



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**  
**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGON**

---

---

**ESTUDIO GEOTECNICO PARA LA CONSTRUCCION DE  
EDIFICIOS CONSTITUIDOS POR OCHO Y DOCE NIVE  
LES SUPERIORES SOBRE UNA BARRANCA**

**T E S I S**

PARA OBTENER EL TITULO DE INGENIERO CIVIL

**PRESENTA:**

FABIAN CONTRERAS GRISEL TERESITA

**ASESOR ACADEMICO**

ING. GABRIEL ALVAREZ BAUTISTA



**MÉXICO 2012**



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



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

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

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

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

## INDICE

<b>AGRADECIMIENTOS.....</b>	<b>I</b>
<b>RESUMEN DEL PROYECTO.....</b>	<b>II</b>
<b>OBJETIVOS.....</b>	<b>III</b>
<b>1. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>2</b>
Localización.....	2
Descripción del proyecto.....	2
Colindancias.....	3
Topografía.....	3
Objetivos.....	4
<b>2. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO Y PRUEBAS DE LABORATORIO.....</b>	<b>7</b>
Generalidades.....	7
Pozos a cielo abierto.....	7
Sondeos profundos con equipo mecánico.....	19
Pruebas de laboratorio.....	32
<b>3. LEVANTAMIENTO GEOLÓGICO, ANÁLISIS DE FOTOS AÉREAS Y FACTIBILIDAD DE EXISTENCIA DE CAVERNAS.....</b>	<b>35</b>
Levantamiento Geológico Superficial.....	35
Análisis de fotografías aéreas.....	36
Factibilidad de existencia de cavernas.....	38
<b>4. CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS DEL SUBSUELO.....</b>	<b>40</b>
Descripción estratigráfica y física del subsuelo.....	40
<b>5. DISEÑO DE CIMENTACIÓN.....</b>	<b>44</b>
Cimentaciones Profundas.....	44
Alternativa de cimentación.....	50

Alternativa de cimentación mediante pilas.....	53
<b>6. ESTABILIDAD DE TALUDES.....</b>	<b>65</b>
Determinación del proceso constructivo en las colindancias.....	66
Cortes y taludes verticales para alojar a los edificio.....	67
Especificaciones y procedimiento de construcción del sistema de anclaje.....	68
<b>7. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO E INSTRUMENTACIÓN.....</b>	<b>74</b>
Proceso constructivo de la cimentación con pilas.....	74
Instrumentación.....	76
<b>8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>82</b>
Conclusiones y recomendaciones.....	82

## **AGRADECIMIENTOS**

*Mucha gente colaboro a que pudiera terminar mi carrera no fue fácil; desvelos, cansancio, preocupaciones, pero al fin llego el día esperado así q les doy gracias.....*

*A mi madre por estar ahí siempre, al pendiente de mí, para que no me saliera del camino, acompañando en mis desvelos ofreciéndome ayuda aun cuando ella no tenía ni idea de lo que se trataba.*

*A mi padre por darme todo el apoyo tanto moral como económico para que pudiera tener lo que a él nunca le ofrecieron y ver siempre la forma de que nunca me faltara nada.*

*A mama Rosa por regalarme la vida y apoyarme en los cuidados de mi hijo y momentos difíciles de mi vida.*

*A mis dos hermanas por ser el respaldo cuando más lo necesitaba apoyándome con el cuidado de uno de los mejores regalos que la vida me pudo dar mi hijo Israel.*

*Al amor de mi vida por el apoyo incondicional, los ánimos constantes y por la gran insistencia de seguir adelante y nunca darme por vencida.*

*A mis hijos Israel y Aura por ser la inspiración de mi superación.*

*Al Ing. Álvarez por proporcionarme toda la ayuda necesaria para llevar a cabo esta tesis.*

## **RESUMEN DEL PROYECTO**

El presente trabajo se compone principalmente de los estudios geotécnicos realizados para lograr la estabilidad de los edificios que se pretenden construir ya que el sitio de interés tiene material de mala calidad debido a que era zona de minas las cuales eran explotadas a cielo abierto y posteriormente cubiertas con rellenos de mala calidad.

En el primer capítulo podrán encontrar la introducción donde verán los antecedentes del sitio de interés.

El segundo capítulo habla de la Exploración del subsuelo y pruebas de laboratorio donde conocerán los tipos de sondeos realizados, los perfiles y las pruebas que se realizaron tanto para muestras alteradas e inalteradas.

El tercer capítulo aborda el Levantamiento geológico, análisis de fotos aéreas y factibilidad de existencia de cavernas en donde el análisis fotográfico abarca un periodo de 1960 al 2001.

El cuarto capítulo abarca las características estratigráficas del subsuelo donde de acuerdo a la zonificación geotécnica que marca el reglamento de construcción se ubica en la zona B con un coeficiente sísmico de 0.14

El quinto capítulo se habla del diseño de la cimentación, donde se muestra los tipos de cimentaciones profundas y la cimentación propuesta.

El sexto capítulo está dedicado a la estabilidad de los taludes por medio de anclajes y la protección de sus colindancias.

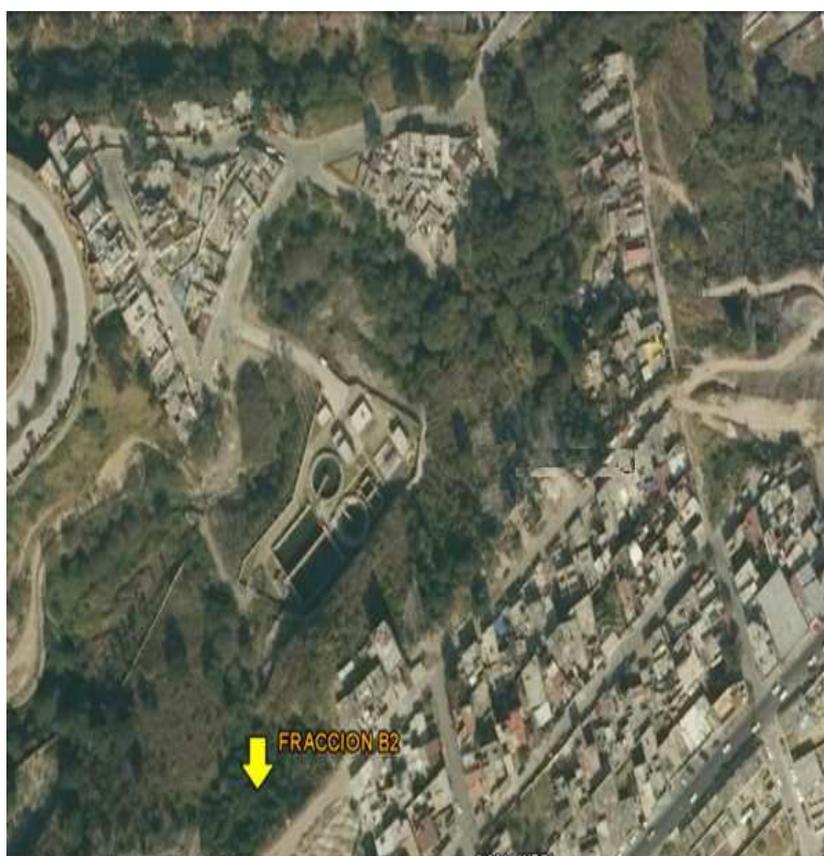
El séptimo capítulo podemos ver el procedimiento constructivo de las pilas y la instrumentación utilizada para verificar que la construcción se realice dentro de la seguridad proyectada así como para advertir el desarrollo de condiciones de inestabilidad.

El octavo capítulo el lector podrá ver las conclusiones a las que se llegaron y algunas recomendaciones.

## **OBJETIVOS**

- Que el alumno encuentre en el presente libro una guía para comprender como llevar a cabo estudios geotécnicos seguros y económicos.
- Que el lector pueda reconocer que tipos de pruebas realizar a muestras alteradas e inalteradas.
- Dar al lector las herramientas necesarias para aprender a determinar una cimentación adecuada.
- Que el lector comprenda las recomendaciones para realizar un buen proceso constructivo tanto de pilas como de anclajes.
- Que el lector conozca la instrumentación que se utiliza para verificar que la construcción se realice dentro de la seguridad proyectada.

# ***CAPITULO UNO***





En la figura 2 se muestra la orientación y perspectiva de los edificios que se pretenden construir.



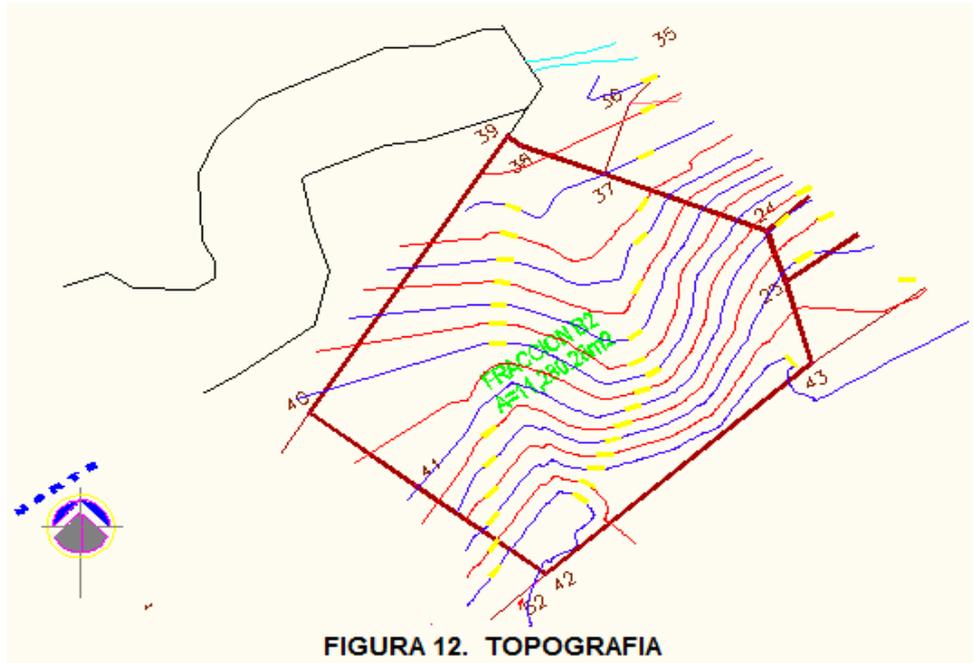
**FIGURA 2. ORIENTACION Y PERSPECTIVA**

### **1.3 Colindancias**

El predio de interés presenta en su colindancia norte y poniente la proyección de una barranca, mientras que hacia el oriente se tiene una frontera de árboles que a su vez colinda con una estructura de tres niveles. Al sur del predio colinda con la calle local por donde se tendrá el acceso.

### **1.4 Topografía**

La topografía actual del predio presenta una superficie inclinada con pendientes variables, el área analizada forma parte de una barranca por lo que muestra diversas pendientes en forma descendente de las partes laterales hacia el centro, con desniveles considerables de 45 m, hacia el norte, como se puede observar en la figura 12.



En la vertiente que existe al centro del terreno se encuentra actualmente un parte aguas posiblemente en su momento funcionaba como una bajada de aguas natural la cual se encuentra actualmente bloqueada por rellenos granulares y que se recomienda verificar si actualmente se está descargando en esta algún tipo de agua.

## 1.5 Objetivos

De acuerdo a la zonificación Geotécnica el sitio de interés se ubica en la Zona I denominada de Lomas, que se caracteriza básicamente por tener depósitos tobaceos y materiales granulares, que fueron explotados a cielo abierto durante las décadas 60 y 70, por lo que fue necesario realizar sondeos profundos que permitan evaluar las condiciones de continuidad, resistencia y compacidad de los depósitos profundos por debajo de la estructura proyectada, y de acuerdo a los resultados obtenidos se dictaminó el desplante de la cimentación más adecuado que garantice la estabilidad de la misma.

El predio de interés se encuentra dentro del perímetro de las denominadas “zonas minadas” de la Zona Metropolitana, donde los depósitos naturales del subsuelo fueron explotados a cielo abierto y en forma subterránea, modificando la topografía de la superficie del terreno, de forma aleatoria. Posteriormente las áreas explotadas, algunas fueron rellenadas en diferentes épocas y ocupando diferentes áreas, sin ningún control en cuanto a la calidad de los materiales de relleno, ni en su procedimiento de colocación, dando lugar a rellenos heterogéneos tanto en su constitución como en su compacidad, que actualmente

constituyen los materiales que afloran a la superficie del terreno en el área de interés.

De igual forma el estudio tiene como fin establecer la profundidad a la que se encuentran los materiales resistentes, ya que el subsuelo en el predio de interés se encuentra en una zona donde existían minas de explotación de materiales a cielo abierto a partir de las laderas de barrancas, las cuales posteriormente fueron cubiertas con materiales de relleno colocados a volteo, para ganar terrenos configurando plataformas horizontales.

La importancia de la exploración profunda es debido al conocimiento de la existencia de rellenos de mala calidad que han sido colocados a volteo sobre cortes verticales o casi verticales dejados por la explotación de los materiales del lugar a cielo abierto en el sitio de interés, y de acuerdo a su resistencia se establecerá la alternativa de cimentación más adecuada y el sistema de retención para mantener estables los taludes requeridos.

# ***CAPITULO DOS***



## **2. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO Y PRUEBAS 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 han realizado en el sitio de interés **cuatro sondeos profundos** de tipo penetración estándar, los cuales se efectuaron a profundidades de 35 m cada uno, denominados SPT-1 a SPT-4, además para conocer las características estratigráficas y físicas de los depósitos superficiales del subsuelo se realizaron **10 pozos a cielo abierto** entre 1.0 y 3 m de profundidad, denominados PCA-1 y PCA-10. Los sondeos fueron ubicados en lugares estratégicamente seleccionados en el centro y fondo del terreno sobre el cuerpo del talud existente, con el fin de conocer el espesor de los rellenos de mala calidad existentes en el terreno (que han sido vaciado a volteo en el lugar), la estratigrafía del subsuelo y sus características de resistencia y deformabilidad de los depósitos naturales (arenas con gravas y boleos de color gris).

### **2.2 Pozos a cielo abierto**

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

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

El procedimiento consiste en realizar excavaciones a cielo abierto dentro del predio en estudio de aproximadamente 0.8 m. x 1.50 m. y profundidad tal que permita determinar las características de los depósitos superficiales (rellenos) y la profundidad a la que se tiene el N.A.F. (Nivel de Agua Freática), que en este caso no se detectó la presencia de agua en los pozos realizados, sobre todo en los pozos ubicados en las zonas bajas del terreno.

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.

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 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.

En la figura 13 se muestra un croquis con la ubicación de los pozos y de los sondeos profundos realizados dentro del terreno.

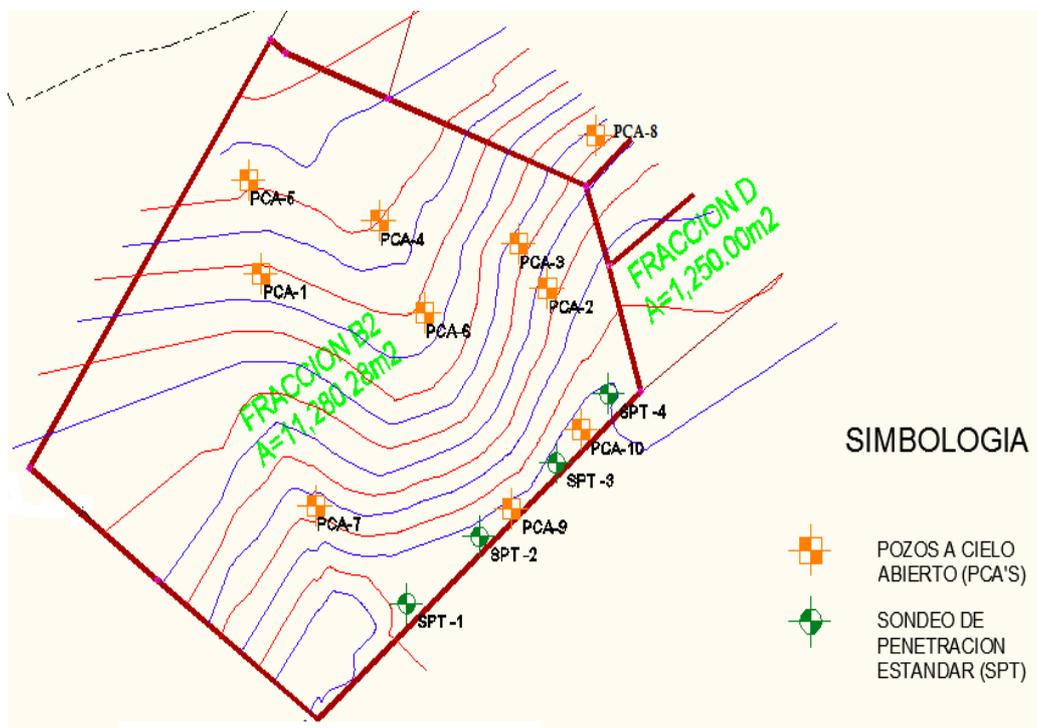


FIGURA 13. UBICACIÓN DE POZOS Y SONDEOS

El tipo de material y a la profundidad que se encontró se mencionan a continuación para cada uno de los pozos.

