



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES

ARAGÓN

**“DISEÑO GEOTECNICO PARA ESTABLECER TIPO DE
CIMENTACION Y PROCESO CONSTRUCTIVO DE UN EDIFICIO
DE 8 NIVELES Y SOTANO Y MEDIO”.**

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

OLSEN JAFET URIBE PEÑA

ASESOR: GABRIEL ALVAREZ BAUTISTA

MEXICO 2014





Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

Agradecimientos y dedicatorias

Principalmente a la máxima casa de estudios, la Universidad Nacional Autónoma de México motor de este país, por enseñarme a ser la persona y profesionalista que soy gracias!! Por enseñarme a sentir ese orgullo azul y oro.

A la Facultad de Estudios Superiores Aragón por permitirme aprender y desarrollarme tanto académica y culturalmente. Por conocer a grandes profesores y amigos.

A los profesores que durante esta aventura estuvieron ahí para darme su conocimiento, consejos regaños principalmente a mi asesor el Ing. Gabriel Alvares Bautista por su apoyo y asesoría en la realización de este trabajo.

A mis asesores el Ing. Pascual García Cuevas, Ing. José Mario Avalos Hernández, M en I Karla Ivonne Gutiérrez Vázquez, y el M en I Mario Sosa Rodríguez.

Mi ejemplo y motor a **Enriqueta Peña Amaro** gracias por todo ese apoyo, por todos tus desvelos, por tus regaños, por esas alegrías que me has dado, por tus palabras de aliento cuando las he necesitado, por esa confianza que me has dado, por todos tus sacrificios que has tenido que hacer para darme la mejor herencia que pude haber recibido, te amo madre.

A mi hermano Eric Cruz Venegas por su apoyo, palabras de aliento por estar ahí cuando lo he necesitado, por enseñarme tantas cosas por esos regaños y viajes, gracias.

A Eyra Jiménez por estar en este camino en las malas y en las buenas, por ese apoyo, por tus risas, por tus palabras, gracias.

A mis amigos de la FES Daniel Sánchez Rivas, Leonardo Hernández Cerpas, David Villavicencio cruz, Gary Chávez Alcantar, Andrés (chino), Ariel, gracias por su amistad, por esos desvelos de tareas, por esos viernes de mickys.

A mis otros amigos que se han convertido en mas que hermanos, por estar ahí a lo largo de estos años gracias por sus palabras de aliento, por los viajes, por las noches de fiesta, a Francisco Villegas, Magali (reinita), Marina (wera), Daniel (mañanitas), Omar (musa), Christian (kaski), Norberto (viejo), Francisco (paco), Gabino, Gerónimo (pelon), Fernando, a los que han estado y se han ido, esta vida no sería lo mismo sin ustedes, GRACIAS.

“ORGULLOSAMENTE UNIVERSITARIO”

INDICE

INTRODUCCIÓN

Objetivo

1. DESCRIPCIÓN ANTEPROYECTO

- 1.1 Localización
- 1.2 Topografía
- 1.3 Descripción de proyecto
- 1.4 Colindancias

2. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO Y ENSAYES DE LABORATORIO

- 2.1 Generalidades
- 2.2 Pozos a cielo abierto
- 2.3 Sondeos con equipo mecánico
 - 2.3.1 Método de penetración estándar
- 2.4 Muestreo con tubo de pared delgada
- 2.5 Ensayes de laboratorio
 - 2.5.1 muestras alteradas
- 2.6 Muestras alteradas
- 2.7 Muestras inalteradas

3. DESCRIPCIÓN ESTRATIGRÁFICA

4. ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN

- 4.1 Solución de cimentación
- 4.2 Cargas estimadas
- 4.3 Análisis de estabilidad
- 4.4 Acciones
- 4.5 Estado limite de falla en condiciones estáticas
- 4.6 Estado limite de falla en condiciones dinámicas
 - 4.6.1 Estado de falla local con cajón de cimentación
 - 4.6.2 Esfuerzos inducidos por sismo con cajón de cimentación
 - 4.6.3 Revisión de la estabilidad con cajón de cimentación
- 4.7 Expansiones elásticas
- 4.8 Empujes sobre los muros perimetrales del cajón de cimentación
- 4.9 Estabilidad de taludes
- 4.10 Consideraciones geotécnicas para diseño estructural
- 4.11 Alternativa de cimentación mixta
- 4.12 Falla de fondo
- 4.13 Diseño geotécnico de pilotes de fricción
- 4.14 Análisis de asentamientos

5. PROCESO CONSTRUCTIVO E INSTRUMENTACIÓN

- 5.1 Protección a colindancias
- 5.2 Sistema de bombeo
- 5.3 Excavaciones
- 5.4 Rellenos
- 5.5 Instrumentación
- 5.6 Procedimiento constructivo para el hincado de pilotes

6. CONCLUSIONES

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANEXO (memorias de cálculo, resultados de ensayos de laboratorio, perfiles estratigráficos, reporte fotográfico y registros de exploración).

INTRODUCCIÓN

INTRODUCCIÓN

Desde que el valle de México se convirtió en un punto de desarrollo urbano en la zona del lago, con los Mexicas, el problema principal al cual han tenido que enfrentarse los pobladores, es la dificultad para realizar las construcciones necesarias para el crecimiento; la forma ha ido variando, desde construir sobre el agua hasta nuestros días en que se manifiesta con la presencia de fenómenos como: asentamientos regionales, consolidación regional y local, baja resistencia del suelo, la emersión y hundimiento de estructuras, asentamientos diferenciales, entre otros.

Las soluciones dadas a cada problema han ido cambiando al nivel tecnológico de cada época, así los Mexicas idearon la forma de construir sus estructuras con el método de las “chinampas” complementado con estacas para fijarlas a un sitio determinado. Cuando se requirió una construcción grande e importante las estructuras no fueron funcionales así que se emplearon arboles, sauces principalmente que se apoyaban en el lecho del lago y daban la resistencia necesaria para construir.

Después de la llegada de los Españoles y hasta fines del siglo XIX y principios del XX, las formas para realizar cimentaciones fueron muy variadas y con un apoyo tecnológico mínimo, ya que un suelo con las condiciones de la zona del ex lago del valle de México no se había presentado en Europa, por lo tanto, la mayoría de las veces el conocimiento era totalmente empírico.

No obstante a mediados del siglo XIX, después de cuatro siglos de ingeniería empírica se puede decir que existen avances generalizados en la construcción de cimentaciones los cuales manejaban conceptos como resistencia del suelo, asentamientos por peso excesivo de la estructura, ampliación en la base de sustentación, entre otros.

Además se evitaba el uso de pilotes como elementos de cimentación, debido al irregular comportamiento de las estructuras, debido a que no contaban con la tecnología suficiente para calcular la resistencia que se tendría con este sistema de cimentación.

En la época actual la forma de atacar los problemas que implica cimentar estructuras cada vez mas altas y pesadas, considerando los fenómenos mencionados anteriormente, obligan a la Ingeniería mexicana a usar métodos de cálculo, diseño y procedimientos de construcción y mantenimiento que garanticen un eficiente funcionamiento.

La complejidad del problema se puede disminuir si se relaciona correctamente el sistema de cimentación con el suelo que la contendrá y el comportamiento de la superestructura.

OBJETIVO

- Determinar la estratigrafía del subsuelo en el sitio de interés, sus propiedades índices y mecánicas (deformabilidad y resistencia).
- Establecer la alternativa de cimentación que se juzga más adecuada para la construcción del inmueble que garantice su estabilidad, proporcionando las recomendaciones necesarias para su diseño, tales como: la capacidad de carga en condiciones estáticas y dinámicas, los asentamientos máximos esperados que se desarrollarán en la masa del suelo bajo la carga total de la estructura.
- Determinar el procedimiento constructivo para la excavación que alojará la cimentación que contempla el proyecto.

De acuerdo a la zonificación Geotécnica el sitio de interés se localiza en la zona denominada de Lago, donde se encuentran intercalados depósitos lacustres de baja resistencia y alta deformabilidad.

En esta tesis se describen los trabajos realizados, se reportan los resultados obtenidos y se consignan las recomendaciones para el diseño y construcción de la alternativa de cimentación que se juzga más conveniente, así como el proceso constructivo que se requiere efectuar para la construcción de la cimentación.

1. **D**ESCRIPCIÓN

ANTEPROYECTO

1. DESCRIPCIÓN ANTEPROYECTO

1.1 Localización

Se solicita la realización del Estudio de Mecánica de Suelos, en el predio ubicado en la Av. Cuauhtémoc No. 830, Colonia Narvarte, Delegación Benito Juárez, México D.F. en donde se proyecta la construcción de un edificio de tipo habitacional constituido por sótano y medio, planta baja y siete niveles superiores. La localización del sitio de interés se muestra en la Ilustración 1.

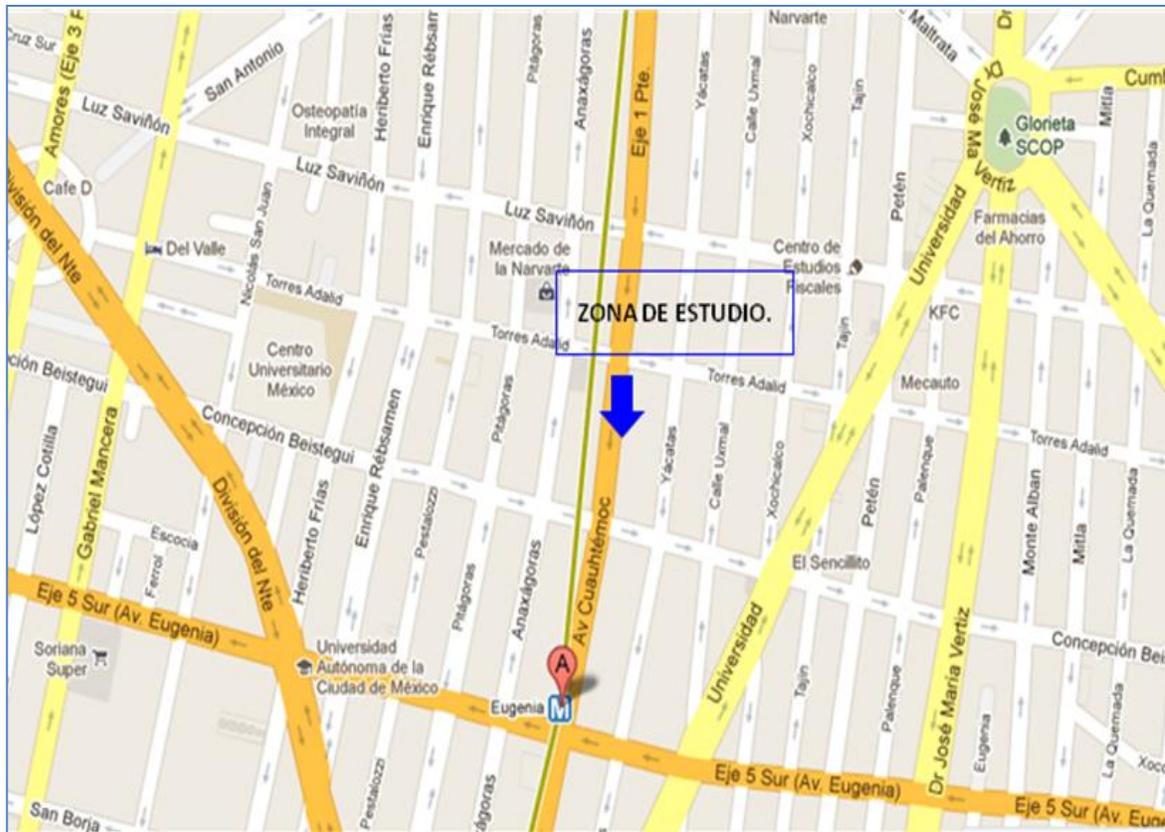


Ilustración 1. UBICACIÓN DEL PREDIO DE INTERES

1.2 Topografía

El predio de interés tiene forma rectangular con un área de 360 m² aproximadamente. La superficie del terreno es horizontal, el predio se encuentra actualmente deshabitado, y esta conformado por una nave industrial en la parte frontal y una estructura de planta baja y un nivel en la parte posterior como se observa en la Ilustración 2.



Ilustración 2. TOPOGRAFÍA DEL PREDIO DE INTERÉS

1.3 Descripción del proyecto

El proyecto arquitectónico contempla la construcción de un condominio habitacional, constituido por sótano y medio, planta baja y siete niveles superiores, de los cuales el sótano, semisótano y la planta baja, serán destinados para estacionamiento y los últimos siete niveles para departamentos.

En las Ilustraciones 3 a 6 se muestran las plantas y en la Ilustración 7 un cortes esquemático.

El edificio estará estructurado mediante columnas, traveses y losas de concreto armado, y de acuerdo **a la carga estimada** en condiciones medias que transmitirá la estructura al subsuelo, que será de 11 ton/m² incluyendo 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.

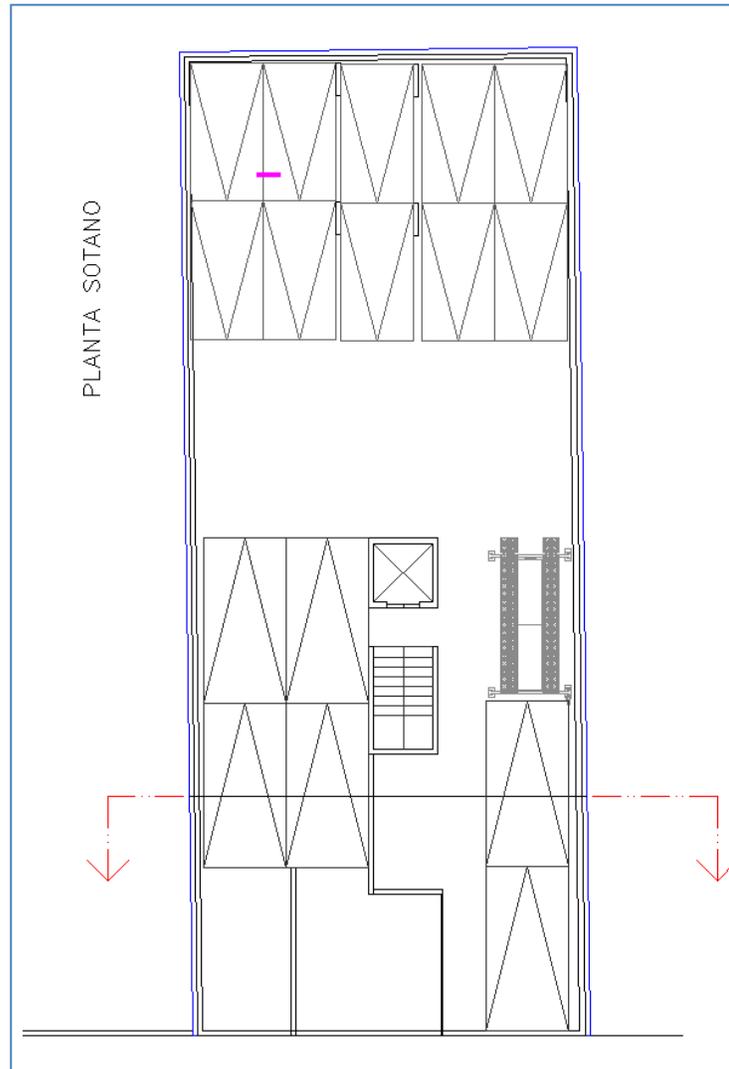


Ilustración 3. PLANTA SÓTANO

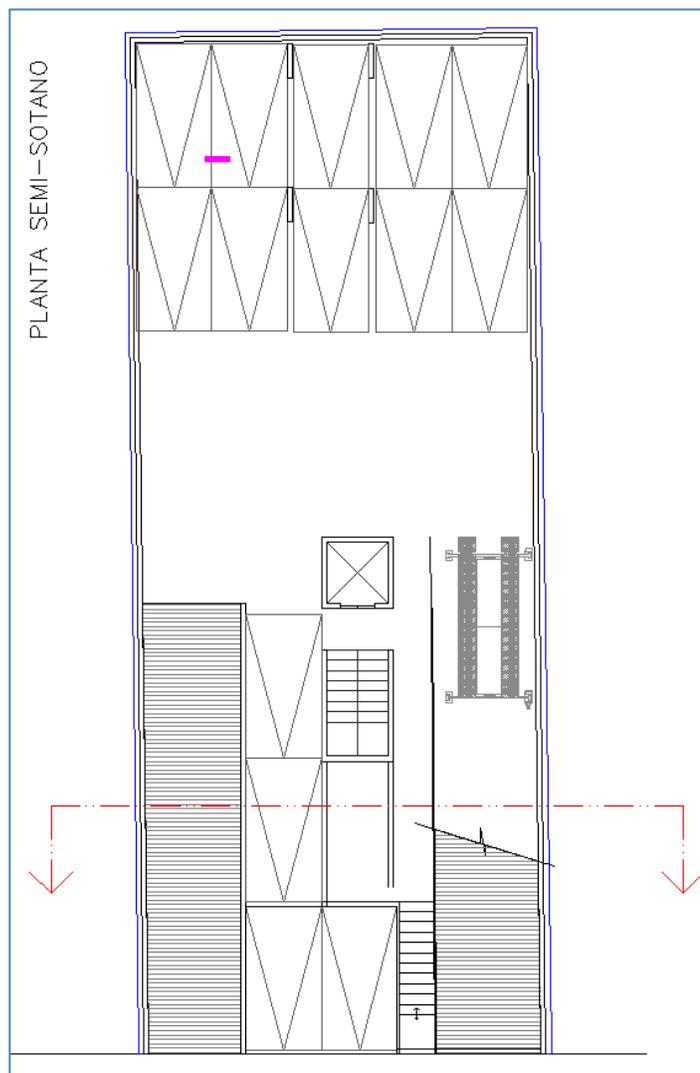


Ilustración 4. PLANTA SEMISOTANO

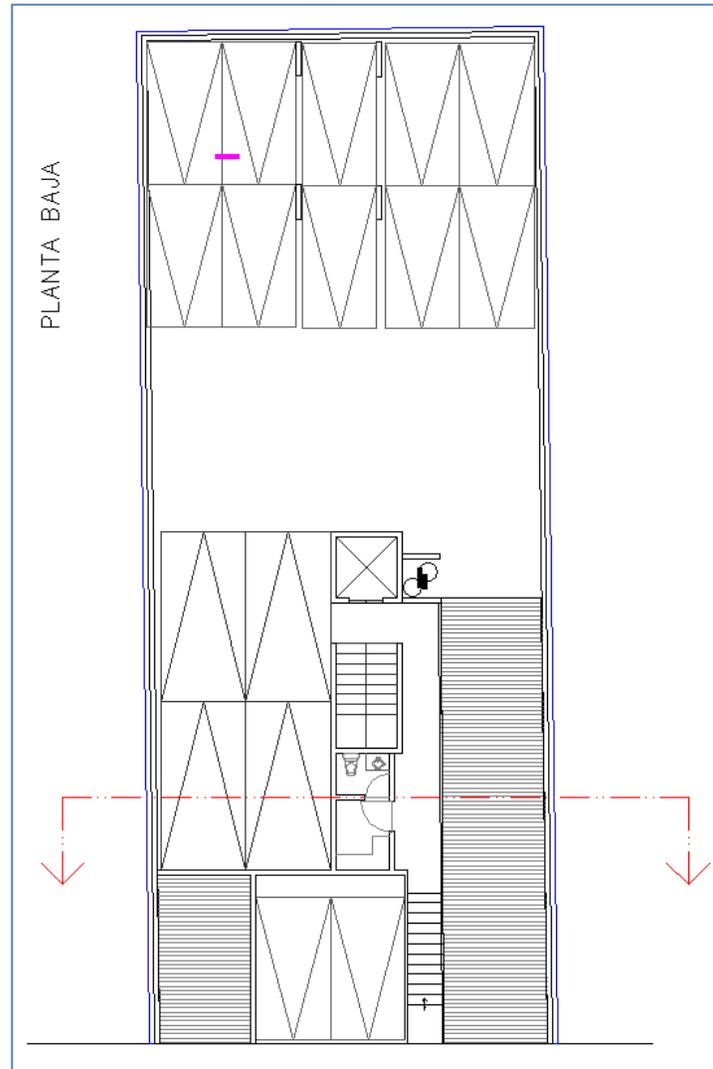


Ilustración 5. PLANTA BAJA

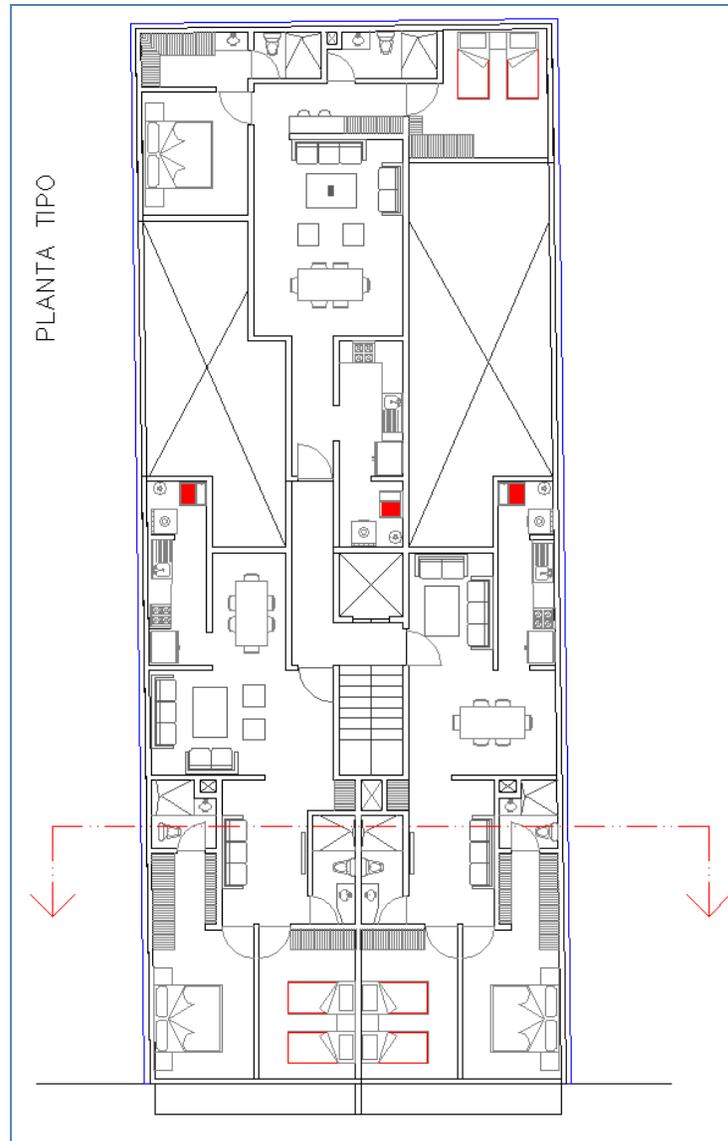


Ilustración 6. PLANTA TIPO

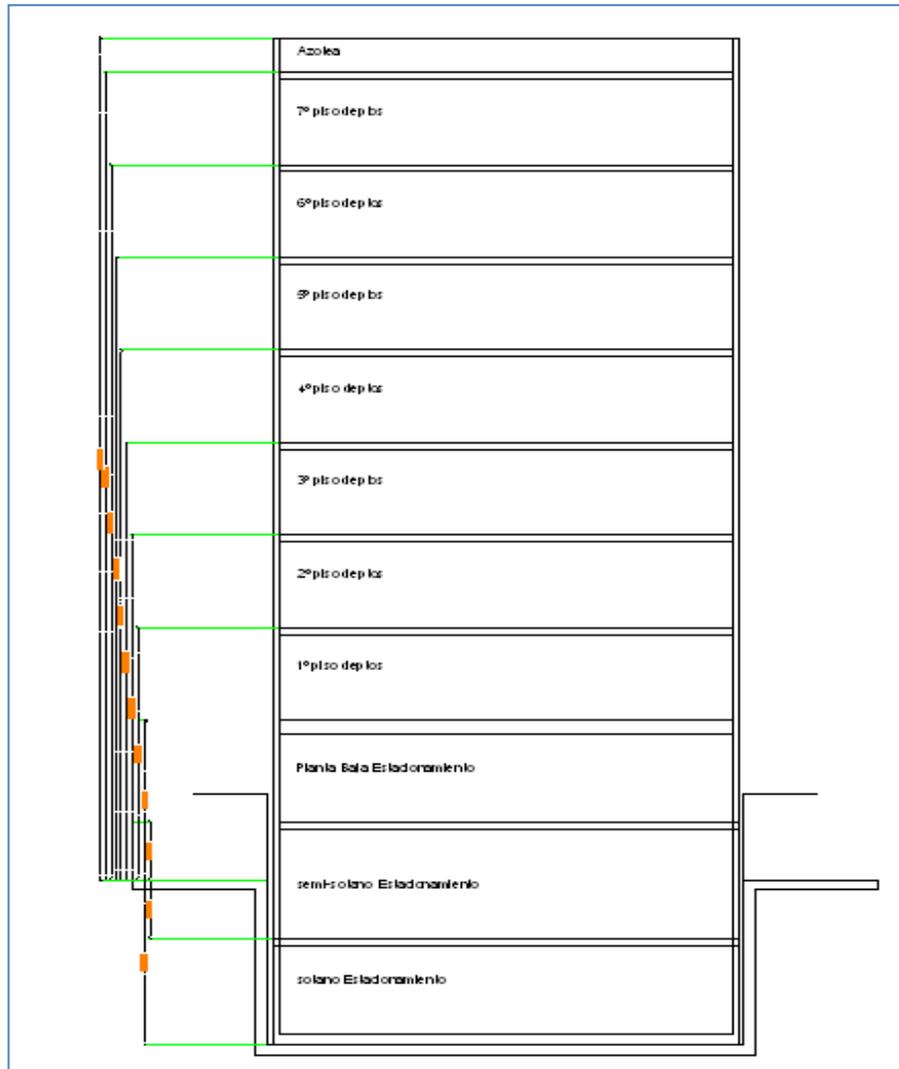


Ilustración 7. CORTE ESQUEMATICO

1.4 Colindancias

El sitio de interés colinda:

Al Norte con unas estructuras de planta baja y un nivel.

