado en esta colindancia se profundizó hasta 2m, no se excavo más el pozo, ya que al 1.80m se encontró el nivel freático, la cimentación de este edificio es un cajón de cimentación, ya que de igual forma se descubrió hasta en nivel que permitía el agua acumulada que fueron los 2m, la cimentación que se apreció fue un muro de ladrillo rojo el cual aún se profundizaba más.



**VISTAS DE LA COLINDANCIA SUR EN DONDE EXISTE UN EDIFICIO DE SIETE NIVELES DESPLANTADO SOBRE UN CAJÓN DE CIMENTACIÓN**

Al Oriente el predio colinda con una casa habitación de dos niveles, en esta colindancia se pudo apreciar que cuenta con una cimentación de mampostería, desplantada aproximadamente 1m por debajo del nivel de piso existente en el predio de estudio.



**VISTA DE LA COLINDANCIA ORIENTE DONDE SE TIENE UN CASA DE DOS NIVELES Y LA CUAL ESTA DESPLANTADA SOBRE ZAPATAS CORRIDAS.**

Al Poniente que es la parte frontal del predio, se tiene la calle de Dakota, teniendo una banqueta de 2m aproximadamente de ancho, enseguida inicia el arroyo vehicular que consta de un carril lateral a los lados de la calle y dos centrales de circulación, cruzando la calle hay un edificio que consta de planta baja y siete niveles.

El predio de interés se localiza al Poniente de la Ciudad de México, en la denominada transición baja, en el que se encuentran intercalados depósitos lacustres y aluviales.

Con objeto de establecer la factibilidad de construcción de un edificio de cinco niveles, planta baja y dos sótanos, para consignar el tipo de cimentación mas apropiado para éste, se realizo un estudio de Mecánica de Suelos consistente en muestreo y exploración de los depósitos superficiales y profundos del subsuelo del sitio de interés, pruebas de laboratorio en las muestras obtenidas y análisis de resultados.

En este informe se presenta la descripción de los trabajos realizados, se reportan los resultados obtenidos, se consignan las recomendaciones para diseño y construcción de la alternativa de cimentación que se juzga mas adecuada para la estructura proyectada, y se proporcionan las recomendaciones generales que deberán implementarse para la construcción del nivel de estacionamiento que tendrá un nivel de piso terminado de  $-6.2$  m, con respecto al nivel de banqueta, por lo que requerirá efectuar una excavación mínima de  $-6.5$ m de profundidad considerando que la losa de cimentación tenga 30 cm de peralte, con una excavación adicional para la construcción de las trabes invertidas que darán la rigidez a dicha losa.

Dentro de las recomendaciones generales se establecerán los movimientos de tierras requeridos.

# EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO.



### 3. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

#### 3.1 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 excavaron tres pozos a cielo abierto y se realizó un sondeo profundo dentro del predio de interés.***

Debido a lo heterogéneo y complejo del suelo 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 importancia, los sondeos a realizar en esta zona no se requieren a profundidades 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 sólo 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.

La ubicación dentro del predio de los pozos excavados y del sondeo mixto se muestra en la figura 6.

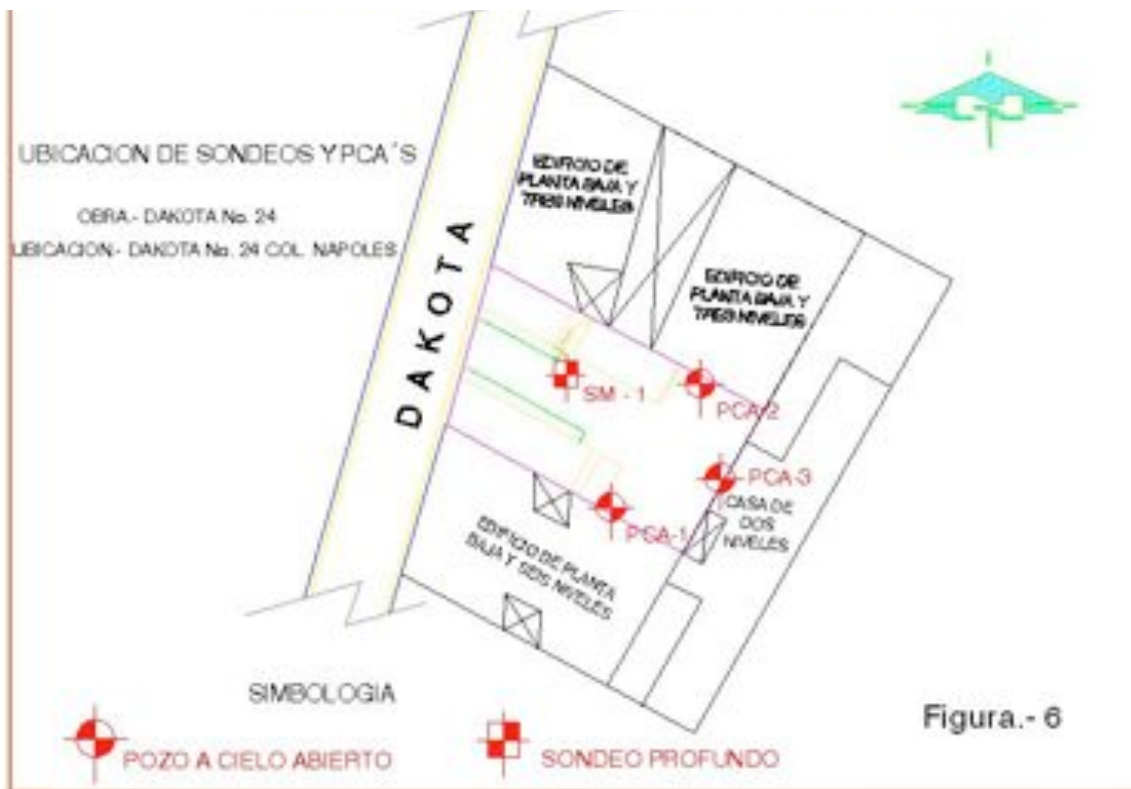


FIGURA No 6 UBICACIÓN DE SONDEO MIXTO Y PCA'S

### 3.2 Pozos a cielo abierto

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



El 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 tendrá que 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 se detecto hasta 1.70 m de profundidad explorada, ahora bien si las condiciones de los taludes de la excavación lo permiten se profundiza hasta 2 ó 2.5 m, de lo contrario se ampliará la excavación si se considera conveniente.

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 deberán estar supervisados por un ingeniero especialista en Mecánica de Suelos, para que ahí mismo realice sencillas pruebas de campo que determinen 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 será en función del tamaño del predio, del área que abarque la nueva construcción, del conocimiento previo de las construcciones que existan y 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 que caso de que existan.

La investigación de los depósitos superficiales del subsuelo, como ya se mencionó se realizó mediante la excavación de tres pozos a cielo abierto a profundidades variables entre 2.0 y 2.5 m; en los que se inspeccionaron las paredes de los pozos determinando su estratigrafía mediante la clasificación de los materiales con técnicas de campo.

Los perfiles estratigráficos de los pozos a cielo abierto excavados y los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras cúbicas obtenidas de los mismos, se presentan en las figuras 7 a 9.



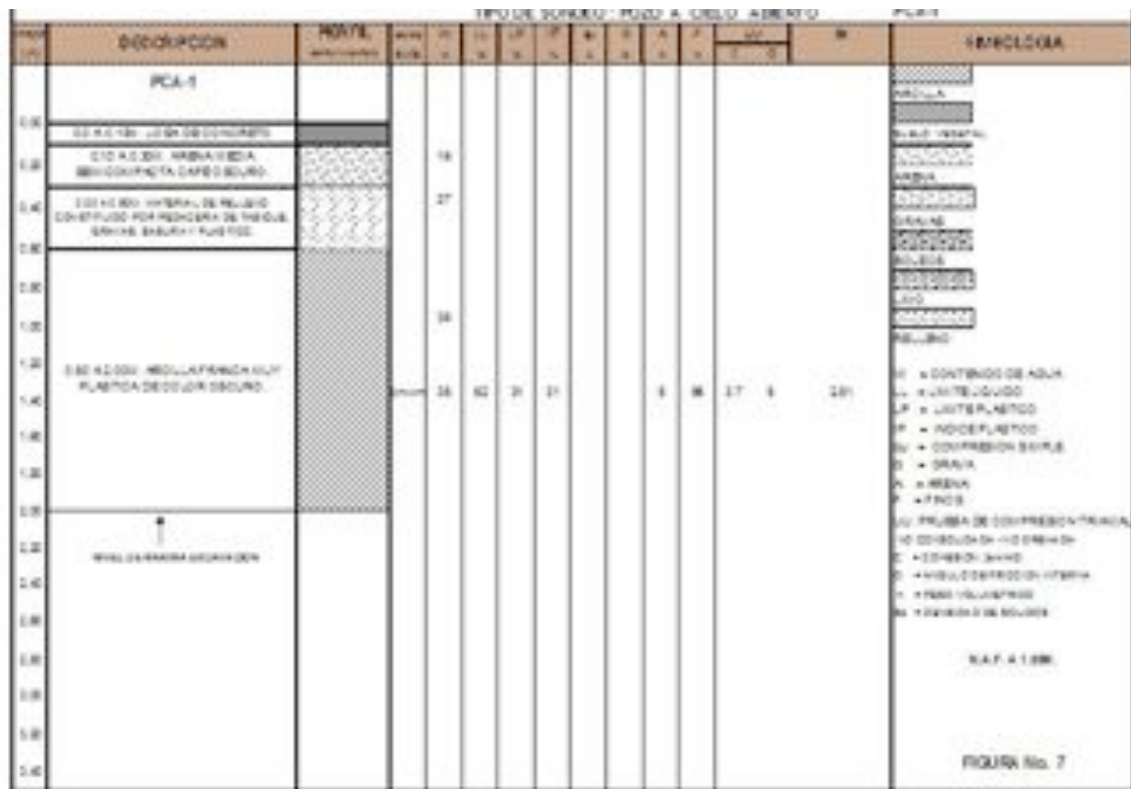


FIGURA No 7 PERFIL ESTRATIGRAFICO DE PCA-1.

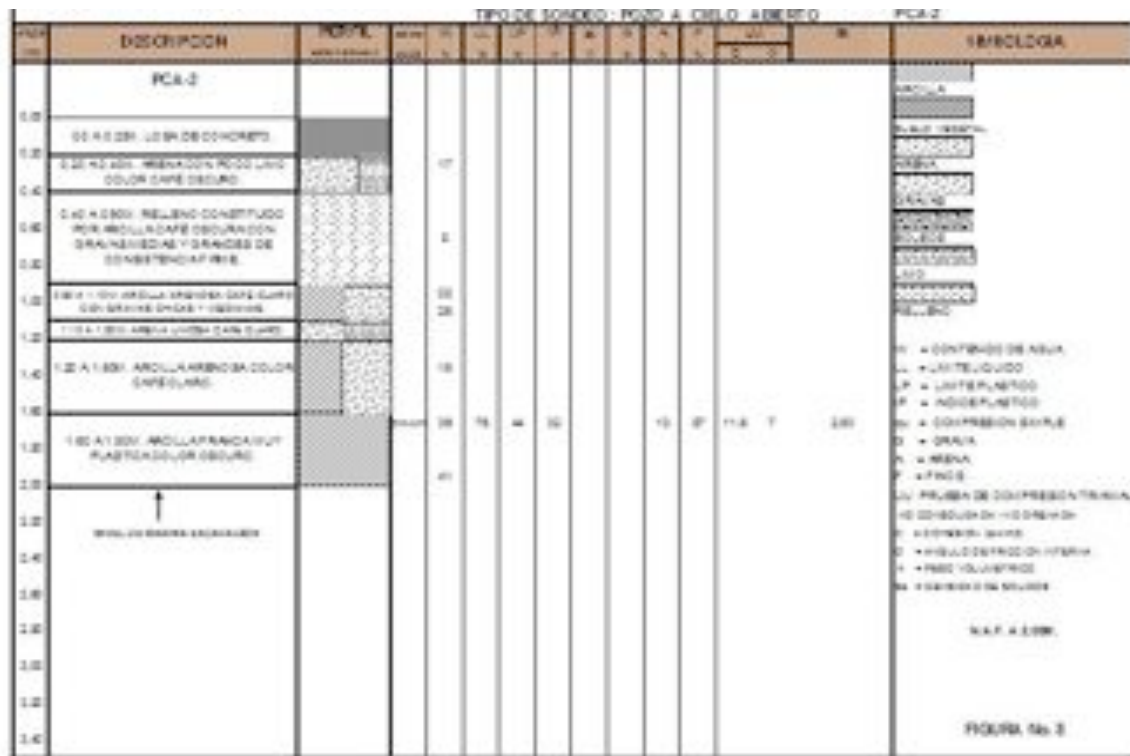


FIGURA No 8 PERFIL ESTRATIGRAFICO DE PCA-2.

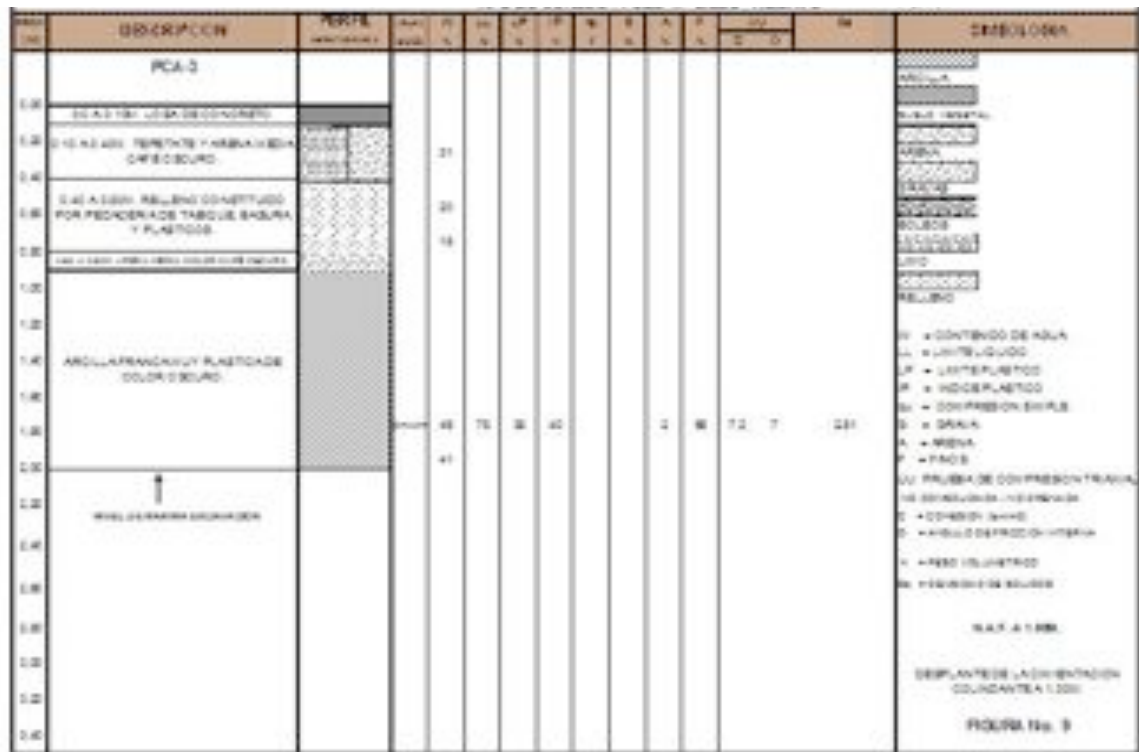


FIGURA No 9 PERFIL ESTRATIGRAFICO DE PCA 3

### 3.3 Sondeos con equipo mecánico

Como parte fundamental del Estudio de Mecánica de Suelos, además de ejecutar las exploraciones con pozos a cielo abierto, es conveniente considerar el sondeo profundo realizado en el sitio de interés.

Como se mencionó 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 efectuar en el sitio de Interés un sondeo profundo de tipo Mixto denominado SM-1 y determinar la estratigrafía del subsuelo en forma completa, obteniendo datos más confiables, que serán de gran ayuda en el cálculo de los asentamientos y de la capacidad de carga. El sondeo profundo se efectuó a 25 m de profundidad con la descripción que se presenta más adelante.



**EQUIPO DE PERFORACION LONG YEAR 34**

#### 3.3.1.-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. Por considerar la falta de apoyo, los golpes de los primeros 15 cm. de penetración no se toman en cuenta; en cambio se cuentan los golpes necesarios para la penetración de los siguientes 15 cm, es decir entre 15 y 45 cm, que constituyen el valor de N.



#### **METODO DE PENETRACION ESTANDAR**

En el caso de las arenas, los valores obtenidos de N son bastante seguros como para usarlos en el proyecto de las cimentaciones, en el caso de las arcillas plásticas, los valores de N deben tomarse con criterio pues no son tan dignos de crédito.

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

<b>ARENAS (BASTANTE SEGURAS)</b>	
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

<b>ARCILLAS (RELATIVAMENTE INSEGURA)</b>	
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

**3.3.2.- Muestreo con tubo de pared delgada.**

Con este método 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.

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

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

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

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



### **MUESTREO CON TUBO SHELBY**

El sondeo mixto se realizó combinando el muestreo inalterado utilizando el muestreador shelby, con el muestreo alterado mediante la realización de la prueba de penetración estándar. El muestreador shelby es un tubo de acero de pared delgada, de 10 cm de diámetro y 1 m de longitud, con el extremo inferior afilado, y unido por el superior a un cabezal con una válvula que permite el alivio de presión durante el hincado y que se cierra durante la extracción; se hincan a presión 80 cm, con velocidad constante, dejando una longitud de 20 cm donde se alojan los azolves que pudieran tenerse en el fondo de la perforación.

En las figuras 10 a 12 se presentan los registros de campo del sondeo realizado.