**PCA No. 1, 2 y 3**

**0.0 - 0.40m:** Capa vegetal: arcilla poco limosa.

**0.40 - 1.00m:** Arena limosa café grisáceo claro con gravillas y gravas aisladas.





**PCA No.4:**

**0.0 - 3.00m: Material de relleno: plásticos, vidrios, llantas y boleos.**



**PCA No.5:**

**0.0 - 2.50m:** Material de relleno: plásticos, vidrios, llantas y boleos.



**PCA No.6:**

**0.0 - 1.10m:** Material de relleno: plásticos, vidrios, llantas y boleos.



**PCA No.7:**

**0.00 - 0.35m:** (capa vegetal) Arcilla limosa gris oscuro con arena gravas y raicillas.

**0.35 - 1.00m:** Arena limosa café grisáceo claro con gravillas y gravas.



**PCA No.8:**

**0.00 - 0.70m:** Arcilla poco limosa gris oscuro con arena, gravas y raicillas.

**0.70 - 1.20m:** Arena limosa café grisáceo claro con gravillas y gravas.

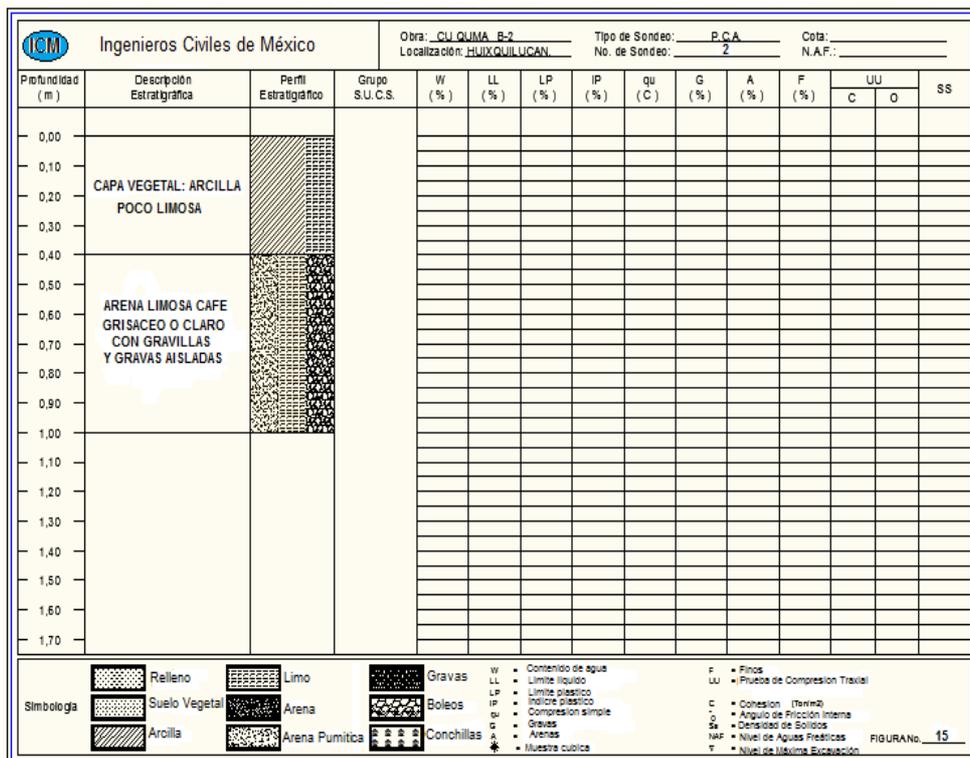
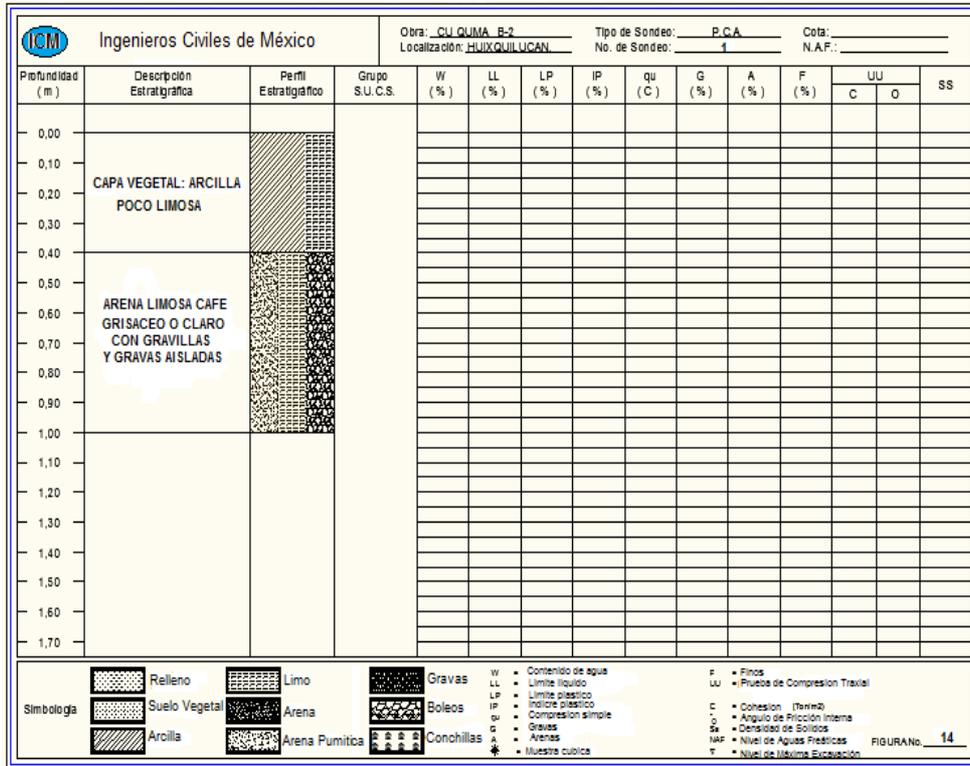


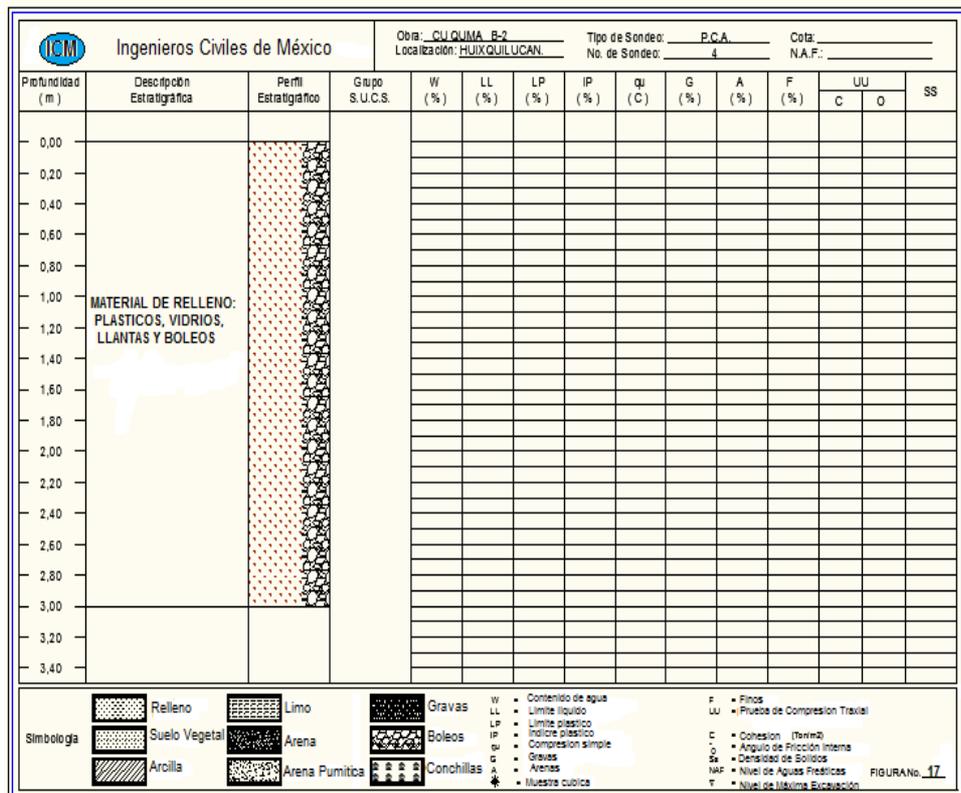
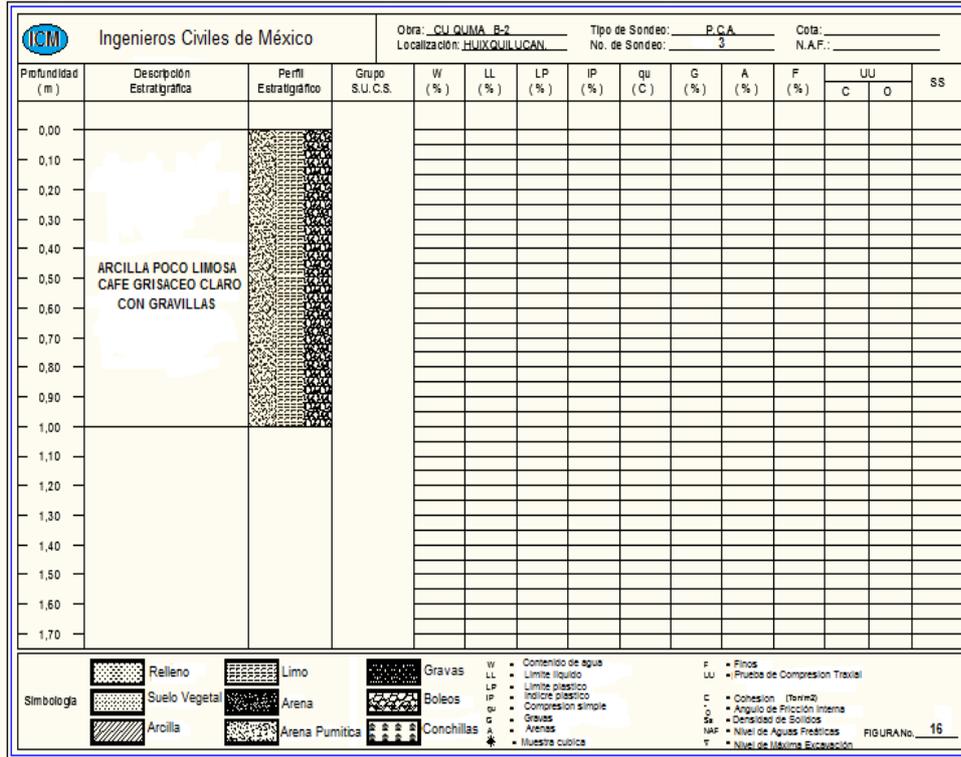
**PCA No. 9 y 10**

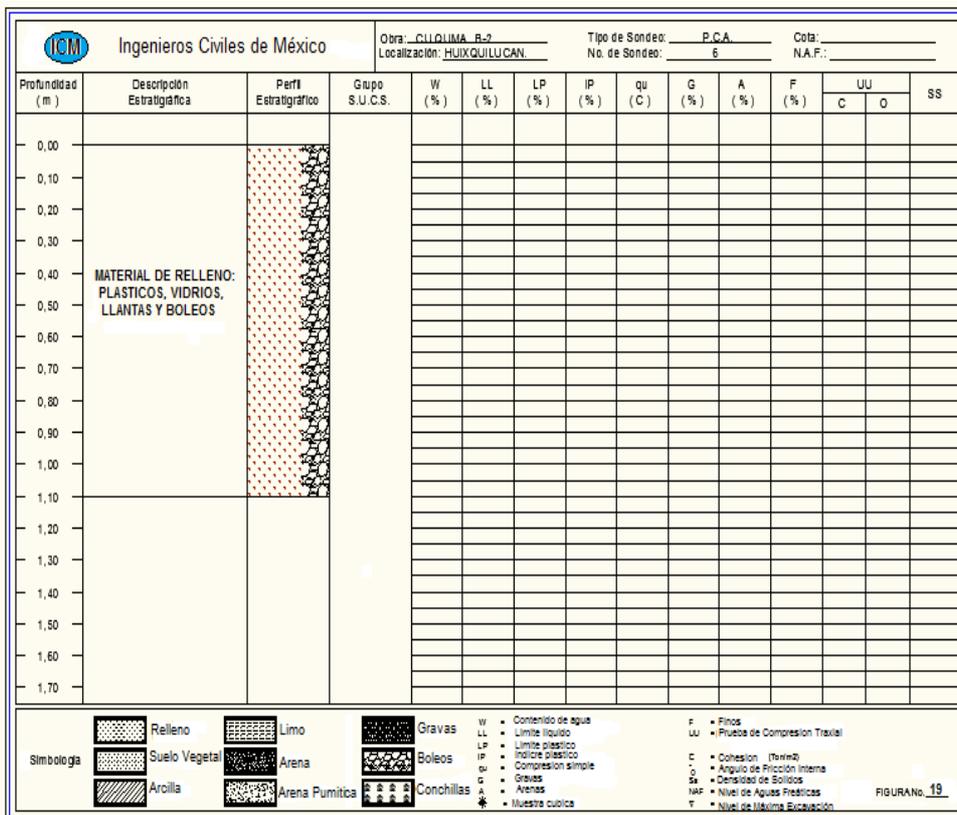
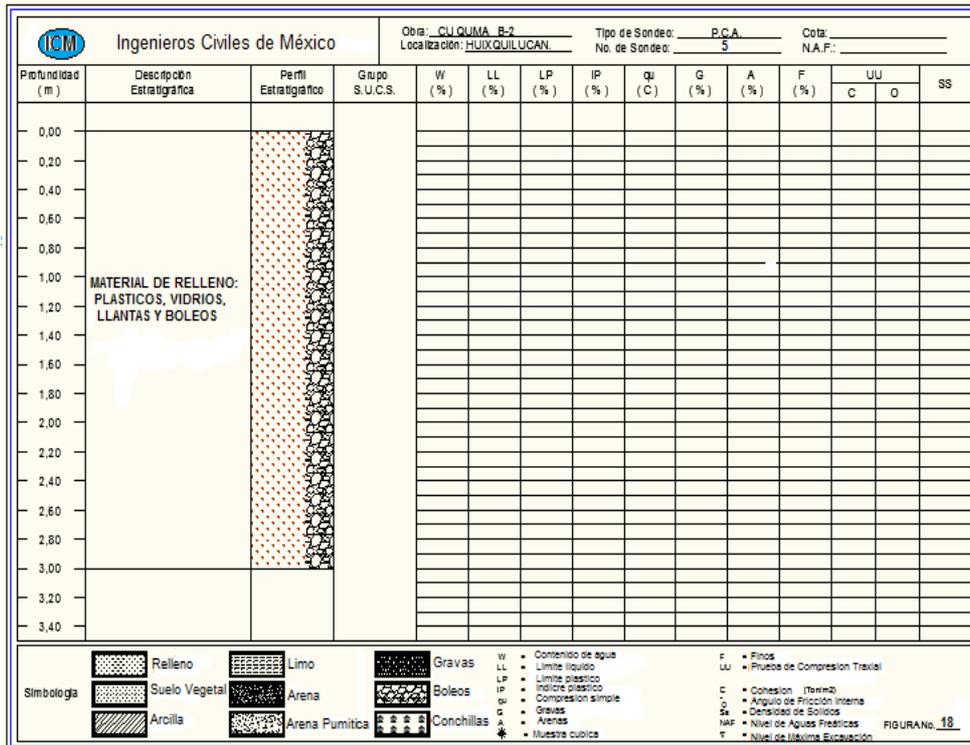
**0.00 - 2.00m:** Arcilla café grisáceo oscuro con padecería de concreto, tabique, plásticos y boleos.