Al Sur colinda con un edificio constituido por sótano, planta baja y 8 niveles superiores.

Al Oriente colinda con una estructura de planta baja y un nivel

Al Poniente colinda con la Avenida Cuauhtémoc

Como se observa en la Ilustración 8.



Ilustración 8. COLINDANCIAS



Foto 1. Panorámica del sitio



Foto 1.1. Panorámica del sitio

2. **E**XPLORACIÓN DEL SUBSUELO Y

ENSAYES DE LABORATORIO

2. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO Y ENSAYES DE LABORATORIO

2.1 Generalidades

La investigación del subsuelo tiene como finalidad averiguar el estado natural de un suelo de cimentación antes de la asignación a un predio de un tipo determinado de estructura o de un arreglo de ellas, **para lo anterior se realizaron tres pozos a cielo abierto y un sondeo de tipo mixto a 20 m de profundidad en el interior del predio de interés.**

La ubicación dentro del predio de los pozos excavados y del sondeo mixto se muestra en la Ilustración 9.

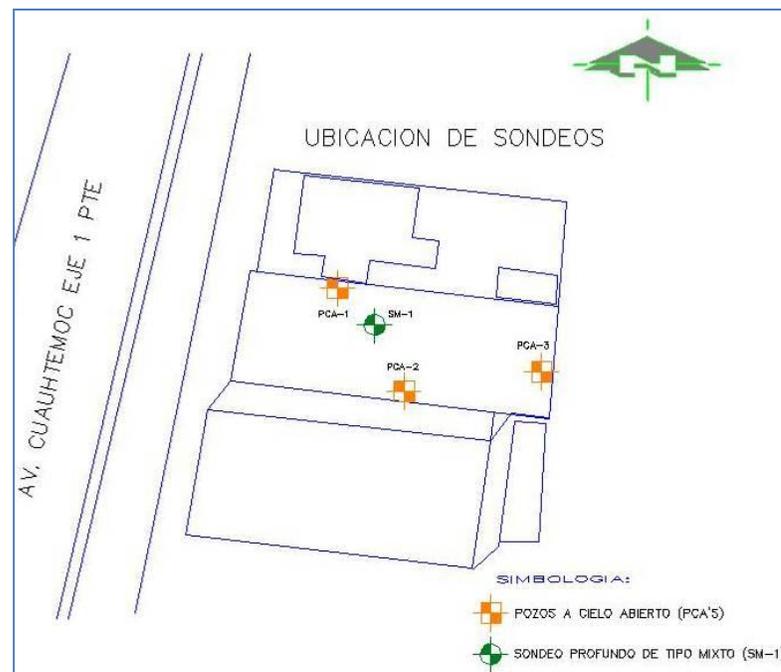


Ilustración 9. UBICACIÓN DE SONDEOS

2.2 Pozos a cielo abierto

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 1.90 y 2.10 m denominados PCA-1, PCA-2 y PCA-3; en los que se inspeccionaron las paredes de los pozos determinando su estratigrafía mediante la clasificación de los materiales con técnicas de campo.

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



Foto 2.1 Excavación de pozo a cielo abierto (PCA-1)



Foto 2.2 Excavación de pozo a cielo abierto (PCA-2)



Foto 2.3 Excavación de pozo a cielo abierto (PCA-3)

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 a 1.90 m de profundidad.

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.



Foto 2.4 Muestra cubica inalterada (pca-2)

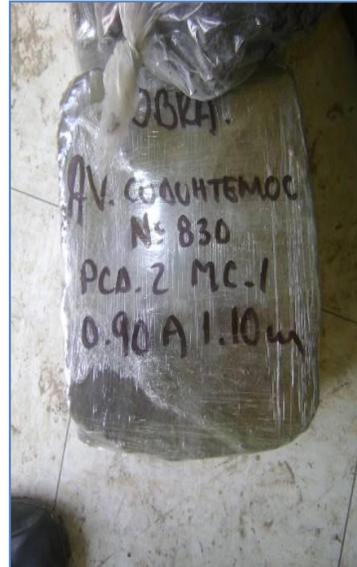


Foto 2.5 Muestra alterada de las paredes de la excavación

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 caso de que existan.

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 Ilustraciones 10, 11 y 12.

En la Ilustración 13 se presenta una planta donde se indican los espesores de relleno de mala calidad detectados mediante los pozos a cielo abierto.

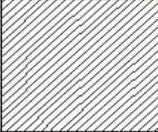
 MECANICA DE SUELOS E INGENIEROS CONSULTORES SC			Obra: AV. CUAUHU Localización: COL. MEXICO, D.F.	
Profundidad (m)	Descripción Estratigráfica	Perfil Estratigráfico	Grupo S.U.C.S.	W (%)
0,00	CONCRETO SIMPLE			
0,20	ARCILLA CAFE GRISACEO O POCO ARENA (RELLENO) TEZONTLE CAFÉ ROJIZO			
0,40	ARCILLA CAFE POCO OSCURO CON ESCASA ARENA FINA Y PEQUEÑAS OQUEADAS.			
0,60				
0,80				
1,00				
1,20				
1,40	ARCILLA GRIS OSCURO CON PEQUEÑAS OQUEADAS.		*	30.12
1,60				
1,80				
2,00				
2,20				
2,40				



Ilustración 10. PERFIL ESTRATIGRAFICO DE PCA- 1.

 MECANICA DE SUELOS E INGENIEROS CONSULTORES SC			Obra: AV. CUAUHTÉMOC Localización: COAHUILA DE ZARAGOZA, MÉXICO, D.F.	
Profundidad (m)	Descripción Estratigráfica	Perfil Estratigráfico	Grupo S.U.C.S.	W (%)
0,00	CONCRETO SIMPLE			
0,20	ARCILLA ARENOSA CAFÉ GRISACEO CON PEDACERIA DE TABIQUE ROJO, CONCRETO, PLASTICOS Y VIDRIOS AISLADOS.			
0,40	ARCILLA CAFÉ CON PEQUEÑAS OQUEDADES			
0,60				
0,80				* 31.99
1,00				
1,20				
1,40				67.14
1,60	ARCILLA GRIS OSCURO CON PEQUEÑAS OQUEDADES			
1,80				
2,00				
2,20				
2,40				



Ilustración 11. PERFIL ESTRATIGRÁFICO DE PCA-2.

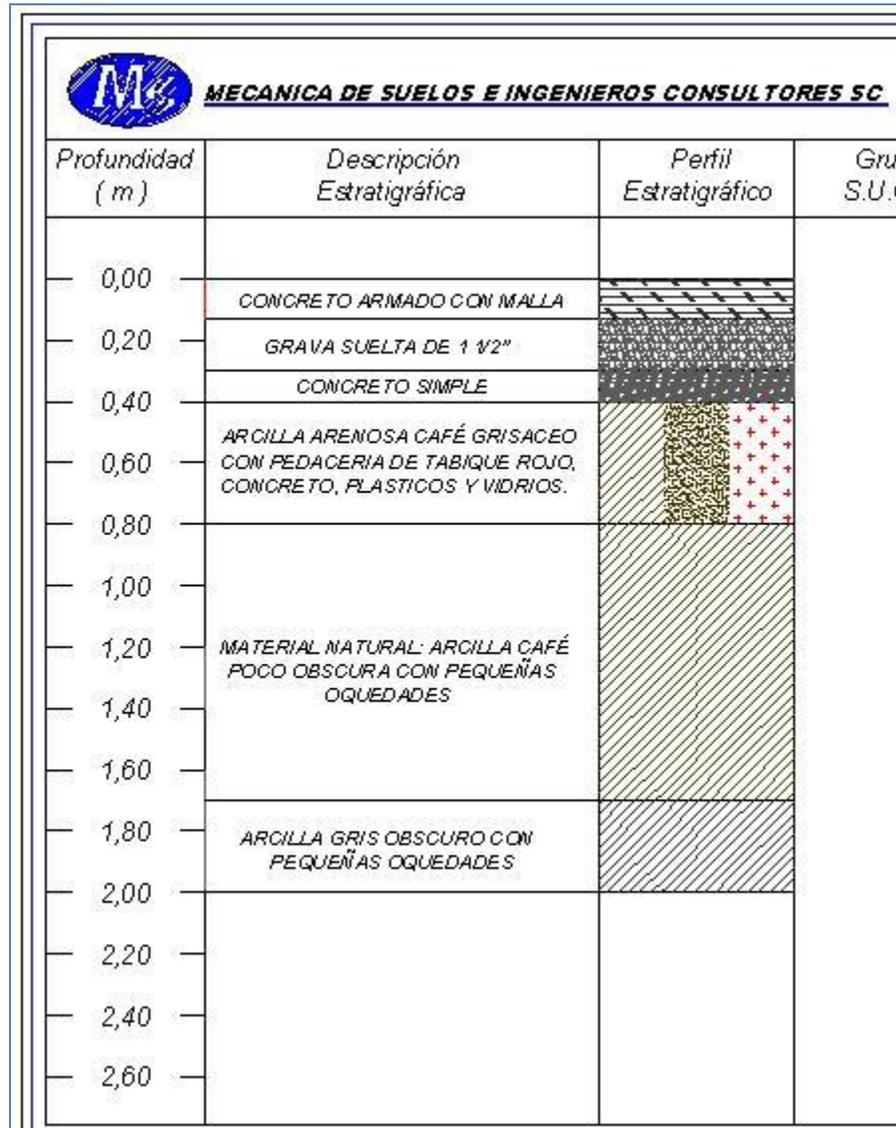


Ilustración 12. PERFIL ESTRATIGRÁFICO DE PCA-3.



Ilustración 13. ZONIFICACION DE RELLENOS

2.3 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 los sondeos profundos realizados 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 un sondeo de tipo Mixto denominado SM-1, en el sitio de Interés y determinar la estratigrafía del subsuelo en forma completa obteniendo datos más confiables, que serán de gran ayuda en el cálculo de asentamientos y capacidad de carga. El sondeo profundo realizado se efectuó a 20 m de profundidad con la descripción que se presenta más adelante.



Foto 2.6 Equipo de perforación empleado

2.3.1 Método de penetración estándar

Con este método se obtiene principalmente muestras alteradas de suelo, la importancia y utilidad mayores de la prueba de penetración estándar radican en las correlaciones realizadas en el campo y en el laboratorio en diversos suelos, sobre todo en arenas, que permiten relacionar aproximadamente la compacidad, el ángulo de fricción interna (ϕ) 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.

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

ARENAS (BASTANTE SEGURAS)		ARCILLAS (RELATIVAMENTE INSEGURA)	
No. DE GOLPES POR 30 CM. N	COMPACIDAD RELATIVA	No. DE GOLPES POR 30 CM. N	CONSISTENCIA
0 - 4	MUY SUELTA	MENOS DE 2	MUY BLANDA
5 - 10	SUELTA	2 - 4	BLANDA
11 - 30	MEDIA	5 - 8	MEDIA
31 - 50	COMPACTA	9 - 15	FIRME
MAS DE 50	MUY COMPACTA	15 - 30	MUY FIRME
		MAS DE 30	DURA

2.3.2 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.

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 1.0 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 la Ilustración 14 se presentan los registros de campo del sondeo realizado, y en la Ilustración 15 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.

Numero Muestra		Profundidad		No. De Golpes				Recuperación (cm)	RGD (%)	Muestreo		Descripción
		DE	A	15 cm	30 cm	50/10	15 cm			Avance	TP	
1		0.00	0.25	6				20		TP	Material de Relleno	
-		0.25	0.60		AVANCE			-		BT	Avance con broca triconica	
2		0.60	1.20	3	5	1	40			TP	Arcilla limosa color café oscuro	
SM		1.20	1.80	2	3	1	5/R			TP	Sin recuperacion de muestra	
3		1.80	2.40	1	1	2	7			TP	Arcilla limosa color café claro a oscuro	
4		2.40	3.00	1	1	1	47			TP	Arcilla limosa color negro	
5		3.00	3.80	SHELBY	A	PRESION	65			TSH	P/S Arcilla limosa color café grisáceo P/I Arena fina limosa color café grisáceo	
6		3.80	4.40	PH	1	1	40			TP	Arcilla limosa con arena fina color café grisáceo	
7		4.40	5.00	1	3	2	35			TP	P/S Arcilla limosa color café grisáceo P/I Arena pomicitica varios tonos	
8		5.00	5.60	1	4	2	35			TP	Arcilla limosa con arena fina y un lente de arena pomicitica varios tonos	
9		5.60	6.20	PH	3	1	30			TP	Arcilla limosa color gris claro	
10		6.20	7.00	SHELBY	A	PRESION	50			TSH	Arcilla limosa color gris verdoso y gris claro	
11		7.00	7.60	PH	PH	PH	37			TP	Arcilla limosa con lentes de arena fina varios tonos	
12		7.60	8.20	PH	PH	PH	37			TP	Arcilla limosa color gris verdoso y café claro	
SM		8.20	8.80	PH	PH	PH	S/R			TP	Sin recuperacion de muestra	
13		8.80	9.40	PH	PH	PH	45			TP	Arcilla limosa varios tonos	
14		9.40	10.00	PH	3	1	49			TP	Arcilla limosa con un lente de arena fina varios tonos	
15		10.00	10.60	PH	1	2	37			TP	Arcilla limosa con un lente de arena fina varios tonos	
16		10.60	11.40	SHELBY	A	PRESION	10			TSH	Arcilla limosa color café rojizo y café claro	
17		11.40	12.00	PH	PH	PH	47			TP	Arcilla limosa varios tonos	
18		12.00	12.60	2	2	2	40			TP	Arcilla limosa color gris oscuro	
19		12.60	13.20	4	17	14	59			TP	P/S Arcilla limosa gris verdoso P/M Arena fina color gris obscuro P/I Arcilla limosa color gris oscuro	
20		13.20	13.80	3	4	3	13			TP	Arcilla limosa color gris oscuro	
21		13.80	14.40	PH	3	2	45			TP	Arcilla limosa con lentes de arena fina c/raíces fosilizadas varios tonos	
22		14.40	15.00	PH	PH	PH	57			TP	Arcilla limosa c/raíces fosilizadas color café rojizo	
23		15.00	15.60	PH	7	4	14			TP	Arcilla limosa color café rojizo	
24		15.60	16.40	SHELBY	A	PRESION	25			TSH	P/S Arcilla limosa color café rojizo P/I Arcilla limosa arena fina color café grisáceo	
25		16.40	17.00	PH	PH	PH	30			TP	Arcilla limosa con lentes de arena fina varios tonos	
26		17.00	17.60	PH	11	4	43			TP	Arcilla limosa con un lente de arena fina color gris oscuro	
27		17.60	18.20	1	4	3	30			TP	Arcilla limosa color gris oscuro y café grisáceo	
SM		18.20	18.80	1	2	1	S/R			TP	Una grava en zapata (sin recuperacion de muestra)	
28		18.80	19.40	PH	PH	PH	47			TP	Arcilla limosa varios tonos	
29		19.40	20.00	14	40	50	40			TP	Arena fina limosa color café grisáceo	
FIN DEL SONDEO A LOS 20.00 MTS												
OBSERVACION: SE HICIERON 2 PERFORACIONES DE 45 CM (ENCUENTRANDOSE ZAPATAS) SE HICIERON MUESTRAS DE ANÁLISIS DEL EQUIPO 30 MTS PERDIDA DE AGUA EN UN 80%												
OPERADOR: SALVADOR ANTONIO										SUPERVISOR: ING. RENE OVANDO		

Ilustración 14. REGISTRO DE CAMPO SM-1.

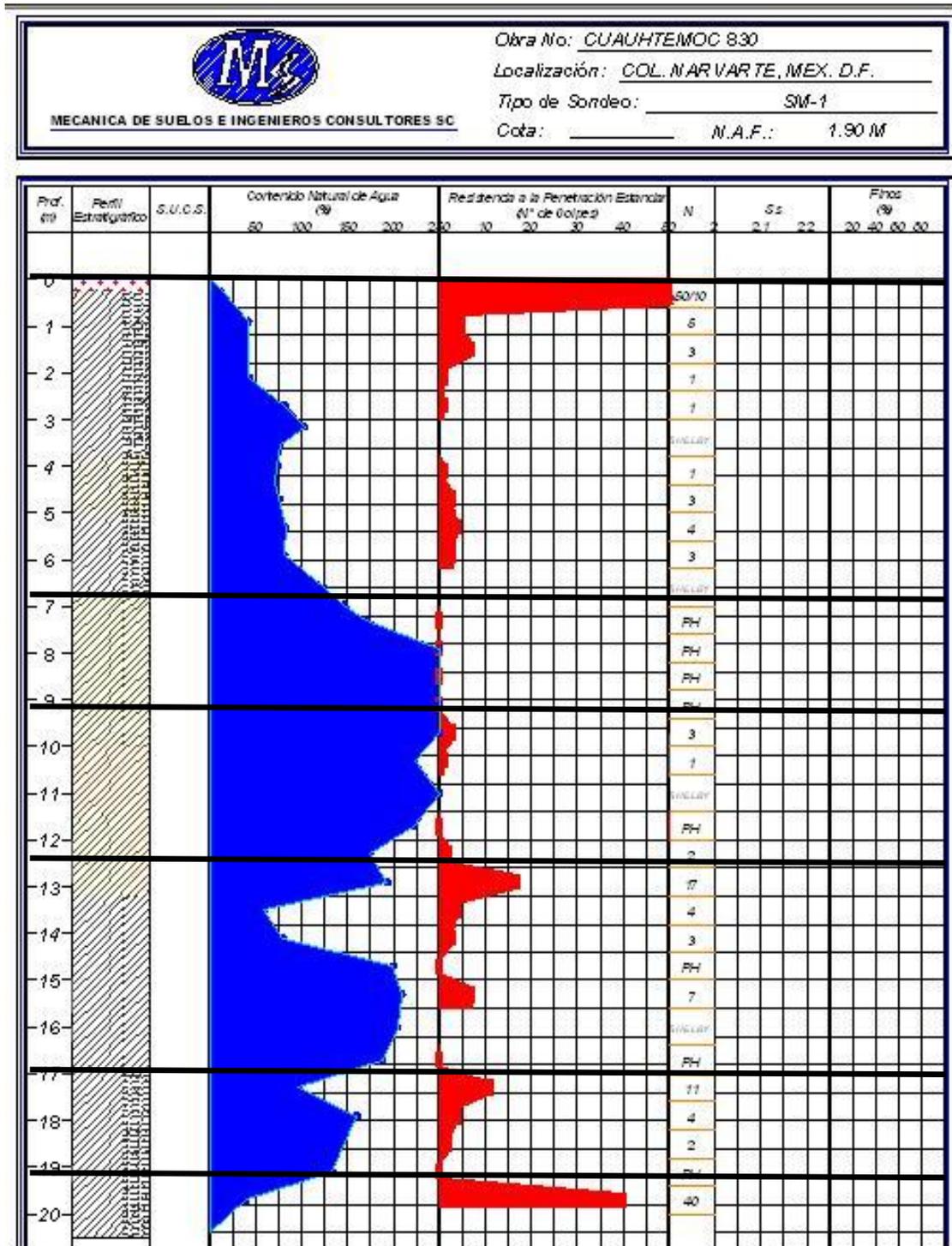


Ilustración 15. PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL SONDEO MIXTO-1.

Trabajos de perforación realizados en campo:**Foto 2.7** Excavación de pozo a cielo abierto (PCA-1)**Foto 2.8** Vista de tubo partido**Foto 2.9** Equipo empleado para el sondeo profundo

2.4 Pruebas de laboratorio

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

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

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 Ilustraciones del Anexo).

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 graficas y tablas del Anexo.

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 Ilustraciones del Anexo.

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



Foto 2.10 Muestra obtenidas durante los trabajos de campo

2.4.1 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

2.4.2 Muestras inalteradas

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



Foto 2.11 Muestra cubica inalterada

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



Foto 2.12 Prueba de limite de consistencia



Foto 2.13 Cribado de material arenoso

Propiedades Mecánicas

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

Equipo de laboratorio:



Foto 2.14 Prueba límites de consistencia



Foto 2.15 Prueba de compresión simple



Foto 2.16 Prueba triaxial



Foto 2.17 Prueba de consolidación

3. **D**ESCRIPCIÓN

ESTRATIGRÁFICA

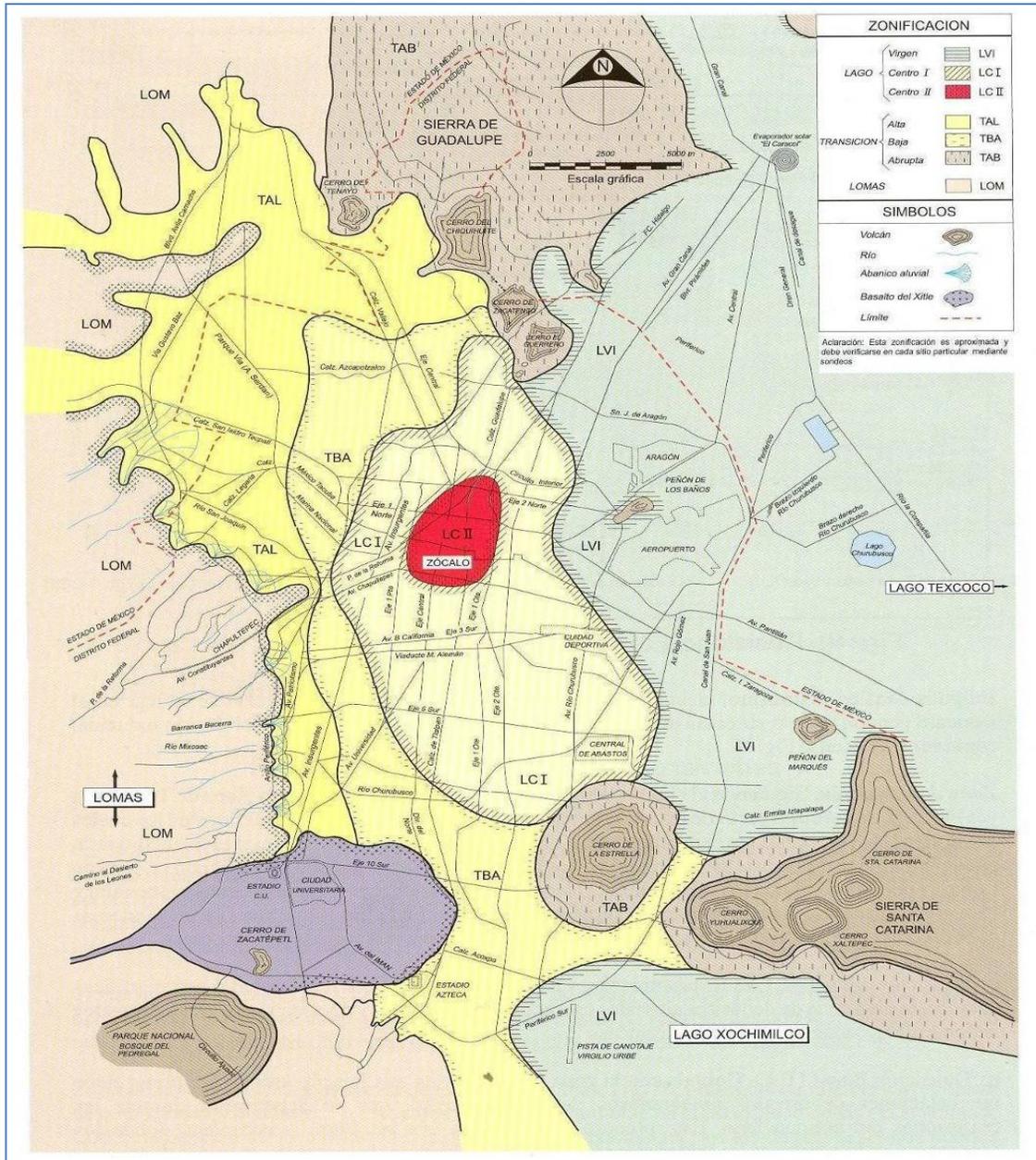


Ilustración 16. ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA DE LA CD. DE MEXICO

3. DESCRIPCIÓN ESTRATIGRÁFICA

El predio de interés se localiza en la Zona IIIb (Zona de Lago), según la regionalización del subsuelo considerada por el Reglamento de Construcciones, en la que dominan los depósitos lacustres de baja resistencia y alta deformabilidad.