LOCALIZACIÓN:		LOCALIZACIÓN:		FECHA DE INICIO:		FECHA DE INICIO:					
COLOMBA NAPOLÉS		COLOMBA NAPOLÉS		15/10/2008		15/10/2008					
POZO No. 1		POZO No. 1		Hrs.		Hrs.					
TIPO DE SONDEO: MISTO		TIPO DE SONDEO: MISTO		BOMBA NO INO 3LS		BOMBA NO INO 3LS					
METRO	PROFUNDIDAD			RECUPERACIÓN			AVANCE			TIPO DE MUESTRO	CLASIFICACIÓN Y OBSERVACIONES
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m.	N.	CMS (DESG.)	15 cm	30 cm	15 cm		
-	0.00	0.10	0.10	-	-	-	AVANCE			B.T.	A, B, T, & 1E
1	0.10	0.20	0.10	0.27	-	-	2	0	7	T.P.	arena med grado a/a con gravas (refin)
2	0.20	1.30	0.10	0.20	-	-	3	9	7	T.P.	arena fina y media antrita café claro
3	1.30	1.90	0.60	0.29	-	-	2	9	7	T.P.	limo antrito café claro
SP1	1.90	2.50	0.60	SP1	-	-	6	16	10	T.P.	sin recuperacion
4	2.50	3.10	0.60	0.28	-	-	8	27	20	T.P.	limo antrito café oscuro
5	3.10	3.70	0.60	0.43	-	-	SHELBY			SH	arcilla limosa con restos fósiles café gris
6	3.70	4.30	0.60	0.52	-	-	1	2	3	T.P.	arcilla limosa gris oscuro
7	4.30	4.90	0.60	0.47	-	-	P.H.	2	1	T.P.	arcilla limosa gris oscuro
8	4.90	5.50	0.60	0.60	-	-	1	2	2	T.P.	arcilla limosa gris oscuro
9	5.50	6.10	0.60	0.30	-	-	1	1	1	T.P.	arcilla limosa con restos fósiles negruzca
10	6.10	6.70	0.60	0.40	-	-	SHELBY			SH	Ptz Arcilla limosa con restos fósiles café Pz Arcilla fina limosa gris claro
11	6.70	7.30	0.60	0.50	-	-	6	5	2	T.P.	Ptz Arcilla fina y media limosa gris blanquecino, Pz Arcilla limosa café gris
12	7.30	7.90	0.60	0.45	-	-	P.H.	8	7	T.P.	arena fina limosa negruzca
13	7.90	8.50	0.60	0.57	-	-	1	4	1	T.P.	Ptz Arcilla limosa con restos fósiles café gris, Pz Arcilla fina limosa negr.
14	8.50	9.10	0.60	0.60	-	-	P.H.	-	-	T.P.	arcilla poco limosa con restos fósiles café ventoso
SP1	9.10	9.70	0.60	SP1	-	-	SHELBY			SH	sin recuperacion
15	9.70	10.30	0.60	0.60	-	-	P.H.	P.H.	1	T.P.	arcilla limosa gris ventoso con materia organica
16	10.30	10.90	0.60	0.45	-	-	SHELBY			SH	Ptz Arcilla limosa gris ventoso café oscuro, Pz Arcilla fina limosa gris oscuro
17	10.90	11.50	0.60	0.16	-	-	1	2	1	T.P.	arcilla limosa gris ventoso y café oscuro
18	11.50	12.10	0.60	0.43	-	-	P.H.	1	1	T.P.	arcilla limosa varios tonos con grumos de carbonato
19	12.10	12.70	0.60	0.60	-	-	1	2	1	T.P.	arcilla limosa gris ventoso y café claro con intercalaciones de arena fina
-	12.70	13.30	0.60	SP1	-	-	1	2	2	T.P.	sin recuperacion
20	13.30	13.90	0.60	0.50	-	-	SHELBY			SH	Ptz Arcilla limosa gris ventoso Pz arena ventoso gris blanquecino
21	13.90	14.50	0.60	0.43	-	-	4	11	1	T.P.	Pz arena ventoso gris blanquecino Pz arena ventoso gris blanquecino
NIVEL FREÁTICO (m)				1.50		1.50		1.50		HFE	
OBSERVACIONES GENERALES: Pérdida total de agua de 16.90m, hasta 25.00m.											
ACRM (%)											
PROF. REAL: _____ OPERADOR: _____ SUPERVISOR: _____ FECHA: _____											



FIGURA No 10 REGISTROS DE CAMPO



CARRA:		CARRITA No. 34		COORDENADAS: X Y Z								
LOCALIZACIÓN:		COLOMBIA NAPOLES		FECHA DE INICIO: 15/10/2008 Hrs.								
PISO No.:		1		TERMINACIÓN: 16/10/2008 Hrs.								
TIPO DE SONDEO:		MIXTO		BOMBA NO. 160 3 L								
LONITUDINAR 34												
HUELA No.	PROFUNDIDAD (m)			RECUPERACIÓN			PERDIDA ESTIMADA (L) DE L. MANTEN. Y L. DE MANTEN. CADA 15 m.			TIPO DE MUESTREO	CLASIFICACIÓN Y OBSERVACIONES	
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m.	%	CPE (L/CM)	15 cm	30 cm	15 cm			
22	14.50	15.10	0.60	0.57			1	1	5	TP	Arilla limosa varice tonos con lente de arena fina	
23	15.10	15.70	0.60	0.60			1	1	2	TP	Arilla limosa café verdoso con lente de arena fina	
24	15.70	16.30	0.60	0.48			4	25	23	TP	Limo arenoso con grumos gris verdoso	
25	16.30	16.90	0.60	0.50			12	40	32	TP	Limo arenoso azulado gris verdoso	
26	16.90	17.50	0.60	0.48			4	10	5	TP	Arilla limosa café verdoso	
27	17.50	18.10	0.60	0.37			SHELBY			SH	Pto Arilla limosa café verdoso PH Arena fina limosa gris verdoso	
28	18.10	18.70	0.60	0.55			2	35	9	TP	Limo arenoso poco azulado varice tonos	
29	18.70	19.30	0.60	0.68			1	4	4	TP	Arilla limosa café claro	
30	19.30	19.95	0.35	0.35			7	50/20	-	TP	Pto Arilla limosa café claro PH Arena fina limosa café claro con gravillas	
-	19.95	19.90	0.25	-			AVANCE			BT	A, B, T 4 1/2	
31	19.90	20.50	0.60	0.53			13	40	25	TP	Arena fina limosa con grava y gravillas azulado café claro	
32	20.50	21.10	0.60	0.45			14	45	18	TP	Arena fina limosa con grava y gravillas azulado café claro	
33	21.10	21.46	0.36	0.28			19	50/23	-	TP	Arena fina limosa con grava y gravillas azulado café claro	
-	21.46	21.30	0.22	-			AVANCE			BT	A, B, T 4 1/2	
34	21.30	21.92	0.22	0.28			40	50/7	-	TP	Arena fina limosa con grava y gravillas azulado café claro	
-	21.92	22.30	0.38	-			AVANCE			BT	A, B, T 4 1/2	
35	22.30	22.63	0.33	0.24			13	50/19	-	TP	Arena fina limosa con grava y gravillas azulado café claro	
-	22.63	22.90	0.27	-			AVANCE			BT	A, B, T 4 1/2	
36	22.90	23.22	0.32	0.26			25	50/7	-	TP	Arena fina limosa con grava y gravillas azulado café claro	
-	23.22	23.50	0.28	-			AVANCE			BT	A, B, T 4 1/2	
37	23.50	24.10	0.60	0.48			3	35	15	TP	Arena fina limosa con grava y gravillas azulado café claro	
38	24.10	24.70	0.60	0.47			12	31	14	TP	Arena fina limosa con grava y gravillas azulado café claro	
39	24.70	25.21	0.51	0.25			10	40	50/6	TP	Arena fina limosa con grava y gravillas azulado café claro	
-	25.21	25.30	0.09	-			AVANCE			BT	A, B, T 4 1/2	
40	25.30	25.29	0.09	0.07			50/9	-	-	TP	Arena fina y media con grava limosa café grisáceo.	
NIVEL FREÁTICO (m):				1.73	Nivel en		HPS.		PLOT. MANTEN. CTO:			
OBSERVACIONES GENERALES:				Pérdida total de agua de 14.30m. hasta 25.00m.							PROF. REAL:	
											OPERADOR:	
											SUPERVISOR:	
ACRME (m):											FECHA:	
											FIGURA: 11	



FIGURA No 11 REGISTROS DE CAMPO

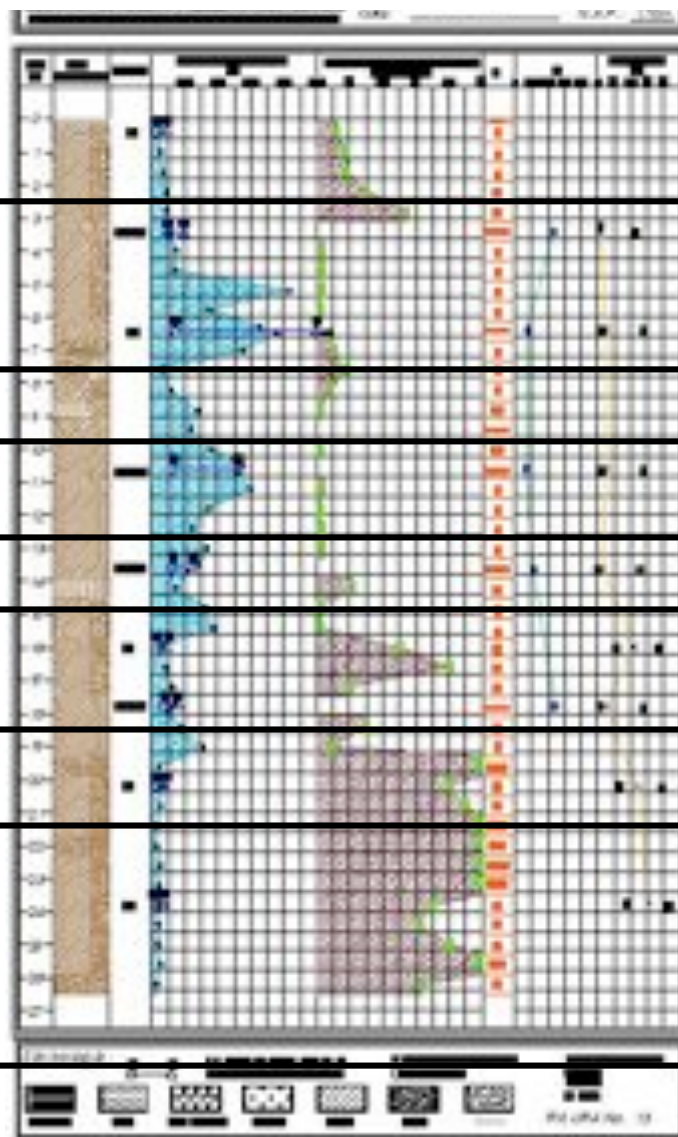
OBRA: CANAL N.º 29		COORDENADAS: X		Y	Z						
LOCALIZACIÓN: COLOMBIA NAPOLES		FECHA DE INICIO: 15/10/2009		HEM.							
FOZO N.º: 1		TERMINACIÓN: 16/10/2009		HEM.							
TIPO DE SONDEO: MIXTO		BOMBA MOVINO 3.4									
MUESTRA N.º	PROFUNDIDAD (m)			RECUPERACIÓN			PERFORACIÓN (PROFUNDIDAD DEL MUELLO EN CM) ALTURA DE CARGA (M) EN CM			TIPO DE MUESTREO	CLASIFICACIÓN Y OBSERVACIONES
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m	%	CRA (SOLERA)	N.º DE GOLPES EN: 15 cm   30 cm   15 cm				
-	25.29	25.90	0.60	-	-	-	AVANCE			B.T.	A. B. T. + 1E
41	25.90	25.55	0.35	0.50	-	-	12	20	60	E.F.	Área fina y media limosa con gravos y gránulos calcáreos
NIVEL PRELIMINAR (m): 1.70      NIVEL REAL: _____      H.P.E.: _____ OBSERVACIONES GENERALES: Pérdida total de agua de 15.30m. hasta 25.00m.      PROF. REAL: _____ OPERADOR: _____      SUPERVISOR: _____      FECHA: _____      FIGURA: 12 ADME (ml): _____											



**FIGURA No 12 REGISTROS DE CAMPO.**

En la figura 13 se presentan en forma gráfica el perfil estratigráfico y los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras del sondeo de tipo mixto realizado en el sitio de interés y considerado para este

estudio, incluyendo los valores del índice de resistencia a la penetración estándar de los depósitos atravesados.



**FIGURA No 13.- PERFIL ESTRATIGRAFICO**

# ENSAYES DE LABORATORIO



**PRUEBA LIMITES DE CONSISTENCIA**



**PRUEBA COMPRESIÓN SIMPLE**



**PRUEBA TRIAXIAL**



**PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN**

#### 4. ENSAYES DE LABORATORIO

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

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



##### 4.1 Muestras alteradas

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

##### **Propiedades Índice**

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

## 4.2 Muestras inalteradas

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



### Propiedades Índice

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



### Propiedades Mecánicas

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

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. (ver figuras Anexo II).

En estratos representativos se hicieron límites de consistencia y/o porcentaje de finos para conocer su granulometría; se obtuvo en ambos casos la densidad de sólidos, los resultados se muestran en las figuras del Anexo II.

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

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

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

Los parámetros de compresibilidad del suelo, se obtuvieron por medio de la prueba de consolidación estándar realizada en el sondeo profundo del sitio de interés.



En las figuras del Anexo II se presentan las curvas de compresibilidad, y los registros de laboratorio de las pruebas de consolidación realizadas.



**FOTO DE LA OBTENCION DE MUESTRAS CUBICAS**



### 4.3 CARACTERISTICAS ESTRATIGRAFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO

De acuerdo a la zonificación geotécnica de la Ciudad de México, el sitio en estudio se localiza en la zona denominada Transición Baja según la regionalización del subsuelo considerada por el Reglamento de Construcciones. Esta zona se caracteriza por una serie arcillosa superior de alta compresibilidad hasta una profundidad máxima del orden de 19 m, con intercalaciones de estratos limo-arenosos de origen aluvial que se redepusieron durante las expresiones del antiguo lago. (Ver figura 14).

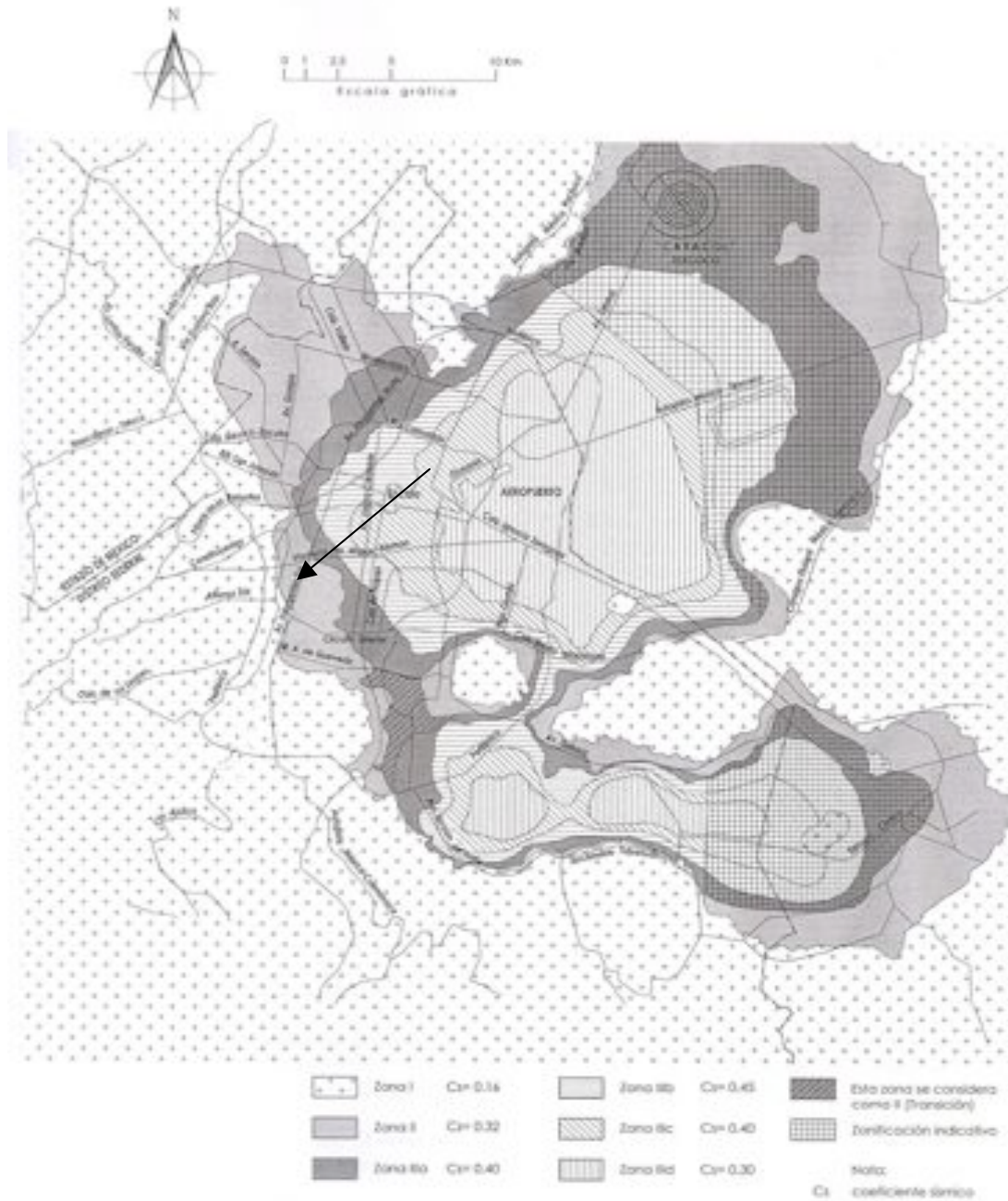


FIGURA 14 ZONIFICACION GEOTECNICA

### 4.3.1 Descripción estratigráfica

Con el objeto de conocer las características estratigráficas y físicas del subsuelo en el sitio de interés, hasta la profundidad en la que son significativos los esfuerzos producidos por las cargas que transmitirá la estructura que se proyecta construir, se realizó un sondeo profundo de tipo mixto denominado SM-1 a 26 m de profundidad, el cual se efectuó mediante la combinación del muestreo alterado obtenido con la herramienta de penetración estándar y el muestreo inalterado realizado mediante el hincado a presión del muestreador tipo Shelby.