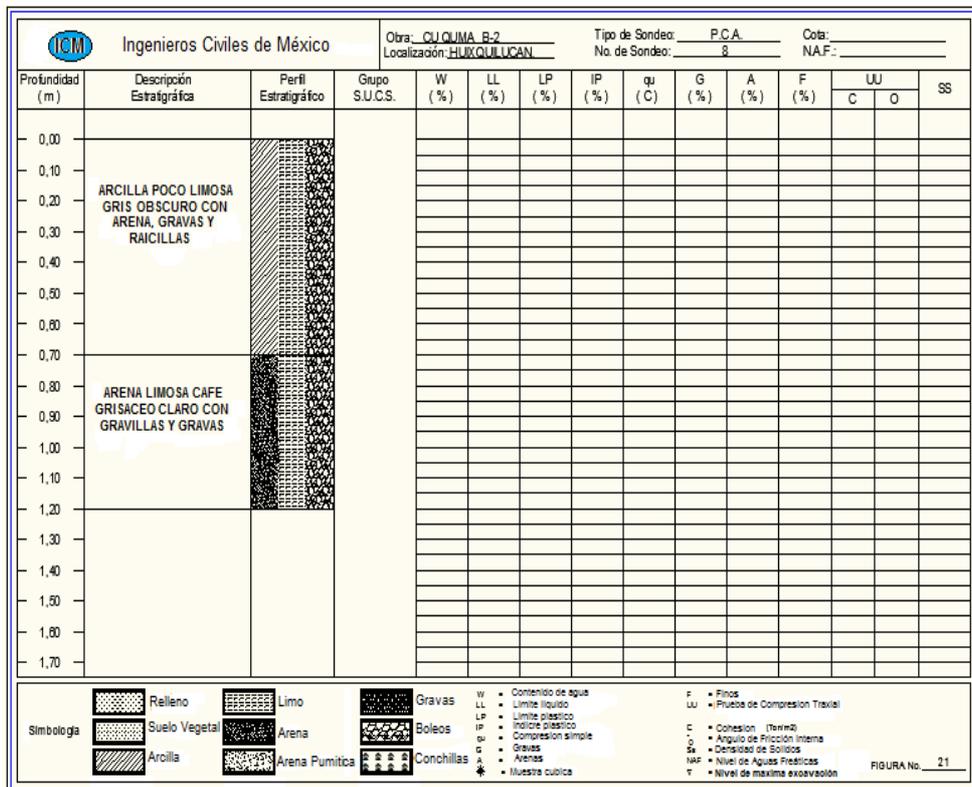
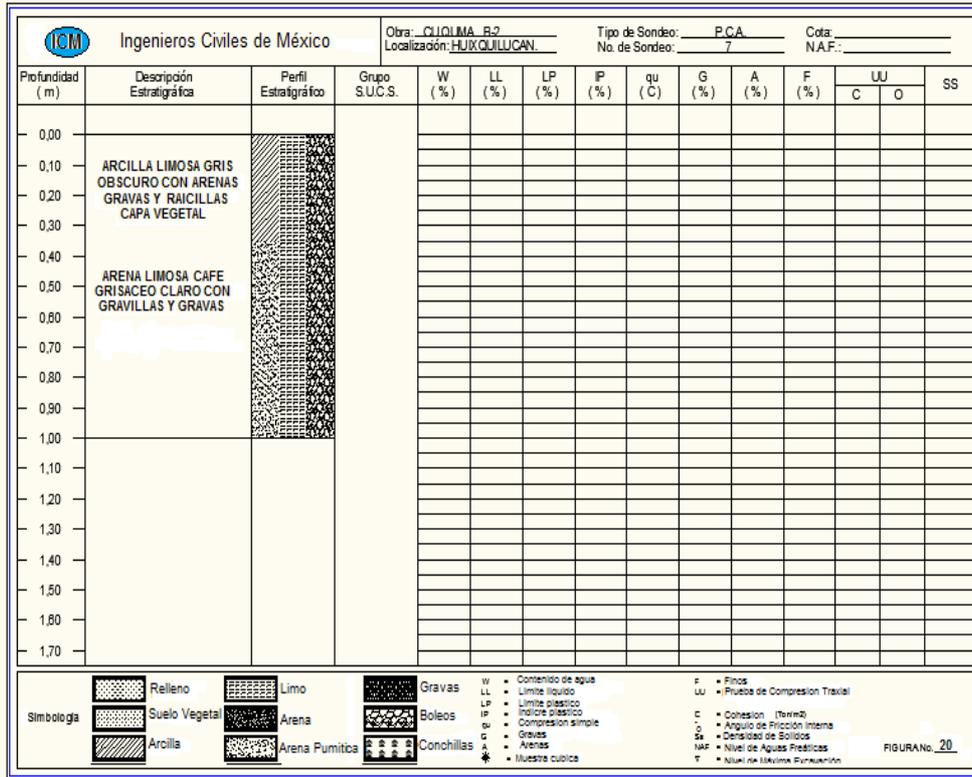


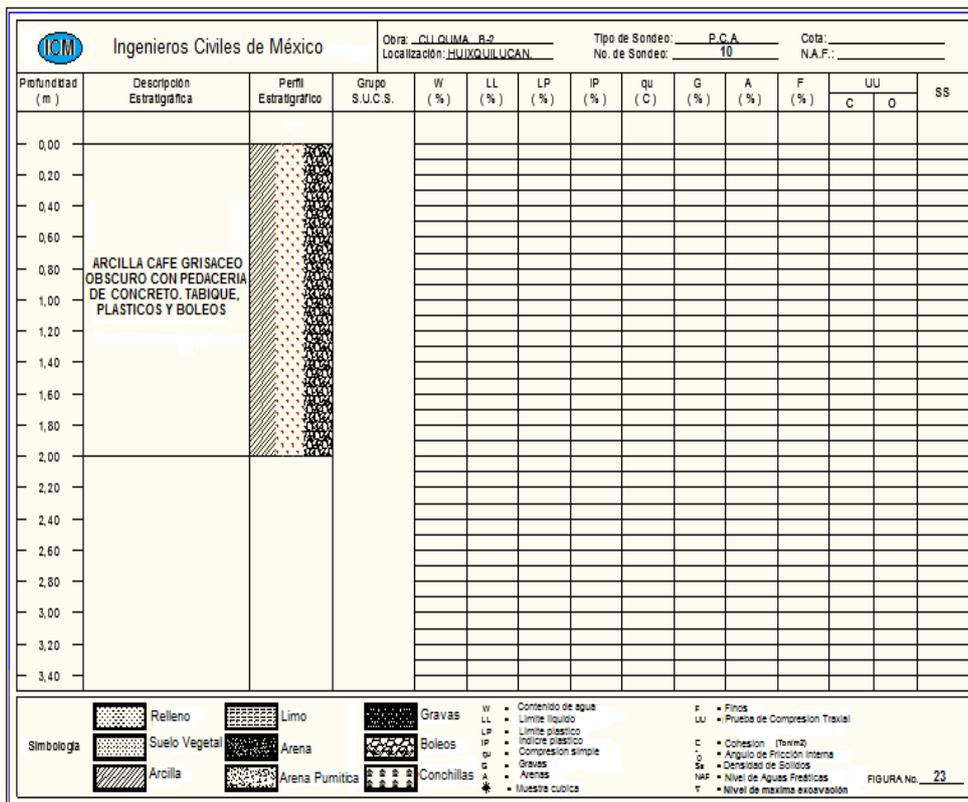
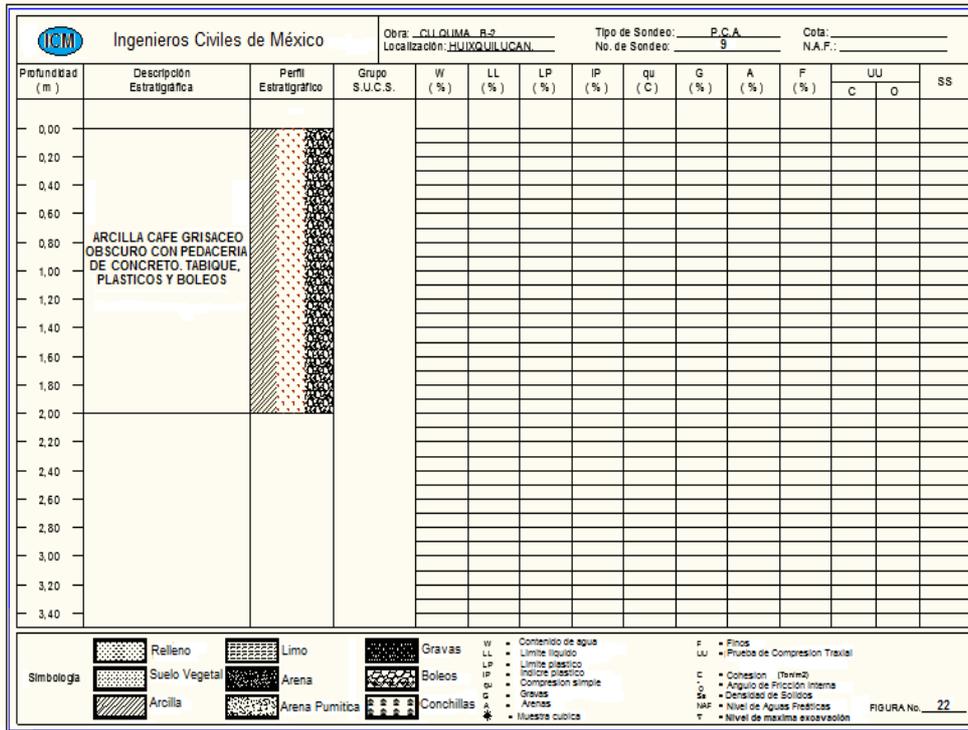
En las figuras 14 a la 23 se pueden observar los perfiles de cada uno de los pozos excavados.











En la figura 24 se muestra una planta de las áreas y espesores de los rellenos localizados en el predio. En casi todos los pozos se encontró material de mala calidad con excepción del PCA – 3.

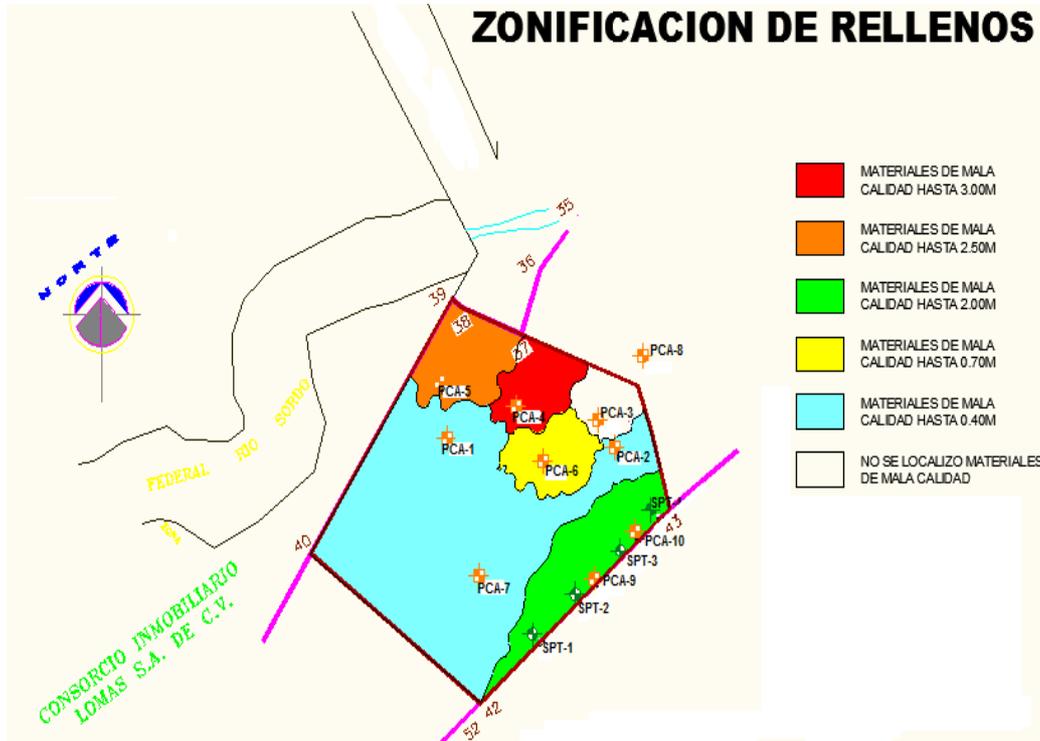


FIGURA 24. AREAS Y RELLENOS

## 2.3 Sondeos profundos con equipo mecánico

Se realizaron en el sitio de interés cuatro sondeos profundos mediante el uso de maquinaria rotatoria Long Year 34. Los sondeos profundos de tipo Penetración Estándar denominados SPT-1 a SPT-4 fueron realizados a 35 m de profundidad, y permitirán obtener los parámetros para determinar la capacidad de carga del terreno y la magnitud de los asentamientos máximos esperados, así como de conocer la continuidad del suelo, determinando la posible existencia de cavidades, el espesor de los rellenos existentes y la profundidad a la que se encuentran los materiales naturales y resistentes.

### 2.3.1 Método de penetración estándar

Con este método se obtiene principalmente muestras alteradas de suelo, la importancia y utilidad mayores de la prueba de penetración estándar radican en las correlaciones realizadas en el campo y en el laboratorio en diversos suelos,

sobre todo en arenas, que permiten relacionar aproximadamente la compacidad, el ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) en arenas y el valor de la resistencia a la compresión simple ( $q_u$ ) en arcillas.

La prueba se realiza dejando caer un martillo que pesa 63.5 Kg. sobre la barra de perforación, desde una altura de 76 cm. El número de golpes N necesarios para producir una penetración de 30 cm. se considera la resistencia a la penetración. Para considerar la falta de apoyo, los golpes de los primeros 15 cm. de penetración no se toman en cuenta; los golpes necesarios para llevar la penetración del tubo partido de 15 a 45 cm. constituyen el valor de N.

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

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

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

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

Las figuras 25 a 28 muestran los registros de campo de los sondeos profundos realizados hasta el momento en el sitio de interés.