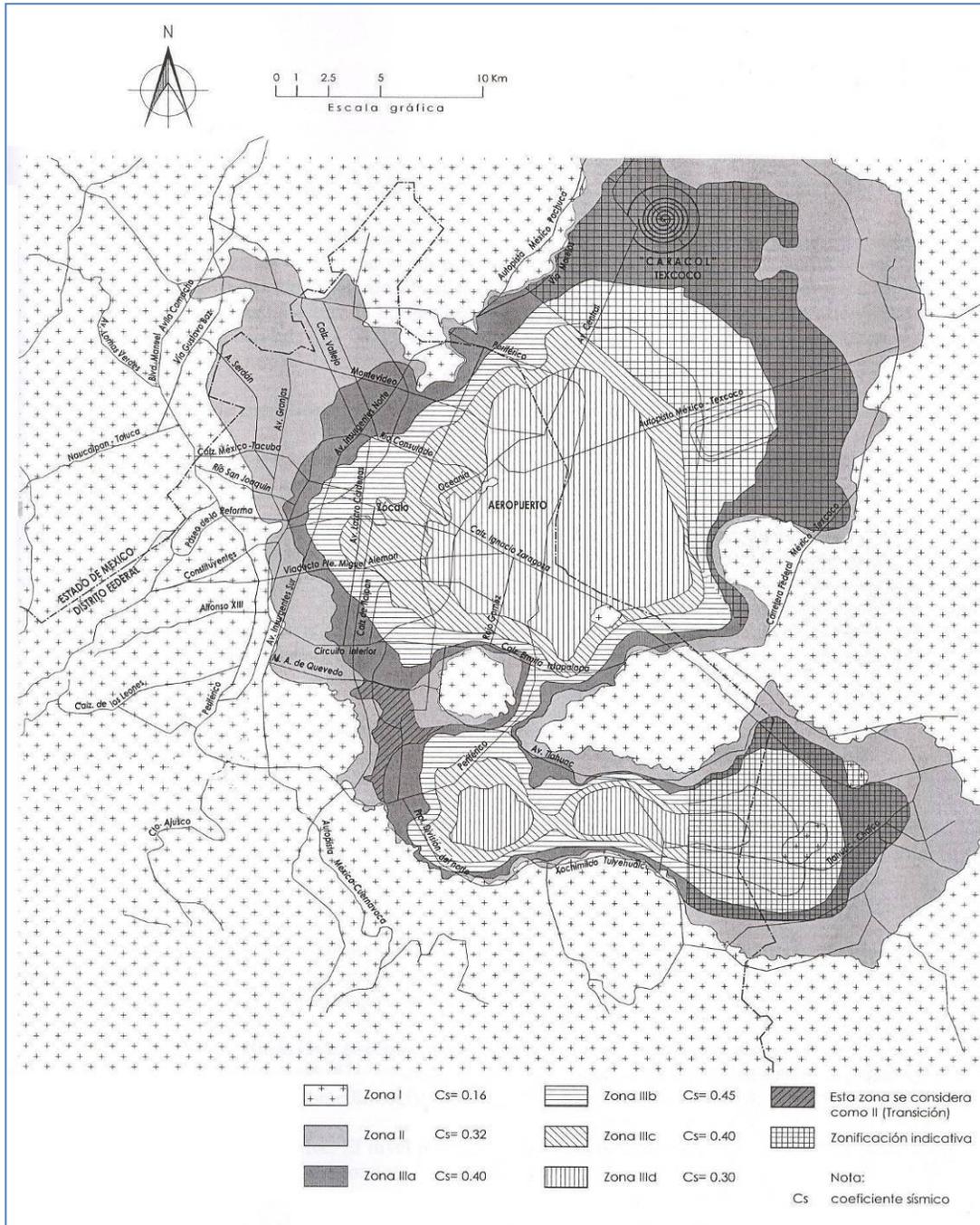


Ilustración 17. ZONIFICACION DEL SITIO DE INTERES

En el sitio de interés con el objeto de conocer las características estratigráficas y físicas del subsuelo hasta la profundidad en la que son significativos los esfuerzos producidos por las cargas que transmitirán las estructuras que se proyectan construir, se realizó un sondeo profundo en el sitio de interés de tipo mixto denominados SM-1 a 20 m de profundidad, efectuado mediante la combinación del muestreo alterado obtenido con la herramienta de penetración estándar con el muestreo inalterado mediante el hincado a presión del muestreador tipo Shelby, y para conocer las características estratigráficas y físicas de los depósitos superficiales en el predio de interés se excavaron dentro del predio tres pozos a cielo abierto denominados PCA-1 a PCA-3, a 2.00m de profundidad promedio.

-Superficialmente se encuentran materiales de relleno constituidos por desechos de demolición, de tipo heterogéneo empacados en arcilla arenosa, con espesor variable entre 0.30 y 0.80 m.

-A continuación se detectó la formación conocida como manto superficial, con un espesor de 4 m. Está constituida por arcillas y limos de los grupos CL y OH - MH según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos), con contenido de agua variable entre 50 y 120%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable entre 2 y 5 golpes, de consistencia entre blanda y media. Con cohesión variable de 4 a 6 ton/m^2 y ángulo de fricción interna variable de 6 a 19° determinados en prueba de compresión triaxial no consolidada no drenada (TR-UU). El peso volumétrico natural es de 1.30 ton/m^3 .

-Enseguida aparece la formación arcillosa superior con un espesor aproximado de 20 m. Está constituida por arcilla bentonítica de diferentes coloraciones, con estratos intercalados de arena, vidrio volcánico y fósiles. El contenido de agua varía entre 150 y 400%, IRPE variable entre 6 y menos de un golpe, de consistencia entre media y muy blanda. Con límite líquido variable entre 150 y 380 %, límite plástico entre 40 y 60 %, del grupo CH según el SUCS. La cohesión oscila entre 2 y 3.5 ton/m^2 . El peso volumétrico natural varía entre 1.15 y 1.40 ton/m^3 .

-La primera capa dura se localizó aproximadamente entre 19.40 y 20.00 m de profundidad, está constituida por arcilla poco limosa gris oscuro con escasa arena fina, con contenido de agua variable entre 30 y 70%, el IRPE oscila entre 35 y 50 golpes, de compacidad alta. Con límite líquido de 75%, límite plástico de 40%, del grupo MH según el SUCS.

La secuencia detallada del sondeo realizado se describe a continuación:

SONDEO MIXTO SM – 1	
(AV. CUAUHEMOC No. 830)	
Profundidad (m)	Descripción
0.00 - 0.25	Fragmentos de tezontle rojo (material de relleno), con un contenido de agua del 12%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) mas de 50 golpes; de consistencia dura.
0.60 – 3.00	Arcilla poco limosa, café oscuro, con escasa arena fina, con un contenido de agua variable de 42 a 82 %, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable de 1 a 5 golpes; de consistencia blanda muy blanda a media.
3.00 – 3.80	Arcilla poco limosa, gris oscuro, con poca arena fina; un contenido de agua variable de 73% a 103%; límite líquido de 83% y límite plástico de 38%, de acuerdo al SUCS pertenece al grupo OH-MH.
3.80 – 6.20	Arcilla poco limosa, gris oscuro, con escasa arena fina; con un contenido de agua variable de 71 a 82%; con índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable de 1 a 4 golpes, de consistencia muy blanda a blanda.
6.56 – 7.00	Arcilla poco limosa, gris oscuro, con pequeñas lentes de limo gris claro; con un contenido de agua variable entre 124% a 146%; límite líquido de 121.65% y límite plástico de 64.29%, que de acuerdo al SUCS pertenece al grupo OH-MH.
7.00 – 10.60	Arcilla, gris verdoso oscuro; con un contenido de agua variable entre 170% a 348%; con índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable desde PH (Peso de Herramienta) a 3 golpes, de consistencia muy blanda a blanda.
10.60 – 11.40	Arcilla, café rojizo; con un contenido de agua de 269%; límite líquido de 282% y límite plástico de 79%, que de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH.
11.40 – 15.60	Arcilla, gris verdoso, con manchas café rojizo, con un contenido de agua variable de 98 a 222%; Índice de Resistencia a la Penetración Estándar variable desde PH (Peso de Herramienta) a 17 golpes, de consistencia muy blanda a muy firme.
15.60 – 16.40	Arcilla, gris verdoso oscuro, con un contenido de agua de 204%; límite líquido de 354% y límite plástico de 116%, que de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH.
16.40 – 20.00	Arcilla poco limosa, gris oscuro, con escasa arena fina; con un contenido de agua variable entre 39% y 187%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable desde PH (peso de herramienta) a 40 golpes, de consistencia muy blanda a dura.

El nivel de aguas freáticas se detecto a 1.90 m de profundidad aproximadamente. Esta posición del agua freática depende de la época del año y de las fugas e infiltraciones que se generan en las colindancias.

La distribución de esfuerzos con respecto a la profundidad se indica en la Ilustracion 18, donde se indica 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 5 ton/m² a 12 m de profundidad, pero a partir de esta profundidad se decrementa la preconsolidación a 4 ton/m² conforme se profundizan los materiales arcillosos.

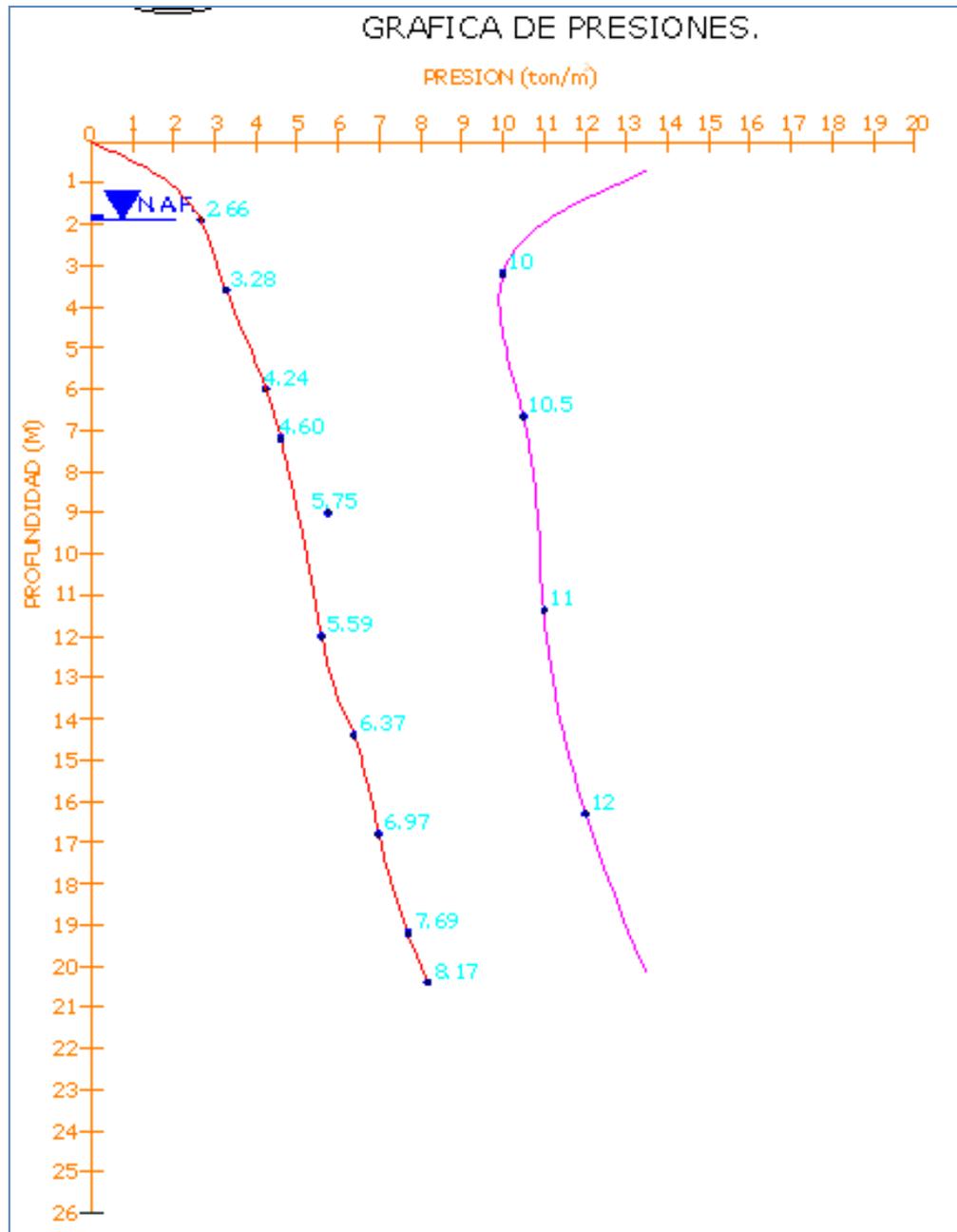


Ilustración 18. DISTRIBUCION DE ESFUERZOS.

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

Considerando las características de rigidez de la cimentación que más adelante se define, la deformabilidad de los materiales del subsuelo y la presión de contacto aplicada a los materiales de apoyo por la cimentación, el módulo de reacción del suelo deberá considerarse de 3 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 IIIb denominada de Lago, a la que corresponde un coeficiente sísmico de 0.45 (Ver Ilustración 17)

4. **A**LTERNATIVA DE

CIMENTACIÓN

4. ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN

4.1 Solución de cimentación

El proyecto arquitectónico presenta las siguientes características geométricas:

- El nivel de piso terminado del sótano y medio para estacionamiento corresponde a -4.8m , planta baja con nivel de piso terminado a $+1.70\text{m}$, donde el nivel 0.00 será el nivel de banqueteta, se requiere un desplante del cajón mínimo de -5.10 m , y considerando una losa de fondo de 25 cm y una plantilla de 5 cm .
- La relación entre la altura del edificio (29.65 m) y la dimensión menor promedio de la planta baja y cajón de cimentación es 2.47m

El subsuelo presenta las siguientes características mecánicas e hidráulicas:

- Nivel de aguas freáticas a 1.90 m de profundidad con respecto al nivel de banqueteta.
- Asentamientos de 2.5 cm/año por consolidación regional.

De acuerdo a información de la comisión del Valle de México de la S.A.R.H. a 35 m de profundidad se tiene un abatimiento piezométrico de 5 m

Para las características anteriores deberán revisarse los siguientes aspectos geotécnicos para el diseño de la cimentación del proyecto, considerando como primera opción un cajón de cimentación:

- Asentamientos a largo plazo que resulten inferiores a los permitidos por el reglamento.
- Evaluación de posible falla de la costra superficial por los esfuerzos transmitidos en condición sísmica.
- Valoración de las tensiones en la losa de cimentación.

Es necesario aclarar que aunque la excavación se realice en dos etapas, el cajón de cimentación debe ser monolítico y continuo sin juntas constructivas.

4.2 Cargas estimadas de proyecto Departamentos

Peso de la Estructura = 11 T/m^2

Área de Total= 360.08 m^2

Áreas vacios= 69.02 m^2

Área de construcción: 291.06 m^2

Peso de la Estructura= 3201.66 ton

Peso estimado de la estructura = 3201.66 ton (incluye peso de la cimentación pero no está factorizada) en condiciones gravitacionales de 2881.49 ton (incluye peso de la cimentación, no está factorizada) en condiciones medias.

Se considero 1 ton/m^2 por nivel superior y de 1.5 ton/m^2 por sótano, en forma convencional, las cargas pueden quedar ligeramente abajo si se emplean materiales aligerados,

$$W_E = \begin{array}{l} 8.89 \text{ t/m}^2 \text{ condiciones máximas sin factorizar} \\ 8.44 \text{ t/m}^2 \text{ condiciones instantáneas sin factorizar} \\ 8.00 \text{ t/m}^2 \text{ condiciones medias sin factorizar} \end{array}$$

Excavación

$$\text{Área excavada} = 360.08 \text{ m}^2$$

Profundidad de excavación = 5.10 m

Peso volumétrico del suelo excavado = 1.5 ton/m^3

Peso del suelo excavado = 2754.61 ton

Esfuerzo Total = 8.00 ton/m^2 (Tomando en cuenta las condiciones medias y con peso de cimentación)

Esfuerzo Neto = 0.35 ton/m^2 (considerando una compensación de 7.65 ton/m^2)

Por lo que la cimentación quedará parcialmente compensada.

Considerando estas cargas, los vacíos que presenta la estructura de acuerdo a los planos arquitectónicos, y el área que ocupará la cimentación, se tiene una excentricidad hacia la parte Poniente del predio, por lo que será necesario lastrar el lado oriente.

LASTRE EN LA PARTE ORIENTE DEL PREDIO

Se colocara como lastre empleando *Concreto Ciclópeo*, el cual tiene un peso volumétrico de $\gamma=2.0 \text{ ton/m}^3$, con un espesor de 2.55 m por debajo de la losa de cimentación entre parte oriente del predio en un área 44.45 m^2 , como se indica en la ilustración 19. Estos espesores son calculados con cargas estimadas, se requiere la bajada de cargas por columna para poder ajustar dicho lastre.

En el caso de no eliminar la excentricidad, se tendrán desplomos en la estructura que se manifestaran como asentamientos diferenciales importantes.

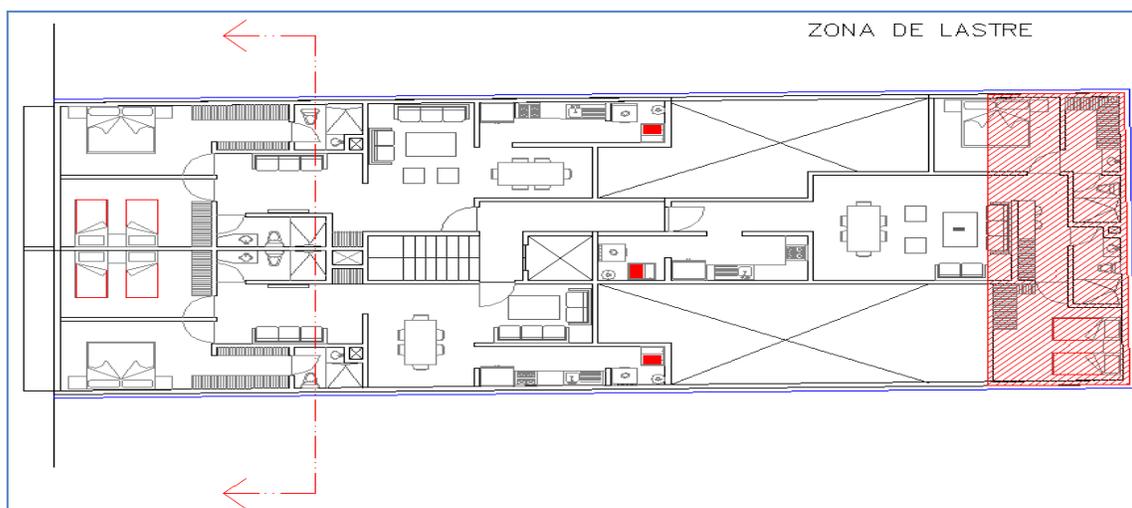


Ilustración 19. ZONA DE LASTRE

4.3 Análisis de estabilidad

Estado de falla general con cajón de cimentación

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

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

donde:

q_{adm} = capacidad de carga admisible, ton/m²

C_{uu} = cohesión promedio en la superficie de falla, 4.0 ton/m²

N_c = factor de capacidad de carga propuesto por Vésic, 6.02

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

D_f = profundidad de desplante, 5.10 m

B = ancho promedio del cajón de cimentación, 12 m

L = longitud promedio del cajón de cimentación, 30 m

γ = peso volumétrico del suelo sobre el nivel de desplante, 1.5 ton/m³

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

Reemplazando los valores anteriores, la capacidad de carga estática y dinámica admisible es 15.7 ton/m² y 17.3 ton/m², respectivamente.

4.4 Acciones

Las acciones que deben considerarse en los análisis de la cimentación son las siguientes:

- Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima, que deben incluir el peso de la cimentación para la estructura de interés. Estas cargas estarán afectadas por un factor de carga de 1.4 y se consideraran en el análisis límite de falla en condiciones estática.
- Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea que debe incluir el peso de la cimentación para el edificio de interés. La acción accidental más crítica por efecto sísmico corresponderá a un momento sísmico para la estructura analizada. Las cargas estarán afectadas por un factor de carga de 1.1 y se utilizaran en el análisis límite de falla en condiciones dinámicas.
- Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad media que deben incluir el peso de la cimentación estarán afectadas por un factor de carga de 1 y se emplearan en el análisis del estado límite de servicio.

4.5 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:

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

donde:

ΣQ : 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_c : 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_R : factor de resistencia, adimensional e igual a 0.70

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

$$\frac{\Sigma Q F_c}{A} = 12.45 \text{ ton/m}^2 < R F_R = 15.7 \text{ ton/m}^2$$

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

4.6 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:

$$W_t F_c - W_c < F_R A_R q_1 \left(1 - \frac{0.12 F_c a_0 b \gamma}{F_R c g} \right)$$

donde:

W_t : carga total de la estructura en la condición analizada (3039.08 ton).

F_c : factor de carga, adimensional e igual a 1.1

W_c : peso del suelo desplazado para la construcción de la cimentación, en ton, igual a $W_c = (A \gamma D_f) = 2754.61 \text{ ton}$

F_R : factor de resistencia adimensional e igual a 0.7

A_R : área reducida del cajón de cimentación, para tomar en cuenta el momento de volteo debido a sismo, igual a =

$$A_R = (B - 2 e) \times L = 137.61 \text{ m}^2$$

siendo:

- B: ancho del cajón de cimentación. (11.73m)
- L: largo del cajón de cimentación (29.85m)
- e: excentricidad dada por: 3.56

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

donde:

W_t: peso de la estructura en la condición analizada, en ton.

M_s: momento de volteo debido a sismo, obtenido en forma aproximada con el siguiente procedimiento: 7136.61

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

siendo:

- H_T: altura total de la estructura, medida a partir del desplante (29.65 m).
- C_s: coeficiente de diseño sísmico, igual a 0.45
- Q: factor de comportamiento sísmico (ductibilidad) = 3
- q₁: capacidad de carga neta del suelo de apoyo de la cimentación, obtenida con la siguiente fórmula: 24.08

$$q_1 = c N_c$$

donde:

- c: cohesión media del suelo a lo largo de la superficie potencial de falla.
- N_c: coeficiente de capacidad de carga
- a_o: aceleración horizontal máxima del terreno, según el Reglamento de Construcciones, igual a 0.45 g, para estructuras tipo B, afectada por un factor de ductilidad de 2 a_o = 0.45 x 9.81/3 = 1.47 m/seg², 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 para la estructura analizada de la siguiente manera:

$$588.37 \text{ ton.} < 2149.98 \text{ ton.}$$

Por lo tanto la cimentación es estable en condiciones dinámicas.

4.6.1 Estado de falla local con cajón de cimentación

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

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

donde:

q_{amd} = esfuerzo admisible en la orilla, ton/m²

C_{cu} , ϕ_{cu} = parámetros de resistencia del subsuelo al nivel de desplante en condición consolidada - no drenada, 4.5 ton/m² y ángulo de 15°

$$N_{\phi} = \tan(45^{\circ} + \phi_{cu}/2) = 1.30$$

Fs = factor de seguridad, 1.3

K_o = coeficiente de empuje de tierras en reposo, 0.6

σ_{eo} = esfuerzos efectivos in situ al nivel de desplante, 4.45 ton/m²

Reemplazando los valores anteriores, el esfuerzo limite en la orilla es 11.36 ton/m².

4.6.2 Esfuerzos inducidos por sismo con cajón de cimentación

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

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

$\Delta\sigma_{\text{sismo}}$ = incremento de esfuerzo en la esquina crítica, ton/m²

Mv_{sismo} = momento de volteo sísmico, 7136.61 ton-m

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

H_t = altura total del proyecto medida desde el desplante, 29.65 m

W_t = cargas de la estructura considerando la cimentación, 3039.08 ton.

C_s = coeficiente sísmico de diseño, 0.45

Q_s = factor de comportamiento sísmico, 3

I_{\min} , I_{\max} = momentos de inercia principales menor (4014.73 m⁴) y mayor (25998.59 m⁴) respecto al centroide de la losa de cimentación.

d_y , d_x = distancias perpendiculares a la esquina crítica, 5.86 y 14.93 m, medidas respecto a los ejes principales de inercia menor y mayor.