Con base en la información del sondeo profundo realizado y del conocimiento que se tiene de la zona se define el siguiente perfil estratigráfico:

<b>PROFUNDIDAD (m)</b>	<b>DESCRIPCION</b>
De 0.0 a 0.80 m	<b>Relleno.-</b> Formado por material desperdicio de construcción y basura empacados en arcilla con arena color café con raíces.
De 0.80 a 4.8 m	<b>Costra superficial.-</b> Compuesta por arcillas de consistencia blanda y limos; la resistencia media a la penetración medida con el cono eléctrico osciló entre 7 y 40 kg/cm <sup>2</sup> y la penetración estándar es variable entre 2 y 15 golpes.
De 4.8 a 16.0 m	<b>Serie arcillosa superior.-</b> Subyaciendo a la costra superficial y hasta la profundidad de 15.0 m, se encuentra la serie arcillosa superior, compuesta por suelos arcillosos y limosos de alta compresibilidad (CH y MH), cuya consistencia varía de suave a dura conforme aumenta su profundidad y se encuentran intercalados con lentes de arena. La resistencia promedio medida con el cono eléctrico en las arcillas es del orden de 6 kg/cm <sup>2</sup> , la resistencia a la penetración estándar varía de 1 a 4 golpes.
De 16.0 a 19.0 m	<b>Arcilla poco limo arenosa.-</b> En este intervalo de profundidad predominan los materiales arcillosos poco limoso con gravillas intercalados con lentes de arena. La resistencia la penetración estándar osciló entre 4 y 40 golpes.
De 19.0 a 26.0 m	<b>Deposito resistente.</b> Arcilla poco limo arenosa.- El material detectado es una arena limosa con gravillas color café de compacidad media a alta. La resistencia la penetración estándar fluctuó entre 31 y más de 50 golpes.

**Nivel Freático.** El nivel de aguas freáticas se encontró a 1.70m de profundidad con respecto al del nivel de banqueta, en la fecha en que se realizó la exploración. Esta posición del agua freática depende de la época del año y de las fugas e infiltraciones que se generan de las colindancias.

**Hundimiento Regional.** De acuerdo con la información de la DGCOH durante el periodo de 1983-1994, se registró en la zona en estudio un hundimiento regional medio anual de 2 cm aproximadamente.

En la figura 15 se muestra la estratificación del subsuelo en el sitio de interés.

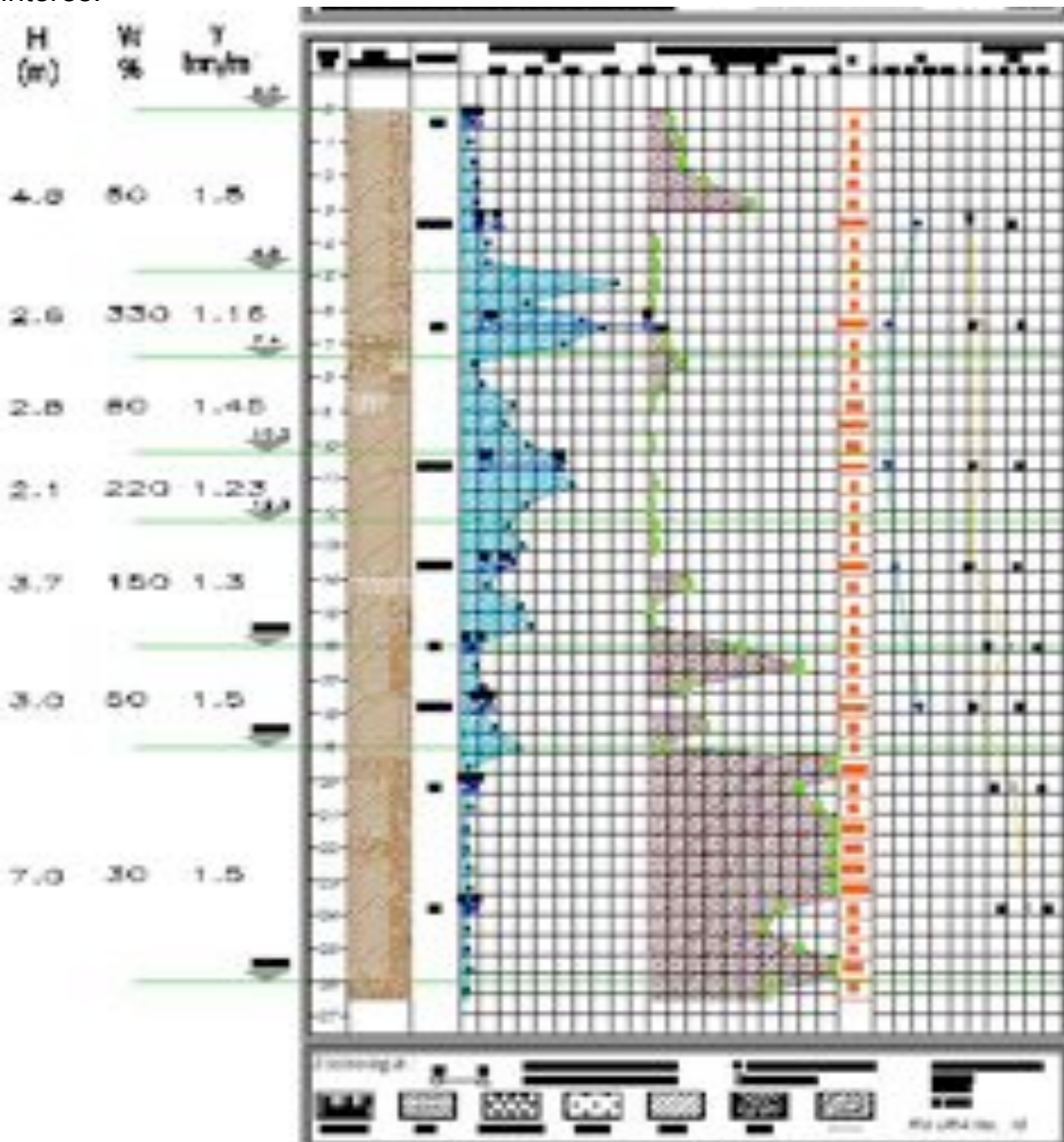
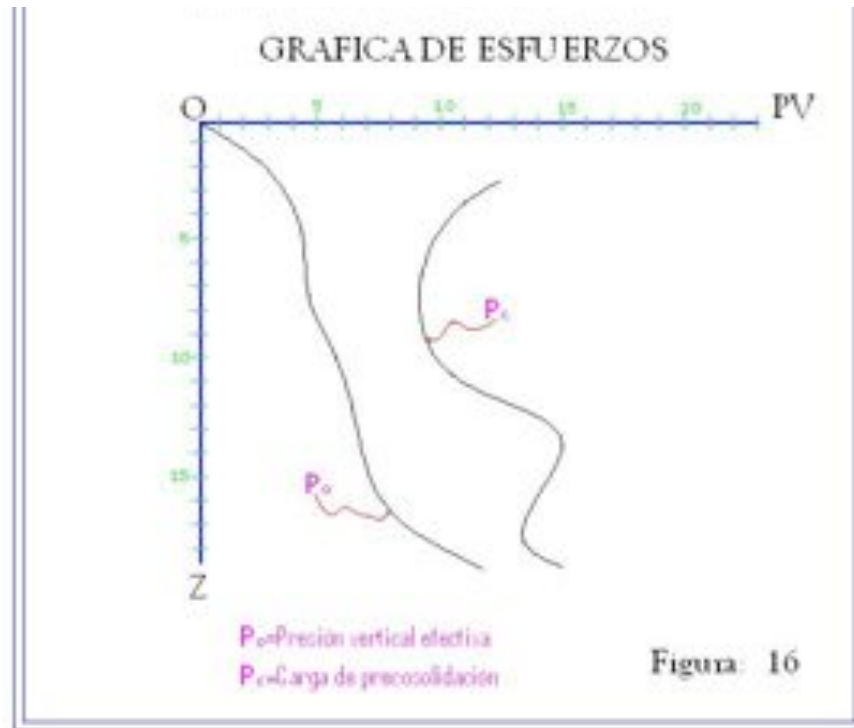


FIGURA No 15 ESTRATIGRAFÍA PARÁMETROS.

La distribución de esfuerzos con respecto a la profundidad se indica en la figura 16, donde se puede observar la diferencia entre las presiones efectivas y la carga de preconsolidación de los depósitos arcillosos profundos.



**FIGURA No 16 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS.**

En esta gráfica se observa que los suelos están preconsolidados del orden de  $4 \text{ ton/m}^2$  a 10 m de profundidad, pero a partir de esta profundidad se decreta y en ocasiones se mantiene la preconsolidación conforme se profundizan los materiales arcillosos.

Considerando las características de rigidez de la cimentación, 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  $3 \text{ kg/cm}^3$ .

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 II denominada de Transición, a la que corresponde un coeficiente sísmico de 0.32 (Ver figura 14).

# ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN



## **5. ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN**

Considerando las características arquitectónicas y estructurales del proyecto, la geometría del predio, y las propiedades estratigráficas y físicas del subsuelo del sitio, en particular la existencia de depósitos arcillosos de alta compresibilidad y baja resistencia, al esfuerzo cortante entre los 3 y 19 m de profundidad, se establece que la alternativa de cimentación podrá resolverse mediante un cajón de cimentación desplantado a 6.5 m de profundidad, considerando que el nivel de piso terminado que se requiere dejar será a -6.2m con respecto al nivel de banqueteta.

En el caso de que el proyecto requiera dos y medio sótanos, la alternativa de cimentación será un cajón desplantado a 8.0m de profundidad, considerando que el nivel de piso terminado del último sótano quedaría a -7.7m.

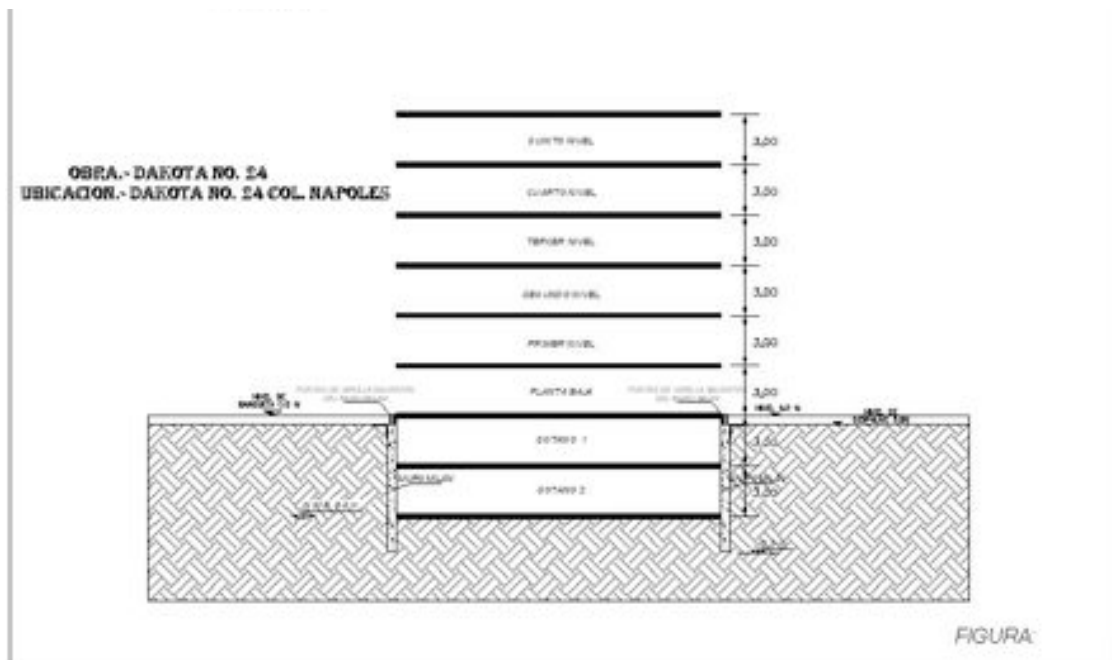
Lo anterior se cumplirá siempre y cuando se elimine la excentricidad que se pueda generar entre el centro geométrico del terreno (por tener una superficie irregular), y el centro de cargas, por que al observar la distribución de los departamentos, se ve que no es totalmente simétrica la carga de la construcción.

Dadas las condiciones de deformabilidad de los depósitos lacustres del subsuelo, y para evitar que la estructura a mediano plazo sufra hundimientos diferenciales que provoquen la pérdida de su verticalidad, es necesario que no se tengan excentricidades entre el centro geométrico del área cubierta por el cajón de cimentación y el centro de cargas de la estructura, de lo contrario habrá que implementar una cimentación mixta combinando el cajón con pilas desplantadas a 21 m de profundidad.

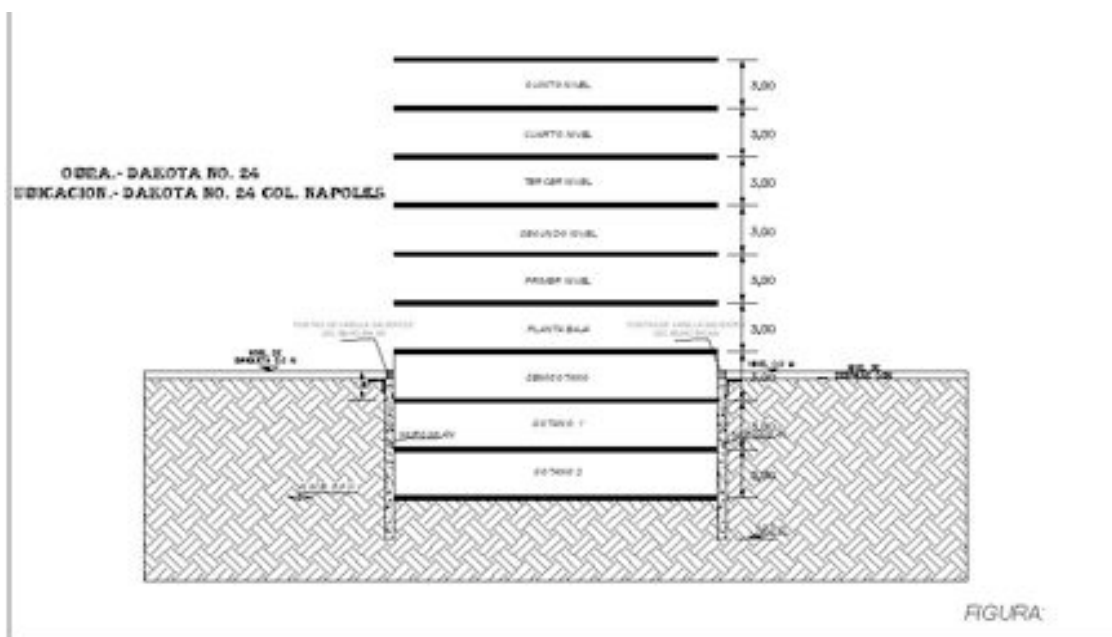
### **5.1 Solución de cimentación**

El proyecto arquitectónico presenta las siguientes características geométricas:

- En el caso de dos sótanos para estacionamiento, donde el sótano 2 quede desplantado a -6.5 m de profundidad respecto al nivel de banqueteta, considerando un espesor de la losa de cimentación de 30 cm y nivel de piso terminado la cota – 6.2 m. (Ver figura 17). Y para la alternativa de dos sótanos y medio el sótano 2 quedaría desplantado a -8.0 m de profundidad respecto al nivel de banqueteta, considerando un espesor de la losa de cimentación de 30 cm y nivel de piso terminado la cota – 7.7 m. (Ver figura 18)
- La relación entre las dimensiones del predio mayor promedio (28.55 m) y menor promedio (16.70m).
- La relación entre la altura del edificio (18 m) y la dimensión menor promedio de la planta del sótano de estacionamiento es 6.5 m.



**FIGURA 17 CORTE ARQUITECTONICO OPCIÓN 1**



**FIGURA 18 CORTE ARQUITECTONICO TIPO OPCÓN 2**

El subsuelo presenta las siguientes características mecánicas e hidráulicas:

- Costra superficial de resistencia y compresibilidad media.
- 19 m de espesor de arcillas blandas de baja resistencia y alta compresibilidad con intercalaciones de algunos lentes duros de alta resistencia

- Nivel de aguas freáticas a 1.7 m de profundidad.
- Asentamientos de 2.0 cm/año por consolidación regional.