# REGISTRO DE EXPLORACION

<b>REGISTRO DE EXPLORACION</b>											
PROYECTO:	BOSQUE REAL										
UBICACIÓN:	HUIXQUILUCAN EDO. DE MEXICO									HOJA 3	
SONDEO:	SPT-1	PREFORADORA:	LONG YEAR 34	BOMBA:	M OYNO 3L6						
N.A.F.: NO SE DETECTO	FECHA DE INICIO:	4-jul-11	FECHA DE TERMINACION:	08/07/2011							
Numero	Profundidad		No. De Golpes			Recuperación		RQD	Muestreo	Descripción	
	Muestra	DE	A	15 cm	30 cm	15 cm	(cm)	(%)	(%)		Avance
-	30.27	30.60		AVANCE			-			BT	Avance con Broca Triconica
44	30.60	30.90	26	50/15			21			TP	Limo con arena media, poco arcilloso color cafe verdoso
-	30.90	31.20		AVANCE			-			BT	Avance con Broca Triconica
SM	31.20	31.35	50/15				SR			TP	Sin recuperación de muestra
-	31.35	31.80		AVANCE			-			BT	Avance con Broca Triconica
45	31.80	32.08	26	50/13			15			TP	Limo arenoso muy poco arcilloso con micas color cafe grisaceo
-	32.08	32.40		AVANCE			-			BT	Avance con Broca Triconica
46	32.40	32.55	50/15				11			TP	Limo arenoso muy poco arcilloso con micas color cafe grisaceo
-	32.55	33.00		AVANCE			-			BT	Avance con Broca Triconica
47	33.00	33.20	33	50/5			15			TP	Limo arenoso con micas color cafe grisaceo
-	32.20	33.60		AVANCE			-			BT	Avance con Broca Triconica
SM	33.60	33.65	50/5				SR			TP	Sin recuperación de muestra
-	33.65	34.20		AVANCE			-			BT	Avance con Broca Triconica
48	34.20	34.50	27	50/15			10			TP	Limo arenoso con micas color cafe grisaceo
SM= SIN MUESTRA	OBSERVACION:	PERDIDA TOTAL DE AGUA DE LOS 6.00 A LOS 22.00 MTS								Operador	ELENILSON ESQUIVEL
SR= SIN RECUPERACION DE MUESTRA		SE ADEMO A 18 MTS. DE PROF.								Supervisor:	ING. RENE OVANDO
TSH- TUBO SHELBY											<b>FIGURA 25</b>



# REGISTRO DE EXPLORACION

PROYECTO:	BOSQUE REAL				
UBICACIÓN:	HUIXQUILUCAN EDO. DE MEXICO				
SONDEO:	SPT-2	PREFORADORA:	LONG YEAR 34	BOMBA:	M OYNO 3L6
N.A.F.: NO SE DETECTO		FECHA DE INICIO:	9-jul-11	FECHA DE TERMINACION:	16-jul-11

Numero	Profundidad		No. De Golpes			Recuperación		RQD	Muestreo	Descripción
	DE	A	15 cm	30 cm	15 cm	(cm)	(%)	(%)	Avance	
17	23.00	23.60	19	31	17	17			TP	Arcilla arenosa con gravas color café oscuro (Material de relleno)
-	23.60	25.00		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica
SM	25.00	25.60	23	41	31	SR			TP	Sin recuperacion de muestra
-	25.60	27.00		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica
18	27.00	27.60	21	41	29	26			TP	Limo arenoso color café claro
-	27.60	28.20		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica
19	28.20	28.80	32	48	37	17			TP	Limo arenoso color café claro
-	28.80	29.40		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica
20	29.40	30.00	35	43	30	15			TP	Limo arenoso color café claro
-	30.00	30.60		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica
21	30.60	31.20	41	49	50/15	10			TP	Limo arenoso color café claro
-	31.20	31.80		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica
22	31.80	32.25		50		12			TP	Limo arenoso con micas color café grisaceo
-	32.25	33.00		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica
23	33.00	33.40		50/25		14			TP	Limo arenoso con micas color café grisaceo
-	33.40	34.20		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica
24	34.20	34.80		50/15		9			TP	Limo arenoso con micas color café grisaceo

SM- SIN MUESTRA	OBSERVACION:	PERDIDA TOTAL DE AGUA EN TODA LA PERFORACION	Operador	ELENILSON ESQUIVEL
SP- SIN RECUPERACION DE MUESTRA		SE ADEMO A 12.00 MTS. DE PROF.	Supervisor:	ING. ISRAEL NAPOLES
TSH- TUBO SHELLEY				FIGURA 26





# REGISTRO DE EXPLORACION

PROYECTO:	BOSQUES REAL			
UBICACIÓN:	HUIXQUILICAN EDO DE MEX			HOJA 3
SONDEO:	SPT-3	PREFORADORA:	LONG YEAR 34	BOMBA: M OYNO 3L6
N.A.F.: NO SE DETECTO		FECHA DE INICIO:	12-jul-11	FECHA DE TERMINACION 14-jul-11

Numero	Profundidad		No. De Golpes			Recuperación		RQD	Muestreo	Descripción
	DE	A	15 cm	30 cm	15 cm	(cm)	(%)	(%)	Avance	
-	26.07	26.60		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
34	26.60	27.00	50/12			6			TP	Limo arenoso poco arcilloso con gravas café obscuro
-	27.00	27.20		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
35	27.20	27.40	50/8			5			TP	Limo arenoso poco arcilloso con gravas café obscuro
-	27.40	27.80		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
36	27.80	28.00	50/8			5			TP	Limo arenoso poco arcilloso con gravas café obscuro
-	28.00	28.40		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
37	28.40	28.80	50/9			7			TP	Limo arenoso poco arcilloso con gravas café obscuro
-	28.80	29.00		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
38	29.00	29.30	50/11			8			TP	Limo arenoso escaso arcilloso con gravas color café obscuro
-	29.30	29.60		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
39	29.60	30.00	50/11			8			TP	Limo arenoso escaso arcilloso con gravas color café obscuro
-	30.00	30.20		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
40	30.20	30.60	50/10			7			TP	Limo arenoso escaso arcilloso con gravas color café obscuro
-	30.60	30.80		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
41	30.80	31.00	50/09			8			TP	Limo arenoso escaso arcilloso con gravas color café obscuro
-	31.00	31.40		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
42	31.40	31.60	50/08			7			TP	Limo arenoso escaso arcilloso con gravas color café obscuro
-	31.60	32.00		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
43	32.00	32.10	50/09			7			TP	Limo arenoso escaso arcilloso con gravas color café obscuro
-	32.10	32.60		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
44	32.60	32.70	50/10			9			TP	Limo arenoso escaso arcilloso con gravas color café obscuro
-	32.70	33.20		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
45	33.20	33.30	50/08			5			TP	Limo arenoso escaso arcilloso con gravas color café obscuro
-	33.30	33.80		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
46	33.80	34.00	50/09			6			TP	Limo arenoso escaso arcilloso con gravas color café obscuro
-	34.00	34.40		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
47	34.40	34.55	50/08			5			TP	Limo arenoso con gravas empacadas color café obscuro

SM= SIN MUESTRA	OBSERVACION:	PERDIDA TOTAL DE AGUA EN UN 70 %	Operador	SALVADOR ANTONIO
SR= SIN RECUPERACION DE MUESTRA		SE ADEMO A 9 MTS. DE PROF.	Supervisor:	ING. ISRAEL NAPOLES
TSH= TUBO SHELBY				FIGURA 27

# REGISTRO DE EXPLORACION

PROYECTO:	BOSQUES REAL											
UBICACIÓN:	HUIXQUILUCAN EDO DE MEX											HOJA 1
SONDEO:	SPT-4		PREFORADORA:	LONG YEAR 34	BOMBA:	M OYNO 3L6						
N.A.F.: NO SE DETECTO			FECHA DE INICIO:	14-jul-11	FECHA DE TERMINACION	15-jul-11						

Numero	Profundidad		No. De Golpes			Recuperación		RQD	Muestreo	Descripción		
	DE	A	15 cm	30 cm	15 cm	(cm)	(%)	(%)	Avance			
1	0.00	0.60	2	6	2	48			TP	Arcilla poco limosa, con gravas , restos de tabique rojo y material vegetal (Relleno)		
2	0.60	1.20	3	5	2	45			TP	Arcilla arenosa con gravas color gris oscuro (Material de relleno)		
3	1.20	1.80	3	6	3	43			TP	Arcilla poco limosa, con gravas , restos de tabique rojo y material vegetal (Relleno)		
4	1.80	2.40	4	6	2	46			TP	Arcilla arenosa con gravas color gris oscuro (Material de relleno)		
5	2.40	3.00	4	7	2	41			TP	Arcilla arenosa con gravas color gris oscuro (Material de relleno)		
6	3.00	3.60	3	8	3	45			TP	Arcilla arenosa con gravas color gris oscuro (Material de relleno)		
7	3.60	4.20	4	9	5	47			TP	Arcilla arenosa con gravas color gris oscuro (Material de relleno)		
SM	4.20	4.80	4	10	6	SR			TP	Sin recuperación de muestra		
SM	4.80	5.40	5	12	7	SR			TP	Sin recuperación de muestra		
8	5.40	6.00	6	12	7	47			TP	Arcilla arenosa con gravas color gris oscuro (Material de relleno)		
9	6.00	6.60	7	13	8	22			TP	Arena con Gravas, restos de tabique (Material de relleno)		
10	6.60	7.20	9	15	10	20			TP	Arena con Gravas, restos de tabique (Material de relleno)		
11	7.20	7.80	12	19	13	23			TP	Arena con Gravas, restos de tabique (Material de relleno)		
12	7.80	8.40	9	20	14	32			TP	Arena con Gravas, restos de tabique (Material de relleno)		
13	8.40	9.00	7	23	17	36			TP	Arcilla arenosa poco limosa color gris verdosa (Material de relleno)		
14	9.00	9.60	19	43	25	35			TP	Arcilla arenosa poco limosa color gris verdosa (Material de relleno)		
SM	9.60	9.62	50/2			SR			TP	Sin recuperación de muestra		
-	9.62	10.20		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica		
15	10.20	10.65	42	50/30		30			TP	Limo arenoso poco arcilloso con gravas empacadas color café verdoso		
-	10.65	10.80		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica		
16	10.80	10.65	44	50/30		32			TP	Limo arenoso poco arcilloso con gravas empacadas color café verdoso		
	10.65	10.80		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica		
17	11.40	11.75	45	50/20		26			TP	Limo arenoso poco arcilloso con gravas empacadas color café verdoso		
-	11.75	12.00		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica		
18	12.00	12.30	37	50/15		22			TP	Limo arenoso poco arcilloso con gravas empacadas color café verdoso		
-	12.30	12.60		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica		
19	12.60	12.88	39	50/13		22			TP	Limo arenoso poco arcilloso con gravas empacadas color café verdoso		
-	12.88	13.20		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica		
20	13.20	13.47	40	50/12		22			TP	Limo arenoso poco arcilloso con gravas empacadas color café verdoso		
-	13.47	13.80		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica		
21	13.80	14.10	37	50/15		15			TP	Limo arenoso poco arcilloso con gravas empacadas color café verdoso		
-	14.10	14.40		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica		
22	14.40	14.72	38	50/17		15			TP	Limo arenoso poco arcilloso con gravas empacadas color café verdoso		
-	14.72	15.00		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica		
23	15.00	15.30	39	50/15		15			TP	Limo arenoso poco arcilloso con gravas empacadas color café verdoso		
-	15.30	15.60		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica		
SM= SIN MUESTRA	OBSERVACION:		PERDIDA DE AGUA EN UN 70 %						Operador	SALVADOR ANTONIO		
SR= SIN RECUPERACION DE MUESTRA			SE ADEMO A 9 MTS. DE PROF.						Supervisor:	ING. ISRAEL NAPOLES		
TSH= TUBO SHELBY												FIGURA 28

# REGISTRO DE EXPLORACION

PROYECTO:	BOSQUES REAL				
UBICACIÓN:	HUIXQUILUCAN EDO DE MEX				HOJA 2
SONDEO:	SPT-4	PREFORADORA:	LONG YEAR 34	BOMBA:	M OYNO 3L6
N.A.F.: NO SE DETECTO		FECHA DE INICIO:	14-jul-11	FECHA DE TERMINACION	15-jul-11

Numero	Profundidad		No. De Golpes			Recuperación		RQD	Muestreo	Descripción	
	DE	A	15 cm	30 cm	15 cm	(cm)	(%)	(%)	Avance		
24	15.60	15.88	40	50/13		15			TP	Limo arenoso poco arcilloso con gravas empacadas color café verdoso	
-	15.88	16.20		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica	
25	16.20	16.45	41	50/10		17			TP	Limo arenoso poco arcilloso con gravas empacadas color café verdoso	
-	16.45	16.80		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica	
26	16.80	17.05	44	50/10		SR			TP	Sin recuperación de muestra	
-	17.05	17.40		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica	
27	17.40	17.64	47	50/9		20			TP	Arena con Gravas, restos de tabique (Material de relleno)	
-	17.64	18.00		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica	
28	18.00	18.22	49	50/7		36			TP	Arcilla arenosa poco limosa color gris verdosa (Material de relleno)	
-	18.22	18.60		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica	
29	18.60	18.75	50/15			SR			TP	Sin recuperación de muestra	
-	18.75	19.20		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica	
30	19.20	19.35	50/15			22			TP	Limo arenoso poco arcilloso con gravas empacadas color café verdoso	
-	19.35	19.80		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica	
31	19.80	19.93	50/13			15			TP	Limo arenoso poco arcilloso con gravas empacadas color café verdoso	
-	19.93	20.40		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica	
32	20.40	20.52	50/12			17			TP	Limo arenoso poco arcilloso con gravas empacadas color café verdoso	
-	20.52	21.00		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica	
33	21.00	21.13	50/13			22			TP	Limo arenoso poco arcilloso con gravas empacadas color café verdoso	
-	21.13	21.60		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica	
34	21.60	21.75	50/15			15			TP	Limo arenoso poco arcilloso con gravas empacadas color café verdoso	
-	21.75	22.60		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica	
35	22.60	22.72	50/12			17			TP	Limo arenoso poco arcilloso con gravas empacadas color café verdoso	
-	22.72	23.20		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica	
36	23.20	23.30	50/10			22			TP	Limo arenoso poco arcilloso con gravas empacadas color café verdoso	
-	23.30	23.80		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica	
37	23.80	23.90	50/10			15			TP	Limo arenoso poco arcilloso con gravas empacadas color café verdoso	
-	23.90	24.40		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica	
38	24.40	24.45	50/5			17			TP	Limo arenoso poco arcilloso con gravas empacadas color café verdoso	
-	24.45	25.00		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica	
39	25.00	25.05	50/5			17			TP	Limo arenoso poco arcilloso con gravas empacadas color café verdoso	
-	25.05	25.60		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica	
SM= SIN MUESTRA		OBSERVACION:		PERDIDA DE AGUA EN UN 70 %				Operador		SALVADOR ANTONIO	
SR= SIN RECUPERACION DE MUESTRA				SE ADEMO A 9 MTS. DE PROF.				Supervisor:		ING. ISRAEL NAPOLES	
TSH= TUBO SHELBY											

FIGURA 28

# REGISTRO DE EXPLORACION

PROYECTO:	BOSQUES REAL										
UBICACIÓN:	HUIXQUILUCAN EDO DE MEX										
SONDEO:	SPT-4	PREFORADORA:	LONG YEAR 34	BOMBA:	M OYNO 3L6						HOJA 3
N.A.F.: NO SE DETECTO	FECHA DE INICIO:		14-jul-11	FECHA DE TERMINACION		15-jul-11					

Numero	Profundidad		No. De Golpes			Recuperación		RQD	Muestreo	Descripción
	DE	A	15 cm	30 cm	15 cm	(cm)	(%)	(%)	Avance	
40	25.60	25.90	47	50/10		9			TP	Limo con arena media, poco arcilloso café verdoso
-	25.90	27.60		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica
41	27.60	27.80	45	50/09		11			TP	Limo arenoso muy poco arcilloso con gravas empacadas color café verdoso
-	27.80	29.60		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica
42	29.60	29.80	48	50/09		SR			TP	Sin recuperación de muestra
-	29.80	31.60		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica
43	31.60	31.70	47	50/10		9			TP	limo arenoso con micas color café grisaceo
-	31.70	33.60		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica
44	33.60	33.80	49	50/08		8			TP	limo arenoso con micas color café grisaceo
-	33.80	35.60		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica

SM- SIN MUESTRA	OBSERVACION:	PERDIDA DE AGUA EN UN 70 %		Operador	SALVADOR ANTONIO
SR- SIN RECUPERACION DE MUESTRA	OBSERVACION:	SE ADEMO A 9 MTS. DE PROF.		Supervisor:	ING. ISRAEL NAPOLES
TSH- TUBO SHELBY					FIGURA 28

## 2.4. PRUEBAS DE LABORATORIO

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

Una vez obtenidas las muestras, se emplearon para obtener las propiedades índice y mecánicas del suelo.