Reemplazando los valores en la expresión, el incremento de esfuerzo por sismo en la esquina crítica de la losa de cimentación es $\Delta\sigma_{\text{sismo}} \approx \pm 11.65 \text{ ton/m}^2$

4.6.3 Revisión de la estabilidad con cajón de cimentación

El esfuerzo total transmitido por el proyecto al subsuelo en condiciones estáticas (8.89 ton/m^2) es menor que la capacidad de carga admisible estática (15.17 ton/m^2) del subsuelo.

El esfuerzo total transmitido por el proyecto en condiciones estáticas más el incremento de esfuerzo por sismo (11.65 ton/m^2) es igual a 20.54 ton/m^2 que resulta ser mayor a la capacidad de carga dinámica admisible (17.3 ton/m^2) del subsuelo.

El esfuerzo total transmitido en condiciones estáticas más el incremento de esfuerzo por sismo (20.54 ton/m^2) es mayor al esfuerzo límite en la orilla (11.65 ton/m^2).

El esfuerzo total en condiciones estáticas menos el incremento de esfuerzo por sismo es igual a -2.76 ton/m^2 y por tanto se presentarían tensiones en la losa.

Con base en lo anterior, se concluye que el cajón rígido de cimentación no cumple con los requisitos de estabilidad en condiciones sísmicas, por lo que deberá emplearse una cimentación mixta empleando cajón con pilotes de fricción.

4.7 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 empleó 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:

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

donde:

q : descarga uniformemente repartida superficialmente, provocada por la excavación, en ton/m^2 .

B : ancho del área descargada, en m

F_1 y F_2 : 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^2 .

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)	Modulo de elasticidad (ton/m ²)	Relación de Poisson
5.10 – 8.50	650	0.50
8.50 – 14.50	550	0.50
14.50 – 20.00	650	0.50

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 6.2 cm y en la esquina de 2.6 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.

4.8 Empujes sobre los muros perimetrales del cajón de cimentación

Tomando en cuenta las características estratigráficas 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 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 0.45 (Zona de Lago).
- + La presión hidráulica que ejerce el agua obtenida como el producto de su peso volumétrico por la profundidad.

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 las Ilustraciones 20 y 21 se muestran los valores obtenidos en forma gráfica, los que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros perimetrales para sobrecargas de 2 ton/m² y 4 ton/m².

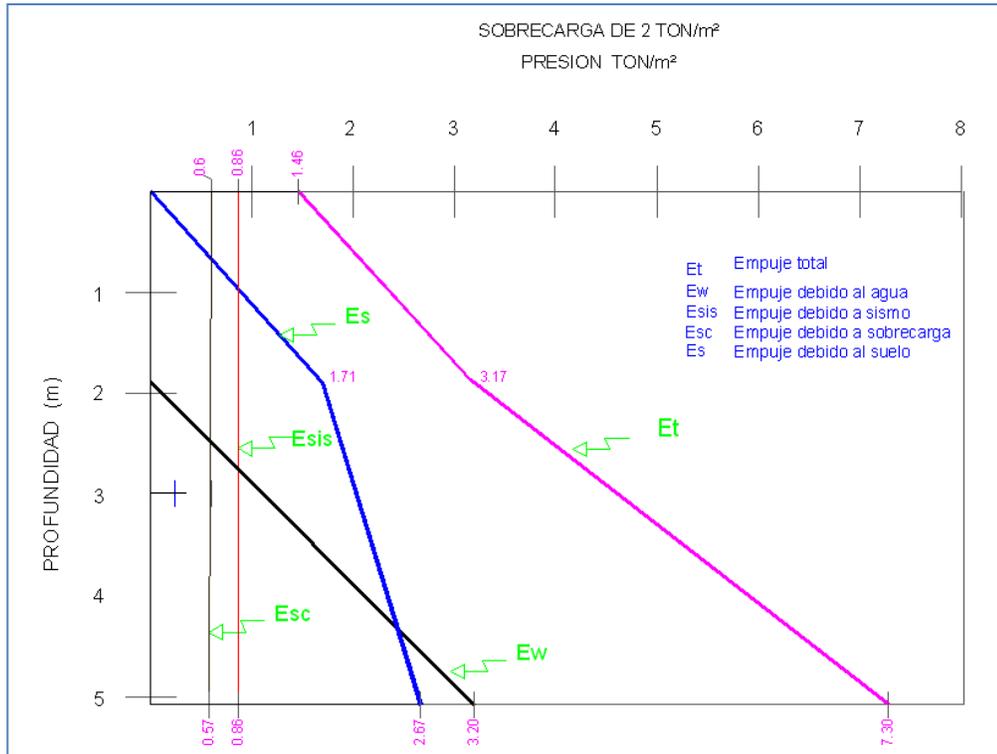


Ilustración 20. EMPUJE EN MUROS

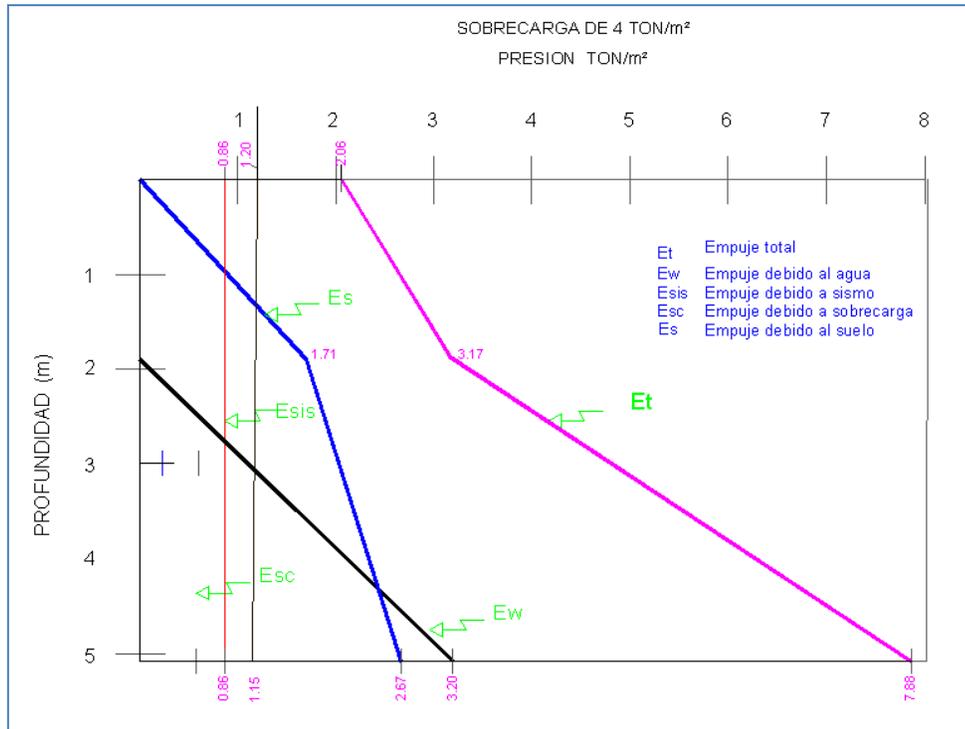


Ilustración 21. EMPUJE EN MUROS

4.9 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:

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

donde:

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

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

donde:

γ = peso volumétrico del suelo sobre el nivel de desplante, 1.5 ton/m³

H = altura del talud, 5.10m

q = sobrecarga, 2 ton/m²

C_{uu} = cohesión promedio en condición no drenada, 4 ton/m²

(ϕ_{uu}) = ángulo de fricción en condición no drenada,

La excavación inicial que alojará el cajón de cimentación se podrá efectuar dejando bermas configuradas por una banqueta de un metro de ancho y taludes 0.8:1.0 (horizontal: vertical), pero debido a que el área de excavación lo ocupara todo el terreno será necesario implementar un sistema de retención mediante un muro Berlín.

4.10 Consideraciones geotécnicas para diseño estructural

Trabajo estructural de la losa de fondo

La losa de cimentación soportará la presión de compensación actuante hacia arriba (7.65ton/m²) y uniformemente distribuida en el área de cimentación.

La losa deberá ser capaz de soportar la carga última de la cimentación en compresión y tensión.

4.11 Alternativa con cimentación mixta

Por lo que la alternativa de cimentación será resuelta mediante un cajón de cimentación desplantado a 5.1 m de profundidad, considerando que el nivel de piso terminado se requiere a -4.8 m y complementado por pilotes de fricción de sección cuadrada de 45 por 45 cm desplantados a 19 m de profundidad, debido a que se empleara una cimentación mixta, se consideraran pilotes adicionales en la zona oriente del predio de acuerdo a lo establecido en el

plano estructural para evitar la excentricidad y por otro lado limiten los asentamientos máximos a 15 cm y contra reste la influencia de la carga en la colindancia sur.

De acuerdo a las cargas estimadas es conveniente que los materiales que constituyan los diferentes elementos de construcción de la estructura sean lo más ligeros posible

La alternativa que se considera la más viable: es una solución de cimentación del proyecto mediante un cajón rígido de cimentación desplantado a 5.1 m de profundidad (considerando que el piso terminado del último sótano esta en la cota -4.8 m) y complementado por pilotes de fricción de 45 cm de lado y desplantados a 19 m de profundidad, que eliminen la excentricidad que se tiene de oriente a poniente y en el sentido sur a norte, y por otro lado limiten los asentamientos máximos a 15 cm y contra reste la influencia de la carga en la colindancia sur (ver Ilustración 22).

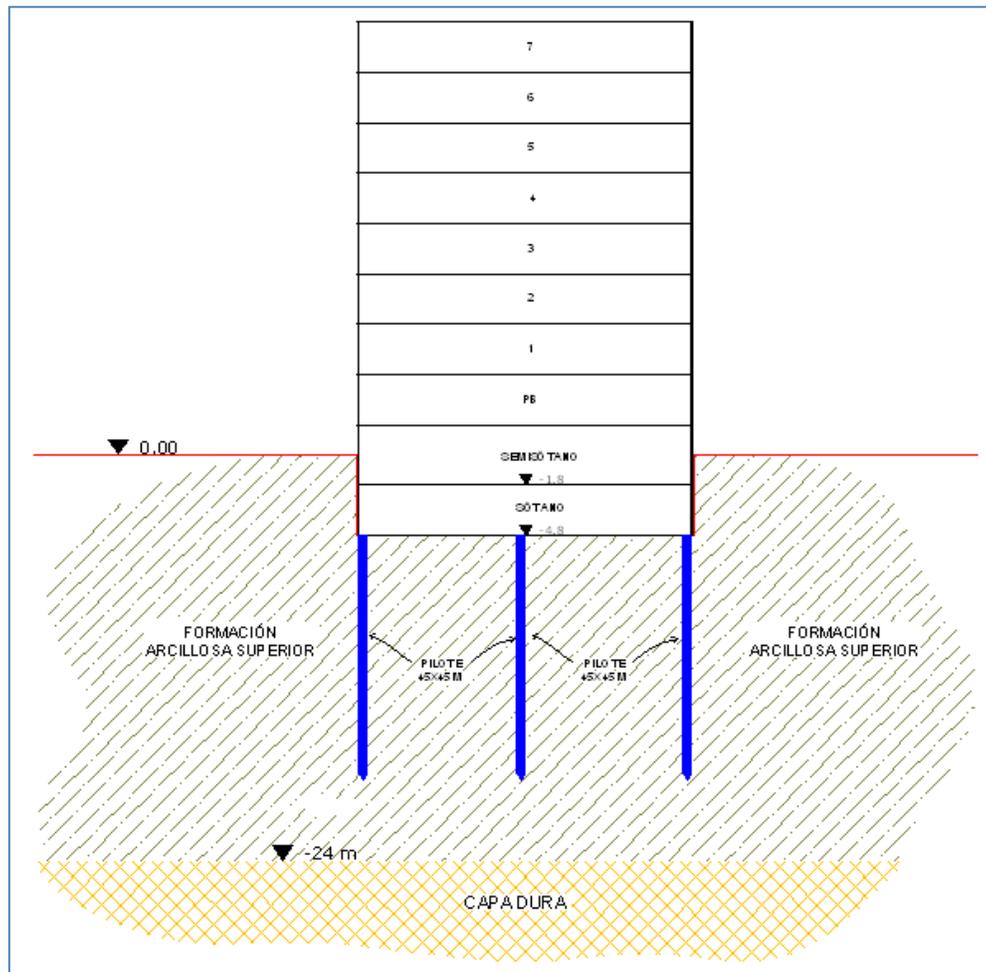


Ilustración 22. CAJÓN DE CIMENTACIÓN PARCIALMENTE COMPENSADO CON PILOTES DE FRICCIÓN

En la alternativa propuesta se debe considerarse que la concentración de los esfuerzos inducidos por el edificio existente en su colindancia Sur y el que se proyecta construir, pues de no considerarse se ocasionaran desplomos importantes y asentamientos que afectarían el comportamiento de la estructura.

4.12 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_v: presión vertical total actuando en el suelo a la profundidad de excavación, en ton/m²
- F_c: Factor de carga adimensional e igual a 1.4
- q: sobrecarga superficial, igual a 2 y 4 ton/m²
- F'_c: factor de carga, adimensional e igual a 1.0
- c: cohesión del material que subyace a la excavación
- N_c: coeficiente de capacidad de carga
- F_R: Factor de resistencia, igual a 0.7

Para una excavación a 5.1 m de profundidad, resulta lo siguiente:

$$\begin{aligned} 14.71 \text{ ton/m}^2 &< 10.13 \text{ ton/m}^2 \quad \text{SC} = 4 \text{ ton/m}^2 \\ 12.71 \text{ ton/m}^2 &< 10.13 \text{ ton/m}^2 \quad \text{SC} = 2 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

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.

4.13 Diseño geotécnico de pilotes de fricción

La carga admisible de un pilote de fricción Q_{adm} se calcula con la siguiente fórmula:

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

donde:

- Q_u = carga última del pilote de fricción, 75 ton.
- F_D = factor de diseño en condiciones estáticas (2.0) y dinámicas (1.75)
- C = cohesión promedio desde 5.1 m hasta 19 m de profundidad, 3.0 ton/m²
- p = perímetro del pilote cuadrado de 0.45 m de lado, 1.8 m
- L = longitud efectiva del pilote, 14 m

La carga admisible estática y dinámica de un pilote cuadrado de 0.45 m de lado y 14 m de longitud es:

$$\begin{aligned} Q \text{ adm estáticas} &= 37.5 \text{ ton.} \\ Q \text{ adm dinámicas} &= 43.0 \text{ ton.} \end{aligned}$$

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

Capacidad de carga por tensión es igual a 56.80 ton

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

$$\begin{aligned} Q_{netatribuaria} &\leq Q_{ademestatica} \\ Q_{netatribuaria} + \Delta Q_{sismo} &\leq Q_{admdinámiaestatica} \\ | Q_{netatribuaria} - \Delta Q_{sismo} | &\leq Q_{admdinámiaestatica} \end{aligned}$$

El incremento de carga por sismo en cada columna se calcula con la siguiente expresión:

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

donde:

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

Mv_{sismo} = momento de volteo sísmico, ton-m

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

I_{\min}, I_{\max} = momentos de inercia principales menor y mayor respecto al centroide del conjunto de columnas

$A_{columna}$ = área de la sección transversal de la columna, 1.0 m²

4.14 Análisis de asentamientos

El asentamiento a largo plazo δ en condiciones estáticas se evalúa como la suma de las deformaciones en cada uno de los estratos afectados por el grupo de pilotes, mediante la siguiente ecuación:

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

donde:

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

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

H_i = espesor del estrato i

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

El incremento en los esfuerzos efectivos se calculó con la solución de Fröhlich (x=2) para una cimentación flexible y para una carga neta 10.87 ton/m² aplicada a 12 m de profundidad.

Con base en lo anterior, se estima que el asentamiento máximo que experimentará la estructura será de 13 cm que es admisible-

Trabajo estructural de la losa de fondo

La losa de cimentación soportará la presión de compensación actuante hacia arriba y uniformemente distribuida en el área de cimentación.

Asimismo, la losa debe ser capaz de soportar la carga última de los pilotes de fricción (75 ton) en compresión y tensión.

5. **P**ROCESO CONSTRUCTIVO E

INSTRUMENTACIÓN

5. PROCESO CONSTRUCTIVO E INSTRUMENTACIÓN

5.1 Protección a colindancias

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

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 5.1 m a partir del nivel de banqueta, iniciando al fondo del predio que será la primera etapa, como se muestra en la Ilustración 23.

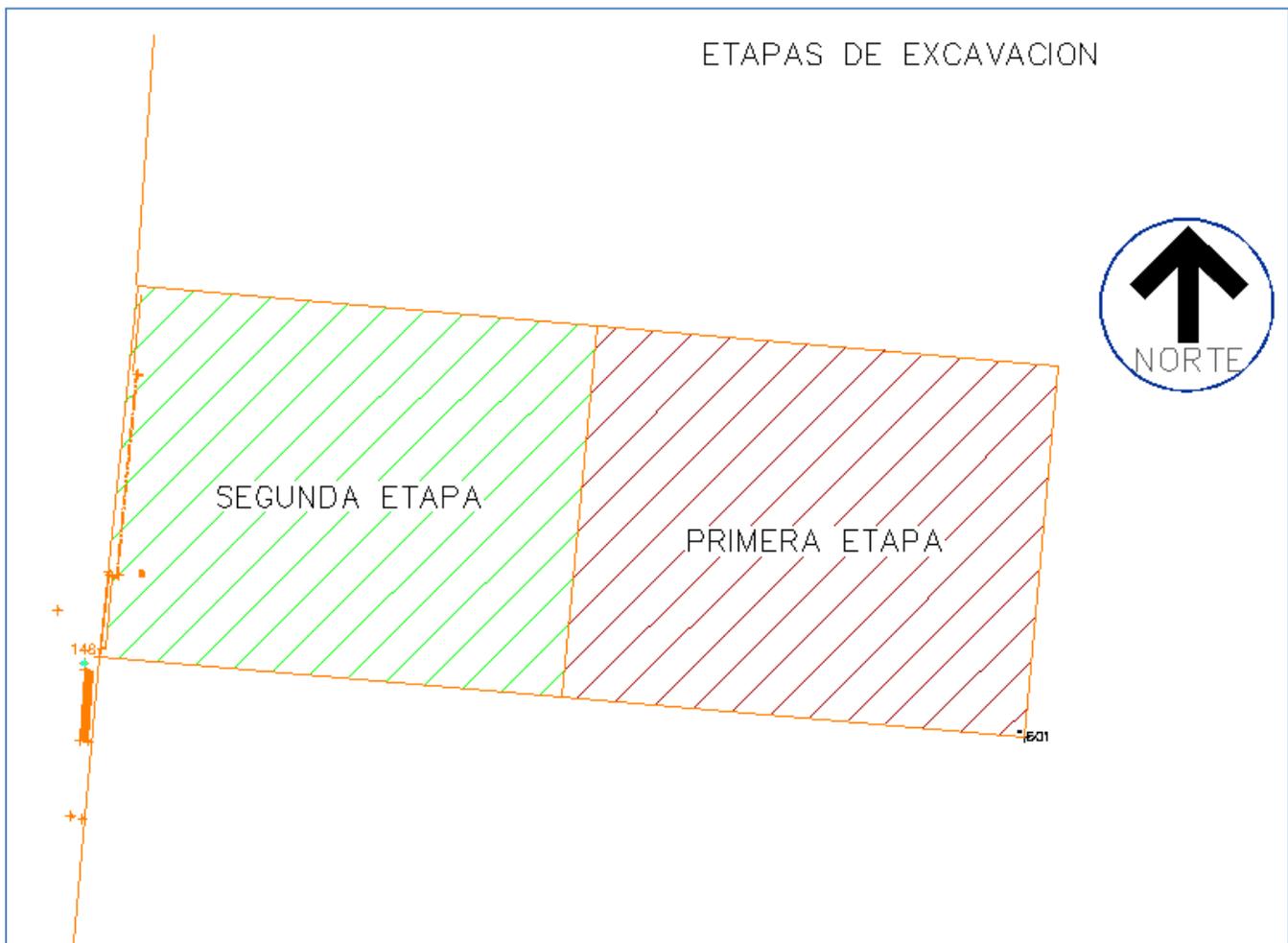


Ilustración 23. ETAPAS DE EXCAVACIÓN

Se podrá realizar una excavación previa en todo el terreno de 0.80 m para retirar cimentaciones antiguas y rellenos. (ver Ilustración 24)

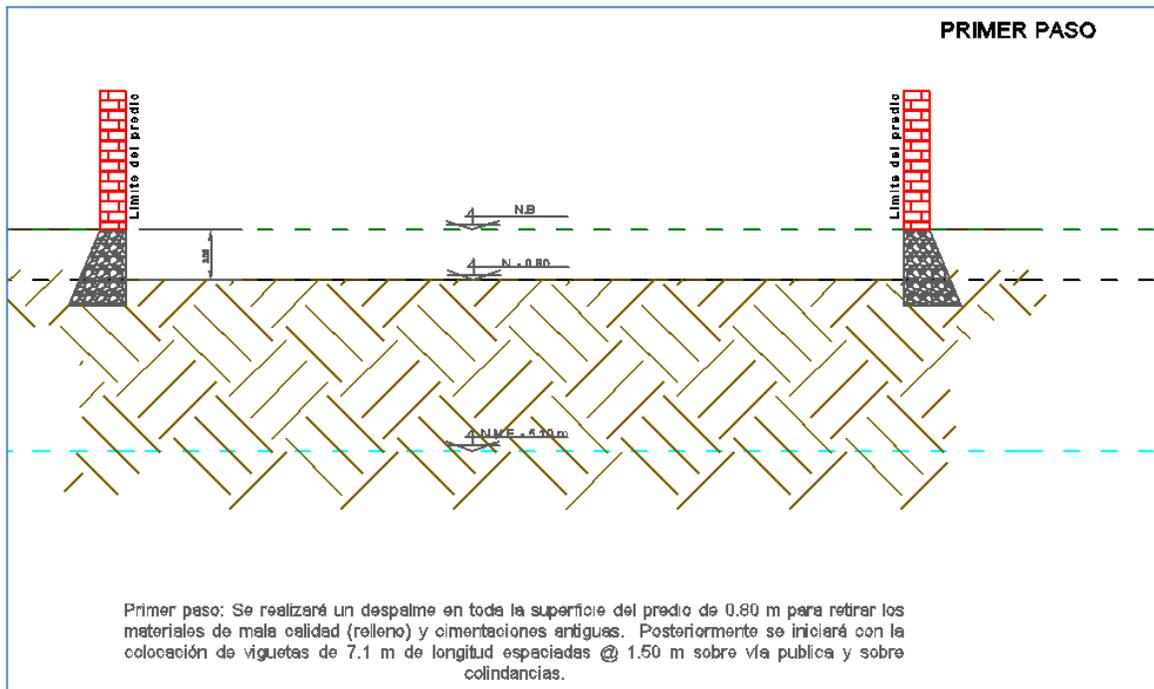


Ilustración 24. EXCAVACION INICIAL

La excavación se realizara dejando una berma perimetral con una banqueta de 1.0 m 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.

La protección a colindancias será resuelta mediante un muro tipo Berlín, que mas adelante se detalla su proceso constructivo.

Previamente se colocarán las viguetas metálicas a partir de 0.50 m y hasta una profundidad de 6.5 m (ver Ilustración 25), posteriormente se iniciará la excavación dejando una berma con una banqueta de 1.0 m de ancho, y taludes de 0.8: 1.0 (horizontal: vertical) que se irán retirando en módulos de 3 m de ancho, a cada 6 m en forma simultánea (ver Ilustración 26), este proceso constructivo para la protección a las colindancias se efectuara en todas las colindancias.