***En cualquiera de las alternativas propuestas, debe considerarse la influencia de la concentración de los esfuerzos inducidos en la frontera con los edificios existentes en las colindancias Norte y Sur, y que puede repercutir en el comportamiento del edificio que se proyecta construir, pues de no tomarse en cuenta, se pueden presentar desplomos y asentamientos que afectarían el comportamiento de la estructura de interés a mediano plazo, por tal razón es necesario que el cajón quede totalmente compensado y sin excentricidades.***

#### **5.1.1 \* Cargas estimadas de proyecto, al no contar hasta el momento con las definitivas (considerando dos sótanos, ver figura 17)**

##### **Departamentos**

Número de losas = 8.0

Área de cada losa = 364.38 m<sup>2</sup>

Cargas

CV+CM en condiciones máximas 4928 ton. (condiciones estáticas)

CV+CM en condiciones instantáneas 4682ton. (condiciones dinámicas)

##### **Estacionamientos dos sótanos y planta baja**

Número de losas = 3

Área de cada losa = 492.85 m<sup>2</sup>

Peso de la estructura (media) = 4435 ton

Excavación

Área excavada = 492.85 m<sup>2</sup>

Profundidad de excavación = 6.5m

Peso volumétrico del suelo excavado = 1.5 ton/m<sup>3</sup> (0. y 4.8 m) y 1.16 ton/m<sup>3</sup> (4.8 y 7.4 m)

Peso del suelo excavado = 4521.8 ton

Esfuerzo Total = 12.17 ton/m<sup>2</sup>

Esfuerzo Total con área ampliada = 9.0 ton/m<sup>2</sup>

Esfuerzo Neto = -0.17 ton/m<sup>2</sup>

#### **5.1.2 \* Cargas estimadas de proyecto (considerando dos y medio sótanos, ver figura18)**

##### **Departamentos**

Número de losas = 9.0

Área de cada losa = 364.38 m<sup>2</sup>

Cargas



CV+CM en condiciones máximas 5475 ton. (condiciones estáticas)  
CV+CM en condiciones instantáneas 5202 ton. (condiciones dinámicas)

### **Estacionamientos dos sótanos y planta baja**

Número de losas = 3

Área de cada losa = 492.85 m<sup>2</sup>

Peso de la estructura (media) = 4928 ton

Excavación

Área excavada = 492.85 m<sup>2</sup>

Profundidad de excavación = 8.0m

P. vol. del suelo excavado = 1.5 ton/m<sup>3</sup> (0. y 4.8 m), 1.16 ton/m<sup>3</sup> (4.8 y 7.4 m) y 1.45 ton/m<sup>3</sup> (7.4. y 8 m),

Peso del suelo excavado = 5460 ton

Esfuerzo Total = 13.52 ton/m<sup>2</sup>

Esfuerzo Total con área ampliada = 10 ton/m<sup>2</sup>

Esfuerzo Neto = -1.08 ton/m<sup>2</sup>

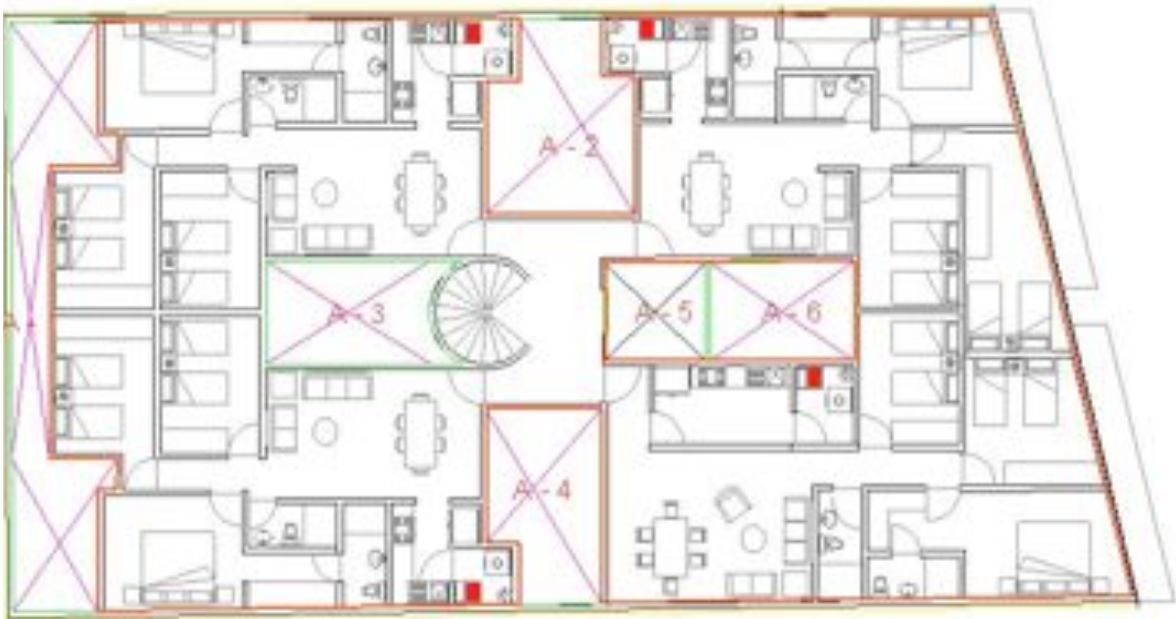
A continuación se presentan los resultados de los análisis efectuados para la alternativa de cimentación propuesta.

***De acuerdo a un estimado se establece que el proyecto tiene una excentricidad en el sentido longitudinal de 0.23m y en el sentido transversal de 0.08m, lo que indica que la estructura presentará desplomos y estará sometida a fuerzas de tensión y compresión, razón por la cual establece que es necesario eliminar dicha excentricidad.***

#### **5.1.3 Para la alternativa de que el edificio analizado requiera dos sótanos:**

El peso de la estructura incluyendo el peso propio de la cimentación para las condiciones de carga permanente mas carga viva media, corresponde a una presión unitaria de 12.17 ton/m<sup>2</sup> para cinco niveles, planta baja y dos sótanos, considerada uniformemente distribuida por la losa de cimentación, la cual tendrá un área ampliada en el sentido longitudinal con respecto al sembrado cubierto por la estructura como se muestra en las figuras 19 y 20, transmitiendo una presión unitaria de 9.0 ton/m<sup>2</sup>.

Considerando que los materiales del subsuelo entre la superficie y 4.8 m de profundidad media tienen un peso volumétrico de 1.5 ton/m<sup>3</sup> y entre 4.8 y 7.4 m de profundidad tienen un peso volumétrico de 1.16 ton/m<sup>3</sup>, y una resistencia al esfuerzo cortante de 2.5 ton/m<sup>2</sup>, la profundidad de desplante establecida por proyecto será a -6.5 m, en esas condiciones la estructura transmitirá una presión de -0.17 ton/m<sup>2</sup>, tomando en cuenta la compensación de 9.17 t/m<sup>2</sup> por el cajón desplantado a -6.5 m estará en condiciones sobrecompensadas, dado que la presión transmitida al subsuelo es menor a la presión que ejercerá el suelo por efecto de la compensación , quedando dentro de lo permisible por el Reglamento.



**FIGURA 19 SEMBRADO DE LA ESTRUCTURA**



**FIGURA 20 SEMBRADO DEL CAJON DE CIMENTACION**

#### 5.1.4 Para la alternativa de que el edificio analizado tenga dos y medio sótanos:

El peso de la estructura incluyendo el peso propio de la cimentación para las condiciones de carga permanente mas carga viva media, corresponde a una presión unitaria de  $13.52 \text{ ton/m}^2$  para cinco niveles, planta baja y dos y medio sótanos, considerada uniformemente distribuida por la losa de cimentación, la cual tendrá un área ampliada en el sentido longitudinal con respecto al sembrado cubierto por la estructura como se muestra en las figuras 19 y 20, transmitiendo una presión unitaria de  $10 \text{ ton/m}^2$ .

Considerando que los materiales del subsuelo entre la superficie y 4.8 m de profundidad media tienen un peso volumétrico de  $1.5 \text{ ton/m}^3$  y entre 4.8 y 7.4 m de profundidad tienen un peso volumétrico de  $1.16 \text{ ton/m}^3$  y de tienen un peso volumétrico de  $1.45 \text{ ton/m}^3$  entre 7.4 y 8 m, y una resistencia al esfuerzo cortante promedio de  $2.5 \text{ ton/m}^2$ , y que la profundidad de desplante establecida por proyecto será a  $-8.0 \text{ m}$ , en esas condiciones la estructura transmitirá una presión de  $-1.08 \text{ ton/m}^2$ , tomando en cuenta la compensación de  $11.08 \text{ t/m}^2$  por la excavación que alojara al cajón desplantado a  $-8.0 \text{ m}$ , estará en condiciones sobrecompensadas, dado que la presión transmitida al subsuelo es menor a la presión que ejercerá el suelo por efecto de la compensación, quedando dentro de lo permisible por el Reglamento.

#### 5.2. Determinación de la capacidad de carga.

La capacidad de carga de los materiales sobre los que se desplantará el cajón de cimentación se determinó considerando que los materiales afectados por la superficie potencial de la falla son suelos cohesivos aplicando la siguiente expresión<sup>1</sup>:

$$Q_a = c N_c F_R + P_v$$

en donde :

$Q_a$  : Capacidad de carga admisible del suelo de apoyo de la cimentación, en  $\text{ton/m}^2$

$c$  : cohesión del material de apoyo, en  $\text{ton/m}^2$ .

$N_c$  : coeficiente de capacidad de carga, adimensional y dado por:

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

en la cual :

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

$B$  : ancho del cimiento, en m.

$L$  : largo del cimiento, en m.

$F_R$  : factor de resistencia, adimensional e igual a 0.70

---

<sup>1</sup>Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, Gaceta Oficial del Departamento del D.F., México D.F. Octubre 2004.

Pv: presión vertical total a la profundidad de desplante de la cimentación.

Los materiales menos favorables que se tendrán al nivel del desplante recomendado corresponden a materiales arcillosos poco limo, de baja resistencia y alta compresibilidad, con un índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 1 y 4 golpes, en general se tiene una cohesión de 2.0 ton/m<sup>2</sup>, un peso volumétrico de 1.5 ton/m<sup>3</sup>, obtenidos de los resultados de las pruebas triaxiales no consolidadas- no drenadas UU y de la compresión axial no confinada realizadas en las muestras inalteradas obtenidas de los tubos shelby, para los materiales de apoyo de la losa de cimentación **se obtuvo la capacidad de carga admisible de 16 ton/m<sup>2</sup>, considerando el empotramiento de 6.5 m de profundidad, y 17.5 ton/m<sup>2</sup>, considerando el empotramiento de 8 m de profundidad**, como se muestra en las fig. 17 y 18.

### 5.3 Dimensionamiento de la cimentación

El peso de la estructura de interés para la condición de cargas permanentes más carga viva máxima de acuerdo a datos estimados, se considero preliminarmente que presenta una **excentricidad entre el centro de cargas y el centro de reacción de la cimentación de 0.23 m en el sentido longitudinal y de 0.08 m en el sentido transversal**.

#### 5.3.1 Las acciones que se consideraron para dos sótanos, planta baja y cinco niveles en los análisis de la cimentación son las siguientes:

- a) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima estimadas, que incluyen el peso de la cimentación 4928 ton. para la estructura de interés. Estas cargas están afectadas por un factor de carga de 1.4 y se consideraran en el análisis límite de falla en condiciones estática.
- b) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea estimadas, que incluyen el peso de la cimentación 4682 ton. para el edificio de interés. La acción accidental más crítica por efecto sísmico corresponderá a un momento sísmico para la estructura analizada. Las cargas están afectadas 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 estimadas, que incluyen el peso de la cimentación 4435 ton están afectadas por un factor de carga de 1.0 y se emplearan en el análisis del estado límite de servicio.

### **5.3.2 Las acciones que se consideraron para dos sótanos y medio, planta baja y cinco niveles en los análisis de la cimentación son las siguientes:**

a) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima estimadas, que incluyen el peso de la cimentación 5475 ton. para la estructura de interés. Estas cargas están afectadas por un factor de carga de 1.4 y se consideraran en el análisis límite de falla en condiciones estática.

b) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea estimadas, que incluyen el peso de la cimentación 5202 ton. para el edificio de interés. La acción accidental más crítica por efecto sísmico corresponderá a un momento sísmico para la estructura analizada. Las cargas están afectadas por un factor de carga de 1.1 y se utilizaran en el análisis límite de falla en condiciones dinámicas.

d) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad media estimadas, que incluyen el peso de la cimentación 4928 ton están afectadas por un factor de carga de 1.0 y se emplearan en el análisis del estado límite de servicio.

**Es importante que las condiciones de carga estimadas y que fueron consideradas de proyectos semejantes sean ratificadas por el ingeniero estructurista, de lo contrario se tendrá que hacer la evaluación necesaria para establecer la necesidad de lastrar al edificio incrementando la secciones de algunos elementos estructurales.**

### **5.4 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 1.4, mediante el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

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

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 1.4

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

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

**para dos sótanos**

$$\frac{Q F_c}{A} = 13.99 \text{ ton/m}^2 < R_{F_R} = 16 \text{ ton/m}^2$$

**para dos sótanos y medio**

$$\frac{Q F_c}{A} = 15.55 \text{ ton/m}^2 < R_{F_R} = 17.5 \text{ ton/m}^2$$

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

### 5.5. Estado límite 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 del Subcomité de Normas y Procedimientos de Construcción del Comité de Reconstrucción del Área Metropolitana, que establece que la cimentación de una estructura será segura ante el estado límite 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 del cajón 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 del cajón de cimentación.
- L: largo del cajón 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:

$$Ms=0.8 (2/3) H_T Wt (Cs/Q)$$

siendo:

- H<sub>T</sub>: Altura total de la estructura, medida a partir del desplante.  
Cs: 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 0.40 g, para estructuras tipo B, afectada por un factor de ductilidad de 4.0, a<sub>o</sub> = 0.40 x 9.81/4 = 0.98 m/seg<sup>2</sup>, siendo "g" la aceleración debida a la gravedad.  
b: mínimo de (d, 1.2 h, 20m)

en la cual:

- d: ancho del área reducido del cajón de cimentación.  
h: profundidad desde el nivel de desplante del cajón de 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.

La desigualdad antes mencionada se satisface de la siguiente manera:

$$628.4 \text{ ton.} < 2928.39 \text{ ton.} \quad \text{Para dos sótanos}$$

$$262.2 \text{ ton.} < 2961.07 \text{ ton.} \quad \text{Para dos y medio sótanos}$$

por lo tanto la cimentación es estable en condiciones dinámicas.

Se determinaron los esfuerzos máximos que en condiciones dinámicas aplicará el cajón 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 del cajón de cimentación.
- Mv: momento de volteo debido a sismo.
- x,y: distancia centroidal del cajón de cimentación a la orilla más alejada.
- Ix, Iy: momento de inercia centroidal del área de apoyo del cajón de cimentación, en el sentido largo y corto.

Se obtuvo un esfuerzo máximo aplicado por el cajón de cimentación bajo condiciones de sismo de 16.5 ton/m<sup>2</sup>, que es menor al esfuerzo correspondiente a la capacidad de carga última del suelo de apoyo, que es de 20 ton/m<sup>2</sup>, por lo tanto no se presentarán deformaciones plásticas permanentes.

## 5.6.- Estado limite de servicio

Como se menciono anteriormente, el tipo de cimentación más adecuado para una estructura depende de factores como su función, las cargas a las que estará sujeta, las condiciones del subsuelo y el costo de la cimentación comparado con el costo de la estructura.

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 debido a que en este caso el cajón esta sobrecompensado, y por consiguiente no habrá asentamientos debidos a la consolidación de los depósitos arcillosos, producidos por un incremento de presión neta transmitida al subsuelo.

### 5.6.1.- Expansiones elásticas

Para la evaluación de las expansiones elásticas máximas que ocurrirán al efectuar la excavación necesaria para alojar a la losa de cimentación, se empleo el criterio de Steinbrenner y los módulos de elasticidad obtenidos de las pruebas triaxiales UU y de las pruebas de compresión simple así como 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:

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

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:

$$H = H_{D1} (E_1, u_1) + ( H_{D2} (E_2, u_2) - H_{D1} (E_2, u_2) ) + \dots + H_{Dn} (E_n, u_n) - H_{Dn-1} (E_n, u_n)$$

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
6.50 - 9.50	850	0.45
9.50 - 12.00	550	0.50
12.00 - 16.00	700	0.45
16.00 - 19.00	1000	0.40

Se obtuvo que excavando toda el área que ocupará la losa de cimentación, para su despalme se tendrán las expansiones máximas esperadas al centro de 13 cm y en la esquina de 6.5 cm, las cuales resultan admisibles.

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

Por lo que se establece que tomando en cuenta las cargas proporcionadas, la construcción de un cajón de cimentación desplantado a 6.5 m de profundidad con respecto al nivel de banquetta y que la presión neta transmitida al suelo de -0.17 ton/m<sup>2</sup> por efecto de la compensación, se obtuvieron valores de los expansiones máximas esperadas a largo plazo, los cuales son admisibles y están dentro de Reglamento

***Por lo que se concluye que debido a la magnitud de la carga que la estructura transmitirá al subsuelo, que considerando la compensación que se tendrá por la excavación que alojara al cajón de cimentación la presión transmitida al subsuelo será menor a la ejercida por el suelo debido a la excavación requerida para alojar al cajón de cimentación. Por lo que no se tendrán asentamientos.***

***Sin embargo muy independiente de que las expansiones esperadas estén dentro de Reglamento, la excentricidad que se estima tiene el proyecto deberá eliminarse en forma total, de lo contrario se tendrán deformaciones diferenciales importantes que traerá como consecuencia desplomos en la estructura, que ocasionaría daños a las colindancias y a la propia estructura.***

### **5.7. Empujes sobre los muros perimetrales de los cajones 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.

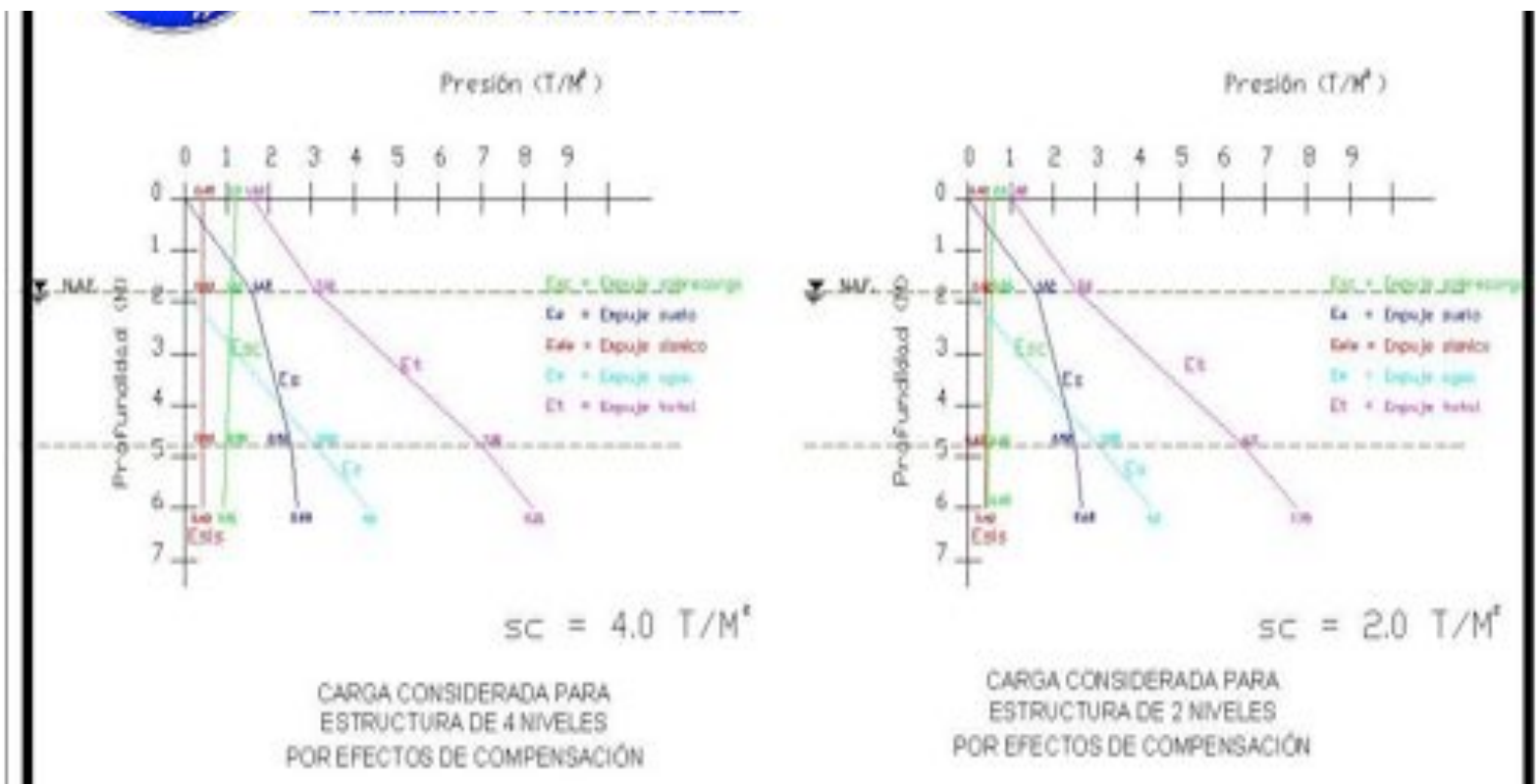
+ La presión hidráulica que ejerce el agua obtenida como el producto de su peso volumétrico por la profundidad, debido a que hasta la máxima profundidad de excavación no existen abatimientos piezométricos.