### 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.- Límites de Consistencia o de Atterberg
- 4.- Densidad de Sólidos



## 2.4.2 Muestras inalteradas

A las muestras cúbicas inalteradas obtenidas además de las pruebas anteriores también se les realizaron las siguientes pruebas:

### Propiedades Mecánicas

#### 1.- Resistencia al Esfuerzo Cortante

- a) Compresión Simple
- b) Compresión Triaxial Rápida UU



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

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

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

# ***CAPITULO TRES***



### 3. LEVANTAMIENTO GEOLÓGICO, ANALISIS DE FOTOS AEREAS Y FACTIBILIDAD DE EXISTENCIA DE CAVERNAS

#### 3.1 Levantamiento geológico superficial

El área de interés forma parte de la Sierra de las Cruces, ubicada al occidente de la Cuenca del Valle de México, conocida como la Zona de Lomas de acuerdo a la zonificación de los materiales del subsuelo, y denominada geotécnicamente Formación Tarango, como se muestra en la figura 33.

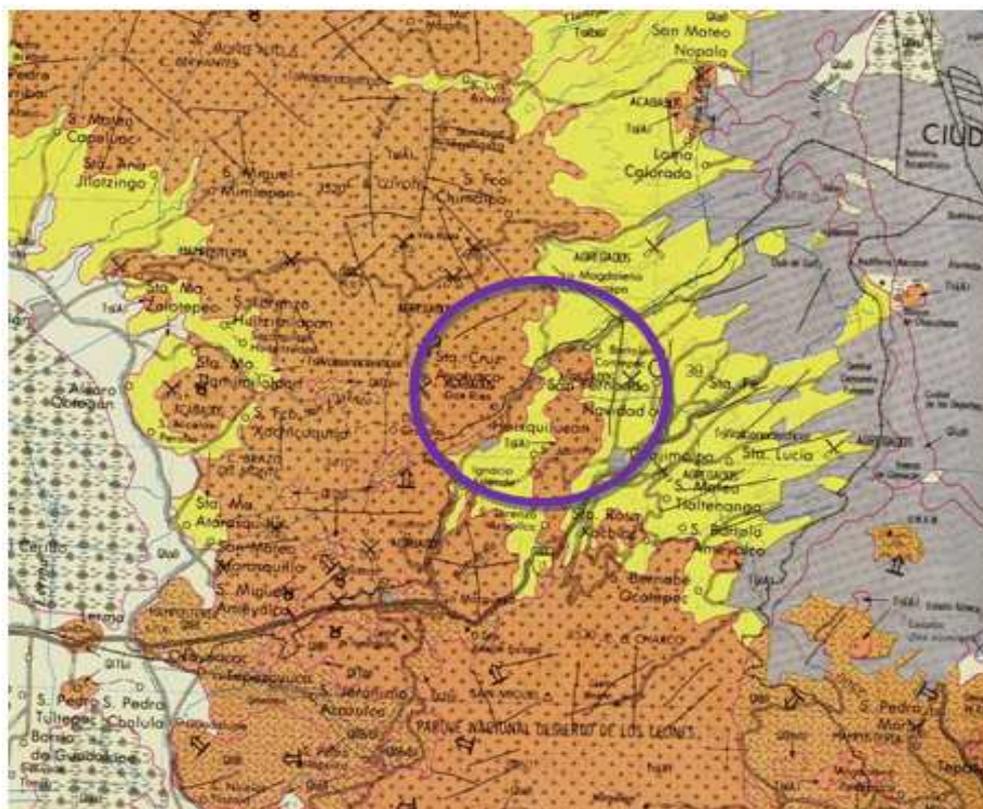


FIGURA 33. GEOLOGIA DE LA ZONA

En general los depósitos que constituyen esta formación en la proximidad de los volcanes de los que fueron emitidos dan lugar a los depósitos en forma de abanico y presentan una estratificación medianamente regular en algunas zonas, en otras zonas más alejadas la estratificación es irregular y lenticular, y se encuentran constituidos por los siguientes elementos litológicos, producto de erupciones de volcanes andesíticos:

- a) Horizontes de cenizas volcánicas de granulometría variables, producidas por erupciones violentas que formaron tobas cementadas depositadas a decenas

de kilómetros de distancia del cráter, al ser transportadas por nubes ardientes constituidas por la expulsión violenta de los conos volcánicos de masas de gases a altas temperaturas y materiales piroclásticos finos, que por gravedad descienden hacia las partes bajas depositando los materiales a su paso.

- b) Capas de erupciones pumíticas correspondientes a la actividad volcánica de mayor violencia y que se depositaron como lluvia, en capas de gran uniformidad hasta lugares muy distantes del cráter.
- c) Lahares, definidos como acumulaciones caóticas de material piroclástico arrastrado lentamente en corrientes lubricadas por agua, generadas por lluvias torrenciales inmediatas a la erupción.

En particular los materiales que constituyen el subsuelo en el sitio de interés son depósitos de origen volcánicos del tipo de nubes ardientes intercalados eventualmente por capas de materiales pumíticos.

### **3.2 Análisis de fotografías aéreas**

A continuación se presenta un esbozo general del análisis efectuado a pares estereoscópicos de fotografías aéreas entre los Años 1960 a 2001.

Entre los años 60 y 70 no se observó ningún movimiento de tierras, pero sí se ve claramente que el terreno del polígono B2, se encuentra sobre la ladera de una barranca con una profundidad del orden de 50 m, entre la parte más alta de la corona del talud que corresponde a la calle Calvario y la parte más baja por donde se tiene el fondo de la barranca, por donde se canaliza el escurrimiento de las zonas más altas.

En la fotografía de 1960 se observa que en el polígono B2 se tiene una vertiente natural, que se convierte en un parte aguas por donde canaliza el agua que escurre de las zonas más altas.

Durante este mismo periodo se observan colocación de rellenos de mala calidad y sin ningún control en cuanto a su compactación en el polígono B2, y que fueron colocados con el objeto de generar plataformas horizontales.

Durante el periodo de 1987 se siguen generando la colocación de rellenos de mala calidad a volteo sobre la ladera, dejando un talud sobre el terreno con pendiente variable entre 60 y 45 grados con respecto a la horizontal, semejante a la que se tiene hoy en día.

En la fotografía del año de 1994 se observa la conformación actual de la calle local llamada actualmente Calvario, la cual gran parte está conformada por rellenos de mala calidad con espesores variables entre 3 y 7 m de espesor, y de

acuerdo a una cala realizada en el lindero los materiales se encuentran en estado suelto.

En este mismo año se percibe un pequeño incremento en la colocación de rellenos a volteo de mala calidad, pero de manera superficial.

En la fotografía del 2001, se observa que la configuración es semejante a la que se tiene actualmente en el sitio de interés, con la única salvedad de tener un mayor volumen de rellenos de mala calidad, que se ha seguido tirando sobre la ladera de la barranca.

Finalmente establecemos que de acuerdo a los cuatro sondeos realizados hasta el momento en el lote B2, donde se han encontrado los materiales naturales entre 10 y 26 m de profundidad con respecto al nivel de la calle de terracería que se tiene actualmente, y donde superficialmente se tienen materiales de relleno de compacidades variables entre suelto y medianamente compacto, será necesario construir un sistema de retención de anclas de fricción postensadas de longitud importantes del orden de 30 m de longitud aplicadas sobre muros de concreto armado, construidos por modulaciones, por lo menos en los primeros quince metros, y posteriormente sobre un muro de concreto lanzado aplicado sobre una malla electrosoldada colocada en materiales naturales.

Cabe señalar que debido a que se tiene una vertiente natural, deberá efectuarse un diseño especial, para contener los rellenos de mala calidad con espesores importante y adicionalmente por la concentración del agua que baja por esta zona en forma natural.

Debido a la topografía del lugar, a los materiales existentes, a la configuración de la geometría del proyecto y a la magnitud de las cargas por el tipo de estructuras que se proyectan construir, el tipo de cimentación que requerirá será a base de pilas con ampliación en su base en algunos casos y con longitudes estimadas de 20 m, lo cual podría variar de acuerdo al nivel de proyecto que se establezca.

Finalmente es necesario generar secciones topográficas, por lo menos a cada 20m, para poder generar un perfil estratigráfico que permita fijar de manera preliminar los cortes y rellenos que se requieren efectuar.

### **3.3. Factibilidad de existencia de cavernas**

Mediante recorridos de inspección se investigo en los cortes o barrancas cercanos al predio de interés, la existencia de capas de materiales pumíticos o de bocaminas o indicios de la explotación subterránea de estos materiales.

#### **3.3.1 Recorridos de Inspección**

En los recorridos de inspección realizados se tomaron en consideración los siguientes aspectos, los cuales permiten orientar de una manera adecuada la localización de posibles cavidades.

- a) Todas las cavidades son de origen artificial, excavadas por el hombre, por lo que sus dimensiones originales debían permitirle su acceso, es decir, del orden de 1.5 a 2.0 m tanto de altura, como ancho; las cavidades debieron tener siempre una entrada o boca en la superficie y desarrollo continuo a partir de ella.
- b) Se observan con mayor atención los niveles en los que se conoce la existencia de capas de materiales pumíticos.
- c) Usualmente las minas arrancan de barrancas ó de cortes, a partir de los que se podían reconocer aquellos mantos ó lentes de materiales útiles para la construcción.
- d) La explotación se efectuaba a través de túneles o galerías, cuyo desarrollo variaba desde un solo túnel sencillo, hasta una verdadera red intrincada y compleja, pudiendo estar las galerías alojadas en un mismo manto ó en varios situados a diferentes niveles. Donde los materiales eran particularmente aptos para su explotación, se llegaron a excavar salones de grandes dimensiones horizontales que dependiendo de las características de los materiales de su bóveda, podían salvar claros grandes.

De acuerdo a las observaciones hechas en los recorridos efectuados en los alrededores al sitio de interés, y considerando los aspectos antes mencionados, no se encontraron capas de materiales pumíticos a diferentes profundidades, ni se detectó la existencia de cavidades a lo largo de la barranca entre los primeros 25 metros de desnivel, concluyéndose que la posibilidad de existencia de cavidades en el sitio de interés es nula.

# ***CAPITULO CUATRO***



## 4. CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRAFICAS DEL SUBSUELO

### 4.1. Descripción estratigráfica y física del subsuelo

La zona de interés se encuentra al poniente de la Cuenca del Valle de México, la cual, de acuerdo a la zonificación geotécnica que marca el Reglamento de Construcciones en sus Normas Técnicas Complementarias de Cimentaciones se ubica en la Zona I denominada Zona de Lomas. (Ver figura 34)

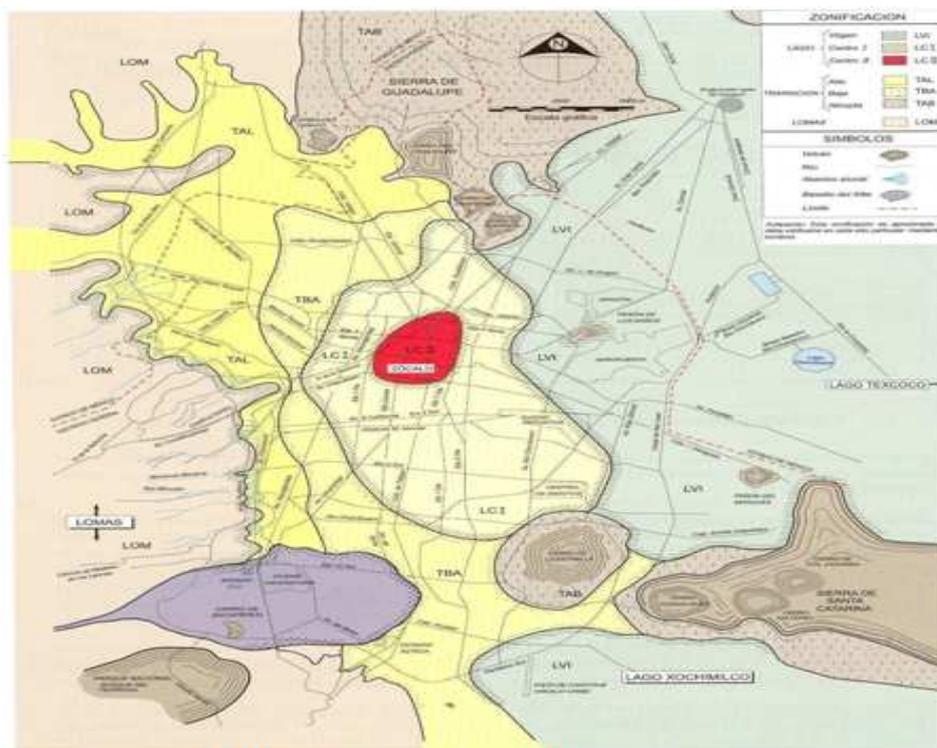


FIGURA 34. ZONIFICACIÓN GEOTECNICA

El predio de interés forma parte de la Sierra de las Cruces, ubicada al occidente de la cuenca del Valle de México, conocida como Zona de Lomas de acuerdo a la zonificación de los materiales del subsuelo y geotécnicamente hablado como formación Tarango.

En general los depósitos que constituyen esta formación presentan una estratificación regular en algunas zonas, en otras irregular y hasta lenticular, constituidos por materiales producto de erupciones violentas, formando tobas y lahares principalmente. La estructura de la formación Tarango está formada por la superposición de varios abanicos volcánicos, correspondiendo cada uno a la vida activa de un volcán, y surcada superficialmente en la dirección de la pendiente, oriente- poniente, por barrancas y cañadas, producto de la erosión debida al escurrimiento del agua de lluvia.

En particular en las zonas de interés se depositaron lahares, constituidos por materiales andesíticos, con porcentajes variables de grava, arena y limo, predominando la grava, en estado muy compacto, los que se encuentran en la parte alta del predio.

El área de interés se encuentra en sobre el desarrollo de una barranca que está en proceso de urbanización.

En particular en el predio de interés de acuerdo a los sondeos profundos realizados y al levantamiento geológico superficial efectuado, se tienen materiales de relleno con espesores variables entre 10 y 30 m, constituidos por materiales arcillosos poco limo arenosos con boleos de diferente diámetros entre 50 cm y hasta 1.5 m, estos materiales se encuentran contaminados con basura, pedacería de tabique, cascajo, plásticos y varillas, posteriormente se detectaron materiales de lahares y conglomerados, constituidos por materiales andesíticos, con porcentajes variables de grava, arena y limo, predominando la grava, en estado muy compacto y cementado, los que se encuentran desde la parte superior y hasta la parte alta del predio., el contenido natural de agua medio es de 40%, y el índice de resistencia a la penetración estándar es mayor a 50 golpes, no habiéndose encontrado materiales pumíticos, ni tampoco se detecto indicio de cavidades subterráneas.

En función de lo anterior y a la exploración realizada se considera que en el área que ocupará la estructura de interés, la probabilidad de la existencia de cavidades en el suelo producto de la explotación de materiales pumíticos es nula. Lo anterior es necesario considerarlo, ya que en el caso de dictaminar su presencia provocaría algún movimiento en la estructura ocasionando su inestabilidad. Sin embargo en el lugar se tienen taludes verticales que han sido dejados por la explotación de los materiales del lugar con alturas variables entre 20 y 50m de altura.

El nivel del agua no se encontró a la profundidad máxima explorada, sin embargo en algunos pozos a cielo abierto se formó un espejo de agua como consecuencia de la filtración y escurrimiento del agua de la zona superior, sobre todo en los que se ubican en las zonas bajas, en la fecha en que se realizó la exploración.

De acuerdo a las características estratigráficas de los depósitos del subsuelo y a la zonificación geotécnica de la República Mexicana del Ing. Jesús Figueroa del Instituto de Geofísica de la UNAM, el predio de interés se encuentra en la zona B y con un suelo tipo I, con características de Lomerío, a la cual le corresponde un coeficiente sísmico de 0.14, como se puede observar en la figura 35.