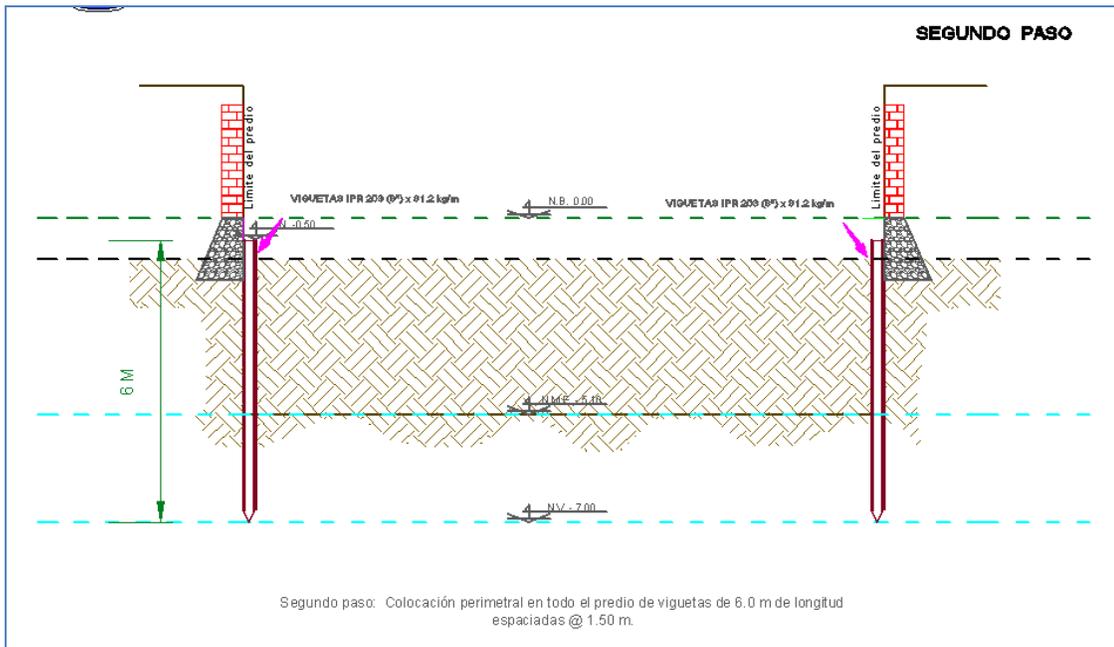


Ilustración 25. PROTECCION A COLINDANCIAS

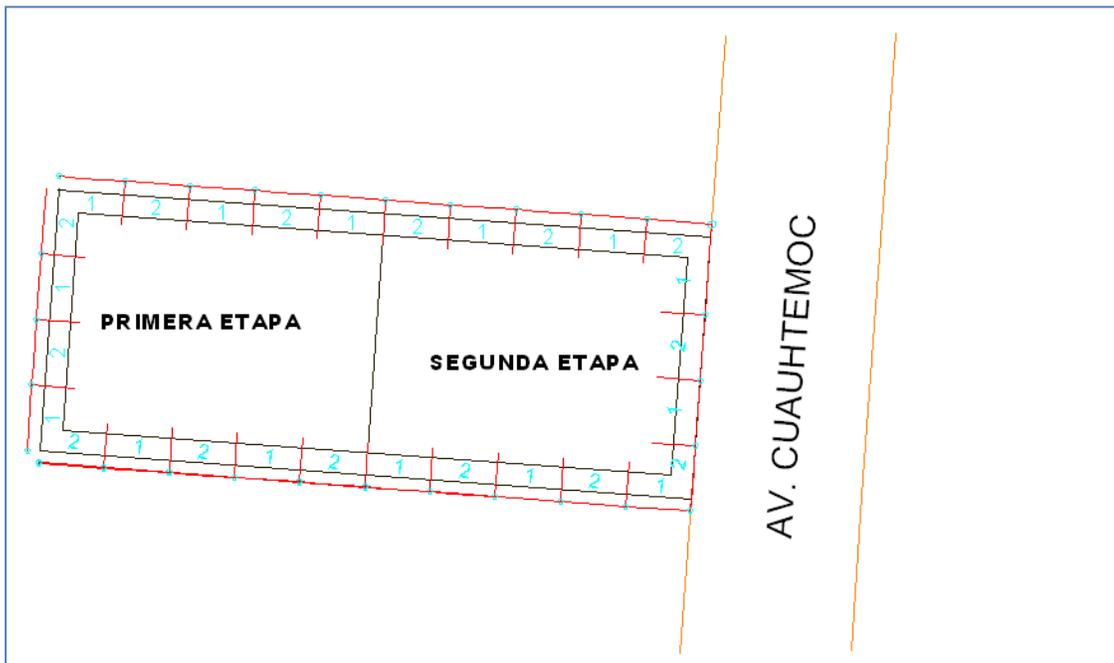


Ilustración 26. MODULACION DE BERMAS

La excavación se podrá efectuar con retroexcavadora, operando desde una plataforma inicialmente excavada a 0.8 m de profundidad, debiendo llevarse como máximo a 0.25 m por abajo del primer nivel de troqueles propuesto a -1.75 m, posteriormente se retiraran las bermas por módulos hasta 2 m de profundidad, una vez troquelado el primer nivel de troqueles (ver Ilustración 27).

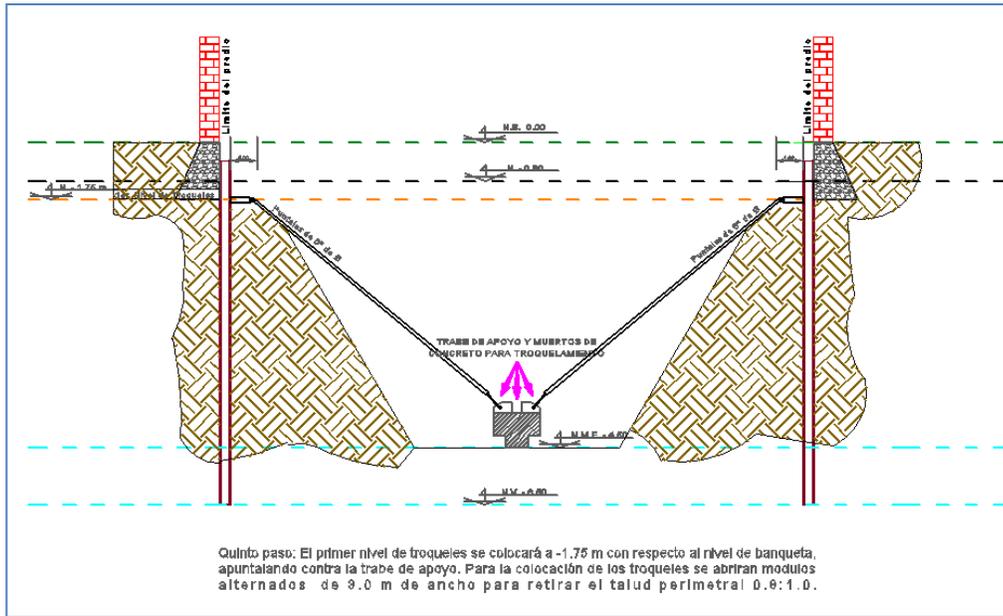


Ilustración 27. PRIMER NIVEL DE TROQUELES

Se procederá a excavar hasta una profundidad de 4.25 m que se encuentra por debajo del segundo nivel de troqueles que se propone a -4 m de profundidad con respecto al nivel de banqueta (ver Ilustración 28). Instalado el segundo nivel de troqueles se procederá a realizar la excavación al nivel de proyecto que es -5.1 m, este último tramo se excavaría con herramienta manual, pico y pala, para evitar el remoldeo del material de apoyo de la cimentación.

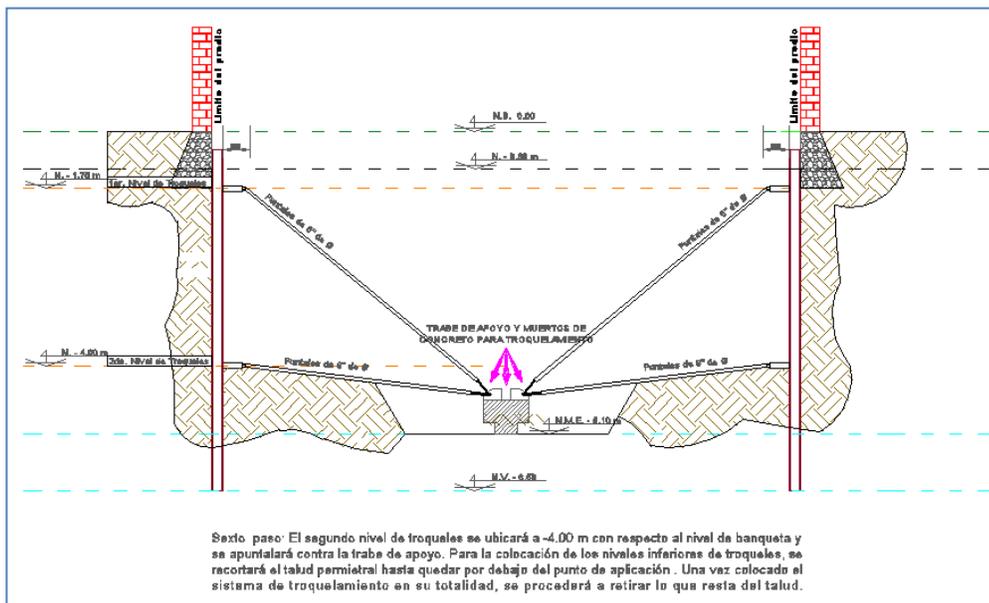
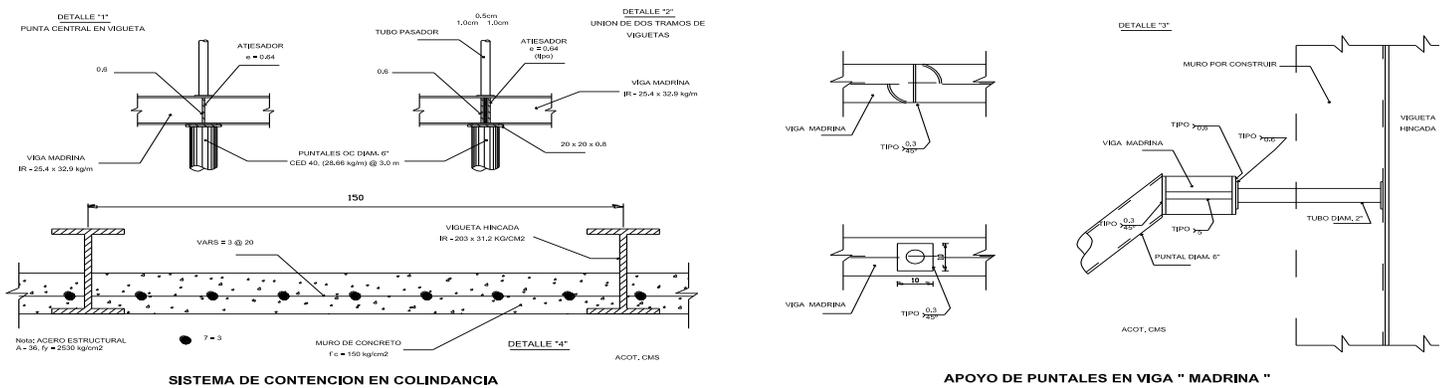


Ilustración 28. SEGUNDO NIVEL DE TROQUELES

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

Una vez alcanzado el nivel máxima excavación en la zona central se colara la losa de cimentación y se procederá a la terminación de la excavación, lo que se hará retirando los taludes laterales en tramos alternados de 3 m de ancho, procediendo de inmediato a troquelar el muro Berlín, colocando vigas de repartición y apuntalando contra la losa de cimentación ya construida o bien a los pilotes que previamente ya se construyeron, el detalle de los materiales para el sistema de apuntalamiento se indica en la Ilustración 29 .

DETALLES DE INSTALACION DEL SISTEMA DE TROQUELAMIENTO



PLANTA

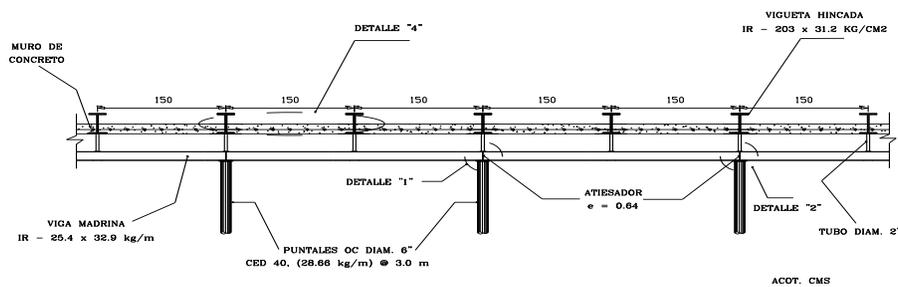


Ilustración 29. DETALLE DEL SISTEMA DE TROQUELAMIENTO

Una vez retirado el talud perimetral de la primera etapa, se procede de la misma manera con los tramos restantes. A continuación se termina de construir la losa de cimentación y los muros de colindancia, manteniendo los troqueles hasta que existan elementos estructurales que tomen las cargas que ellos soportan.

Dado que dependiendo de la época en que se realicen los trabajos de excavación y ante la presencia de época de lluvias podría requerirse un sistema de bombeo de achique y profundo para abatir el nivel freático, dado que la excavación estará por debajo del mismo.

5.2 Sistema de bombeo

La instalación del sistema de bombeo, se realizará mediante la colocación de pozos profundos con bombas sumergibles, con un total de 8 bombas, con el objeto de abatir el nivel freático por gravedad y su proceso será el siguiente:

La profundidad de la instalación de los pozos profundos será de 14.0 m respecto a la superficie del terreno natural, los cuales serán colocados a 3.0 m despegados de las colindancias (ver ilustración 30.)

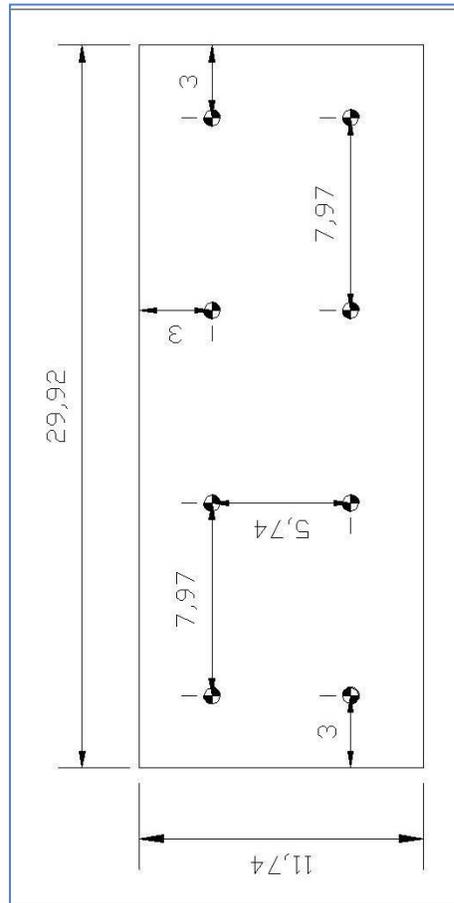


Ilustración 30. UBICACIÓN DEL BOMBEO PROFUNDO

Los pozos tendrán un diámetro de 30 cm (12") y se perforarán con máquina rotatoria, equipada con broca del tipo de aletas o tricónica, inyectando agua a presión como fluido de perforación. Alcanzada la profundidad especificada se lavará el pozo, hasta que el agua de retorno salga limpia (*libre de lodo o arena*).

Posteriormente, en la perforación se colocará un ademe ranurado, formado por un tubo de PVC de 15 cm (6") de diámetro interior. El ranurado será en toda su longitud, excepto en los 2.0 m superiores, y las ranuras serán de 1 mm de ancho, espaciadas 10 cm entre sí.

El espacio anular entre el ademe y la pared del pozo se rellenará con gravilla de tamaños variables entre 5 y 10 mm, bien graduada; para evitar que el material del filtro pase al interior del ademe, se deberá colocar una malla de mosquitero o fieltro de 300 g/m^2 alrededor del ademe.

Dentro del ademe se instalarán bombas de tipo eyector de 1" x 1 1/4" operadas a una presión de 4 kg/cm² o bombas sumergibles eléctricas; el nivel de succión de las mismas estará a 8.0 m de profundidad para los pozos interiores y en los de la periferia a 6.0 m, medidos con respecto a la superficie del terreno. El detalle de los pozos de bombeo profundo, dren y carcomo se muestra en la Ilustración 31.

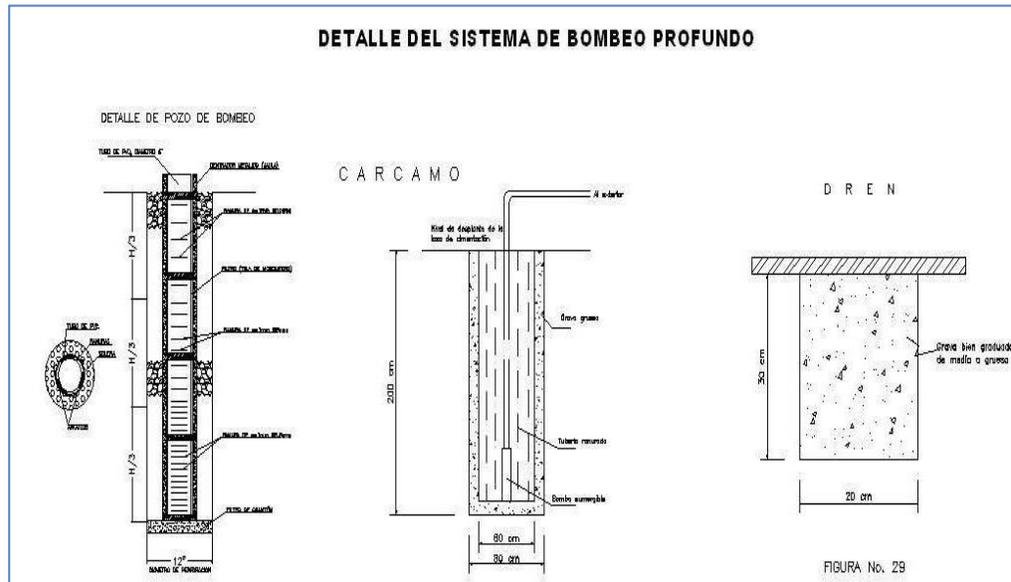


Ilustración 31. DETALLE DEL SISTEMA DE BOMBEO

El bombeo se iniciará 14 días antes de empezar la excavación de cualquiera de las etapas y se suspenderá conforme vaya avanzando la construcción del edificio, con el fin de reducir al mínimo las expansiones y mantener el menor tiempo posible el bombeo, según se describe a continuación.

El bombeo se mantendrá con el nivel de succión especificado de 13.0 m hasta que se termine de construir totalmente la losa-tapa del sótano; bajo estas condiciones, se levantará el nivel de succión a la profundidad de 8.0 m de los pozos, respectivamente. Cuando se termine de construir la losa de planta baja, el nivel de succión, se situará en la profundidad de 6.0 m en todos los pozos y después de construir la losa del nivel 2°, se suspenderá el nivel de succión. El bombeo se suspenderá, en todos los pozos, al terminarse de construir la losa del segundo nivel, procediéndose a cortar y sellar los pozos.

5.3 Excavaciones

- Las excavaciones necesarias para retirar todos los materiales de relleno de mala calidad existentes en el terreno y alojar al cajón de cimentación, deberán de realizarse del fondo del predio hacia su acceso, con el objeto de evitar su contaminación y su reblandecimiento.
- Las excavaciones se realizarán en dos etapas.
- La excavación central se efectuará con una retroexcavadora operando desde afuera del área excavada, debiendo llevarse como máximo a 0.15 m arriba del nivel máximo de excavación, este último tramo se excavará con herramienta manual, a base de pico y pala para evitar el remoldeo del material de apoyo de la plataforma de materiales mejorados.

- Todo el material producto de la excavación será retirado a donde lo indique, la dirección de obra, por ningún motivo podrá utilizarse como material de relleno mejorado.
- Cuando se alcance la máxima profundidad de excavación, se deberá afinar el fondo, lo cual implica retirar todo el material suelo producto de la excavación.
- En caso de que sea necesario y previo a la colocación del relleno controlado en las zonas de tuberías de drenaje, podrá colocarse una capa de 10 cm. de espesor de tezontle o grava que funcione como filtro y capa estabilizadora.
- Durante el proceso de excavación, se deberá cuidar los siguientes aspectos:
 - a) Cuando el material de relleno existente se encuentre en estado muy suelto, las paredes de la excavación deberán mantener el talud de reposo natural de dicho material y en caso necesario protegerlo mediante un repellido para evitar que pierdan humedad y por consiguiente su estabilidad.
 - b) En caso de detectar alguna cimentación antigua dentro del área de excavación, estas se deberán de extraer en su totalidad, y si la profundidad de dichas cimentaciones es mayor que la recomendada, las capas ó zanjas se rellenarán con tepetate, compactándose al 90% de la prueba proctor estándar.
 - c) Deberán evitarse las sobre excavaciones, lo cual se corrige llevando un control de niveles con respecto a un banco de nivel, localizado fuera del área de influencia de la obra en cuestión, estos niveles se deberán referenciar a señales (palomas) en los muros colindantes.
 - d) Las filtraciones de agua de las colindancias hacia la excavación es muy frecuente, provocando saturamiento en los materiales excavados y sobre todo en el fondo (material aguachinado), en tal caso, se deberá orear la zona afectada y posteriormente colocar un material granular. El fondo de la excavación en el área afectada deberá de sobre excavarse un máximo de 20 cm, y un mínimo de 10 cm con respecto a la máxima profundidad recomendada, la sobre excavación se tratará agregando una capa combinada de grava-tepetate con un proporcionamiento del 70 y 30% respectivamente, compactándose hasta alcanzar el nivel de excavación recomendado.
 - e) Terminada la excavación se revisará el fondo de las misma, cuidando que no presente material suelto producto de la excavación, que no se tengan rellenos de mala calidad a nivel de desplante y que las características de resistencia de los materiales sea la señalada, si se llegara a presentar algunos de los casos, se deberá profundizar la excavación en capas de 5 cm y solicitar la asesoría de Mecánica de Suelos.
 - f) Previo a la colocación de la cimentación, deberán preverse las instalaciones hidráulicas y sanitarias, así como la construcción de registros y de cisternas de almacenamiento de agua.
 - g) No debe permitirse por ningún motivo excavaciones posteriores a la colocación de la cimentación y sobre todo cuando ya se tengan coladas las losas de planta baja y primer nivel, la realización indebida de estas excavaciones provocan serios problemas de estabilidad del mejoramiento, que se reflejan en movimientos bruscos de la estructura y la presencia de grietas y fisuras en muros.
 - h) El proceso de excavación de las zonas de colindancia, se realizará con una estructura de

contención constituida por viguetas de acero, hincadas, colocando entre ellas un ademe de concreto colado en el sitio, de acuerdo con el procedimiento siguiente:

i) Previo a la excavación de la primera etapa, se realizara el hincado perimetral de las viguetas IR 203 (8") x 31.2 kg/m, hasta 3.1 m abajo del máximo nivel de excavación. Para facilitar su hincado y no generar demasiadas vibraciones, se podrán ejecutar perforaciones guía de 15 cm de diámetro, mediante posteadora o similar por lo menos en los primeros 3.25m de profundidad. La separación entre viguetas en el sentido horizontal será a cada 1.5 m

j) Colada la losa de piso del sótano de la primer etapa e hincadas las viguetas de acero y construido los "muertos" de concreto o ahogadas las varillas en la losa adyacente a las etapas de colindancia, se iniciará la excavación de estas.

k) Conforme se profundice la excavación, se colará el ademe de concreto armado, apoyándolo contra los patines de las viguetas hincadas; el ademe de concreto tendrá un espesor de 10 cm, reforzado con un lecho de varillas del no. 3 a cada 20 cm.

l) Las vigas "*madrinas*" serán viguetas de acero IR de 10" (254) x 32.9 kg/m y se colocarán separadas 45 cm de las viguetas hincadas, las que se apoyarán y soldarán a las mismas a través de un tubo-pasador de 2" de diámetro con placas metálicas, cuando la excavación se encuentre 30 cm abajo de su punto de aplicación, detalle 4, ilustración 29

m) Estas vigas "*madrinas*" se colocarán en los niveles indicados en el corte de las ilustración 29; los puntales de diámetro de 4" Y 6", cédula 40 E, se colocarán y soldarán inmediatamente después de instalada la viga "*madrina*", apoyándose un extremo en la viga "*madrina*" y el otro, en los "muertos" o varillas ahogadas de la losa de piso, acuñándolos debidamente con polines 6" x 6" o "quesos" de madera.

n) Cada puntal se colocará con una precarga de 5 Ton, 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; la capacidad del gato será mínima de 15 Ton y 30 cm de carrera.

ñ) 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 las viguetas hincadas.

p) La construcción de la losa-tapa del sótano se realizará treinta y seis horas después de colar el muro perimetral y las columnas o después de quitar la cimbra, sin retirar el primer nivel de puntales.

q) El primer nivel de puntales y "*madrinas*", se podrá retirar setenta y dos horas después de colado el muro perimetral y las columnas del nivel sótano.

5.4 Rellenos

El material que se empleará para rellenar el espacio entre el talud y el muro estructural, será arena limosa (tepetate), producto de banco, debiendo cumplir con las características siguientes:

Límite líquido	30% máximo (<i>no plástico</i>)
Porcentaje de material que pasa a la malla No. 200	
Partículas no mayores de	30% máximo 7.56 cm (3")

El relleno se colocará en capas de 20 cm de espesor, compactadas al 90% con respecto a la Norma AASHTO estándar T 99-74, variante "A" y energía específica de 6.02 kg-cm/cm^3 . Las últimas dos capas del relleno deberán compactarse al 95% con respecto a la misma prueba.

5.5 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 del edificio, se recomienda efectuar mediciones de plomos, para conocer las componentes de inclinación, tanto en la dirección sur-norte, como en la 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.

5.6 Procedimiento constructivo para el hincado de pilotes.

A continuación se describe el procedimiento constructivo para el hincado de los pilotes.

a) Hincado de los pilotes

La distribución de los pilotes se hará conservando una separación mínima entre ejes, de tres veces el lado del pilote.

Los pilotes se deberán revisar para soportar su izado y manejo durante el hincado, así como los momentos y fuerzas horizontales a los que estarán sujetos en la vida útil de la estructura.