+ 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 sollicitaciones sísmicas, se determinó una componente horizontal expresada como el producto del peso de la masa de suelo 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 que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros. En la figura 21 se muestran los valores obtenidos en forma gráfica, los que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros perimetrales.

FIGURA No 21 DIAGRAMA DE EMPUJES DE MUROS RIGIDOS.



## 5.8 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 1.4

q: sobrecarga superficial, igual a 2 y 4 ton/m<sup>2</sup>

F'<sub>c</sub>: factor de carga, adimensional e igual a 1.0

c: cohesión del material que subyace a la excavación

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

F<sub>R</sub>: Factor de resistencia, igual a 0.7

Para una excavación a 6.5 m de profundidad, resulta lo siguiente:

$$\begin{aligned} 16.83 \text{ ton/m}^2 &< 11.18 \text{ ton/m}^2 \quad \text{SC} = 4 \text{ ton/m}^2 \\ 12.83 \text{ ton/m}^2 &< 11.18 \text{ ton/m}^2 \quad \text{SC} = 2 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

Para una excavación a 8.0 m de profundidad, resulta lo siguiente:

$$\begin{aligned} 19.51 \text{ ton/m}^2 &< 11.39 \text{ ton/m}^2 \quad \text{SC} = 4 \text{ ton/m}^2 \\ 17.51 \text{ ton/m}^2 &< 11.39 \text{ ton/m}^2 \quad \text{SC} = 2 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

Debido a que la desigualdad no se satisface se puede presentar la falla de fondo de la excavación, por lo que la excavación se realizará en dos etapas y con un sistema de retención resuelto con muro milán.

## 5.9 Estabilidad de Taludes

### *Estabilidad de taludes durante la excavación*

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

$$FS = \frac{N_c C_{int}}{\gamma H + q} \quad \gamma H + q$$

donde:

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

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

donde:

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

H = altura del talud, 6.5 m

q = sobrecarga, 2 y 4 ton/m<sup>2</sup>

$C_{UU}$  = cohesión promedio en condición no drenada, 3.0 ton/m<sup>2</sup>

$(\phi_{UU})$  = ángulo de fricción en condición no drenada, 0°

Por lo tanto la excavación que alojará el cajón de cimentación se podrá efectuar dejando bermas configuradas por una banquetta de 50 cm y taludes 0.8:1.0 (horizontal : vertical).

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

La losa de cimentación soportará la presión de compensación actuante hacia arriba de 9.17 ton/m<sup>2</sup> y uniformemente distribuida en el área de cimentación para la condición de dos sótanos, y de 11.08 ton/m<sup>2</sup> para la condición de dos y medio sótanos.

## PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO



## 6. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

### 6.1 Protección a colindancias

A continuación se indica el procedimiento constructivo de la excavación necesaria para alojar al cajón de cimentación:

La excavación se podrá realizar en dos etapas en toda el área cubierta por el cajón de cimentación del edificio, hasta la profundidad de desplante de 6.5 m a partir del nivel de banqueta para la primera opción y a -8.0 m para segunda opción, iniciando al fondo del predio que será la primera etapa, como se muestra en la figura 22.

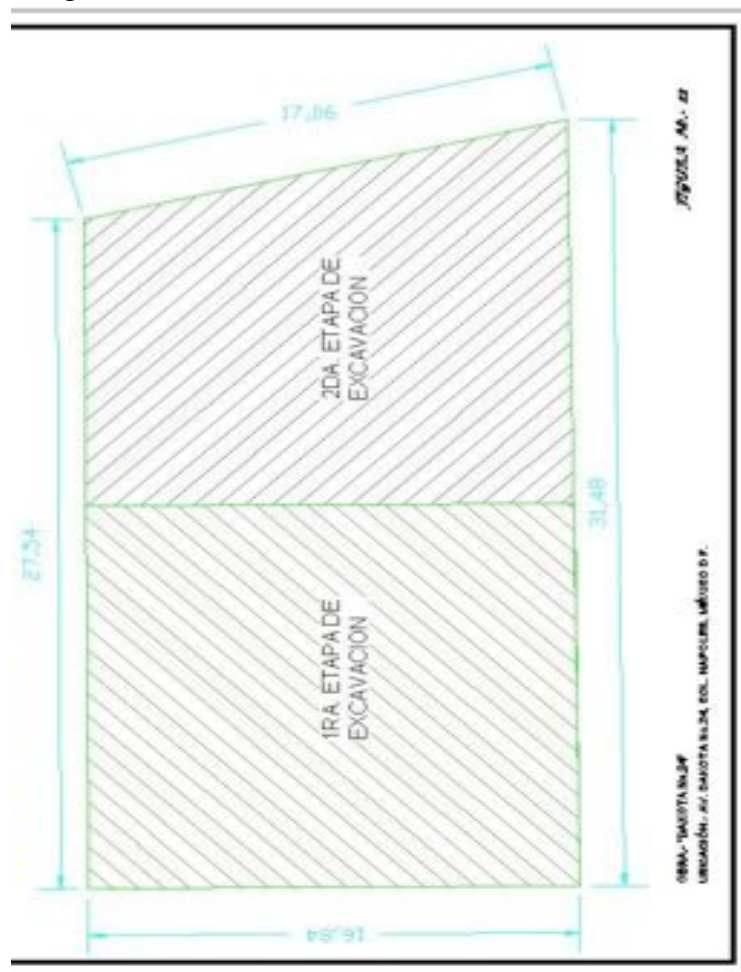


FIGURA No 22 ETAPAS DE EXCAVACIÓN.

Se podrá realizar una excavación previa en todo el terreno de 0.80 m para retirar cimentaciones antiguas y rellenos.

La excavación se realizara dejando una berma perimetral con una banqueta de 50 cm de ancho y taludes de 0.8:1.0 (horizontal: vertical) verificando mediante la topografía el levantamiento de los servicios públicos para no causar ningún percance, (ver fig 23).

El proyecto requiere de uno y medio sótanos para alojar a los estacionamientos que darán servicio al edificio de seis niveles, para lo cual se necesita efectuar una excavación a – 6.5 m de profundidad, como se observa en el proyecto arquitectónico figuras 19 y 20, y la excavación será resuelta mediante Muro Milán el cual contará con 9 m de profundidad para una excavación de 6.5 m y de 10.5 m para una excavación de 8 m de profundidad, como se observa en las figuras 17 y 18.

A continuación se presenta la alternativa que se juzga más adecuada para el procedimiento constructivo general que deberá seguirse para efectuar la excavación que alojará a los sótanos para estacionamiento.

## **6.2 Determinación del procedimiento constructivo para la excavación.**

Con objeto de dar rapidez y seguridad a la excavación que alojará a los sótanos del edificio, resulta necesario que esta se efectúe limitándola mediante el uso de un ademe troquelado. Entre las diferentes alternativas de ademe se escogió un Muro Milán de concreto armado, que se construirá en el perímetro del área de excavación que contempla el proyecto.

El Muro Milán alcanzará una profundidad de 9.0 m para una excavación de 6.5 m y de 10.5 para una profundidad de excavación de 8 m, al tenerlo en el perímetro, funcionará como una pantalla impermeable que impida el flujo del agua hacia la excavación.

El Muro constituido por muros de concreto armado colados in situ tendrá las siguientes funciones:

- a) Contener los cortes verticales como se establecerá en el procedimiento constructivo de la excavación.
- b) Reducir el flujo horizontal de agua hacia las zonas de excavación de los estratos superficiales de mayor permeabilidad.
- c) Reducir el riesgo de falla de fondo por subpresión.

Para la definición detallada del procedimiento de excavación se hicieron los siguientes análisis:

- Estabilidad de taludes considerando falla por traslación.
- Falla de fondo por cortante
- Falla de fondo por subpresión
- Presiones temporales sobre Muro Milán y troqueles
- Presiones a largo plazo sobre muros rígidos
- Revisión de la pata en Muro Milán
- Abatimiento del nivel freático.



### **6.3 Estabilidad de taludes considerando falla por traslación.**

La falla por traslación de una masa de tierra que forma parte un talud, ocurre asociada a estratos débiles donde la resistencia al esfuerzo cortante disminuye en forma importante a la resistencia general. La geometría que deberán tener los taludes para ser estables considerando que se conservarán únicamente durante la construcción (corto plazo), estará gobernada por la longitud de superficie resistente necesaria en cada uno de los estratos que componen el talud para soportar los empujes actuantes debidos a la acción integrada del empuje de tierras activo, el empuje generando por la acción de una sobrecarga de 2.0 y 4.0 ton/m<sup>2</sup> actuando sobre la corona del talud y el empuje de agua.

El empuje activo se calculo aplicando la teoría de Rankine con un valor del coeficiente de presión de tierras de 0.3.

La geometría que deberían adoptar los taludes para satisfacer el factor de seguridad elegido de 1.5, deberá ser tal que la inclinación del talud sea 0.8:1.0 (horizontal: vertical).

### **6.4 Revisión por falla de empotramiento en Muro Milán.**

La falla por empotramiento del Muro Milán se produce cuando la pata del Muro se desliza al vencerse la resistencia del suelo frente a la ataguía. Considerando que al nivel del último troquel colocado a 5.5 m de profundidad en esa etapa de excavación se genera una articulación plástica.

Considerando una resistencia al esfuerzo cortante de 2.5 ton/m<sup>2</sup>, que la punta del Muro Milán quedará a 9.0 m de profundidad con respecto al nivel de banqueta, que la excavación tendrá 6.5 m de profundidad en el perímetro y despreciando el momento flexionante del Muro Milán, se obtuvo un factor de seguridad de 2.43 que es admisible.

### **6.5 Abatimiento del nivel freático.**

Dado que las excavaciones quedarán confinadas por el Muro Milán, el agua freática que se infiltrará hacia ellas será mínima. Para evitar que el agua freática se filtre a través de las juntas entre los módulos del Muro Milán, se inyectará una mezcla de arena fina-bentonita-cemento, introduciendo un tubo hasta la parte inferior del Muro.

El agua que se filtre a la excavación deberá ser controlada mediante bombeo profundo y de achique, este último se efectuará conduciéndola a través de drenes superficiales hacia cárcamos de donde será bombeada al exterior; una vez alcanzada la máxima profundidad de excavación se tenderá una cama de grava de 8 cm de espesor y se mantendrá el bombeo de achique hasta la construcción de la losa de fondo del sótano inferior.

## **6.6 Trabajos previos al procedimiento constructivo**

Para retirar los restos de cimentaciones antiguas se excavará 0.8 m de profundidad mínima toda el área que ocupará la estructura y en algunos casos lo que sea necesario.

*Primeramente se construirá el muro milán y posteriormente el sistema de bombeo*

Una vez excavados los 80 cm se procederá a revisar el estado de las cimentaciones de las construcciones colindantes, pero se recomienda que se deberán rehabilitarse en caso necesario mediante mortero de cemento que garantice el buen comportamiento de la cimentación vecina durante los trabajos por ejecutar. De igual manera se recomienda proteger los muros de las colindancias que lo requieran con un mortero de cemento o bien se puede colocar un concreto lanzado que le de rigidez a los muros colindantes durante el proceso de construcción del Muro Milán.

## **6.7 Secuencia del procedimiento constructivo**

*El Proceso Constructivo que se recomienda deberá realizarse será la siguiente:*

- Colocación de un tapial e instrumentación en todo el perímetro.
- Construcción de un muro Milán perimetral de 40 cm de espesor con sus respectivos brocales.
- Inicio del sistema de bombeo 2 semanas antes de la excavación y construcción de la cimentación profunda.

Terminando de retirar los restos de cimentación de la construcción existente e instalar y operar el sistema de bombeo, se iniciará la excavación para alojar la losa del sótano a cielo abierto y en etapas, mediante taludes perimetrales 0.8:1.0 horizontal a vertical.

Previo a la excavación de la etapa 1, deberá instalarse y operar el sistema de bombeo, así como construir el muro milán, y efectuar un despalme e 0.80 m en toda el área del predio por excavar.

Se procederá a excavar la etapa 1 (figura 23), dejando un talud con berma de 0.5 m de ancho, adyacente a las colindancias.

Se iniciará el recorte de la parte superior de la berma perimetral en anchos alternados de 3 m a cada 6 m, en forma simultáneas y alternadas, para la colocación del primer nivel de troqueles.

Cada puntal se colocará con una precarga mediante un gato operado con

una bomba manual o eléctrica, que se apoyará en otro puntal más corto. El sistema gato-bomba deberá tener un manómetro para medir la magnitud de la presión aplicada.

Una vez colocado el primer nivel de troqueles, se continuará con la excavación de la berma en su parte inferior del modulo atacado, para posteriormente proceder a la colocación del segundo nivel de troqueles.

Habiendo colocado los dos niveles de puntales, se excavará hasta alcanzar la máxima profundidad de proyecto, colando inmediatamente la plantilla y posteriormente la losa de piso del sótano con su respectivo muñón, contra el muro milán

Alcanzado el nivel de desplante de la losa (-6.5 m), se procederá al colado de una plantilla de concreto simple, de 5 cm de espesor, con  $f'c. = 100 \text{ kg/cm}^2$ , y después del fraguado de la misma, se continuará con la excavación de las zanjas para alojar las contratraves, mediante taludes verticales; enseguida se colará la plantilla de concreto simple, de 5 cm de espesor y después del fraguado de la misma, se procederá a efectuar el colado de las contratraves, dejando las preparaciones necesarias para la liga estructural con la losa de piso del sótano, según las indicaciones del proyecto estructural.

Veinticuatro horas después de coladas las contratraves, se procederá a colocar el armado y colado de la losa de piso del sótano, tal como se indica en los planos estructurales correspondientes, dejando las preparaciones necesarias para efectuar la unión estructural con el muro estructural y las columnas.

En el colado de la losa de piso de las diferentes etapas, se dejarán "muertos" de concreto o varillas ahogadas en las mismas, para apoyar los puntales que soportarán al Muro Milán.

Durante el colado de la losa de piso deberá construirse un muñón o segmento de muro estructural, debiendo dejarse ahogada en él una banda PVC, para formar la junta de colado y evitar futuras filtraciones, de acuerdo con el detalle estructural correspondiente. Así mismo, en la construcción de cada etapa deberá realizarse en la losa, la junta de construcción respectiva, según el detalle estructural correspondiente.

Veinticuatro horas después de terminado el colado de la losa de piso, se continuará con el armado, cimbrado y colado del muro estructural, y de las columnas, previamente limpiando y preparando cuidadosamente la junta de colado del segmento de muro, a fin de no permitir futuras filtraciones producto del nivel freático hacia el interior del sótano.

Después de descimbrar el muro estructural, trabes y columnas, se continuará con la construcción de la losa maciza del sótano 2, según el plano estructural correspondiente, dejando las respectivas preparaciones para la liga estructural con las columnas de sótano 1.

Concluido el colado de la losa de piso de la etapa 1, se podrá atacar la excavación de la etapa 2, en forma análoga a lo indicado para la etapa 1, y así sucesivamente se hará con las siguientes etapas, hasta construir la totalidad de la losa del sótano.

Al terminar de construir la losa de azotea del Edificio, se suspenderá el bombeo en cada pozo, procediéndose a cortar y sellar los mismos.

- En el Muro Milán se dejarán una placas ahogadas en los puntos de aplicación de las traves metálicas o bien se colocarán unas preparaciones para colocarlas sobre el muro Milán.
- El acero que constituirá al Muro Milán deberá tendrá un refuerzo especial en el punto de aplicación de los puntales metálicos. Lo anterior es con el objeto de que la zona restante del muro Milán no quede demasiado armado y únicamente se le implemente el acero necesario para soportar los empujes solicitados.
- Cuando se suspenda el sistema de bombeo, se procederá a sellar todos los pozos a la brevedad.
- Se continuará con la construcción de la estructura.

## **6.8 Justificación del sistema de contención seleccionado**

1. Se recomienda el sistema de Muro Milán para tener el número mínimo de juntas.

2. El tablestacado es más económico aprox. en un 12.5% con respecto al Muro Milán, sin embargo el troquelamiento requerido en su momento resultará en un 20% mayor al que requerirá el Muro Milán, por lo que finalmente el Muro Milán resulta igual ó quizá menor al sistema de tablestacado.

3. Para el Muro Milán debe considerarse lo siguiente:

- Construcción de brocales de 20 cm a ambos lados de lo que será el Muro Milán, y que servirá de guía; como especificación es necesario que la profundidad mínima de los brocales sea de 1.20 m.(ver figuras 29)
- Los Muros Milán serán de 40 cm de espesor, con módulos variables entre 6 y 7.5 m (ver figura 28), desplantados a 9.50 m, 24 m y que las barbas de acero en la parte superior sobresalgan del brocal por lo menos 50 cm.
- La almeja de excavación tienen una abertura hasta de 2.50 m, se excavarán las partes extremas del módulo de ataque, y posteriormente la franja central del módulo atacado.