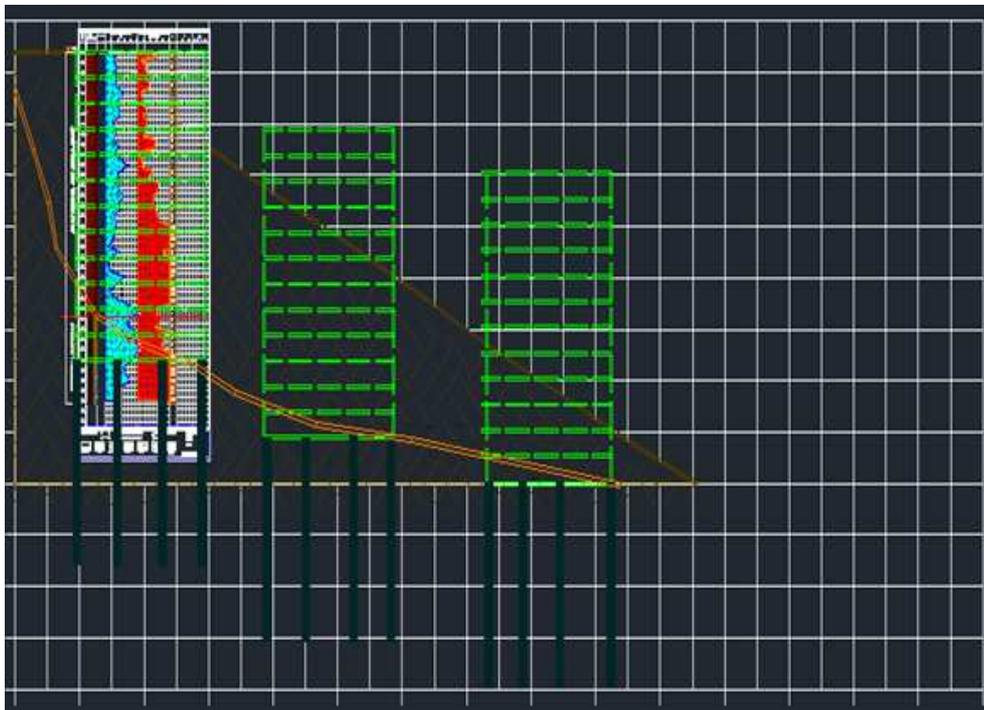
FIGURA 35. ZONA DE LOMERIO

Tabla 1. Parámetros de los espectros de diseño para la República Mexicana

Zona sísmica	Tipo de suelo	a (g)	c(g)	T.(s)	T.(s)	r
A	I	0.02	0.08	0.2	0.6	1/2
	II	0.04	0.16	0.3	1.5	2/3
	III	0.05	0.2	0.6	2.9	1
B	I	0.04	0.14	0.2	0.6	1/2
	II	0.08	0.3	0.3	1.5	2/3
	III	0.1	0.36	0.6	2.9	1
C	I	0.36	0.36	0	0.6	1/2
	II	0.64	0.64	0	1.4	2/3
	III	0.64	0.64	0	1.9	1
D	I	0.5	0.5	0	0.6	1/2
	II	0.86	0.86	0	1.2	2/3
	III	0.86	0.86	0	1.7	1

FIGURA 35. COEFICIENTES SISMICOS DE ACUERDO A LA ZONIFICACIÓN SÍSMICA

# ***CAPITULO QUINTO***



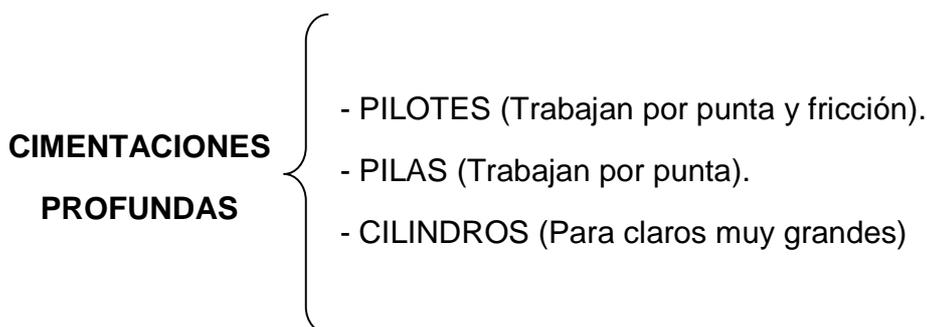
## 5. DISEÑO DE CIMENTACIÓN

### 5.1 Cimentaciones Profundas

Las **Cimentaciones Profundas** son un tipo de cimentaciones que solucionan la transmisión de cargas a los sustratos aptos y resistentes del suelo. Estas se utilizan en los siguientes casos:

- Se opta por cimentaciones profundas cuando los esfuerzos transmitidos por el edificio no pueden ser distribuidos suficientemente a través de una cimentación superficial, y en la solución probable se sobrepasa la capacidad portante del suelo.
- Cuando el terreno tiende a sufrir grandes variaciones estacionales: por hinchamientos y retracciones.
- Cuando los estratos próximos al cimientto pueden provocar asientos imprevisibles y a cierta profundidad, caso que ocurre en terrenos de relleno o de baja calidad.
- En edificios sobre el agua.
- Cuando los cimientos están solicitados a tracción; tal como ocurre en edificios altos sometidos a esfuerzos por vientos, o en estructuras que necesitan elementos sometidos a tracción para lograr estabilidad, como estructuras de cables o cualquier estructura anclada al suelo.
- Para resistir cargas inclinadas, como aquellos pilotes que se colocan en los muelles para resistir el impacto de los cascos de barcos durante el atraque.(tablestacado)
- Para el recalce de cimientos existentes

Dentro de las cimentaciones profundas tenemos:



En el siguiente cuadro podemos ver más a fondo cada uno de estas cimentaciones:

CIMENTACIÓN PROFUNDA	DIMENSIÓN	MATERIAL	COLOCACION	TIPO
<b>PILOTES</b>	0.15 m a 0.60 m	- Madera - Concreto Armado - Acero - Combinación	- Hincado a percusión - Vibro - Colado in situ	- Fricción - Tensión - Tensa entrelazados - Inclínados - Control - Punta
<b>PILAS</b>	0.60 m a 2.4 m	- Concreto armado	- Colado in situ	- Circulares - Oblongas
<b>CILINDROS</b>	$\phi > 2.4$ m	- Concreto armado	- Colado in situ	- Circulares

Para estabilizar la excavación se tiene el siguiente sistema de ataguías:

- ATAGUIAS** {
- Muro pantalla.
  - Anclaje.
  - Tierra armada.
  - Muro tablestaca.

## MURO PANTALLA

El **muro pantalla** son muros verticales profundos que soportan las presiones del terreno que se construye antes de efectuar el vaciado de tierras, y transmite los esfuerzos al terreno. Estos elementos estructurales subterráneos se emplean también en forma temporal para la contención y retención de paredes.

Los **muros pantalla** constituyen un tipo de cimentación profunda muy usada en edificios de altura, que actúa como un muro de contención y brinda muchas ventajas por ahorro de costes y mayor desarrollo en superficies.

El proceso de ejecución, en todos los casos, se hace en base a paneles excavados en el terreno (procedimiento *in situ*), desde la superficie, en forma alternada y con dimensiones generalmente entre 3 y 4 metros, para espesores entre 0,60 y 0,80 m.

Antes de comenzar con los trabajos de excavación de los paneles, se construyen dos *muretes-guía* de 0,8 a 1,5 metros de profundidad cuya función es definir el recorrido horizontal de la máquina. La superficie exterior del muro pantalla debe estar separada de las paredes lindantes unos 20 cm. para facilitar los trabajos de las máquinas.

## ANCLAJES

Los **anclajes** son elementos constructivos que ayudan a mantener la estabilidad, ya que estos muros de contención de tan delgado espesor en relación a la profundidad excavada, reciben importantes empujes de la tierra y también los efectos producidos por el agua, de modo que este recurso les permite reforzar y asegurar su estabilidad. Pueden usarse en forma muy ventajosa en cualquier situación en que se necesite la ayuda de la masa de suelo para soportar un determinado estado de esfuerzos o tensiones. Se clasifican de la siguiente forma:

**Anclajes provisionales**, tienen carácter de medio auxiliar y proporcionan las condiciones de estabilidad a la estructura durante el tiempo necesario para disponer otros elementos resistentes que lo sustituyan.

**Anclajes Permanentes**, se instalan con carácter de acción definitiva. Se dimensionan con mayores coeficientes de seguridad y han de estar proyectados y ejecutados para hacer frente a los efectos de la corrosión.

Según su forma de trabajar se clasifican en:

**Anclajes pasivos**, no se pretensa la armadura después de su instalación. El anclaje entra en tracción al empezar a producirse la deformación de la masa de suelo o roca, oponiéndose al desplazamiento, cuando la masa deslizante ha

comenzado a moverse.

**Anclajes Activos**, una vez instalado se pretensa la armadura hasta alcanzar su carga admisible, comprimiendo el terreno comprendido entre la zona de anclaje y la placa de apoyo de la cabeza, ejercen una acción estabilizadora desde el mismo instante de su puesta en tensión incrementando la resistencia al corte de la masa de suelo o roca como consecuencia de las tensiones normales adicionales a el esqueleto mineral.

**Anclajes Mixtos**, la estructura metálica se pretensa con una carga menor a la admisible, quedando una fracción de su capacidad resistente se reserva para hacer frente a posibles movimientos aleatorios del terreno.

**Anclajes Inyectados**, estos tipos de anclajes son armaduras metálicas, alojadas en taladros perforados, cementadas mediante inyecciones de la lechada de cemento o mortero.

El elemento estructural es sometido a tracción, generando un esfuerzo de anclaje el cual es soportado por la resistencia al corte lateral en la zona de inyección en contacto de terreno. A través de la inyección, se forma un miembro empotrado en el extremo profundo del tirante metálico dentro el barreno, por lo tanto las fuerzas que actúan sobre el anclaje inyectado no se transmiten al terreno en toda su longitud, sino solamente en el tramo de la zona inyectada.

## Aplicaciones

- Presas, puentes, canales (vertedores), taludes en tajos, túneles cimentación de torres de electricidad.
- Anclas Activas recomendadas para la fijación de estructuras al terreno.
- Anclas Pasivas usadas en obras de contención y estabilización de túneles y laderas.
- Mini pilas o Micropilotes empleadas en lugar de Pilas coladas en el lugar, para transmitir al terreno cargas de una estructura tanto de tensión como de compresión.
- Para aplicación en terrenos de los cuales se desea mejorar su capacidad de carga mediante Inyección a presión de lechada de cemento, resinas u otros fluidos.

## TIERRA ARMADA

Los muros de gravedad y contención han existido siempre y para construirlos se han tomado en cuenta importantes variables, como la conveniencia de su utilización, las condiciones originales del terreno, la ubicación del mismo, costo esfuerzo y tiempo.

El ahorro de estos dos elementos: tiempo y dinero, ha llevado a la búsqueda de nuevos materiales de construcción que satisfagan las mencionadas expectativas. Precisamente, para alcanzar estos objetivos, se considera conveniente la utilización de geosintéticos como muros de gravedad, tierra armada, anclajes, aptos para cumplir la función que de ellos se espera para alcanzar la prolongada duración, para ser realizados en el menor tiempo posible y con una inversión monetaria más reducida.

Los muros de **tierra armada** son sistemas en los cuales se utiliza materiales térreos como elementos de construcción. El sistema Tierra Armada está basado en el refuerzo del macizo de relleno gracias a unos flejes, metálicos o sintéticos, que provocan el rozamiento con el terreno. Así, el propio macizo se convierte en muro de contención, con lo que no necesita cimentación alguna, ya que su base de apoyo es toda la superficie del terraplén. Esto hace que su utilización sea muy indicada en suelos compresibles y de baja capacidad portante.

La **tierra armada** es una asociación de tierra y elementos lineales capaces de soportar fuerzas de tensión importantes; estos últimos elementos suelen ser tiras metálicas o de plástico. El refuerzo de tales tiras da al conjunto una resistencia a tensión de la que el suelo carece en sí mismo, con la ventaja adicional de que la masa puede reforzarse única o principalmente en las direcciones más convenientes.

La fuente de esta resistencia a la tensión es la fricción interna del suelo, debido a que las fuerzas que se producen en la masa se transfieren del suelo a las tiras de refuerzo por fricción.

La estabilidad de un muro de retención que se construya con tierra armada debe comprender principalmente dos clases de análisis. En primer lugar tomar el elemento como un conjunto que no será diferente de un muro convencional del tipo de gravedad. En segundo lugar se harán análisis de estabilidad interna básicamente para definir la longitud de las tiras de refuerzo y separación horizontal y vertical, esto para que no se produzca deslizamiento del material térreo respecto a las tiras. Además de lo anterior es importante analizar el riesgo de corrosión en el caso de tiras metálicas o colocar algún elemento frontal que impida la salida de la tierra entre las tiras de refuerzo.

Parece concluirse que existe riesgo de que se presente una falla de cualquiera de los tres tipos siguientes:

- Una falla en la cual la tierra armada colapsa como un conjunto, sin deformación importante dentro de sí misma. Esta falla puede ocurrir por deslizamiento o volcadura y es análoga a la de un muro de retención convencional que falle por las mismas causas.
- Falla por deslizamiento de la tierra en relación a las tiras de armado, acompañada de una desorganización dentro del cuerpo de tierra armada.
- Falla por rotura de las tiras de refuerzo, que parece estar asociada a mecanismos de falla progresiva.

El material a usarse para estas estructuras debe ser los de naturaleza friccionante y se estima que falta investigación en el uso de materiales puramente cohesivos. Sin embargo se han construido estructuras con contenido de finos que pasaron la malla N° 200 del orden de 10 y 20%, usando materiales naturales, sin procesos especiales de fabricación. Se recomienda para la masa de tierra armada una sección próxima a la rectangular, en la que el ancho sea del orden de la altura del muro.

## MURO TABLESTACA

Una **tablestaca metálica** es un elemento estructural fabricado en acero que sirve como elemento de contención en diferentes obras civiles. La serie de aplicaciones que se le puede dar a estos elementos es muy variada, desde la construcción de terminales portuarias hasta la utilización en pasos a desnivel en carreteras.

Hay diferentes tipos de tablestaca metálica son tipo Z, tipo U y muros combinados, como el sistema HZ/AZ o un muro combinado con sección cajón. La **tablestaca tipo U**, son las que presentan mejor relación módulo elástico por peso (cm<sup>3</sup>/m). Este tipo de tablestaca combina economía en la cantidad de acero con excelente desempeño en su instalación, reduciendo así los costos de la obra, inclusive bajo condiciones de suelos difíciles.

Sus ventajas son:

- Una gran variedad de secciones que forman varias series con múltiples características geométricas que, por ende, ofrecen la sección técnica y económicamente más viable para un determinado proyecto.
- La combinación de grandes extensiones de alma con diferentes espesores de ala, lo que permite obtener excelentes propiedades estáticas.
- La forma simétrica de los elementos individuales convierten a estas tablestacas en un producto apropiado y conveniente para ser reutilizadas.

- La posibilidad de montar y fijar las tablestacas en pares, en la planta, resulta una mejoría de la calidad de instalación, así como de desempeño.
- Fijación fácil de los vástagos y de las articulaciones giratorias, incluso dentro del agua.

Las características esenciales de las **tablestacas Z** son la forma continuada del alma, y la ubicación específica del entrelazado simétrico en ambos lados del eje neutro: ambos hechos ejercen una influencia positiva sobre el cálculo del módulo de la sección.

Sus ventajas son:

- Una relación sumamente competitiva del módulo de sección/ masa.
- Una inercia aumentada reduciendo el desvío, permitiendo la selección de aceros de alta calidad y rendimiento para obtener la solución más económica.

La tecnología de los martillos vibradores, está basada en el principio de reducir o eliminar completamente las propias fuerzas de estabilidad del terreno mediante la vibración. De este modo, bastan solo pequeños esfuerzos para introducir las tablestacas. El propio peso del martillo vibrador, y la presión ejercida por el mismo facilitan una introducción rápida y eficiente de la pantalla de tablestacas.