Las puntas de los pilotes se ubicaran a 19m de profundidad con respecto al nivel de banqueta y sus cabezas a un nivel de 1m por arriba del desplante de las contratrabes; a fin de que exista una unión adecuada con ellas.

Dada la existencia de varias capas resistentes que dificultaran o impedirán la penetración del pilote hasta su profundidad de apoyo, se requerirá de una perforación previa al hincado, cuyo diámetro será igual al del diámetro de la base.

La perforación previa se llevara 0.5m por arriba del nivel de desplante recomendado; este último se hincara a golpes.

Las perforaciones previas se efectuaran con extracción de material y deberán ser además con un lodo bentonítico mezclado en planta una densidad de 1.1 a fin de conservar la estabilidad de la perforación y mantener en suspensión los materiales que no sea posible extraer, de tal manera que no se tengan azolves que impidan la penetración del pilote hasta el fondo de la perforación previa.

Para facilitar el hincado de los pilotes deberán construirse con una punta de 60° y debidamente reforzada para resistir los esfuerzos a que estará sujeta durante el hincado

Los pilotes deberán hincarse inmediatamente después de terminar la perforación previa o en un lapso no mayor de tres horas, en caso contrario deberá reperforsarse antes del hincado del pilote, batiendo el lodo bentonítico dentro de la perforación durante un tiempo suficiente para que entren en suspensión los materiales que pudieran haberse sedimentado.

Se verificara la verticalidad de los tramos de pilotes y de las perforaciones previas antes de proceder al hincado. La desviación de verticalidad no deberá ser mayor de 3% de la longitud del pilote.

Las juntas entre los tramos de pilote deberán tener por lo menos la misma resistencia en compresión, tensión y fuerza cortante que la sección de los mismos.

La posición de la cabeza de los pilotes no distará, respecto a la de proyecto más de 20 cm.

Durante la hinca de pilotes se llevará un registro que incluya, para cada uno, su ubicación en la planta de cimentación, su longitud y dimensiones transversales, la profundidad de la perforación previa, la fecha y hora del hincado. Además se incluirá el tipo de protección de la cabeza del pilote, el peso del martillo y su altura de caída, la energía por golpes, el número de golpes por metro de penetración y el número de golpes por cada 2 cm para los últimos 20 cm de penetración.

Los métodos usados para la hinca de los pilotes deberán ser tales que no reduzcan la capacidad estructural de éstos. El martillo empleado para la hinca será un Delmag D-30 que aplique una energía mínima de 3300 kg-m para la cual se tendrá un rechazo de 2.0 cm por cada 10 golpes.

b) Pruebas de carga.

En caso necesario se deberán realizar pruebas de carga en por lo menos 2 de los pilotes por instalar, llevándolos inicialmente hasta una carga igual a la de diseño y descargándolos a continuación y finalmente llevándolos a la falla o por lo menos hasta 1.5 veces la resistencia de diseño.

La carga se aplicará por incrementos del orden de 20% de la carga de diseño.

Las deformaciones medidas con precisión de 0.1 mm, se observarán inmediatamente antes y después de que la velocidad de deformación bajo la carga anterior se haya reducido a menos de 1 mm/20 mín o cuando hayan transcurrido por lo menos dos horas. Durante la descarga, la recuperación de la deformación se medirá para 50, 25, 10 y 0 por ciento de la carga máxima alcanzada.

En el informe de la prueba se reportarán los siguientes datos:

- 1) Una descripción de las condiciones del subsuelo en el lugar de la prueba.
- 2) Una descripción del pilote y los datos obtenidos durante su instalación.
- 3) Una descripción del sistema de carga y del método de prueba.
- 4) Una tabla de cargas y deformaciones durante la carga y descarga del pilote.
- 5) Una representación gráfica de los resultados en la forma de una curva tiempo- asentamientos para cada incremento de carga.
- 6) Observaciones e incidentes durante la instalación del pilote y la prueba.

6. **C**ONCLUSIONES

6.- CONCLUSIONES

Se solicitó la realización del Estudio de Mecánica de Suelos, en el predio ubicado en la Av. Cuauhtémoc No. 830, Colonia Narvarte, Delegación Benito Juárez, México D.F., en donde se proyecta construir un edificio de un sótano y medio, planta baja y siete niveles superiores.

El predio de interés tiene forma rectangular con un área de 360 m² aproximadamente. La superficie del terreno es horizontal, el predio se encuentra actualmente deshabitado, y está conformado por una nave industrial en la parte frontal y una estructura de planta baja y un nivel en la parte posterior.

El proyecto arquitectónico contempla la construcción de un condominio habitacional, constituido por sótano y medio, planta baja y siete niveles superiores, de los cuales el sótano y medio así como la planta baja, serán destinados para estacionamiento y los últimos siete niveles para departamentos.

Para conocer las condiciones del subsuelo se realizaron tres pozos a cielo abierto y un sondeo de tipo mixto a 20 m de profundidad en el interior del predio de interés.

La ubicación dentro del predio de los pozos excavados y del sondeo mixto se muestra en la ilustración 9

Los perfiles estratigráficos de los pozos a cielo abierto excavados se presentan en las ilustraciones 10, 11 y 12, y en la ilustración 13 se presenta una planta donde se indican los espesores de relleno de mala calidad detectados mediante los pozos a cielo abierto.

En la ilustración 15 se presentan en forma gráfica el perfil estratigráfico del sondeo de tipo mixto realizado en el sitio de interés.

El predio de interés se localiza en la Zona IIIb (Zona de Lago), según la regionalización del subsuelo considerada por el Reglamento de Construcciones., en la que dominan los depósitos lacustres de baja resistencia y alta deformabilidad.

La primera capa dura localiza aproximadamente a 24 m de profundidad, está constituida por arcilla poco limosa gris oscuro con escasa arena fina, con contenido de agua variable entre 30 y 70%, el IRPE oscila entre 35 y 50 golpes, de compacidad alta. Con límite líquido de 75%, límite plástico de 40%, del grupo MH según el SUCS.

El nivel de aguas freáticas se detectó a 1.90 m de profundidad aproximadamente. Esta posición del agua freática depende de la época del año y de las fugas e infiltraciones que se generan en las colindancias.

La distribución de esfuerzos con respecto a la profundidad se indica en la ilustración 18, donde se indica 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 5 ton/m² a 12 m de profundidad, pero a partir de esta profundidad se decrementa la preconsolidación a 4 ton/m² conforme se profundizan los materiales arcillosos.

El módulo de reacción del suelo deberá considerarse de 3 kg/cm^3 , y de acuerdo a las características estratigráficas de los depósitos del subsuelo le corresponde un coeficiente sísmico de 0.45

El proyecto arquitectónico presenta las siguientes características geométricas:

El nivel de piso terminado del sótano y medio para estacionamiento corresponde a -4.8m , planta baja con nivel de piso terminado a $+1.70\text{m}$, donde el nivel 0.00 será el nivel de banquetta, se requiere un desplante del cajón mínimo de -5.10 m , y considerando una losa de fondo de 25 cm y una plantilla de 5 cm .

Peso estimado de la estructura = 3201.66 ton (incluye peso de la cimentación pero no está factorizada) en condiciones gravitacionales y de 2881.49 ton (incluye peso de la cimentación, no está factorizada) en condiciones medias.

Peso estimado de la estructura en condiciones máximas sin factorizar igual a 8.89 ton/m^2 , en condiciones instantáneas sin factorizar igual a 8.44 ton/m^2 y en condiciones medias sin factorizar igual a 8.00 t/m^2

Área excavada para alojar a la excavación igual a 360.08m^2

Profundidad de excavación igual a 5.10 m

Peso volumétrico del suelo excavado = 1.5 ton/m^3

Peso del suelo excavado = 2754.61 ton

Esfuerzo Total = 8.00 ton/m^2 (Tomando en cuenta las condiciones medias y con peso de cimentación)

Esfuerzo Neto = 0.35 ton/m^2 (considerando una compensación de 7.65 ton/m^2)

De acuerdo a lo anterior el cajón de cimentación propuesto quedará parcialmente compensado.

Considerando estas cargas, los vacíos que presenta la estructura de acuerdo a los planos arquitectónicos, y el área que ocupará la cimentación, se tiene una excentricidad hacia la parte Poniente del predio, por lo que será necesario lastrar el lado oriente.

Se colocara como lastre un *concreto ciclópeo*, el cual tiene un peso volumétrico de 2.0 ton/m^3 , con un espesor de 2.55 m por debajo de la losa de cimentación entre parte oriente del predio en un área 44.45 m^2 . Estos espesores son calculados con cargas estimadas, se requiere la bajada de cargas por columna para poder ajustar dicho lastre.

En el caso de no eliminar la excentricidad, se tendrán desplomos en la estructura que se manifestaran como asentamientos diferenciales importantes.

La capacidad de carga estática y dinámica admisible es 15.7 ton/m^2 y 17.3 ton/m^2 , respectivamente.

De acuerdo a la revisión de la estabilidad con cajón de cimentación se obtuvo lo siguiente:

El esfuerzo total transmitido por el proyecto al subsuelo en condiciones estáticas (8.89 ton/m^2) es menor que la capacidad de carga admisible estática (15.17 ton/m^2) del subsuelo.

El esfuerzo total transmitido por el proyecto en condiciones estáticas más el incremento de esfuerzo por sismo (11.65 ton/m^2) es igual a 20.54 ton/m^2 que resulta ser mayor a la capacidad de carga dinámica admisible (17.3 ton/m^2) del subsuelo.

El esfuerzo total transmitido en condiciones estáticas más el incremento de esfuerzo por sismo (20.54 ton/m^2) es mayor al esfuerzo límite en la orilla (11.65 ton/m^2).

El esfuerzo total en condiciones estáticas menos el incremento de esfuerzo por sismo es igual a -2.76 ton/m^2 y por tanto se presentarían tensiones en la losa.

Con base en lo anterior, se concluye que el cajón rígido de cimentación no cumple con los requisitos de estabilidad en condiciones sísmicas, por lo que deberá emplearse una cimentación mixta empleando cajón con pilotes de fricción.

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 6.2 cm y en la esquina de 2.6 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.

En las ilustraciones 20 y 21 se muestran los valores obtenidos en forma gráfica, los que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros perimetrales para sobrecargas de 2 ton/m^2 y 4 ton/m^2 .

La excavación inicial que alojará el cajón de cimentación se podrá efectuar dejando bermas configuradas por una banqueta de un metro de ancho y taludes $0.8:1.0$ (horizontal:vertical), pero debido a que el área de excavación lo ocupara todo el terreno será necesario implementar un sistema de retención mediante un muro Berlín.

La losa de cimentación soportará la presión de compensación actuante hacia arriba (7.65 ton/m^2) y uniformemente distribuida en el área de cimentación.

La losa deberá ser capaz de soportar la carga última de la cimentación en compresión y tensión.

La alternativa que se considera la más viable: es una solución de cimentación del proyecto mediante un cajón rígido de cimentación desplantado a 5.1 m de profundidad (considerando que el piso terminado del último sótano está en la cota -4.8 m) y complementado por pilotes de fricción de 45 cm de lado y desplantados a 19 m de profundidad, que eliminen la excentricidad se tiene de oriente a poniente, y por otro lado limiten los asentamientos máximos a 15 cm y contra reste la influencia de la carga en la colindancia sur.

En la alternativa propuesta se debe considerarse que la concentración de los esfuerzos inducidos por el edificio existente en su colindancia Sur y el que se proyecta construir, pues de no considerarse se ocasionarían desplomos importantes y asentamientos que afectarían el comportamiento de la estructura.

La carga admisible estática y dinámica de un pilote cuadrado de 0.45 m de lado y 14 m de longitud es: $Q_{adm} \text{ estáticas} = 37.5 \text{ ton}$ y $Q_{adm} \text{ dinámicas} = 43.0 \text{ ton}$.

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

El incremento en los esfuerzos efectivos se calculó con la solución de Fröhlich ($x=2$) para una cimentación flexible y para una carga neta 10.87 ton/m^2 aplicada a 12 m de profundidad, con base en lo anterior, se estima que el asentamiento máximo que experimentará la estructura será de 13 cm que es admisible-

La losa de cimentación soportará la presión de compensación actuante hacia arriba y uniformemente distribuida en el área de cimentación.

Asimismo, la losa debe ser capaz de soportar la carga última de los pilotes de fricción (75 ton) en compresión y tensión.

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 5.1 m a partir del nivel de banqueteta, iniciando al fondo del predio que será la primera etapa, como se muestra en la ilustración 23.

Se podrá realizar una excavación previa en todo el terreno de 0.80 m para retirar cimentaciones antiguas y rellenos. (ver ilustración 24)

La excavación se realizara dejando una berma perimetral con una banqueteta de 1.0 m de ancho y taludes de 0.8: 1 (horizontal: vertical) verificando mediante la topografía el levantamiento de los servicios públicos para no causar ningún percance.

La protección a colindancias será resuelta mediante un muro tipo Berlín, que mas adelante se detalla su proceso constructivo.

Previamente se colocarán las viguetas metálicas a partir de 0.50 m y hasta una profundidad de 6.5 m (ver ilustración 25), posteriormente de iniciará la excavación dejando una berma con una banqueteta de 1.0 m de ancho, y taludes de 0.8: 1.0 (horizontal: vertical) que se irán retirando en módulos de 3 m de ancho, a cada 6 m en forma simultánea (ver ilustración 26), este proceso constructivo para la protección a las colindancias se efectuara en todas las colindancias.

La excavación se podrá efectuar con retroexcavadora, operando desde una plataforma inicialmente excavada a 0.8 m de profundidad, debiendo llevarse como máximo a 0.25 m por abajo del primer nivel de troqueles propuesto a -1.75 m, posteriormente se retiraran las bermas por módulos hasta 2 m de profundidad, una vez troquelado el primer nivel de troqueles (ver ilustración 27).

Se procederá a excavar hasta una profundidad de 4.25 m que se encuentra por debajo del segundo nivel de troqueles que se propone a -4 m de profundidad con respecto al nivel de banqueteta (ver ilustración 28). Instalado el segundo nivel de troqueles se procederá a realizar la excavación al nivel de proyecto que es -5.1 m, este último tramo se excavara con herramienta manual, pico y pala, para evitar el remoldeo del material de apoyo de la cimentación.

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

Una vez alcanzado el nivel máxima excavación en la zona central se colara la losa de cimentación y se procederá a la terminación de la excavación, lo que se hará retirando los taludes laterales en tramos alternados de 3 m de ancho, procediendo de inmediato a troquelar el muro Berlín, colocando vigas de repartición y apuntalando contra la losa de cimentación ya construida o bien a los pilotes que previamente ya se construyeron, el detalle los materiales para el sistema de apuntalamiento se indica en las ilustraciones 29.

Una vez retirado el talud perimetral de la primera etapa, se procede de la misma manera con los tramos restantes. A continuación se termina de construir la losa de cimentación y los muros de colindancia, manteniendo los troqueles hasta que existan elementos estructurales que tomen las cargas que ellos soportan.

Dado que dependiendo de la época en que se realicen los trabajos de excavación y ante la presencia de época de lluvias podría requerirse un sistema de bombeo de achique y profundo para abatir el nivel freático, dado que la excavación estará por debajo del mismo.

La instalación del sistema de bombeo, se realizará mediante la colocación de pozos profundos con bombas sumergibles, con un total de 8 bombas, con el objeto de abatir el nivel freático por gravedad y su proceso será el siguiente:

La profundidad de la instalación de los pozos profundos será de 14.0 m respecto a la superficie del terreno natural, los cuales serán colocados a 3.0 m despegados de las colindancias, ilustración 30.

Los pozos tendrán un diámetro de 30 cm (12") y se perforarán con máquina rotatoria, equipada con broca del tipo de aletas o tricónica, inyectando agua a presión como fluido de perforación. Alcanzada la profundidad especificada se lavará el pozo, hasta que el agua de retorno salga limpia (*libre de lodo o arena*).

Posteriormente, en la perforación se colocará un ademe ranurado, formado por un tubo de PVC de 15 cm (6") de diámetro interior. El ranurado será en toda su longitud, excepto en los 2.0 m superiores, y las ranuras serán de 1 mm de ancho, espaciadas 10 cm entre sí.

El espacio anular entre el ademe y la pared del pozo se rellenará con gravilla de tamaños variables entre 5 y 10 mm, bien graduada; para evitar que el material del filtro pase al interior del ademe, se deberá colocar una malla de mosquitero o fieltro de 300 g/m^2 alrededor del ademe.

Dentro del ademe se instalarán bombas de tipo eyector de 1" x 1 1/4" operadas a una presión de 4 kg/cm^2 o bombas sumergibles eléctricas; el nivel de succión de las mismas estará a 8.0 m de profundidad para los pozos interiores y en los de la periferia a 6.0 m, medidos con respecto a la superficie del terreno. El detalle de los pozos de bombeo profundo, dren y carcomo se muestra en la ilustración 31.

El bombeo se iniciará 14 días antes de empezar la excavación de cualquiera de las etapas y se suspenderá conforme vaya avanzando la construcción del edificio, con el fin de reducir al mínimo las expansiones y mantener el menor tiempo posible el bombeo, según se describe a continuación.

El bombeo se mantendrá con el nivel de succión especificado de 13.0 m hasta que se termine de

construir totalmente la losa-tapa del sótano; bajo estas condiciones, se levantará el nivel de succión a la profundidad de 8.0 m de los pozos, respectivamente. Cuando se termine de construir la losa de planta baja, el nivel de succión, se situará en la profundidad de 6.0 m en todos los pozos y después de construir la losa del nivel 2°, se suspenderá el nivel de succión. El bombeo se suspenderá, en todos los pozos, al terminarse de construir la losa del segundo nivel, procediéndose a cortar y sellar los pozos.

La instrumentación requerida será la siguiente:

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 del edificio, se recomienda efectuar mediciones de plomos, para conocer las componentes de inclinación, tanto en la dirección sur-norte, como en la 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.

A continuación se describe el procedimiento constructivo para el hincado de los pilotes.

c) Hincado de los pilotes

La distribución de los pilotes se hará conservando una separación mínima entre ejes, de tres veces el lado del pilote.

Los pilotes se deberán revisar para soportar su izado y manejo durante el hincado, así como los momentos y fuerzas horizontales a los que estarán sujetos en la vida útil de la estructura.

Las puntas de los pilotes se ubicaran a 19 m de profundidad con respecto al nivel de banqueteta y sus cabezas a un nivel de 1m por arriba del desplante de las contratrabes; a fin de que exista una unión adecuada con ellas.

Dada la existencia de varias capas resistentes que dificultaran o impedirán la penetración del pilote hasta su profundidad de apoyo, se requerirá de una perforación previa al hincado, cuyo diámetro será igual al del diámetro de la base.

La perforación previa se llevara 0.5 m por arriba del nivel de desplante recomendado; este último se hincara a golpes.

Las perforaciones previas se efectuaran con extracción de material y deberán ser además con un lodo bentonítico mezclado en planta una densidad de 1.1 a fin de conservar la estabilidad de la perforación y mantener en suspensión los materiales que no sea posible extraer, de tal manera que no se tengan azolves que impidan la penetración del pilote hasta el fondo de la perforación previa.

Para facilitar el hincado de los pilotes deberán construirse con una punta de 60° y debidamente reforzada para resistir los esfuerzos a que estará sujeta durante el hincado

Los pilotes deberán hincarse inmediatamente después de terminar la perforación previa o en un lapso no mayor de tres horas, en caso contrario deberá reperforarse antes del hincado del pilote, batiendo el lodo bentonítico dentro de la perforación durante un tiempo suficiente para que entren en suspensión los materiales que pudieran haberse sedimentado.

Se verificara la verticalidad de los tramos de pilotes y de las perforaciones previas antes de proceder al hincado. La desviación de verticalidad no deberá ser mayor de 3% de la longitud del pilote.

Las juntas entre los tramos de pilote deberán tener por lo menos la misma resistencia en compresión, tensión y fuerza cortante que la sección de los mismos.

La posición de la cabeza de los pilotes no distará, respecto a la de proyecto más de 20 cm.

Durante la hincada de pilotes se llevará un registro que incluya, para cada uno, su ubicación en la planta de cimentación, su longitud y dimensiones transversales, la profundidad de la perforación previa, la fecha y hora del hincado. Además se incluirá el tipo de protección de la cabeza del pilote, el peso del martillo y su altura de caída, la energía por golpes, el número de golpes por metro de penetración y el número de golpes por cada 2 cm para los últimos 20 cm de penetración.

Los métodos usados para la hincada de los pilotes deberán ser tales que no reduzcan la capacidad estructural de éstos. El martillo empleado para la hincada será un Delmag D-30 que aplique una energía mínima de 3300 kg-m para la cual se tendrá un rechazo de 2.0 cm por cada 10 golpes.

d) Pruebas de carga.

En caso necesario se deberán realizar pruebas de carga en por lo menos 2 de los pilotes por instalar, llevándolos inicialmente hasta una carga igual a la de diseño y descargándolos a continuación y finalmente llevándolos a la falla o por lo menos hasta 1.5 veces la resistencia de diseño.

La carga se aplicará por incrementos del orden de 20% de la carga de diseño.

Las deformaciones medidas con precisión de 0.1 mm, se observarán inmediatamente antes y después de que la velocidad de deformación bajo la carga anterior se haya reducido a menos de 1 mm/20 mín o cuando hayan transcurrido por lo menos dos horas. Durante la descarga, la recuperación de la deformación se medirá para 50, 25, 10 y 0 por ciento de la carga máxima alcanzada.

En el informe de la prueba se reportarán los siguientes datos:

- 1) Una descripción de las condiciones del subsuelo en el lugar de la prueba.
- 2) Una descripción del pilote y los datos obtenidos durante su instalación.
- 3) Una descripción del sistema de carga y del método de prueba.
- 4) Una tabla de cargas y deformaciones durante la carga y descarga del pilote.
- 5) Una representación gráfica de los resultados en la forma de una curva tiempo-asentamientos para cada incremento de carga.
- 6) Observaciones e incidentes durante la instalación del pilote y la prueba.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. **SMMS (2001)**. Manual de Cimentaciones Profundas, México 376 pag.
2. **Naval Facilities Engineering Command (1986)**. Design Manual 7.02, Foundations & Earth Structures, USA.
3. **GDF (2004)**. Normas Técnica Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal
4. **Comisión Federal de Electricidad (1980)**. Manual de Diseño de Obras Civiles. Geotecnia. B.2.2. Propiedades Físicas y Mecánicas de los Suelos.
5. **Comisión Federal de Electricidad (1981a)**. Manual de Diseño de Obras Civiles. Geotecnia. B.2.4. Cimentaciones en Suelos.
6. **Comisión Federal de Electricidad (1993)**. Manual de Diseño de Obras Civiles. Diseño por Sismo. México.
7. **ExSecretaría de Recursos Hidráulicos (1970a)**. Manual de Mecánica de Suelos, 5ª Edición; México.
8. **ExSecretaría de Recursos Hidráulicos (1970b)**. Mecánica de Suelos. Instructivo para Ensayes de Laboratorio; México.
9. **Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática**. Página web: www.inegi.gob.mx; México.
10. **Juárez, E. y Rico, A. (1975)**. Mecánica de Suelos, Tomo 1. 3ª Edición, Editorial Limusa; México; 642 págs.
11. **Juárez, E. y Rico, A. (1976)**. Mecánica de Suelos, Tomo 2. Editorial Limusa; México; 562 págs.
12. **Juárez, E. y Rico, A. (1980)**. Mecánica de Suelos, Tomo 3. Editorial Limusa; México; 414 págs.
13. **Rico, A. y Del Castillo, H (1976)**. La Ingeniería de Suelos Vol. 1 y 2. Edit. Limusa. México.
14. **Tomlinson, M. (1996)**. Cimentaciones Diseño y Construcción. Editorial Trillas, Primera Edición. México, 555 págs.
15. **Mc Gregor J. A. y Duncan J. M. (1998)**. Performance and Use of the Standard Penetration Test in Geotechnical Engineering Practice, CGPR, Virginia Polytechnic Institute and State University, 134 págs.
16. **A. Monforte Ocampo**, Socavación Local en Pilas; DEPMI, UNAM, DGST, STC, 1980.