- Conforme se excave se irá vaciando lodo bentonítico con el fin de mantener la estabilidad de las paredes de la excavación.
- El tablestacado requiere mayor tiempo para su construcción, del orden de tres meses y medio, en tanto que en el Muro Milán se requerirán del orden de 8 semanas que equivalen a un poco más de la mitad del tiempo con respecto al primer sistema.
- Inicialmente se recomendó la tablestaca porque resulta complicado encontrar almejas del orden de 40 cm de espesor, pues lo convencional son 60 cm y esto implicaría perder espacio en los sótanos para estacionamiento, sin embargo hay empresas que ya cuentan con este equipo.
- En cuanto a lo anterior el espacio perdido por tablestacado será de 15 cm de guía + 25 cm de tablestacado + 1 cm de holgura + 20 cm de muro de sótano resultando de 61 cm.
- Mientras que el espacio perdido por Muro Milán será de 20 cm de brocal + 40 cm de Muro Milán resultando 60 cm, en este caso el Muro Milán puede eliminar el Muro de acompañamiento, únicamente habrá que considerar que se requerirá picar y aplanar la superficie expuesta del Muro Milán para proporcionarle una apariencia adecuada.
- Las tablestacas tendrán mayor número de juntas (@ 70 cm) y por consiguiente requiere mayor cuidado en el sellado de las mismas, en tanto que en los Muros Milán las juntas serán a cada 6 m y *su tratamiento se efectuará mediante un tubo de diámetro igual al espesor del muro mismo que resulta de 40 cm.*
- En ambos sistemas se tendrán evidentemente pequeñas fugas que se les dará un tratamiento adecuado tomando en cuenta que el NAF se encuentra a 1.7 m con respecto al nivel de la banquetta.

## **MURO MILÁN**

### Ventajas

- Menor vibración provocada por los equipos al subsuelo.
- Requiere menos troquelamiento.
- Se puede excavar hasta -2.0 m, es decir a -0.20 m por debajo del nivel del piso terminado del primer sótano (-1.80), troquelando contra la estructura central.
- Tratamiento de fugas con inyecciones.
- Se recomienda utilizar troqueles metálicos de 12" de diámetro, pero deberá ser ratificado por el estructurista.

## Desventajas

- Se dificulta el anclaje de traveses y losas en sótano y cimentación.
- La apariencia no es perfecta.
- Manejo de lodos bentoníticos.

En el Muro Milán se pueden dejar los armados de traveses y columnas embebidas en el mismo, protegido con poliestireno para posteriormente desdoblarse y traslapar colocando un refuerzo especial en esta zona, para unir con las propias traveses de la estructura a nivel sótano.

### **6.9 Proceso Constructivo del Muro Milán.**

El Muro Milán es un elemento estructural que puede ser colado en sitio o prefabricado, cuya finalidad es la de contener los empujes del terreno y mantener la estabilidad de las construcciones adyacentes, durante los trabajos de excavación de sótanos (en el caso de edificaciones).

El Muro Milán puede funcionar como elemento estructural de contención de taludes, temporal o permanente de la cimentación, cargando las zonas perimetrales de cualquier edificación; además de que sirve de tablestaca con pocas filtraciones (estas son fáciles de controlar) para trabajos de abatimiento del nivel freático.

Construcción del Brocal guía para equipo guiado.

El brocal es una estructura de concreto armado, alojado en una zanja previamente hecha (fig 29), cuya construcción puede ser hecha por maquinaria, siendo recomendable que se haga por medios manuales con el objeto de detectar posibles interferencias e instalaciones municipales como son: cableado de teléfono, energía eléctrica, líneas de gas, drenaje, agua potable, etc.

El objetivo de la construcción del brocal, es proporcionar una guía que garantice la posición y verticalidad correcta del equipo guiado, durante el proceso de excavación de una de las posiciones que requiera el muro milán, además lo anterior sirve para contener el terreno de la parte superficial, ya que durante los movimientos de la maquinaria y camiones, pueden ocurrir derrumbes.

El trazo es de vital importancia en el procedimiento constructivo ya que de este dependerá la correcta ubicación y el número de tableros por construir.

a) Se realizara la excavación de la zanja, para muros milán de espesor de 0.44 m, sus dimensiones son 1.60 m de profundidad por 0.95 m de ancho (ver fig 29), la profundidad puede variar según se requiera.

b) Se procede al armado, cimbrado y colado de las partes que conforman el brocal, siendo estas: el alerón de banqueteta (fijado al pavimento o terreno firme por medio de varillas a buena profundidad que garantice su inmovilidad), el fondo cuyas dimensiones y características se muestran en la fig 29

#### **6.10 Excavación del tablero.**

La excavación se inicia una vez terminada la construcción del brocal y el concreto ha alcanzado su madurez, se debe de contar con una secuencia de trabajo progresiva, ya programada de antemano, los tableros comúnmente se dimensionan con 0.44 m de espesor, longitudes entre 6.0 y 7.5 m, y una profundidad variable de 9.0 y 10.5 m de profundidad, el largo mínimo que puede tener un tablero esta determinado por la apertura de las quijadas de la almeja (2.5 m).

Definido el tablero a construir, se procede a realizar la excavación de las zanjas hasta el nivel de desplante según proyecto, debiendo usar lechada bentonítica para garantizar la estabilidad de las paredes, manteniendo el nivel constante, el cual debe ser menor a 2.0 m por debajo del borde superior de los brocales.

El uso de bentonita en la construcción del muro milán otorga un grado de mayor seguridad y es conveniente procurar su utilización, a continuación se dan una serie de recomendaciones para la excavación:

a) Es necesario señalar la secuencia conveniente de construcción de los tableros, para la fácil identificación, por lo que es necesario usar un plano que incluya la ubicación o despiece de todos los tableros por construir, y asignándoles un número progresivo de ejecución, en el alerón del brocal se marca la numeración de los muros, esta técnica acarrea como beneficio el conservar un orden en el habilitado y armado de las parrillas por su uso secuencial. e identificar a los tableros con posibles fallas en el procedimiento constructivo y, finalmente mantener una correcta secuencia de trabajo.

b) Marcar el brocal las posiciones de la grúa (eje de la máquina) con el objeto de asegurar la extracción total de material, iniciando en los extremos del muro para finalizar en el centro del muro (ver fig 29).

c) Al señalar las posiciones de la draga o grúa, deberá inclinarse en la longitud del muro el ancho correspondiente a las juntas metálicas que se colocan para soportar la banda de PVC (ver fig 29).

d) Colocar la máquina sobre el terreno firme, debiendo quedar sensiblemente horizontal lo más posible, para ayudar a conservar la verticalidad del equipo guiado. Si el terreno no ofrece las condiciones para que el equipo quede a plomo, se procederá a la compensación del desnivel, rellenando la parte que produce el desnivel.

- e) Colocar tapones de madera en los extremos del muro por excavar, sellados con materia local, para evitar la fuga de la lechada bentonítica durante el proceso de excavación y colado del muro.
- f) Checar constantemente el plomo del equipo guiado, para garantizar durante todo el proceso de excavación, que las paredes queden verticales.
- g) Para evitar las deformaciones del equipo es necesario, impedir el golpe brusco de este sobre el terreno, logrando con esto eliminar los desprendimientos del propio terreno.
- h) Mantener una constante vigilancia en el funcionamiento del equipo, para lo cual es necesario revisar mangueras cables y poleas principalmente.
- i) Es recomendable la limpieza de la almeja en cada una de sus salidas de la zanja para aprovechar a su máxima capacidad el volumen de extracción del material.
- j) Con el propósito de garantizar la profundidad de desplante del muro milán, se marcara en el Kelly del equipo, la medida necesaria, haciéndole chequeo constante mediante el uso de una sonda referida al nivel de la superficie del alero.
- k) Una vez terminada la excavación, es recomendable realizar un nuevo sondeo de la excavación terminada mediante el uso mismo de la almeja, ubicada en el nivel de desplante del muro, en cada una de las tres posiciones.
- l) Es recomendable mantener una constante limpieza en el área de trabajo para evitar accidentes.
- m) Para tener un mejor aprovechamiento del equipo, la secuencia de construcción de los tableros se efectuara de manera alternada, es decir, se construirán un tablero y se dejara un tablero intermedio sin construir, se procede a construir el tablero siguiente, así sucesivamente. Los tableros que se dejaron sin construir serán terminados de regreso, quedando intermedios entre muros con el concreto ya resistente.
- n) Es importante evitar trabajos y movimientos innecesarios de la maquinaria y equipo durante los trabajos, es decir procurar respetar en lo posible el plan de trabajo ya programado para evitar daños en los mismos y con esto no generar tiempos perdidos.
- o) En caso de fugas de la lechada bentonítica en la excavación, como consecuencias de grietas en el terreno, presencia de lentes de arena, instalaciones municipales no detectadas, etc, se procede de la siguiente manera:



I.- Si la excavación se encuentran en la primera posición, es conveniente retirar el equipo y rellenar de inmediato con material local, e informar a la supervisión para consultar al proyectista y dar una pronta solución al problema.

II.- Si la excavación se encuentra en segunda o tercera posición, se recomienda acelerar la excavación para de inmediato colar.

### **6.11 Colocación de juntas.**

#### **Sin caídos.**

La estabilización de las paredes de una zanja excavada o excavación, depende de la misma cohesión de los suelos en que se realizan los trabajos, la profundidad de la misma y del empuje hidrostático del fluido que llena dicha perforación, si el lodo espontáneo es suficiente para estabilizar la excavación se prosigue con los trabajos; de no suceder esto y se detecten derrumbes se procederá a la colocación de lechada bentonítica sódicos o cálcicos con menos de 3.5% de arena.

#### **Con caídos.**

El efecto de los caídos durante las perforaciones debe a la presencia de una capa de suelo inestable. Cuando el agregado de agua para producir lodo espontáneo, ni el vaciado de lodo bentonítico es suficiente, para detener los derrumbes, se utilizan productos estabilizantes alternativos; como es el caso de la bájita que aumenta la densidad del lodo (lodo pesado) y logra estabilizar la perforación; existen otros productos como: el gel a base de polímeros mezclas de aceites con polímeros o arcillas atapulgitas (se usa en aguas de alta concentración salina).

Es necesario tener en cuenta el análisis de las fuerzas que actúan durante la construcción, así como el correcto uso de un coeficiente de seguridad, esto para tener una idea más clara del tipo de terreno que se va a trabajar.

#### ***Factores de seguridad en función de la profundidad.***

Profundidad de la excavación (m)	Factor de seguridad	
	con agua	con lodo
2	5.3	5.41
4	2.98	3.06
6	2.17	2.31
8	1.88	2
10	1.63	1.75
12	1.59	1.72

Esta tabla es aplicable en la ciudad de México y con arcillas que tengan una cohesión por lo menos de 3 ton/m<sup>2</sup> o más.

## 6.12 Colocación de juntas y armado.

*Maniobra del lanzado de juntas.* Una vez alcanzado el nivel de desplante según proyecto, se procede a colocar en los extremos de la perforación abierta, las juntas de colado, las cuales son elementos metálicos huecos de forma trapezoidal, abiertos en su parte baja (para facilitar su colocación y evitar que floten), en cuya cara frontal lleve una ranura donde se aloja una banda de P.V.C, que quedara ahogada en el muro colado (Ver figuras 29). La punta inferior debe de quedar clavada en el fondo de la perforación, por lo que debe tener la forma tipo “espada”, para evitar movimientos durante las maniobras del lanzado del armado y hacer que la junta de P.V.C. se caiga o mueva de lugar.

Estas juntas funcionan como cimbra tapón para contener el concreto del muro que se va a colar y darle la forma machihembrada al muro, que a su vez protege la banda P.V.C. en la excavación del muro complementario. Cabe mencionar que entre dos muros colados con estas juntas se construye un muro complementario, pero ya sin estas, debido a que las paredes de los muros ya existentes funcionan como cimbra y como la banda de PVC fijada. El motivo de poner bandas PVC es sellar las juntas frías que se generan entre los muros durante su construcción, y para su colocación se utilizan grúas de pluma rígida o telescópica comúnmente llamadas máquinas nodrizas. A continuación se dan una serie de recomendaciones para este trabajo:

- 1) Es necesario verificar la verticalidad de las juntas al ser introducidas, éstas siempre deben de estar a plomo.
- 2) La cara de la junta que quede en contacto con el concreto, debe de aplicársele una película de grasa para chasis o cualquier desmóldante de marca, para evitar la adherencia innecesaria con el concreto y de esta manera facilitar la su extracción.
- 3) La banda de PVC debe de quedar completamente fijada en la ranura de la junta, esto se logra retacando el espacio anular entre la ranura y la banda, con estopa alquitranada que es completamente antiadherente y a su vez evita el paso de la lechada del concreto a la ranura.
- 4) La banda de PVC nunca debe de ser perforada para su sujetación o cualquier otro motivo, dado que si esto se hace no se cumpliría la finalidad que tiene dicha junta, que es evitar el paso del agua freática a través de la junta constructiva que se crea por la construcción de los muros de manera independiente.
- 5) Al retirar las juntas es menester la limpieza de estas y de todo el equipo utilizado. Con esto se prolonga su vida útil y buena conservación.

### **6.13 Colocación del armado.**

Maniobra del lanzado del armado, estando las juntas en su posición correcta (en caso de muros que lleven), se procederá a la colocación del acero de refuerzo o parrilla de refuerzo como se le conoce, ésta maniobra también la realiza una grúa nodriza, a continuación se dan una serie de recomendaciones para los trabajos del lanzado del armado:

a) Se debe programar con detalle, la secuencia de construcción de los tableros, y por consiguiente el armado de las parrillas correspondientes. El armado de las parrillas siempre debe de estar adelantado respecto a la excavación y no tener tiempos muertos por esto.

b) Debido a que el armado de la parrilla de acero no es simétrico en ambas caras, es necesario al finalizar el armado, identificar perfectamente ambas caras para su correcta colocación.

c) Es necesario realizar una constante revisión de soldadura, en tensores y orejas de izaje. Es necesario contar con soldadores calificados para este importante trabajo.

d) Es elemental contar con el número suficiente de estrobos con la medida adecuada, balancín de izaje para el armado no sufra deformaciones indeseadas o ruptura de la soldadura durante el levante y lanzado (figura 29)

e) Es importante fijar correctamente la parrilla de armado, ya que esta no debe quedar asentada en el fondo, es decir debe de quedar suspendida en el nivel correcto, con esto se evita que descanse en el fondo o que flote el armado durante el colado, deberá anclarse al brocal colocando barras transversales apoyadas en orejas de acero previamente coladas en el brocal que impidan los movimientos ya mencionados (ver fig 29)

f) Es requisito la colocación de roles de concreto en la distribución correcta y el número exacto (en ambas caras y fijados con pedacearía de varilla), para un buen desplazamiento de la parrilla a lo largo de la excavación, estos también sirven de separadores, evitando que el acero quede sin recubrimiento de concreto y sea atacado por los agentes corrosivos de las sales minerales presentes en el agua freática, para que los roles funcionen las paredes de la excavación deben ser suficientemente resistentes, para que los roles giren sin hundirse (ver fig 29) para garantizar el centrado correcto se pueden utilizar roles mas grandes o en su caso utilizar centradores de P.T.R , que serán retirados una vez terminado el colado o antes de ser posible (fig 29).

g) Durante el anclaje de las parrillas, es necesario etiquetarlas para no perder la programación establecida y su secuencia de uso, es frecuente utilizar un armado en una perforación que no le correspondía, siendo el armado mas chico que esta y generando el problema de tener un armado grande de sobra.

## 6.14 Colado del elemento.

Una vez que la parrilla ha sido colocada, centrada y nivelada en su posición correcta, se procede al colado (figura 29) este se realiza por el método Tremie descrito en la construcción de pilas y para no ser reiterativos, solo se dará una secuencia resumida de dicho procedimiento y las recomendaciones:

a) Colado con tubo tremie. Siempre el colado de los muros milán se realiza por el método tremie, debido a que se realizan bajo lechada bentonítica, siendo los siguientes puntos a cuidar:

- 1.- El diámetro de la tubería debe ser entre 20 y 30 cm (8 y 12 pulgadas).
- 2.- La longitud de los tramos de tubería será de 3 metros como máximo.
- 3.- La tubería debe ser lisa por dentro y por fuera, para que el concreto fluya libremente y evitar atoramientos en el armado.
- 4.- Las uniones entre los tramos deben ser herméticas, es decir no se permitirá que la lechada bentonítica penetre a través de ellas.
- 5.- Las cuerdas de cada tramo de tubería deben de estar en perfecto estado para facilitar las maniobras de acoplado y desacoplado, son recomendables las cuerdas de listón o trapecoidales.
- 6.- Debe emplearse dos líneas de colado para cada tablero de muro milán, cuya longitud sea, tal que el extremo inferior quede a una distancia no mayor de 30 cm del fondo de la zanja.
- 7.- Antes de iniciar el colado se colocara un tapón deslizante (diablo) dentro de cada línea de colado que puede ser una pelota de vinil, o de poliestireno, que impida la contaminación del concreto con la lechada bentonítica al inicio del colado (ver fig 29).
- 8.- El extremo inferior de las líneas de colado permanecerán ahogadas en el concreto cuando menos 1.50 m (5 0 6 diámetros, dependiendo del que se use).
- 9.- El concreto debe tener agregado máximo de 19 mm (3/4") y un revenimiento de  $18 \pm 2$  cm.
- 10.- El colado deberá de realizarse de manera continua evitando lapsos de espera prolongada que provoque taponamientos en la tubería por el fraguado inicial del concreto.

## **6.15 Recomendaciones para el colado.**

1.- Siempre se debe de contar con suficientes balones de látex o diablos de reserva y para colados nocturnos, de no contar con esto se puede artificial una bola de papel (costales de cemento o bentonita que es muy resistente).

2.- En medida que el concreto es vaciado el nivel de éste en la excavación aumenta y esto provoca que el concreto se desplace con dificultad, por lo que es necesario recortar tubería, esto debe de realizarse con las debidas precauciones y teniendo cuidado de no sacar la parte inferior de la tubería del concreto ya que esto provocaría que el concreto se contamine.