Sus usos más destacados son:

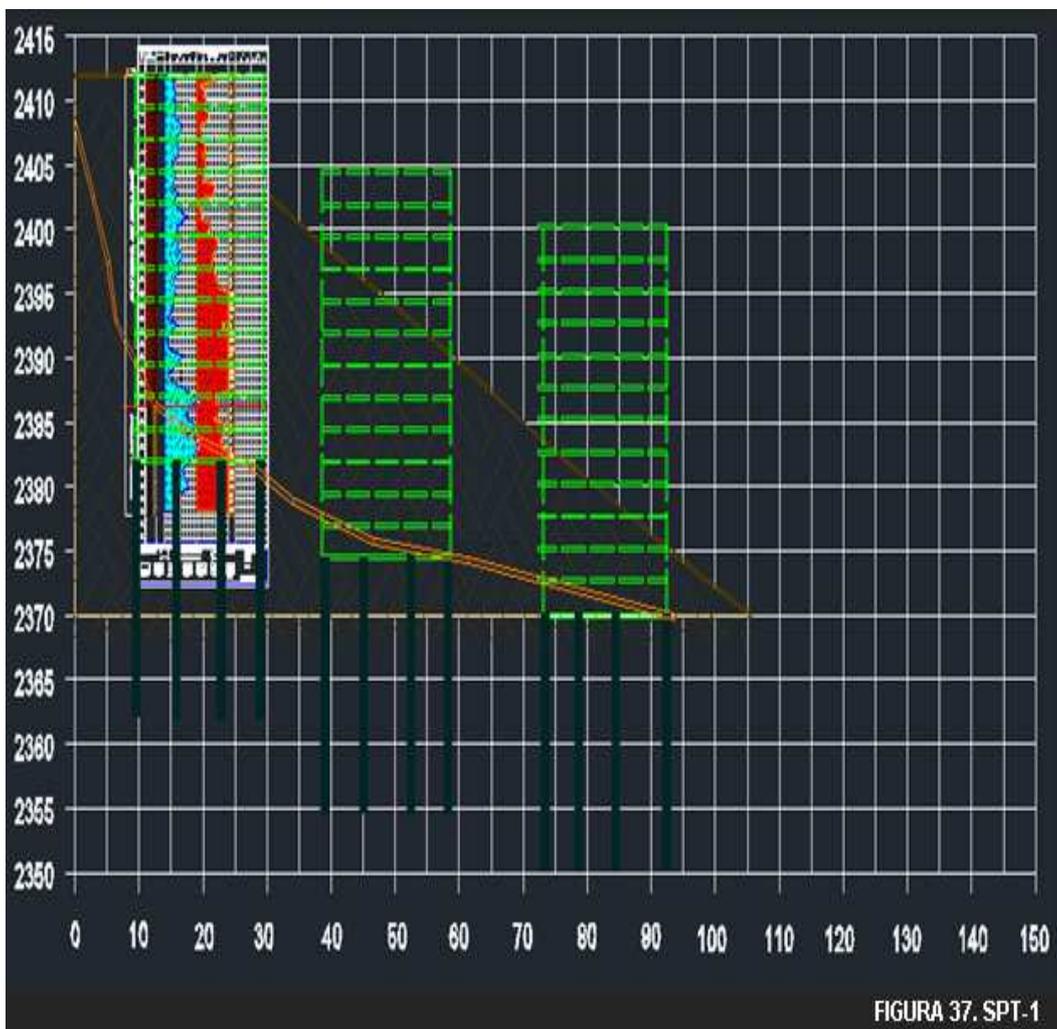
- Construcción de túneles.
- Obras de contención dentro y fuera del agua.
- Construcción de pasajes bajo y sobre nivel.
- Estacionamientos subterráneos.
- Subsuelos de edificios residenciales/ comerciales.
- Construcción y expansión de muelles.
- Aumento de calado de los puertos.
- Recuperación de muelles con problemas de fuga de material de contención.

## 5.2 Alternativas de Cimentación

Considerando las características arquitectónicas del proyecto, en particular la magnitud y distribución de las cargas estimadas que los edificio proyectados de ocho y doce niveles y cuatro sótanos, así como las propiedades estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo, particularmente la existencia de materiales de relleno con espesores variables entre 25 y 30 m, a los cuales les subyacen materiales resistentes de lahares y conglomerados, constituidos por materiales

andesíticos, con porcentajes variables de grava, arena y limo, predominando la grava, en estado muy compacto y cementado, con índice de resistencia a la penetración estándar es mayor a 50 golpes en base a lo anterior se juzga que la alternativa de cimentación más adecuada será la siguiente:

La cimentación podrá resolverse mediante pilas de fuste recto coladas en seco, y desplantadas a profundidades variables entre 18 y 22 m con respecto al nivel de las plataformas proyectadas, apoyadas sobre el estrato resistente con más de 50 golpes (ver figura 37 a la figura 40).







Considerando que se requieren dejar taludes verticales en forma circular del orden de 25 m, para desplantar los edificios en su nivel inferior sobre una plataforma horizontal con desniveles y a su vez sobre las pilas que tendrán una longitud total efectiva mínima de 18 m con respecto al nivel de piso terminado del nivel inferior más bajo.

Lo anterior se establece de acuerdo a los sondeos realizados, donde se observa que en la mayor parte del predio los materiales resistentes se encuentran entre 15 y 30 m de profundidad y subyaciendo se tiene el estrato resistente con más de 50 golpes y en las que quedarán confinadas y apoyadas las pilas.

A continuación se presentan los resultados de la alternativa de cimentación recomendada.

### 5.3 Alternativa de cimentación mediante Pilas

Lo anterior se establece de acuerdo a la topografía el terreno, a la magnitud de las cargas que se transmitirán y de acuerdo a los sondeos realizados, donde se observa que el estrato resistente con más de 50 golpes se presenta a partir de profundidades variables entre 25 y 30 m de profundidad, desde la superficie de la corona del talud existente.

Dependiendo de la magnitud de las cargas del edificio y por proceso constructivo resulta ser como alternativa de cimentación el empleo de pilas de fuste recto, desplantadas a profundidades variables entre 18 m y 22 m con respecto al nivel de la plataforma de apoyo como se indica de la figura 37 a la 40, pero considerando que se requieren efectuar excavaciones de 25 m de profundidad con respecto al nivel de banquetta para alojar a edificios.

A continuación se presentan los resultados de los análisis de los estados límite de falla y de servicio para la alternativa de cimentación en base a pilas de sección constante, apoyadas a profundidades variables.

Es importante señalar que una pila corta tendrá una deformación mayor a una más larga debido a que el trabajo de fricción para la cual fueron calculadas tendrá una deformación menor para una pila con una longitud ligeramente mayor.

### 5.3.1 Determinación de la capacidad de carga

La condición analizada es una excavación de 25 m de profundidad a partir de la que se tienen estratos resistentes con más de 50 golpes, constituidos por lahares y conglomerados, constituidos por materiales andesíticos, con porcentajes variables de grava, arena y limo, predominando la grava, en estado muy compacto y cementado.

Dada la magnitud de las cargas se determino la alternativa de cimentación con pilas de sección constante.

Se determino la capacidad de carga para 16m, 18 m y 20 m de longitud efectiva y para diámetros entre 0.8 m y 1.8 m, es decir que deberá considerarse la longitud adicional repartida en el traslape con sus trabes correspondientes de acuerdo a lo establecido por los planos estructurales.

La capacidad de carga se determino considerando:

$$Q_{\mu} = Q_{f\mu} + Q_{p\mu}$$

Donde:

**$Q_{\mu}$**  = Es la capacidad friccionante que resulta de la suma de las fuerzas cohesivo friccionantes desarrolladas por cada estrato sobre el fuste de la pila.

$$Q_{f\mu} = P L_i [C + P'_{hm} \tan\phi]$$

Si  $L = 16 \text{ m}$ ,  $\phi = 30^\circ$ ,  $c = 3 \text{ ton/m}^2$ ,  $P'_{hm} = 28.8 \text{ ton/m}^3$

$$Q_{f\mu} = D \pi L_i [3 + 28.8 \tan 30^\circ]$$

$$Q_{f\mu} = 986 D$$

El producto  $P'_{hm} \tan \phi'$  es el valor medio del esfuerzo resistente friccionante del estrato resistente que actúa sobre el fuste de la pila.

El valor de la presión efectiva horizontal  $P'h$  en cualquier punto de la superficie del fuste a la profundidad  $Z$  es igual a la presión hidrostática  $P'z = \gamma'cz$ , que produce el concreto fluido al ser colocado por el tubo tremie.

**De aquí la importancia de mantener el concreto con alto revenimiento (mayor de 20 cm + 2%) durante todo el tiempo del colado de la pila, agregando un retardante de fraguado, un controlador de volumen, y en caso necesario un fluidizante.**

Adicionalmente la capacidad de carga de la punta se considero desplantada sobre materiales con más de 50 golpes y constituidos por materiales andesíticos, con porcentajes variables de grava, arena y limo, predominando la grava, en estado muy compacto y cementado.

La capacidad de carga unitaria teórica considerada fue:

$$Q_{p\mu} = [1/2 \gamma D N\gamma + P'z Nq] A_b$$

Para los materiales de apoyo se consideró  $\phi=34^\circ$  la cual de acuerdo a Berezantzer le corresponde un factor de  $Nq=56$

Es costumbre ignorar el primer término del segundo miembro de la ecuación anterior porque su valor normalmente resulta muy pequeño para un cimiento profundo, comparado con el segundo término, es por ello que generalmente se emplea:

$$Q_{p\mu} = A_b P'z Nq = A_b Q_p$$

Dónde  $A_b$  es el área de la base de la pila,  $P'z$  es la presión vertical efectiva en el suelo a nivel del desplante de la pila y  $Nq$  que es función del  $\phi$  ángulo de fricción interna del material de apoyo y de acuerdo a los valores de Berezantzer para cimientos profundos.

Para el estrato resistente en el que se apoya la pila el ángulo que le corresponde es de  $\phi=32^\circ$ , con este valor se obtiene de la gráfica de Berezantzer  $Nq=36$  y tomando en cuenta  $P'z=28.8 \text{ ton/m}^2$  para una  $L=16 \text{ m}$  y considerando los valores en la ecuación antes mencionada se obtuvo:

$$Q_p = 28.8 \text{ ton/m}^3 \times 36 = 1036 \text{ ton/m}^2$$

Valor que multiplicado por el área de la base de la pila da:

$$Q_{p\mu} = 1036 D^2$$

Por lo que la capacidad de carga última total de fricción mas punta para el caso de una pila de 16 m de longitud efectiva será:

$$Q_{p\mu} = 986 D + 1036 D^2$$

Por lo tanto para una pila de 1.0 m de diámetro la capacidad de carga última resulta de:

$$Q_{p\mu} = 986 + 1036 = 2022 \text{ ton}$$

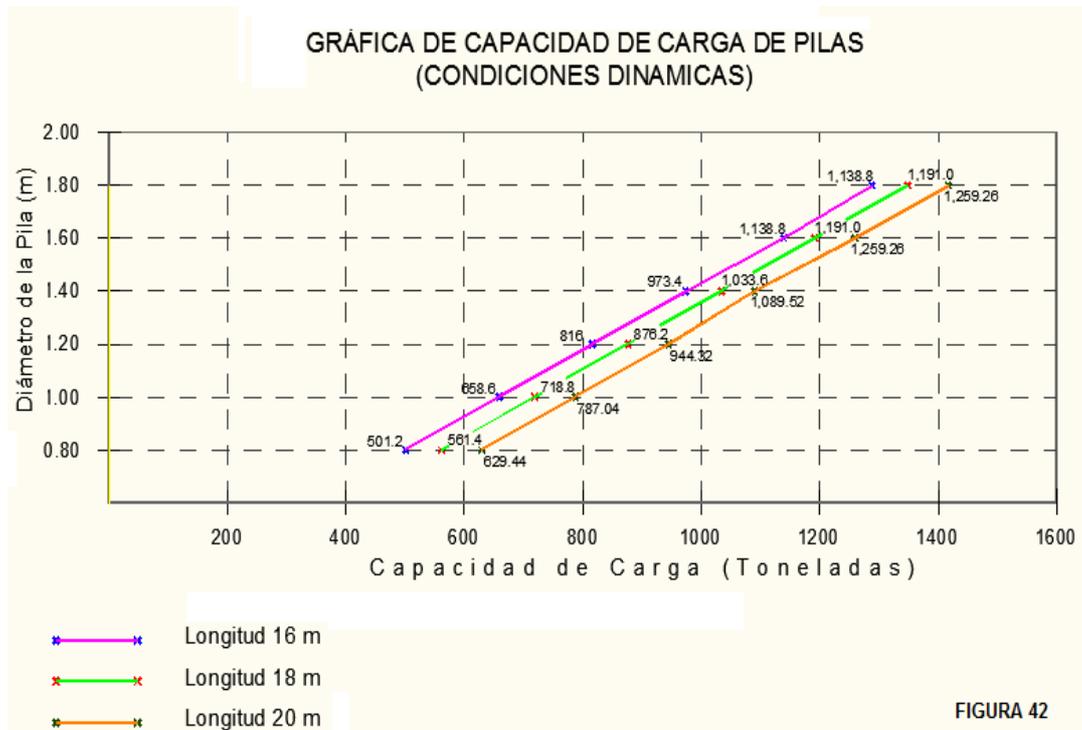
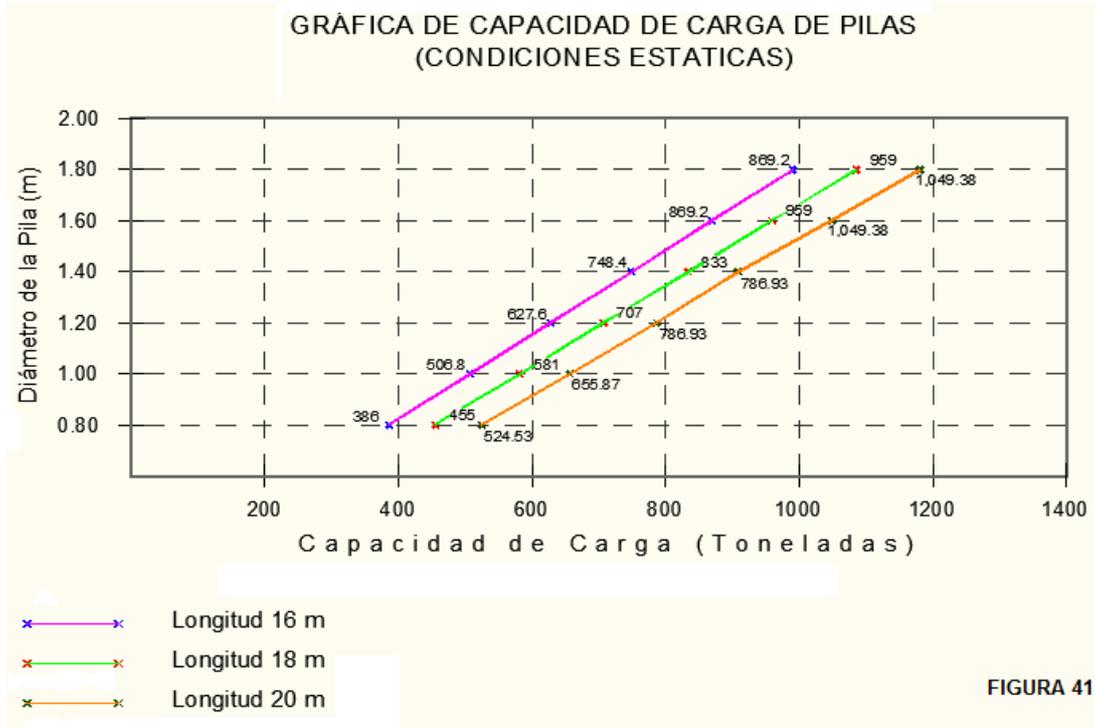
Para condiciones estáticas el  $FS = 3.0$ , por lo que la capacidad de carga admisible para una pila de un metro de diámetro es igual a:

$$Q_{\alpha} \text{ estática} = \frac{Q_{p\mu}}{FS=3} = 674 \text{ ton}$$

Para condiciones dinámicas el  $FS = 2.5$ , por lo que la capacidad de carga admisible para una pila de un metro de diámetro es igual a:

$$Q_{\alpha} \text{ dinámica} = \frac{Q_{p\mu}}{FS=2.5} = 808 \text{ ton}$$

En la figuras 41 y 42 se presentan las capacidades de carga en condiciones estática y dinámica, para longitudes efectivas de 16 m, 18 m y 20 m.