A_{NEXO}

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

- Ilustración 1. Ubicación de predio de interés
- Ilustración 2. Topografía del predio de interés
- Ilustración 3. Planta sótano
- Ilustración 4. Planta semisótano
- Ilustración 5. Planta baja
- Ilustración 6. Planta tipo
- Ilustración 7. Corte esquemático
- Ilustración 8. Colindancias
- Ilustración 9. Ubicación de sondeos
- Ilustración 10. Perfil estratigráfico de PCA-1
- Ilustración 11. Perfil estratigráfico de PCA-2
- Ilustración 12. Perfil estratigráfico de PCA-3
- Ilustración 13. Zonificación de rellenos
- Ilustración 14. Registro de campo SM-1
- Ilustración 15. Perfil estratigráfico del SM-1
- Ilustración 16. Zonificación geotécnica de la Cd. de México
- Ilustración 17. Zonificación del sitio de interés
- Ilustración 18. Distribución de esfuerzos
- Ilustración 19. Zona de lastre
- Ilustración 20. Empuje en muros
- Ilustración 21. Empuje en muros
- Ilustración 22. Cajón de cimentación parcialmente compensado con pilotes de fricción
- Ilustración 23. Etapas de excavación
- Ilustración 24. Excavación inicial
- Ilustración 25. Protección colindancias
- Ilustración 26. Modulación de bermas
- Ilustración 27. Primer nivel de troqueles
- Ilustración 28. Segundo nivel de troqueles
- Ilustración 29. Detalles de sistema de troquelamiento
- Ilustración 30. Ubicación del bombeo profundo
- Ilustración 31. Detalle del sistema de bombeo

Reporte fotográfico



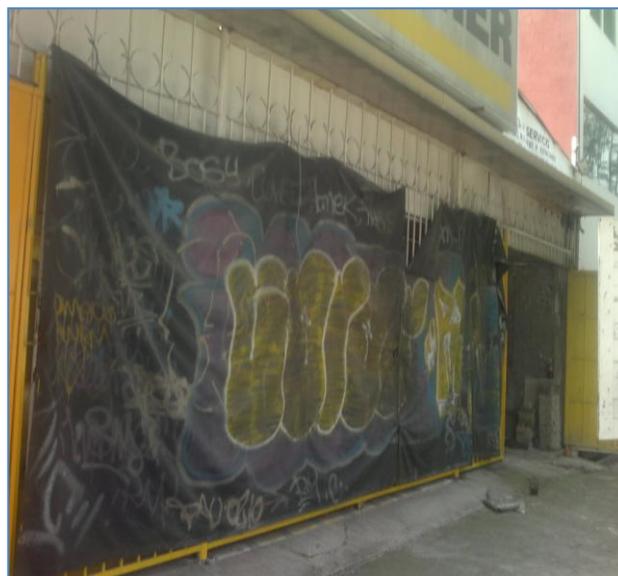
Maquinaria para hacer sondeo mixto



Excavación de poso a cielo abierto 1



Máquina para sondeo mixto



Fachada de predio donde se realizaran las excavaciones



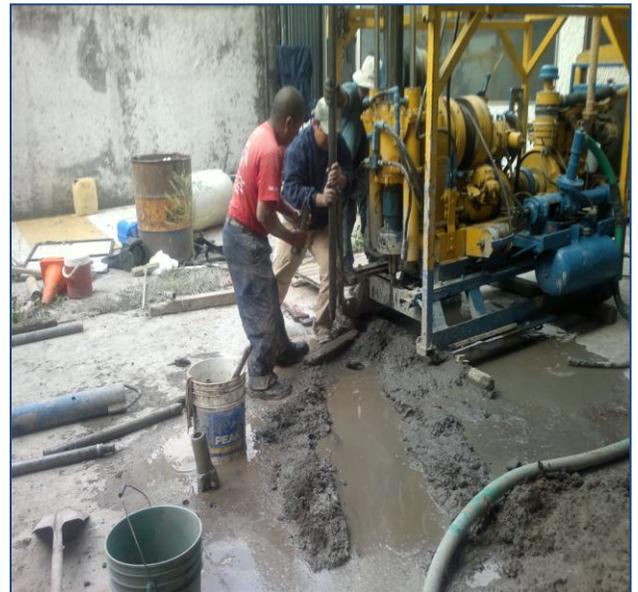
Preparación de maquinaria 1



Preparación de maquinaria 2



Excavación de pca-2 terminada



Realización de trabajos durante la perforación



Maquina perforando



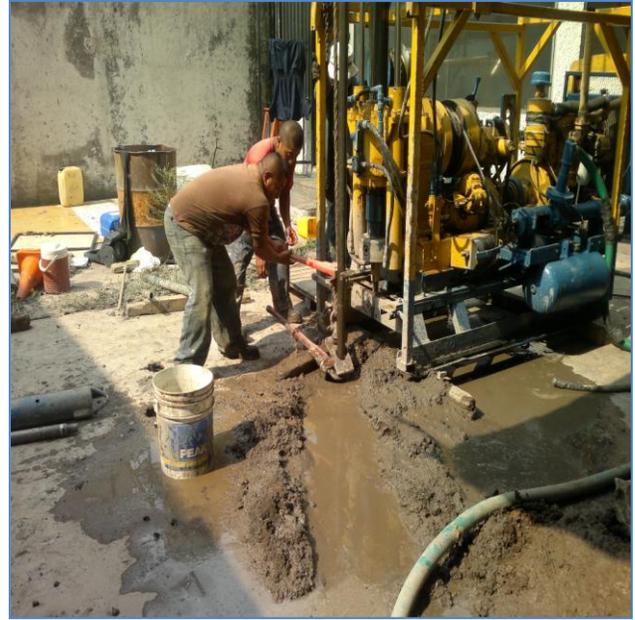
Muestra recuperada de perforación



Espejo de agua en poso a cielo abierto



Especímenes listos para llevarlos al laboratorio 1



Especímenes, resultado de los trabajos



Fachada de predio donde se realizara la cimentación

Pruebas de laboratorio

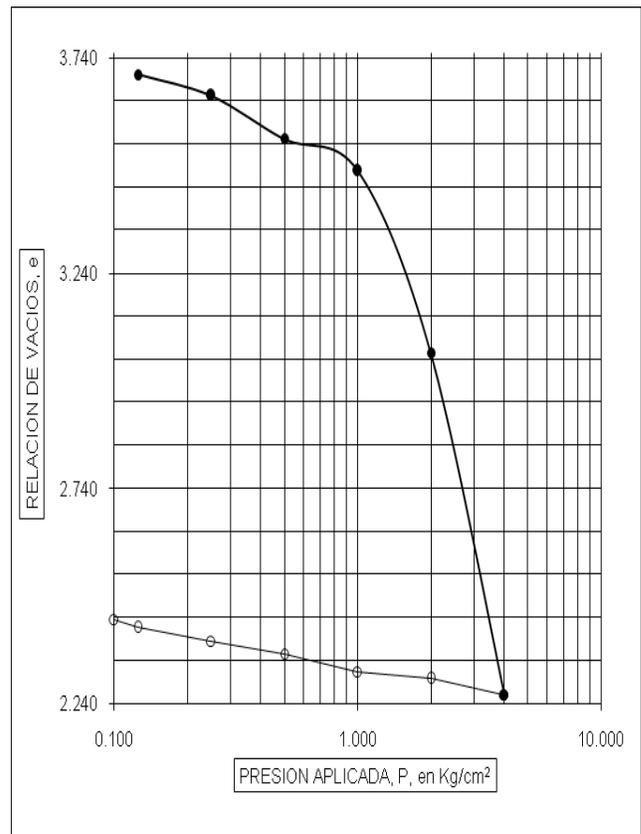
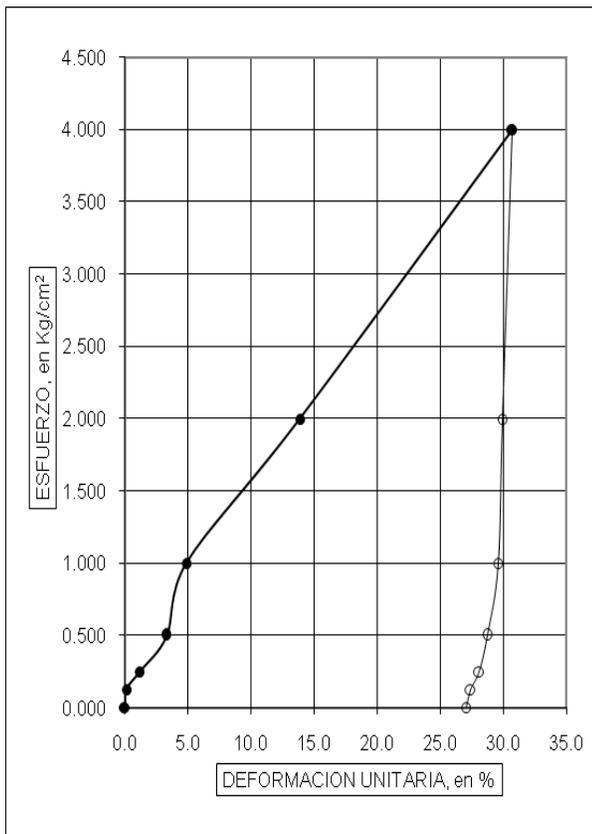
Consolidación

PRESION P Kg/cm ²	DEFORMACION LINEAL δ mm	DEFORMACION UNITARIA ε %	ESPESOR COMPRIMIDO 2H mm	2H- 2H ₀ mm	$e = \frac{2H - 2H_0}{2H_0}$ --	H _m cm	H _m ² cm ²	t ₅₀ seg	a _v cm ² /kg	C _v cm ² /seg	e _m --	P _m Kg/cm ²
0.000	0.000	0.000	20.000	16.651	4.972		0					
0.125	0.109	0.545	19.891	16.542	4.939		0		0.260		4.955	0.063
0.250	0.182	0.910	19.818	16.469	4.917		0		0.174		4.928	0.188
0.500	0.331	1.655	19.669	16.320	4.873		0		0.178		4.895	0.375
1.000	0.526	2.630	19.474	16.125	4.815		0		0.116		4.844	0.750
2.000	0.904	4.520	19.096	15.747	4.702		0		0.113		4.758	1.500
4.000	2.174	10.870	17.826	14.477	4.322		0		0.190		4.512	3.000
2.000	2.082	10.410	17.918	14.569	4.350		0		0.014		4.336	3.000
1.000	1.997	9.985	18.003	14.654	4.375		0		0.025		4.363	1.500
0.500	1.891	9.455	18.109	14.760	4.407		0		0.063		4.391	0.750
0.250	1.819	9.095	18.181	14.832	4.428		0		0.086		4.418	0.375
0.125	1.732	8.660	18.268	14.919	4.454		0		0.208		4.441	0.188
0.000	1.634	8.170	18.366	15.017	4.484		0		0.234		4.469	0.063
							0		0.000		2.242	0.000

Peso de solidos Ws =		36.70	gr
Densidad de sólidos =	Ss	2.180	
Area de la probeta Ac =		50.27	cm ²
Espeor de los sólidos =	2H ₀	3.349	mm
Espeor nicial 2H ₁ =		20.0	mm

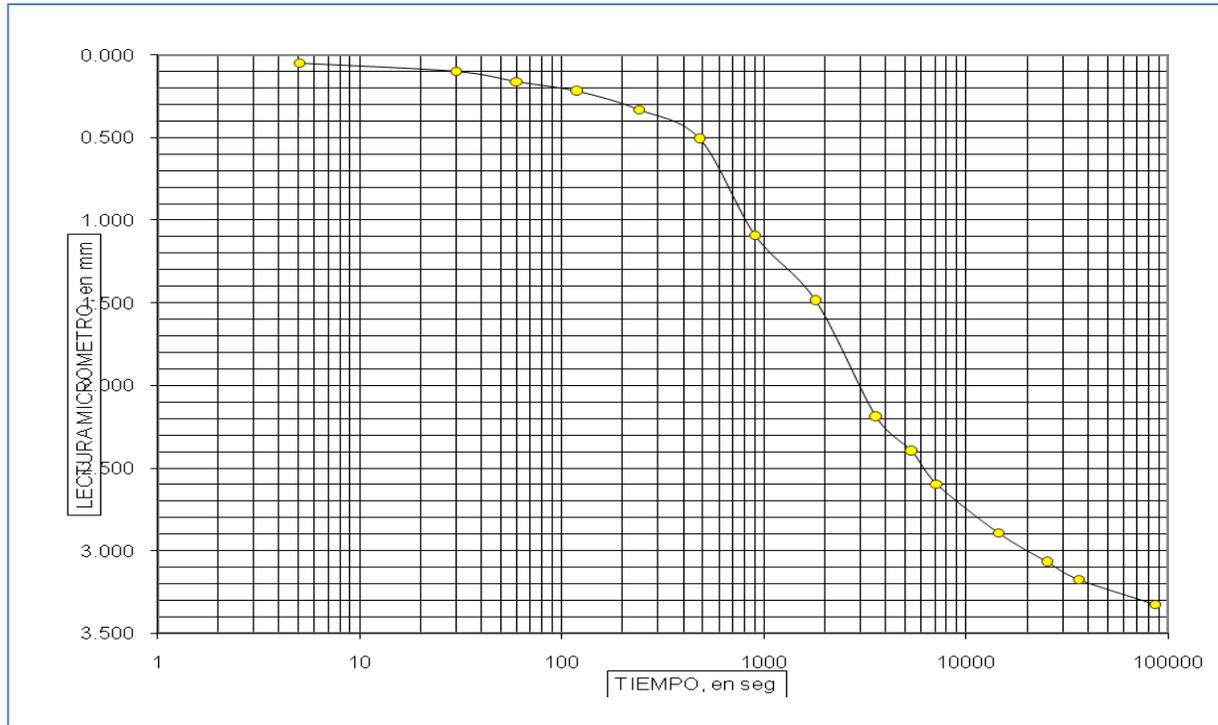
Graficas de consolidación unidimensional

DENSIDAD DE SÓLIDOS	RELACION DE VACIOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		PESO VOLUMETRICO		SUCS
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	HUMEDO	SECO	
Ss	e_i	e_f	w_i	w_f	Gw_i	Gw_f	γ_h	γ_s	
--	--	--	%	%	%	%	Ton/m ³	Ton/m ³	
2.180	4.972	4.484	223.16	322.07	97.85	156.59	1.180	0.365	CH

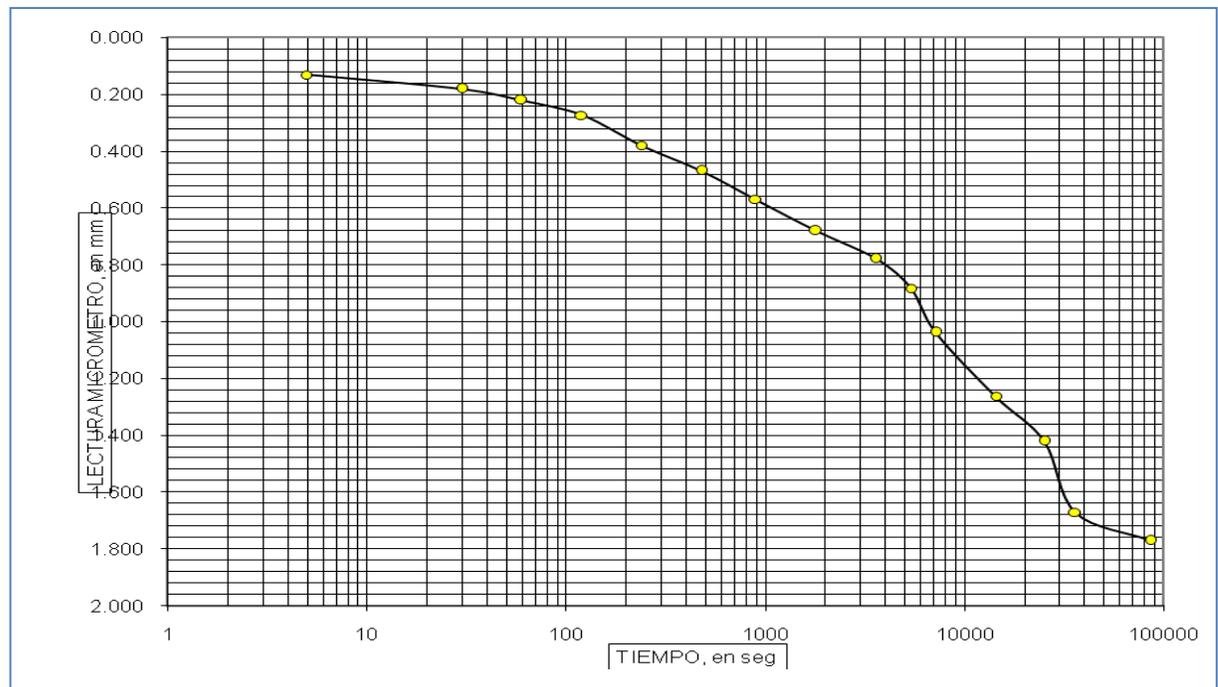


Registro de carga

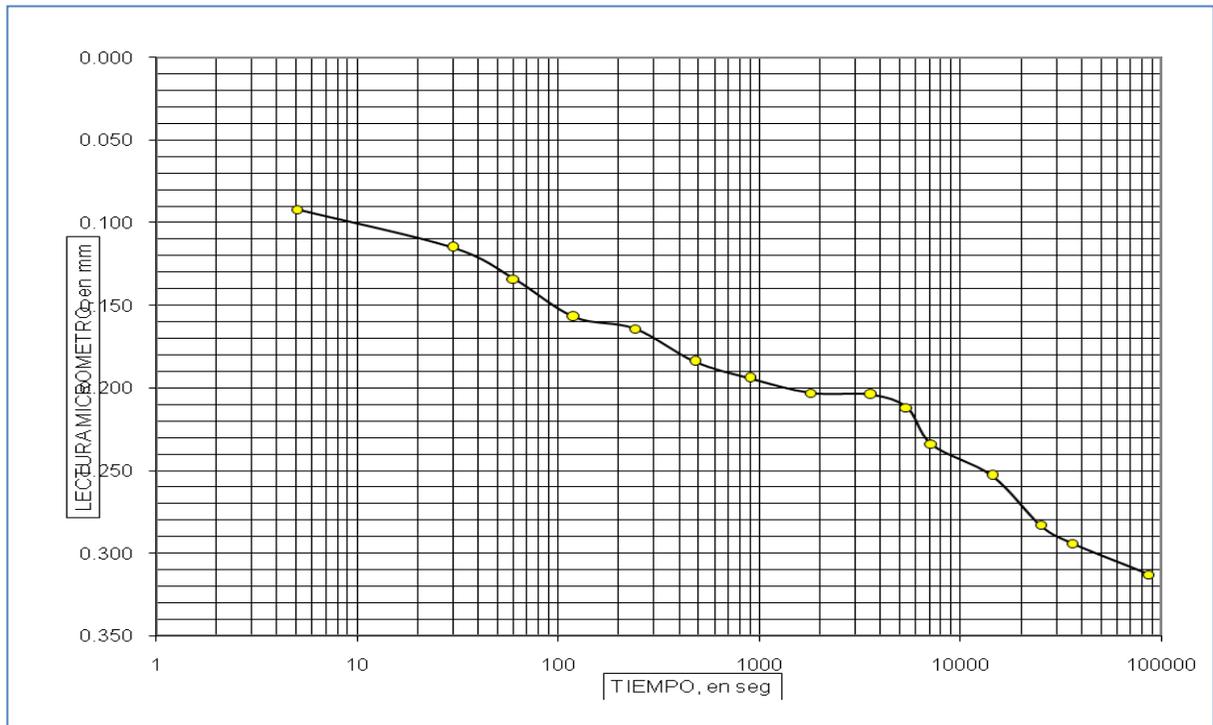
Presion sobre la pastilla 4.000 kg/cm^2
Incremento de presion 2.000 kg/cm^2



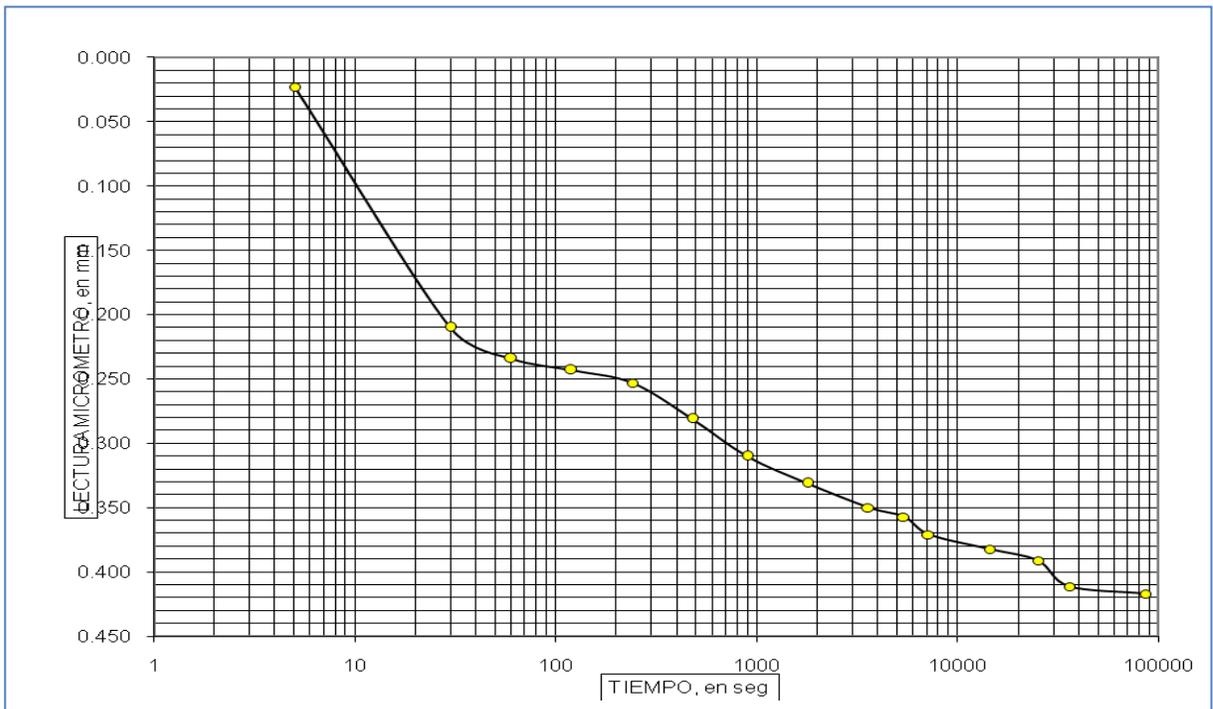
Presion sobre la pastilla 2.000 kg/cm^2
Incremento de presion 1.000 kg/cm^2



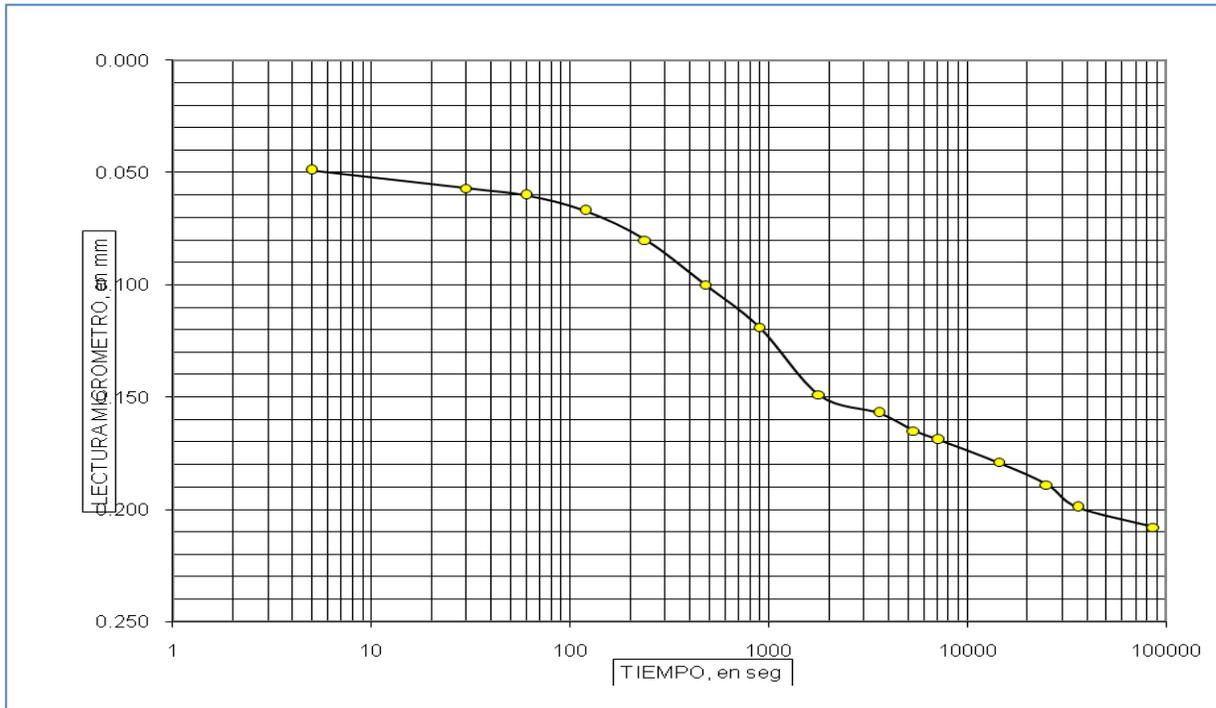
Presion sobre la pastilla 1.000 kg/cm^2
 Incremento de presion 0.500 kg/cm^2