3.- Si teniendo la longitud de tubería mínima y el concreto no fluye, es necesario provocar una serie de movimientos repetidos y verticales de arriba hacia abajo o “chaqueteo”, este se realiza por medio de la maquina nodriza, pero también puede ser efectuando por un malacate (fig 29), esta maniobra evita también que la tubería quede atrapada en el concreto.

4.- El vaciado del concreto debe de realizarse de manera alterna y pausada, entre las dos líneas de colado, para mantener una distribución uniforme del concreto y evitar taponamientos durante el colado.

5.- Es necesario contar con una bomba de lodos activa durante el colado, ya que al ser depositado el concreto éste desplaza al agua o lodo hacia fuera de la zanja por arriba del brocal regándose y provocando incomodidades durante los trabajos.

6.- Es necesario llevar un control del colado, midiendo en forma permanente la variación del nivel de la superficie del concreto a lo largo del tablero y anotarlo en un registro apropiado, esto permite asegurar un llenado homogéneo a los niveles de proyecto y a su vez el retiro oportuno de los tramos de tubería.

7.- Para verificar los niveles de excavación y vaciado de concreto en un muro, es conveniente usar sondas con “buzo”, esto es un alambre con un trozo de placa en el extremo que sirve de lastre.

8.- Al término del colado es necesario mover las juntas de colado, esto puede hacerse ya iniciado el primer fraguado (fraguado inicial) en el lapso de la primera hora. Se recomienda obtener testigos del concreto vaciado para saber cuando el concreto empieza a fraguar y efectuar los movimientos de despegue de las juntas metálicas, es importante contar con varios pares de juntas, por si se da el caso que algunas se queden pegadas y su recuperación tenga que realizarse tiempo después, cuando se realice la excavación del tablero intermedio (el que no requiere de juntas metálicas).

## **6.16 Bombeo profundo para el procedimiento constructivo de la excavación**

- La excavación total del proyecto se deberá efectuar en etapas (ver figuras 23 y 24), hasta alcanzar el nivel de máxima excavación de proyecto.
- El bombeo se efectuará en forma permanente y únicamente se suspenderá cuando la estructura llegue por lo menos a la construcción de la losa del semisótano y que la losa de fondo tenga la capacidad de soportar una presión hidrostática de  $10.5 \text{ ton/m}^2$ .
- Se debe llevar un riguroso control de nivelaciones para vigilar el comportamiento de la excavación y sus colindancias y en su momento tomar las medidas correctivas necesarias, como se indica en el capítulo 7, del estudio de Mecánica de Suelos.

La cimentación deberá ser monolítica, muy independiente que la estructura a nivel cota cero hacia arriba tenga una junta constructiva.

## **6.17 Sistema de bombeo**

A continuación se indica el procedimiento del sistema de bombeo a realizar antes de efectuar el cualquier movimiento de tierras, necesario para alojar a la cimentación en las mejores condiciones tanto de seguridad como el de trabajar en seco, ya que el nivel freático se encuentra a la profundidad de  $-1.70 \text{ m}$ .

La primera etapa consistirá en la colocación de un sistema de bombeo profundo constituido por bombas con electroniveles y sumergibles que se colocarán y empezarán a operar dos semanas previo a la excavación.

Como se menciona previo a la excavación se deberá implementar un sistema de bombeo profundo con la ubicación y distribución dentro del predio que se indican en la figura 25. La succión del agua freática empezará a trabajar dos semanas antes de iniciar la excavación con las siguientes especificaciones:

El nivel de desplante de la losa de fondo estará a  $-6.5 \text{ m}$  para el último sótano y  $-8.0 \text{ m}$  para la segunda alternativa, considerando que la losa de fondo tenga un espesor medio de  $30 \text{ cm}$  y el nivel de aguas freáticas está a  $1.7 \text{ m}$ , lo cual genera un tirante de agua de  $4.8$  y  $6.3 \text{ m}$  respectivamente.

La forma más económica de controlar la estanqueidad de la excavación con este tirante de agua es por medio de abatimiento del nivel freático con un sistema de bombeo profundo que abata el agua que se encuentre atrapada dentro de la pantalla que configura el Muro Milán. El sistema de bombeo recomendado es empleando pozos de bombeo a base de bombas de pozo profundo con electroniveles.

La instalación del sistema de bombeo para el área excavada estará conformado por 9 pozos (1 pozo/60 m<sup>2</sup>) a 15 m de profundidad (1.0 m por debajo del lente permeable que se localiza 14 m de profundidad) respecto al nivel de banqueta su ubicación será en toda el área evitando se intersecte con algún elemento estructural. La extracción de agua será mediante bombas de pozo profundo con electroniveles y la instalación será conforme a los siguientes lineamientos.

Con el objeto de trabajar en seco y controlar las expansiones durante la excavación y en el proceso de construcción de la cimentación, es necesario abatir el nivel freático, hasta una profundidad de 7.5m, en la periferia y de 8.50 m en los pozos centrales, lo anterior es obligado dado que el proyecto requiere una excavación mayor en la zona donde se alojará a la cisterna. El nivel dinámico del agua en los pozos perimetrales se mantendrá a un metro mínimo por debajo del nivel de máxima excavación.

En caso de no efectuarse se tendrá como consecuencia complicaciones en el proceso constructivo y el excedente de bombeo trae como resultado posibles asentamientos en la periferia, por lo que será necesario cuidar este aspecto con las recomendaciones establecidas a continuación y efectuar un abatimiento con un sistema de bombeo profundo, pues a mayor profundidad dentro del nivel freático mayor presión se genera en el fondo de la excavación.

- Los pozos serán de 12" de diámetro, perforados con broca ahuer o de aletas, no se utilizaran lodos bentoníticos con eyectores y bomba de electroniveles que permitan abatir el agua durante el trabajo de excavación, la disposición se muestra en la figura 29.

- Los pozos estarán constituidos por un ademe con tubo de PVC de 6" de diámetro ranurado en toda su longitud, excepto en los 2.50 m superiores, se deberá forrar el tubo con una malla tipo gallinero y sostenido por una armadura formada por 3 ángulos de ¾ por 1/8. Posteriormente se colocará un filtro a base de grava fina de 3/8" (confitillo) de tamaño máximo que ocupe el área que se tengas entre la pared de la perforación y el ademe. (Ver figura 27)

- Finalmente se colocará el sistema de bombeo. Es necesario que el sistema de bombeo se inicie por lo menos dos semanas antes de la excavación y podrá ser simultaneo a la construcción de las pilas para poder perforar en seco y se suspenderá cuando al menos se tenga una sobrecarga de 4.5 ton/m<sup>2</sup> o que se tenga la losa del semisótano como elemento estructural suficiente para contener la presión hidrostática que se generará sobre la misma al momento de suspender el bombeo.

- Se estima un total de 9 pozos (ver figura 25) y posiblemente se requieran bombeo de achique de acuerdo al comportamiento de la excavación y al periodo de lluvias que se tenga.

- Se colocaran cuatro líneas de ocho pozos a lo largo del terreno, para el sistema de ataguía seleccionado muro milán.

- Estos pozos se irán recortando conforme se efectuó la perforación.
- Los electroniveles se manejarán en la zona lateral a  $-7.5$  m y en la central a  $-8.5$  m para una excavación de  $-6.5$  m.

## **6.18 Instrumentación**

### **a) 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 del edificio. 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.

### **b) 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 banqueteta. 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.

***c) Mediciones de plomos***

Dadas las características de los edificios de 4 y 7 niveles, se recomienda efectuar mediciones de plomos, para conocer las componentes de inclinación, tanto en la dirección sur-norte, como en el oriente-poniente.

Se deberá tomar una lectura antes de iniciar el bombeo y la excavación; posteriormente, se hará una lectura mensual, hasta la suspensión del bombeo.

**CONCLUSIONES**  
**Y**  
**RECOMENDACIONES**

## 7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se solicitó la realización de un Estudio de Mecánica de Suelos, en el predio ubicado en la calle de Dakota No. 24, Colonia Nápoles, Delegación Benito Juárez, México D.F.

El predio de interés tiene forma rectangular con un área de 493 m<sup>2</sup> aproximadamente, como se muestra en la figura 2. La superficie del terreno es horizontal, el predio se encuentra actualmente baldío, y en la fecha de la exploración se detectó la existencia de dos construcciones de uno y dos niveles.

El proyecto arquitectónico contempla la construcción de un edificio de tipo habitacional, constituido por dos sótanos destinados para estacionamiento, planta baja y cinco niveles superiores para departamentos.

Como ya se mencionó el edificio estará constituido por cinco niveles superiores, una planta baja con nivel de piso terminado a +0.0 m la cual coincide con el nivel actual de banquetas, y dos sótanos con nivel de piso terminado en la cota - 6.2 m por debajo del nivel de banquetas, éstos últimos cubrirán toda la superficie del terreno; se tiene la probabilidad de tener dos y medio sótanos, para el cual se tendría que efectuar una excavación a 8 m de profundidad.

El edificio estará estructurado mediante columnas, trabes y losas de concreto armado, y de acuerdo a la carga estimada que transmitirá la estructura al subsuelo, que será de 9 ton/m<sup>2</sup> que incluye el peso de la cimentación, para lo cual era necesario conocer las condiciones reales del subsuelo y definir el comportamiento que tendrá la estructura bajo las solicitaciones proyectadas.

En las figuras 3 y 3a se muestran dos plantas arquitectónicas de los sótanos y en la figura 3b se presenta una planta tipo del edificio, así como en las figuras 4a y 4b se muestran dos cortes esquemáticos de las condiciones analizadas para el presente estudio.

El sitio de interés se encuentra ubicado en la calle Dakota #24 Col. Nápoles, y colinda con diferentes edificaciones; a continuación se describen las características observadas de las mismas durante los trabajos de exploración realizados. En la figura 5 se presenta un plano donde se muestran las colindancias del predio.

Al Norte colinda con un edificio constituido por planta baja y tres niveles superiores, el cual de acuerdo a la exploración realizada se observó que se

encuentra desplantado sobre un cajón de cimentación a una profundidad aprox. de 2.4 m, pero no se pudo determinar con exactitud al realizar el pozo a cielo abierto PCA- 2, debido a la presencia de agua, sin embargo la excavación del pozo se apreció el muro de concreto existente bajo la edificación.

Al Sur colinda con un edificio departamental el cual consta de planta baja y seis niveles, en el pozo número 1 realizado en esta colindancia se profundizó hasta 2m, no se excavo más el pozo, ya que al 1.80m se encontró el nivel freático, la cimentación de este edificio es un cajón de cimentación, ya que de igual forma se descubrió hasta en nivel que permitía el agua acumulada que fueron los 2m, la cimentación que se apreció fue un muro de ladrillo rojo el cual aún se profundizaba más.

Al Oriente el predio colinda con una casa habitación de dos niveles, en esta colindancia se pudo apreciar que cuenta con una cimentación de mampostería, desplantada aproximadamente 1m por debajo del nivel de piso existente en el predio de estudio.

Al Poniente que es la parte frontal del predio, se tiene la calle de Dakota, teniendo una banquetta de 2m aproximadamente de ancho, enseguida inicia el arroyo vehicular que consta de un carril lateral a los lados de la calle y dos centrales de circulación, cruzando la calle hay un edificio que consta de planta baja y siete niveles.

En el Anexo I se presenta un reporte fotográfico de los trabajos realizados.

La investigación de los depósitos superficiales del subsuelo, como ya se mencionó se realizó mediante la excavación de tres pozos a cielo abierto a profundidades variables entre 2.0 y 2.5 m; en los que se inspeccionaron las paredes de los pozos determinando su estratigrafía mediante la clasificación de los materiales con técnicas de campo.

Los perfiles estratigráficos de los pozos a cielo abierto excavados y los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras cúbicas obtenidas de los mismos, se presentan en las figuras 7 a 9.

En este caso se requirió efectuar en el sitio de Interés un sondeo profundo de tipo Mixto denominado SM-1 y determinar la estratigrafía del subsuelo en forma completa, obteniendo datos más confiables, que serán de gran ayuda en el cálculo de los asentamientos y de la capacidad de carga. El sondeo profundo se efectuó a 25 m de profundidad.

En las figuras 10 a 12 se presentan los registros de campo del sondeo realizado.

En la figura 13 se presentan en forma gráfica el perfil estratigráfico y los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras del sondeo de tipo mixto realizado en el sitio de interés y considerado para este

estudio, incluyendo los valores del índice de resistencia a la penetración estándar de los depósitos atravesados.

En las figuras del Anexo II se presentan las pruebas de laboratorio realizadas en las muestras obtenidas.

De acuerdo a la zonificación geotécnica de la Ciudad de México, el sitio en estudio se localiza en la zona denominada Transición Baja según la regionalización del subsuelo considerada por el Reglamento de Construcciones. Esta zona se caracteriza por una serie arcillosa superior de alta compresibilidad hasta una profundidad máxima del orden de 19 m, con intercalaciones de estratos limo-arenosos de origen aluvial que se redepositaron durante las expresiones del antiguo lago.

El nivel de aguas freáticas se encontró a 1.70m de profundidad con respecto al del nivel de banquetta, en la fecha en que se realizó la exploración. Esta posición del agua freática depende de la época del año y de las fugas e infiltraciones que se generan de las colindancias.

De acuerdo con la información de la DGCOH durante el periodo de 1983-1994, se registró en la zona en estudio un hundimiento regional medio anual de 2 cm aproximadamente.

En la figura 15 se muestra la estratificación del subsuelo en el sitio de interés.

La distribución de esfuerzos con respecto a la profundidad se indica en la figura 16, donde se puede observar la diferencia entre las presiones efectivas y la carga de preconsolidación de los depósitos arcillosos profundos.

En esta gráfica se observa que los suelos están preconsolidados del orden de 4 ton/m<sup>2</sup> a 10 m de profundidad, pero a partir de esta profundidad se decrecienta y en ocasiones se mantiene la preconsolidación conforme se profundizan los materiales arcillosos.

Considerando las características de rigidez de la cimentación, 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 3 kg/cm<sup>3</sup>.

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 II denominada de Transición, a la que corresponde un coeficiente sísmico de 0.32 (Ver figura 14).

Considerando las características arquitectónicas y estructurales del proyecto, la geometría del predio, y las propiedades estratigráficas y físicas del subsuelo del sitio, en particular la existencia de depósitos arcillosos de alta compresibilidad y baja resistencia, al esfuerzo cortante entre los 3 y 19 m de profundidad, se establece que la alternativa de cimentación podrá resolverse

mediante un cajón de cimentación desplantado a 6.5 m de profundidad, considerando que el nivel de piso terminado que se requiere dejar será a -6.2m con respecto al nivel de banqueteta.

En el caso de que el proyecto requiera dos y medio sótanos, la alternativa de cimentación será un cajón desplantado a 8.0m de profundidad, considerando que el nivel de piso terminado del último sótano quedaría a -7.7m.

Lo anterior se cumplirá siempre y cuando se elimine la excentricidad que se pueda generar entre el centro geométrico del terreno (por tener una superficie irregular), y el centro de cargas, por que al observar la distribución de los departamentos, se ve que no es totalmente simétrica la carga de la construcción.

Dadas las condiciones de deformabilidad de los depósitos lacustres del subsuelo, y para evitar que la estructura a mediano plazo sufra hundimientos diferenciales que provoquen la pérdida de su verticalidad, es necesario que no se tengan excentricidades entre el centro geométrico del área cubierta por el cajón de cimentación y el centro de cargas de la estructura, de lo contrario habrá que implementar una cimentación mixta combinando el cajón con pilas desplantadas a 21 m de profundidad.

El proyecto arquitectónico presenta las siguientes características geométricas:

- En el caso de dos sótanos para estacionamiento, donde el sótano 2 quede desplantado a -6.5 m de profundidad respecto al nivel de banqueteta, considerando un espesor de la losa de cimentación de 30 cm y nivel de piso terminado la cota – 6.2 m. (Ver figura 17). Y para la alternativa de dos sótanos y medio el sótano 2 quedaría desplantado a -8.0 m de profundidad respecto al nivel de banqueteta, considerando un espesor de la losa de cimentación de 30 cm y nivel de piso terminado la cota – 7.7 m. (Ver figura 18)
- La relación entre las dimensiones del predio mayor promedio (28.55 m) y menor promedio (16.70m).
- La relación entre la altura del edificio (18 m) y la dimensión menor promedio de la planta del sótano de estacionamiento es 6.5 m.

El subsuelo presenta las siguientes características mecánicas e hidráulicas:

- Costra superficial de resistencia y compresibilidad media.
- 19 m de espesor de arcillas blandas de baja resistencia y alta compresibilidad con intercalaciones de algunos lentes duros de alta resistencia
- Nivel de aguas freáticas a 1.7 m de profundidad.
- Asentamientos de 2.0 cm/año por consolidación regional.

*En cualquiera de las alternativas propuestas, debe considerarse la influencia de la concentración de los esfuerzos inducidos en la frontera con los edificios existentes en las colindancias Norte y Sur, y que puede repercutir en el comportamiento del edificio que se proyecta construir, pues de no tomarse en cuenta, se pueden presentar desplomos y asentamientos que afectarían el comportamiento de la estructura de interés a mediano plazo, por tal razón es necesario que el cajón quede totalmente compensado y sin excentricidades.*

### **Departamentos**

Número de losas = 8.0

Área de cada losa = 364.38 m<sup>2</sup>

Cargas

CV+CM en condiciones máximas 4928 ton. (condiciones estáticas)

CV+CM en condiciones instantáneas 4682ton. (condiciones dinámicas)

### **Estacionamientos dos sótanos y planta baja**

Número de losas = 3

Área de cada losa = 492.85 m<sup>2</sup>

Peso de la estructura (media) = 4435 ton

Excavación

Área excavada = 492.85 m<sup>2</sup>

Profundidad de excavación = 6.5m

Peso volumétrico del suelo excavado = 1.5 ton/m<sup>3</sup> (0. y 4.8 m) y 1.16 ton/m<sup>3</sup> (4.8 y 7.4 m)

Peso del suelo excavado = 4521.8 ton

Esfuerzo Total = 12.17 ton/m<sup>2</sup>

Esfuerzo Total con área ampliada = 9.0 ton/m<sup>2</sup>

Esfuerzo Neto = -0.17 ton/m<sup>2</sup>

### **Departamentos**

Número de losas = 9.0

Área de cada losa = 364.38 m<sup>2</sup>

Cargas

CV+CM en condiciones máximas 5475 ton. (condiciones estáticas)

CV+CM en condiciones instantáneas 5202 ton. (condiciones dinámicas)

### **Estacionamientos dos sótanos y planta baja**

Número de losas = 3

Área de cada losa = 492.85m<sup>2</sup>

Peso de la estructura (media) = 4928 ton

Excavación

Área excavada = 492.85 m<sup>2</sup>

Profundidad de excavación = 8.0m

P. vol. del suelo excavado = 1.5 ton/m<sup>3</sup> (0. y 4.8 m), 1.16 ton/m<sup>3</sup> (4.8 y 7.4 m) y 1.45 ton/m<sup>3</sup> (7.4. y 8 m),

Peso del suelo excavado = 5460 ton

Esfuerzo Total = 13.52 ton/m<sup>2</sup>

Esfuerzo Total con área ampliada = 10 ton/m<sup>2</sup>

Esfuerzo Neto = -1.08 ton/m<sup>2</sup>

***De acuerdo a un estimado se establece que el proyecto tiene una excentricidad en el sentido longitudinal de 0.23m y en el sentido transversal de 0.08m, lo que indica que la estructura presentará desplomos y estará sometida a fuerzas de tensión y compresión, razón por la cual establece que es necesario eliminar dicha excentricidad.***

El peso de la estructura incluyendo el peso propio de la cimentación para las condiciones de carga permanente mas carga viva media, corresponde a una presión unitaria de 12.17 ton/m<sup>2</sup> para cinco niveles, planta baja y dos sótanos, considerada uniformemente distribuida por la losa de cimentación, la cual tendrá un área ampliada en el sentido longitudinal con respecto al sembrado cubierto por la estructura como se muestra en las figuras 19 y 20, transmitiendo una presión unitaria de 9.0 ton/m<sup>2</sup>.

Considerando que los materiales del subsuelo entre la superficie y 4.8 m de profundidad media tienen un peso volumétrico de 1.5 ton/m<sup>3</sup> y entre 4.8 y 7.4 m de profundidad tienen un peso volumétrico de 1.16 ton/m<sup>3</sup>, y una resistencia al esfuerzo cortante de 2.5 ton/m<sup>2</sup>, la profundidad de desplante establecida por proyecto será a -6.5 m, en esas condiciones la estructura transmitirá una presión de -0.17 ton/m<sup>2</sup>, tomando en cuenta la compensación de 9.17 t/m<sup>2</sup> por el cajón desplantado a -6.5 m estará en condiciones sobrecompensadas, dado que la presión transmitida al subsuelo es menor a la presión que ejercerá el suelo por efecto de la compensación , quedando dentro de lo permisible por el Reglamento.

El peso de la estructura incluyendo el peso propio de la cimentación para las condiciones de carga permanente mas carga viva media, corresponde a una presión unitaria de 13.52 ton/m<sup>2</sup> para cinco niveles, planta baja y dos y medio sótanos, considerada uniformemente distribuida por la losa de cimentación, la cual tendrá un área ampliada en el sentido longitudinal con respecto al sembrado cubierto por la estructura como se muestra en las figuras 19 y 20, transmitiendo una presión unitaria de 10 ton/m<sup>2</sup>.

Considerando que los materiales del subsuelo entre la superficie y 4.8 m de profundidad media tienen un peso volumétrico de 1.5 ton/m<sup>3</sup> y entre 4.8 y 7.4 m de profundidad tienen un peso volumétrico de 1.16 ton/m<sup>3</sup> y de tienen un peso volumétrico de 1.45 ton/m<sup>3</sup> entre 7.4 y 8 m, y una resistencia al esfuerzo cortante promedio de 2.5 ton/m<sup>2</sup>, y que la profundidad de desplante establecida por proyecto será a -8.0 m, en esas condiciones la estructura transmitirá una presión de -1.08 ton/m<sup>2</sup>, tomando en cuenta la compensación de 11.08 t/m<sup>2</sup> por la excavación que alojara al cajón desplantado a -8.0 m, estará en condiciones sobrecompensadas, dado que la presión transmitida al subsuelo es menor a la presión que ejercerá el suelo por efecto de la compensación , quedando dentro de lo permisible por el Reglamento.

Los materiales menos favorables que se tendrán al nivel del desplante recomendado corresponden a materiales arcillosos poco limo, de baja resistencia y alta compresibilidad, con un índice de resistencia a la penetración



estándar variable entre 1 y 4 golpes, en general se tiene una cohesión de  $2.0 \text{ ton/m}^2$ , un peso volumétrico de  $1.5 \text{ ton/m}^3$ , obtenidos de los resultados de las pruebas triaxiales no consolidadas- no drenadas UU y de la compresión axial no confinada realizadas en las muestras inalteradas obtenidas de los tubos shelby, para los materiales de apoyo de la losa de cimentación **se obtuvo la capacidad de carga admisible de  $16 \text{ ton/m}^2$ , considerando el empotramiento de 6.5 m de profundidad, y  $17.5 \text{ ton/m}^2$ , considerando el empotramiento de 8 m de profundidad**, como se muestra en las fig. 17 y 18.

El peso de la estructura de interés para la condición de cargas permanentes más carga viva máxima de acuerdo a datos estimados, se considero preliminarmente que presenta una ***excentricidad entre el centro de cargas y el centro de reacción de la cimentación de 0.23 m en el sentido longitudinal y de 0.08 m en el sentido transversal.***

#### ***Acciones estimadas para dos sótanos y seis niveles***

a) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima estimadas, que incluyen el peso de la cimentación 4928 ton. para la estructura de interés. Estas cargas están afectadas por un factor de carga de 1.4 y se consideraran en el análisis límite de falla en condiciones estática.

b) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea estimadas, que incluyen el peso de la cimentación 4682 ton. para el edificio de interés. La acción accidental más crítica por efecto sísmico corresponderá a un momento sísmico para la estructura analizada. Las cargas están afectadas por un factor de carga de 1.1 y se utilizaran en el análisis límite de falla en condiciones dinámicas.

e) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad media estimadas, que incluyen el peso de la cimentación 4435 ton están afectadas por un factor de carga de 1.0 y se emplearan en el análisis del estado límite de servicio.

#### ***Acciones estimadas para dos y medio sótanos y seis niveles***

a) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima estimadas, que incluyen el peso de la cimentación 5475 ton. para la estructura de interés. Estas cargas están afectadas por un factor de carga de 1.4 y se consideraran en el análisis límite de falla en condiciones estática.

b) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea estimadas, que incluyen el peso de la cimentación 5202 ton. para el edificio de interés. La acción accidental más crítica por efecto sísmico corresponderá a un momento sísmico para la estructura analizada. Las cargas están afectadas por un factor de carga de 1.1 y se utilizaran en el análisis límite de falla en condiciones dinámicas.

f) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad media estimadas, que incluyen el peso de la cimentación 4928 ton están afectadas por un factor de carga de 1.0 y se emplearan en el análisis del estado límite de servicio.

**Es importante que las condiciones de carga estimadas y que fueron consideradas de proyectos semejantes sean ratificadas por el ingeniero estructurista, de lo contrario se tendrá que hacer la evaluación necesaria para establecer la necesidad de lastrar al edificio incrementando la secciones de algunos elementos estructurales.**

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 debido a que en este caso el cajón esta sobrecompensado, y por consiguiente no habrá asentamientos debidos a la consolidación de los depósitos arcillosos, producidos por un incremento de presión neta transmitida al subsuelo.

Se obtuvo que excavando toda el área que ocupará la losa de cimentación, para su despalme se tendrán las expansiones máximas esperadas al centro de 13 cm y en la esquina de 6.5 cm, las cuales resultan admisibles.

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

Por lo que se establece que tomando en cuenta las cargas proporcionadas, la construcción de un cajón de cimentación desplantado a 6.5 m de profundidad con respecto al nivel de banquetta y que la presión neta transmitida al suelo de  $-0.17 \text{ ton/m}^2$  por efecto de la compensación, se obtuvieron valores de los expansiones máximas esperadas a largo plazo, los cuales son admisibles y están dentro de Reglamento

***Por lo que se concluye que debido a la magnitud de la carga que la estructura transmitirá al subsuelo, que considerando la compensación que se tendrá por la excavación que alojara al cajón de cimentación la presión transmitida al subsuelo será menor a la ejercida por el suelo debido a la excavación requerida para alojar al cajón de cimentación. Por lo que no se tendrán asentamientos.***

***Sin embargo muy independiente de que las expansiones esperadas estén dentro de Reglamento, la excentricidad que se estima tiene el proyecto deberá eliminarse en forma total, de lo contrario se tendrán deformaciones diferenciales importantes que traerá como consecuencia desplomos en la estructura, que ocasionaría daños a las colindancias y a la propia estructura.***

En la figura 21 se muestran los valores obtenidos en forma gráfica de los empujes que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros perimetrales.

Debido a que la desigualdad no se satisface de la revisión por falla de fondo de la excavación, se establece que la excavación se realizará en dos etapas y con un sistema de retención resuelto con muro milán.

La excavación interior que alojará el cajón de cimentación se podrá efectuar dejando bermas configuradas por una banqueta de 50 cm y taludes 0.8:1.0 (horizontal : vertical).

La excavación se podrá realizar en dos etapas en toda el área cubierta por el cajón de cimentación del edificio, hasta la profundidad de desplante de 6.5 m a partir del nivel de banqueta para la primera opción y a -8.0 m para segunda opción, iniciando al fondo del predio que será la primera etapa, como se muestra en la figura 22.

Se podrá realizar una excavación previa en todo el terreno de 0.80 m para retirar cimentaciones antiguas y rellenos.

La excavación se realizara dejando una berma perimetral con una banqueta de 50 cm de ancho y taludes de 0.8:1.0 (horizontal: vertical) verificando mediante la topografía el levantamiento de los servicios públicos para no causar ningún percance, (ver fig 23).

El proyecto requiere de uno y medio sótanos para alojar a los estacionamientos que darán servicio al edificio de seis niveles, para lo cual se necesita efectuar una excavación a – 6.5 m de profundidad, como se observa en el proyecto arquitectónico figuras 19 y 20, y la excavación será resuelta mediante Muro Milán el cual contará con 9 m de profundidad para una excavación de 6.5 m y de 10.5 m para una excavación de 8 m de profundidad, como se observa en las figuras 17 y 18.

El Muro Milán alcanzará una profundidad de 9.0 m para una excavación de 6.5 m y de 10.5 para una profundidad de excavación de 8 m, al tenerlo en el perímetro, funcionará como una pantalla impermeable que impida el flujo del agua hacia la excavación.

Considerando una resistencia al esfuerzo cortante de  $2.5 \text{ ton/m}^2$ , que la punta del Muro Milán quedará a 9.0 m de profundidad con respecto al nivel de banqueta, que la excavación tendrá 6.5 m de profundidad en el perímetro y despreciando el momento flexionante del Muro Milán, se obtuvo un factor de seguridad de 2.43 que es admisible.

Dado que las excavaciones quedarán confinadas por el Muro Milán, el agua freática que se infiltrará hacia ellas será mínima. Para evitar que el agua freática se filtre a través de las juntas entre los módulos del Muro Milán, se

inyectará una mezcla de arena fina-bentonita-cemento, introduciendo un tubo hasta la parte inferior del Muro.

El agua que se filtre a la excavación deberá ser controlada mediante bombeo profundo y de achique, este último se efectuará conduciéndola a través de drenes superficiales hacia cárcamos de donde será bombeada al exterior; una vez alcanzada la máxima profundidad de excavación se tenderá una cama de grava de 8 cm de espesor y se mantendrá el bombeo de achique hasta la construcción de la losa de fondo del sótano inferior.

*Primeramente se construirá el muro milán y posteriormente el sistema de bombeo*

Una vez excavados los 80 cm se procederá a revisar el estado de las cimentaciones de las construcciones colindantes, pero se recomienda que se deberán rehabilitarse en caso necesario mediante mortero de cemento que garantice el buen comportamiento de la cimentación vecina durante los trabajos por ejecutar. De igual manera se recomienda proteger los muros de las colindancias que lo requieran con un mortero de cemento o bien se puede colocar un concreto lanzado que le de rigidez a los muros colindantes durante el proceso de construcción del Muro Milán.

*El Proceso Constructivo que se recomienda deberá realizarse será la siguiente:*

- Colocación de un tapial e instrumentación en todo el perímetro.
- Construcción de un muro Milán perimetral de 40 cm de espesor con sus respectivos brocales.
- Inicio del sistema de bombeo 2 semanas antes de la excavación y construcción de la cimentación profunda.

Terminando de retirar los restos de cimentación de la construcción existente e instalar y operar el sistema de bombeo, se iniciará la excavación para alojar la losa del sótano a cielo abierto y en etapas, mediante taludes perimetrales 0.8:1.0 horizontal a vertical.

Previo a la excavación de la etapa 1, deberá instalarse y operar el sistema de bombeo, así como construir el muro milán, y efectuar un despalme e 0.80 m en toda el área del predio por excavar.

Se procederá a excavar la etapa 1 (figura 23), dejando un talud con berma de 0.5 m de ancho, adyacente a las colindancias.

Se iniciará el recorte de la parte superior de la berma perimetral en anchos alternados de 3 m a cada 6 m, en forma simultáneas y alternadas, para la colocación del primer nivel de troqueles.

Cada puntal se colocará con una precarga mediante un gato operado con una bomba manual o eléctrica, que se apoyará en otro puntal más corto. El sistema gato-bomba deberá tener un manómetro para medir la magnitud de la presión aplicada.

Una vez colocado el primer nivel de troqueles, se continuará con la excavación de la berma en su parte inferior del modulo atacado, para posteriormente proceder a la colocación del segundo nivel de troqueles.

Habiendo colocado los dos niveles de puntales, se excavará hasta alcanzar la máxima profundidad de proyecto, colando inmediatamente la plantilla y posteriormente la losa de piso del sótano con su respectivo muñón, contra el muro Milán.

Alcanzado el nivel de desplante de la losa (-6.5 m), se procederá al colado de una plantilla de concreto simple, de 5 cm de espesor, con  $f'c. = 100 \text{ kg/cm}^2$ , y después del fraguado de la misma, se continuará con la excavación de las zanjas para alojar las contratrabes, mediante taludes verticales; enseguida se colará la plantilla de concreto simple, de 5 cm de espesor y después del fraguado de la misma, se procederá a efectuar el colado de las contratrabes, dejando las preparaciones necesarias para la liga estructural con la losa de piso del sótano, según las indicaciones del proyecto estructural.

Veinticuatro horas después de coladas las contratrabes, se procederá a colocar el armado y colado de la losa de piso del sótano, tal como se indica en los planos estructurales correspondientes, dejando las preparaciones necesarias para efectuar la unión estructural con el muro estructural y las columnas.

En el colado de la losa de piso de las diferentes etapas, se dejarán "muertos" de concreto o varillas ahogadas en las mismas, para apoyar los puntales que soportarán al Muro Milán.

Durante el colado de la losa de piso deberá construirse un muñón o segmento de muro estructural, debiendo dejarse ahogada en él una banda PVC, para formar la junta de colado y evitar futuras filtraciones, de acuerdo con el detalle estructural correspondiente. Así mismo, en la construcción de cada etapa deberá realizarse en la losa, la junta de construcción respectiva, según el detalle estructural correspondiente.

Veinticuatro horas después de terminado el colado de la losa de piso, se continuará con el armado, cimbrado y colado del muro estructural, y de las columnas, previamente limpiando y preparando cuidadosamente la junta de colado del segmento de muro, a fin de no permitir futuras filtraciones producto del nivel freático hacia el interior del sótano.

Después de descimbrar el muro estructural, trabes y columnas, se continuará con la construcción de la losa maciza del sótano 2, según el plano estructural correspondiente, dejando las respectivas preparaciones para la liga estructural con las columnas de sótano 1.

Concluido el colado de la losa de piso de la etapa 1, se podrá atacar la excavación de la etapa 2, en forma análoga a lo indicado para la etapa 1, y así sucesivamente se hará con las siguientes etapas, hasta construir la totalidad de la losa del sótano.

Al terminar de construir la losa de azotea del Edificio, se suspenderá el bombeo en cada pozo, procediéndose a cortar y sellar los mismos.

- En el Muro Milán se dejarán una placas ahogadas en los puntos de aplicación de las traveses metálicas o bien se colocarán unas preparaciones para colocarlas sobre el muro Milán.
- El acero que constituirá al Muro Milán deberá tener un refuerzo especial en el punto de aplicación de los puntales metálicos. Lo anterior es con el objeto de que la zona restante del muro Milán no quede demasiado armado y únicamente se le implemente el acero necesario para soportar los empujes solicitados.
- Cuando se suspenda el sistema de bombeo, se procederá a sellar todos los pozos a la brevedad.
- Se continuará con la construcción de la estructura.

*El proceso constructivo del Muro Milán se presenta en el capítulo 6.*

Para conocer el comportamiento de la estructura, el Reglamento de Construcción específica que deberán instalarse referencias de nivelación para conocer los movimientos verticales que se produzcan desde el inicio de la obra.

Se correrán nivelaciones semanales durante la construcción de la cimentación y terminada ésta, las referencias se fijarán en columnas o muros y las nivelaciones se realizarán mensualmente hasta terminar la construcción de la superestructura. Las nivelaciones deberán referirse a un banco de nivel superficial instalado fuera de la influencia de las áreas cargadas.

# BIBLIOGRAFIA

- Mecánica de Suelos. Iglesias, Celso. Ed. Síntesis.
- Ingeniería Geológica. González de Vallejo, L.I. et al. Ed. Prentice Hall.
- Mecánica de Suelos. Tomos 1 y 2. Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A. Ed. Limusa (México)
- Fundamentos de Mecánica de Suelos. Whitlow, Roy. Ed. CECSA
- Geotecnia y Cimientos. Tomos 1 y 2. Jiménez Salsa et al. Ed. Rueda.
- Manual del Ingeniero Civil. Tomo I. Sección 7. Merritt, F.S. Ed. Mc Graw Hill.