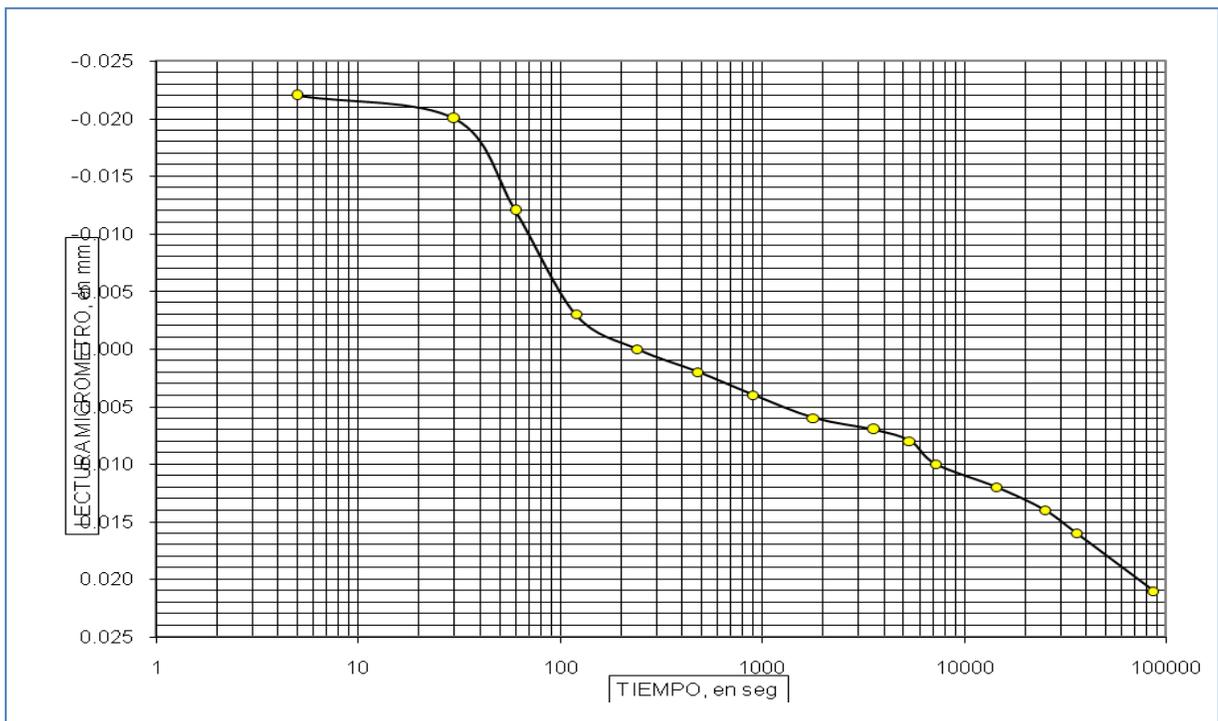
Presion sobre la pastilla 0.500 kg/cm^2
 Incremento de presion 0.250 kg/cm^2



Presion sobre la pastilla 0.250 kg/cm^2
 Incremento de presion 0.125 kg/cm^2



Presion sobre la pastilla 0.125 kg/cm^2
 Incremento de presion 0.125 kg/cm^2



Contenido de agua

Poso a cielo abierto

Muestra m.	Profundidad m.	Tara N°	tara gr.	Wh+t gr.	Ws+t gr.	w %	CLASIFICACIÓN
PCA-1	1.85	137	25.20	92.70	68.10	57.34	ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ OBSCURO CON ESCASA ARENA FINA
MC	2.05						
BOLSA	1.60	157	24.00	97.00	80.10	30.12	ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ OBSCURO CON ESCASA ARENA FINA
	1.90						
PCA-2	0.38	143	25.30	107.20	74.30	67.14	ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OBSCURO CON ESCASA ARENA FINA
BOLSA	1.50						
MC	0.90	94	25.70	91.30	75.40	31.99	ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ OBSCURO CON ESCASA ARENA FINA
	1.10						

Sondeo mixto

Muestra m.	Profundidad m.	Tara N°	tara gr.	Wh+t gr.	Ws+t gr.	w %	CLASIFICACIÓN
1	0.00	59	26.50	79.00	73.30	12.18	FRAGMENTOS DE TEZONTLE ROJO (RELLENO)
	0.25						
2	0.60	118	25.50	100.30	78.10	42.21	ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ OBSCURO CON ESCASA ARENA FINA
	1.20						
3	1.80	140	25.40	48.30	41.50	42.24	ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ OBSCURO CON ESCASA ARENA FINA
	2.40						
4	2.40	197	25.00	93.10	62.50	81.60	ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OBSCURO NEGRUSCO CON ESCASA ARENA
	3.00						
5-1	3.14	46	26.90	113.80	69.70	103.04	ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OBSCURO CON POCA ARENA FINA
	3.36						
5-2	3.36	178	24.20	126.70	82.20	76.72	ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OBSCURO CON POCA ARENA FINA
	3.58						
5-3	3.58	45	27.30	136.80	90.30	73.81	ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OBSCURO CON POCA ARENA FINA
	3.80						
6	3.80	47	26.60	98.90	68.70	71.73	ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON POCA ARENA FINA
	4.40						
7	4.40	84	24.80	93.50	64.00	75.26	ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON POCA ARENA FINA
	5.00						

8	5.00	146	25.10	89.80	60.60	82.25	ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO NEGRUSCO CON Poca ARENA
	5.60						
9	5.60	176	23.70	91.10	60.90	81.18	ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO CON ESCASA ARENA FINA
	6.20						
10-1	6.56	48	26.40	113.50	65.20	124.48	ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO CON PEQUEÑAS LENTES DE LIMO GRIS CLARO
	6.78						
10-2	6.78	172	24.10	100.60	55.20	145.98	ARCILLA POCO LIMOSA GRIS CLARO
	6.90						
11	7.00	153	24.40	64.20	39.10	170.75	ARCILLA GRIS VERDOSO
	7.60						
12	7.60	99	25.30	80.50	37.60	348.78	ARCILLA CAFÉ VERDOSO
	8.20						
13	8.80	194	25.20	81.60	38.70	317.78	ARCILLA CAFÉ VERDOSO
	9.40						
14	9.40	108	25.70	71.00	38.50	253.91	ARCILLA CAFÉ VERDOSO CON PEQUEÑAS LENTES DE LIMO GRIS CLARO Y MANCHAS GRIS OSCURO
	10.00						
15	10.00	105	25.90	76.00	41.40	223.23	ARCILLA CAFÉ ROJIZO
	10.60						
16	11.27	138	25.20	72.90	38.10	269.77	ARCILLA CAFÉ ROJIZO
	11.40						
17	11.40	201	23.60	75.80	39.80	222.22	ARCILLA GRIS VERDOSO CON MANCHAS CAFÉ ROJIZO
	12.00						
18	12.00	174	24.10	91.00	48.50	174.18	ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
	12.60						
19	12.60	82	25.70	72.00	41.50	193.04	ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
	13.20						
		5	25.30	136.10	109.8	31.12	ARENA FINA POCO LIMOSA GRIS OSCURO NEGRUSCO
20	13.20	109	25.40	83.00	61.70	58.68	ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO
	13.80						
21	13.80	61	25.70	104.60	69.70	79.32	ARCILLA GRIS VERDOSO CON MANCHAS CAFÉ ROJIZO
	14.40						
22	14.40	55	27.50	97.80	51.00	199.15	ARCILLA CAFÉ ROJIZO
	15.00						
23	15.00	124	25.60	66.70	38.90	209.02	ARCILLA CAFÉ ROJIZO
	15.60						
24	16.18	186	24.90	83.00	44.00	204.19	ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO

	16.40						
25	16.40	115	26.20	84.90	46.60	187.75	ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
	17.00						
26	17.00	217	24.20	74.20	49.70	96.08	ARCILLA GRIS OSCURO CON POCA ARENA FINA
	17.60						
		111	25.60	91.00	66.50	59.90	ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO CON ESCASA ARENA FINA
27	17.60	210	25.40	91.50	50.80	160.24	ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO CON ESCASA ARENA FINA
	18.20						
28	18.80	183	24.20	84.40	50.00	133.33	ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO CON ESCASA ARENA FINA
	19.40						
29	19.40	56	27.10	104.80	82.70	39.75	ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO CON ESCASA ARENA FINA
	20.00						

Porcentaje de finos

Poso a cielo abierto

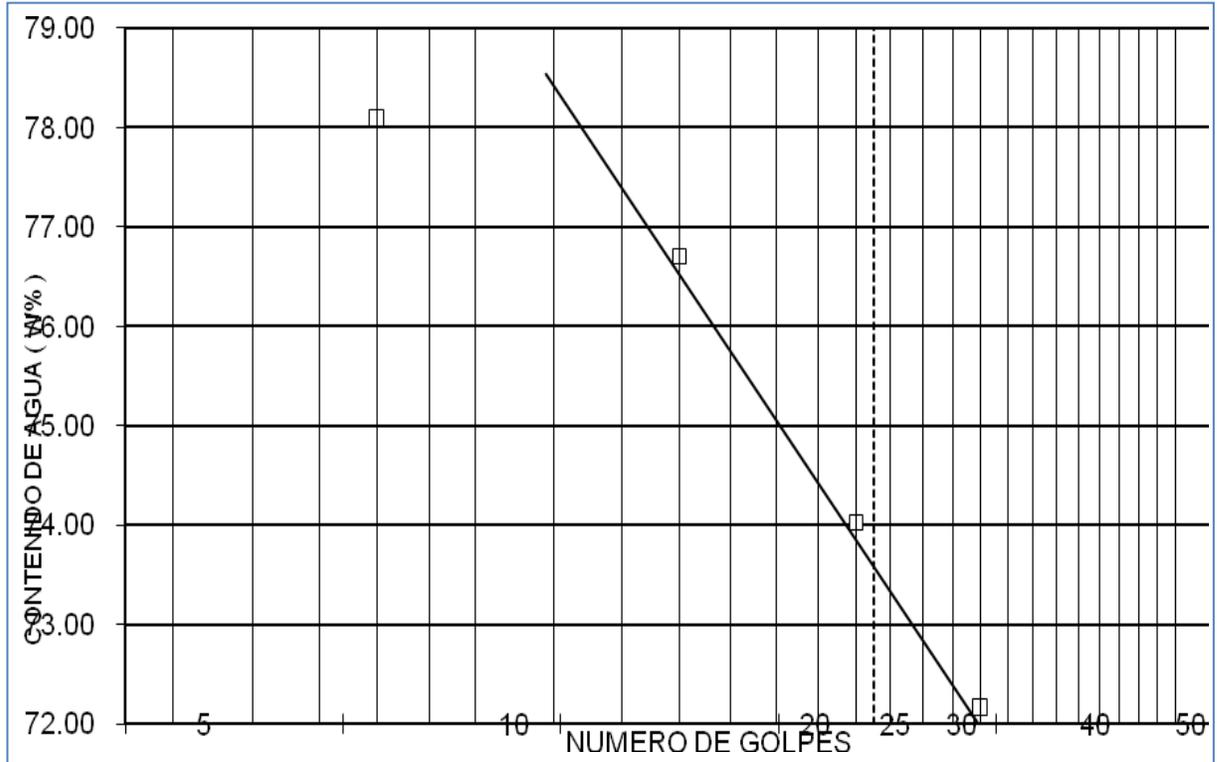
Sondeo	Muestra	Profundidad	Ws.+tara	Ws. lavado	W. tara	W total del	W finos	% finos
		m.	gr.	+ tara	gr.	material		
PCA-1	MC	1.85-2.05	68.10	26.20	25.20	42.90	41.90	97.67
PCA-2	MC	0.90-1.10	75.40	26.90	25.70	49.70	48.50	97.59

Sondeo mixto

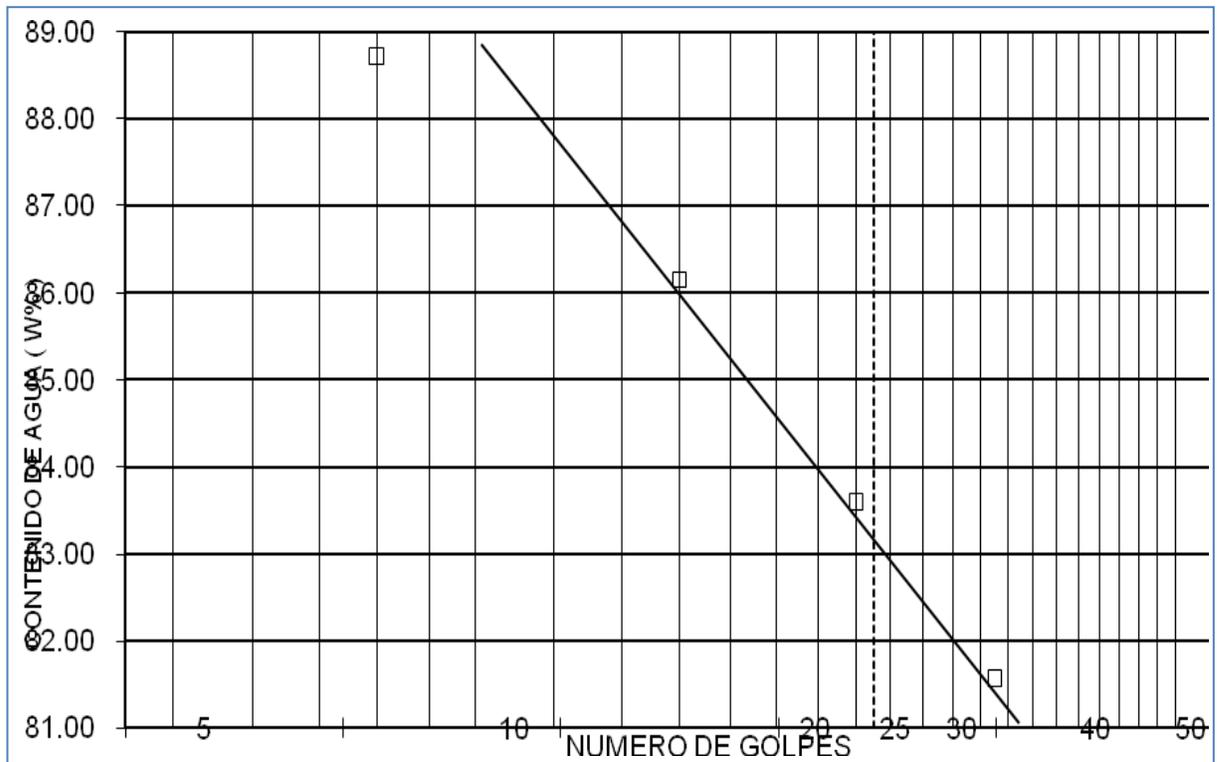
Sondeo	Muestra	Profundidad	Ws.+tara	Ws. lavado	W. tara	W total del	W finos	% finos
		m.	gr.	+ tara	gr.	material		
SM-1	5-1	3.14-3.36	69.70	28.70	26.90	42.80	41.00	95.79
	10-1	6.56-6.78	65.20	28.00	26.40	38.80	37.20	95.88
	16-UNICO	11.27-11.40	38.10	25.40	25.20	12.90	12.70	98.45
	24-UNICO	16.18-16.40	44.00	25.00	24.90	19.10	19.00	99.48

Grafica de límites de consistencia

Poso a cielo abierto

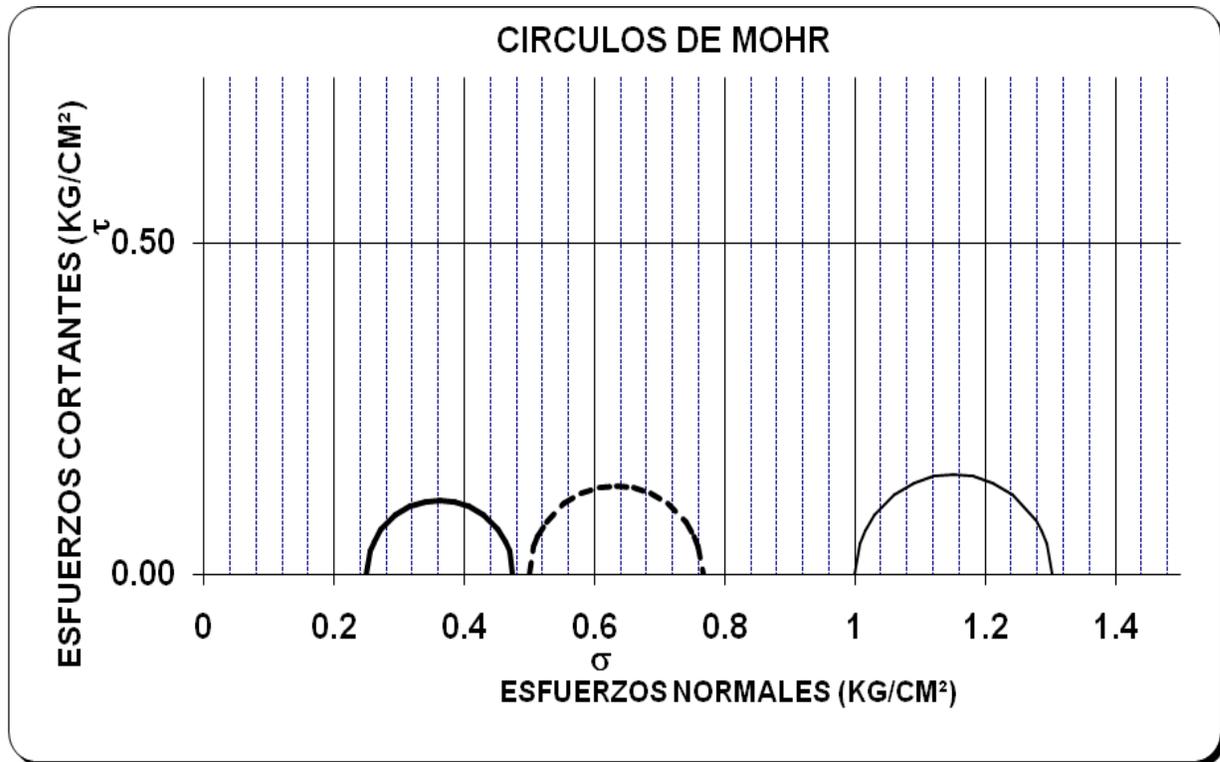


Sondeo mixto

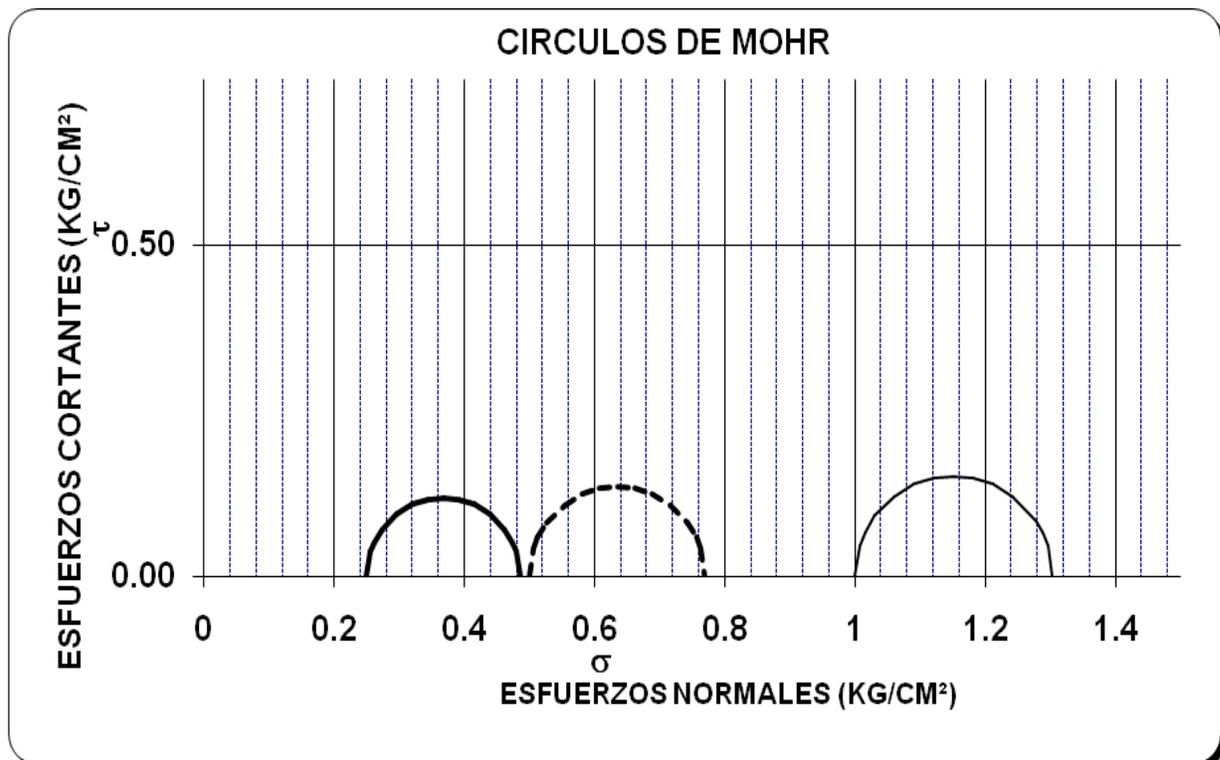


Prueba triaxial UU
Circulos de mohr

Poso a cielo abierto

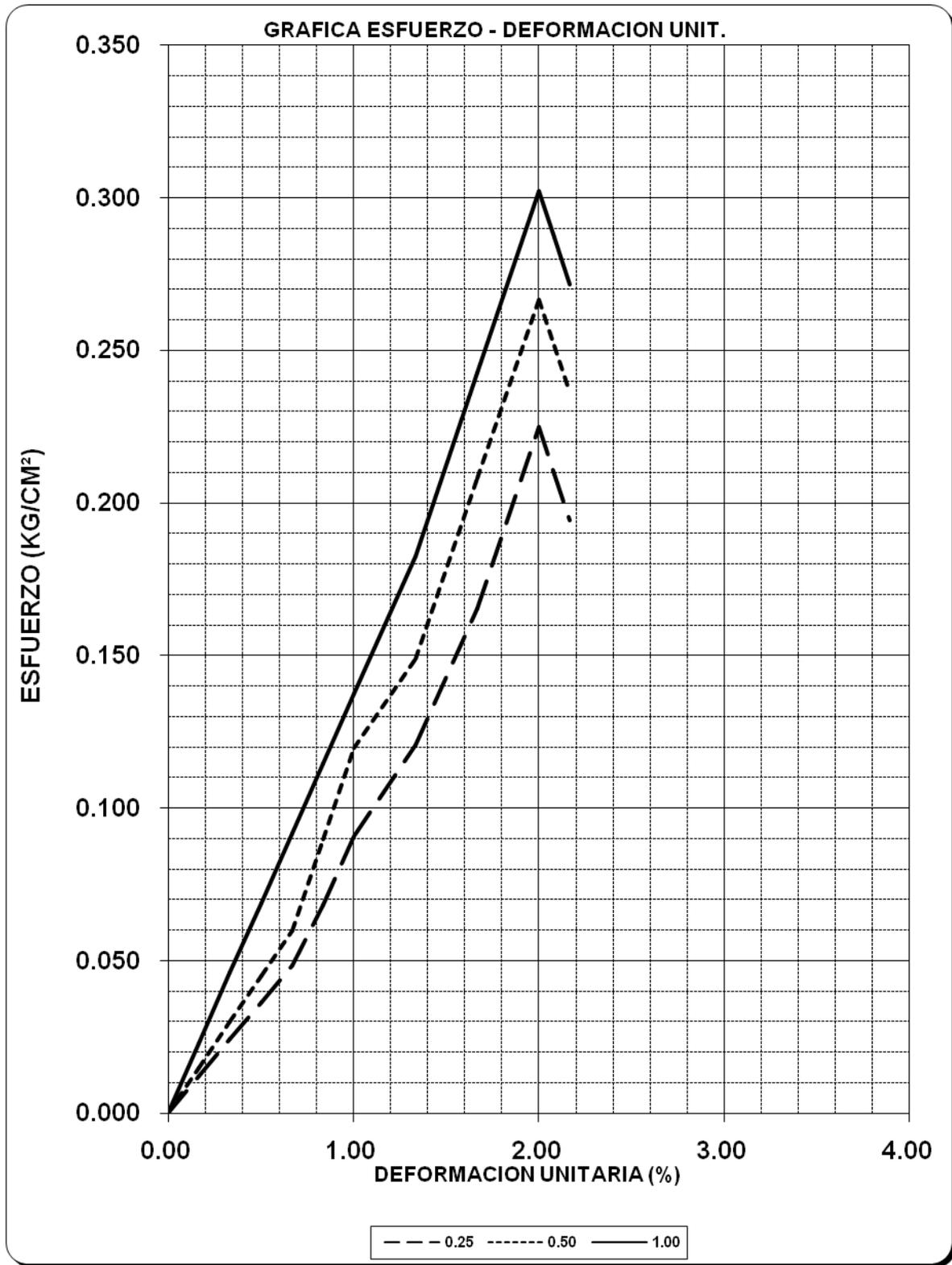


Sondeo mixto



Graficas esfuerzo deformacion

Poso a cielo abierto



Sondeo mixto