Es importante señalar que una pila corta tendrá una deformación mayor a una más larga debido a que el trabajo de fricción para la cual fueron calculadas tendrá una deformación menor para una pila con una longitud ligeramente mayor.

Cabe mencionar que una pila de longitud igual a 20 m su capacidad de carga llega a resultar mayor hasta 1.5 veces que la de una pila de 18 m de longitud; lo anterior es debido a que la carga de trabajo elegida para una pila larga será transferida principalmente por fricción al suelo adyacente al fuste con un asentamiento pequeño, mientras que la carga soportada por la punta será muy pequeña.

Cuando la pila tiene una longitud corta de 18 m la carga desarrollada por punta y fricción llegan alcanzar las que se han podido observar en algunas pruebas de carga realizadas en pilas de prueba; el método empleado es analítico y se basa en simplificaciones para representar el equilibrio plástico del sistema suelo–pila, como en la determinación aproximada de los parámetros representativos del suelo; resistencia y peso volumétrico, cuyos valores se deducen empíricamente, a través de su correlación con la resistencia a la penetración dinámica del tubo muestreador estándar.

Se determino la curva de carga – asentamiento real, mediante el empleo de la siguiente ecuación que es una simplificación de la solución de Mindlin para una carga distribuida en un área rígida de diámetro D, aplicada en el interior de un medio elástico, semi infinito, con relación de Poisson  $\mu = 0.35$  en la que:

$$\delta s = \frac{0.56 Q_b D}{10 A E_s}$$

### 5.3.2 Dimensionamiento de las pilas

Para el dimensionamiento de las pilas se deberá considerar la capacidad de carga admisible contra la carga nominal (es decir sin  $F_c$ ) que resulte mayor de las siguientes condiciones:

- Condiciones estáticas, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva máxima que incluye el peso propio de la cimentación.
- Condiciones dinámicas que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva instantánea que incluye el peso propio de la cimentación y la acción accidental más crítica (incremento de esfuerzos provocado por el momento de volteo debido a sismo).

El coeficiente sísmico que deberá considerarse que actúa en la base de construcción por efecto de sismo, será igual a 0.14, por considerarse que el subsuelo en el sitio de interés tiene características semejantes a la zona de lomas.

Las pilas soportarán la totalidad de las solicitaciones transmitidas por la estructura, por lo que deberán diseñarse estructuralmente para soportar las cargas axiales de trabajo de compresión y tensión del análisis estructural definitivo.

### 5.3.3 Revisión de la Capacidad de carga por Reglamento

La capacidad de la carga de las pilas se determinó mediante el criterio establecido en el Reglamento de Construcciones y que se indica a continuación:

La capacidad de carga útil de las pilas ( $Q_a$ ) se obtuvo de la siguiente expresión:

Se determinó la capacidad de los depósitos que subyacen a las pilas, considerando que los materiales afectados por la superficie potencial de falla son de tipo cohesivos y aplicando el criterio de Meyerhof, dado por la siguiente expresión:<sup>1</sup>

$$Q_a = \{(c N''c + P_v N''q) F_R + P_v\} A_b F_{Re}$$

Donde:

**Q<sub>a</sub>**: Capacidad de carga admisible por punta de las pilas.

**C**: Cohesión de apoyo en ton/m<sup>2</sup>.

**F<sub>R</sub>**: Factor de resistencia, adimensional e igual a 0.35.

**P<sub>v</sub>**: Presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de las pilas, en ton/m<sup>2</sup>.

**A<sub>b</sub>**: Área transversal de la base de las pilas, en m<sup>2</sup>.

**N''q y N''c**: Coeficiente de capacidad de carga, adimensional, que esta función del ángulo de fricción interna del material de apoyo de las pilas,  $\phi$ , y del empotramiento dentro de los materiales resistentes, determinado mediante la siguiente fórmula:

---

<sup>1</sup>Meyerhof, G.G. "Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations" Canadian Geotechnical Journal, Vol. 1, No. 1, 1963.

$$N''q = Nq_{\min} + (Nq_{\max} - Nq_{\min}) Le / L_{opt}$$

$$N''c = Nc_{\min} + (Nc_{\max} - Nc_{\min}) Le / L_{opt}$$

Siendo:

**Nc y Nq<sub>min</sub>:** Coeficiente de capacidad de carga, para el caso en que la pila quede apoyada sin empotramiento en los materiales resistentes.

**Le:** Longitud de empotramiento de la pila dentro de los materiales resistentes, en m.

**Nc y Nq<sub>max</sub>:** coeficiente de capacidad de carga, para el caso en que la pila tenga como mínimo la longitud óptima,  $L_{opt}$ , dentro de los materiales resistentes, obtenida mediante la siguiente ecuación:

$$L_{opt} = 4 B \tan (45^\circ + \phi / 2)$$

Donde:

**B:** Diámetro de las pilas, en m.

**$\phi$ :** Ángulo de fricción interna del material de apoyo de la pila, en grados.

La capacidad de carga de las pilas obtenidas con la fórmula anterior, deberá afectarse por el resultado de la siguiente expresión, para tomar en cuenta el efecto de escala.

$$Fr_e = \{(B + 1) / (2B + 1)\}$$

Siendo:

**Fre:** Factor de reducción de capacidad de carga, para tomar en cuenta el efecto de escala.

#### 5.3.4 Estado limite de servicio

Los asentamientos elásticos que sufrirán las pilas debido a las cargas verticales a que estarán sometidas se calcularon mediante la siguiente expresión:

$$S = (Q L) / (E_c A_b) + (m C_s f_p Q (1 - u^2)) / (E_s A_b)$$

Donde:

**S:** Asentamiento de la cabeza de la pila, en m.

**L:** Longitud de la pila, en m.

**E<sub>c</sub>:** Módulo de elasticidad del concreto de la pila, en ton/m<sup>2</sup>.

**A<sub>b</sub>:** Área de la base de la pila, en m<sup>2</sup>.

**m:** Factor de forma, adimensional e igual a 0.95 para sección transversal circular

**C<sub>s</sub>:** Factor de rigidez de la subestructura de cimentación, adimensional e igual a 1.

**f<sub>p</sub>:** Factor de profundidad, adimensional e igual a 0.5 para  $D/B > 5$ .

**E<sub>s</sub>:** Módulo de elasticidad del manto de apoyo, en ton/m<sup>2</sup>

**Q:** Carga aplicada al nivel de la base de la pila, en ton

**u:** Relación de Poisson

Considerando un módulo de elasticidad de los materiales de apoyo de 8,000 ton/m<sup>2</sup> y una relación de Poisson de 0.35, se obtuvieron asentamientos elásticos de 0.8 y 1.3 cm, para pilas de 0.8 y 1.6 m de diámetro, respectivamente, que se consideran admisibles.

## Implicaciones para el diseño estructural de la cimentación

El módulo de reacción del subsuelo se define como:

$$k = \frac{\Delta\sigma}{\delta}$$

Donde:

- k** : Módulo de reacción, kg/cm<sup>3</sup>.
- Δσ** : Incremento de esfuerzo neto, kg/cm<sup>2</sup>.
- δ** : Asentamiento esperado, cm.

El módulo de reacción vertical del suelo de desplante para el diseño de pilas se presenta en la tabla I; mientras que los módulos de reacción horizontales promedio para el diseño de pilas se resumen en la tabla II.

**Tabla I. Módulos de reacción vertical para el diseño de pilas desplantadas entre 18 m y 20 m respecto al nivel de terreno actual**

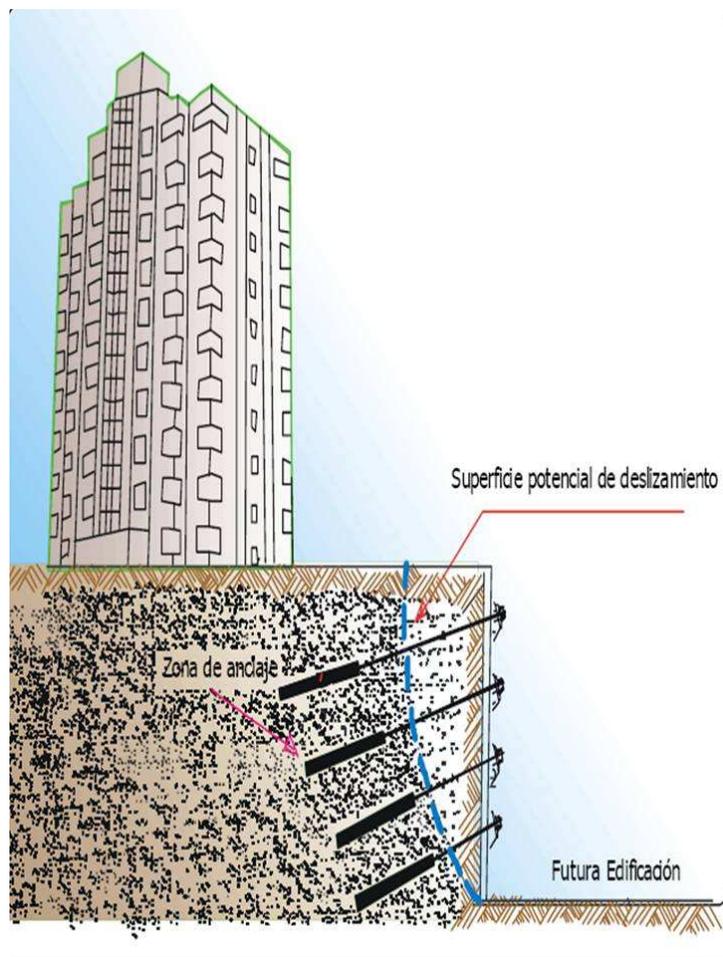
<b>Díámetro de Pila (m)</b>	<b>Módulo Estático (ton/m<sup>2</sup>/cm)</b>	<b>Módulo Dinámico (ton/m<sup>2</sup>/cm)</b>
0.8	1190	1428
1.0	900	1080
1.2	670	804
1.4	515	618

**Tabla II. Módulos de reacción horizontal para el diseño de pilas.**

<b>Tipo de suelo</b>	<b>Profundidades Efectivas</b>	<b>Módulo Estático (ton/m<sup>2</sup>/cm)</b>	<b>Módulo Dinámico (ton/m<sup>2</sup>/cm)</b>
Materiales de relleno	0.00 – 25.00 m	25.5	30.56
Depósito conglomerado y lahar (gravas empacadas en arenas poco arcillosas)	25.00 – 45.00 m	415.25	817.30

Las pilas soportarán la totalidad de las solicitaciones transmitidas por la estructura, por lo que deberán diseñarse estructuralmente para soportar las cargas axiales de trabajo de compresión y tensión del análisis estructural definitivo.

# CAPITULO SEXTO



## 6- ESTABILIDAD DE TALUDES Y PROTECCION A COLINDANCIAS

A continuación se presenta la alternativa que se juzga más adecuada para el procedimiento constructivo general que deberá seguirse para efectuar la excavación que permitirá dejar taludes verticales en forma circular que permita la construcción de los edificios proyectados.

Tomando en cuenta la magnitud del área que se proyecta excavar a 25 m de profundidad para alojar a los edificios, se establece que podrá efectuarse en dos o tres etapas.

Dado que el área por excavar será la que tiene el terreno en su totalidad, se requiere estabilizar los cortes verticales mediante un sistema de retención que garantice la estabilidad de los taludes que se dejarán perimetralmente.

En esta zona que se requiere dejar taludes verticales, de acuerdo a las características de los materiales se establece que deberá emplearse **en las zona de rellenos** un muro de concreto armado continuo sostenido con anclas de fricción postensadas permanentes, el muro propuesto tendrá aprox. 40 cm de espesor armado con doble parrilla con varilla del numero 6 a cada 20 cm en las dos direcciones, y **en la zona donde se tengan materiales naturales** se colocará un muro de concreto lanzado de 10 cm de espesor reforzado con doble malla electrosoldada 6x6/6-6 y anclado con anclas de fricción postensadas permanentes.

Es importante señalar que en la frontera entre los materiales de relleno y los materiales naturales deberá colocarse una trabe de concreto armado continua, de aproximadamente 60cm por 80 cm, a todo lo largo del talud, lo anterior es para reforzar el pateo del muro de concreto armado que operará semejante a un Muro Milán.

Preliminarmente se requieren 10 cinturones de anclas, espaciadas a cada tres metros en tres bolillo, las longitudes variarán entre 20 y 36 m de longitud, estarán constituidas por paquetes de 8 a 10 torones, para desarrollar capacidades de anclas entre 120 y 150 toneladas, y las cuales se alojarán en perforaciones de 5 pulgadas, inyectadas con una presión de 15 ton/m<sup>2</sup>.

Las características del sistema de retención propuesto están en función de los materiales existentes, de la altura del talud vertical requerido y de la manera de operar de la estabilidad del talud que será permanente.

Como elemento necesario para evitar que se genere una presión hidrostática sobre el respaldo del muro de contención producido por la infiltración de agua subterráneas, es necesario la colocación de drenes profundos en varios cinturones

de 15 m de longitud, a cada 7 m de separación entre ellos y como mínimo cuatro cinturones, que disipen dicha presión, los drenes profundos estarán constituidos por tubos de PVC de 2" de diámetro ranurados envueltos en un geotextil para evitar que se azolven y alojados en una perforación de 3", y se complementara con la colocación de lloraderos de 40 cm de longitud, con tubos de PVC de 2" de diámetro, en una retícula a cada 2 m y entres bolillo.

## **6.1 Determinación del proceso constructivo en las colindancias**

Se reviso la estabilidad del talud vertical que se dejará por la excavación que se realizara en el sitio de interés.

En los análisis se consideró:

- Que los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante del terreno corresponden con los obtenidos de la exploración del subsuelo.
- La geometría del talud tiene alturas variables en promedio 25 m y es vertical.
- Una sobrecarga uniforme distribuida sobre la corona del talud cuya magnitud es mínima considerada es de  $3.0 \text{ ton/m}^2$ .
- Un factor de seguridad mínimo de 2 para considerarlo estable a largo plazo.
- Un coeficiente sísmico de 0.14

Para efectuar los análisis de estabilidad se recurrió al procedimiento de equilibrio al límite mediante el método de Dovelas y el criterio de Bishop simplificado.

El factor de seguridad de la superficie de falla en estudio se obtiene comparando el momento resistente que producen las fuerzas que tienden a hacer que el talud no falle, contra el momento motor de las fuerzas que tienden a provocar su deslizamiento.

Las fuerzas que tienden a provocar la falla del talud son:

- El peso del suelo que se encuentra a la izquierda de la vertical que pasa por el centro del círculo de la superficie de falla en estudio.
- Filtraciones.
- Sobrecargas en la corona del talud.
- Sismos.

Entre las fuerzas que se oponen a la falla del talud se consideran:

- La resistencia al esfuerzo cortante del material a lo largo de la superficie de falla en estudio.
- El peso del suelo que se encuentra a la derecha de la vertical que pasa por el centro del círculo de la superficie de falla en estudio.

El procedimiento de análisis es interactivo, y que se deben escoger varios centros de círculos haciendo variar su radio hasta obtener el factor de seguridad mínimo asociado al centro del círculo en análisis. Repitiendo lo anterior para todos los círculos en estudio se determina finalmente el factor de seguridad mínimo de la sección analizada.

Los materiales existentes hasta la máxima profundidad de excavación son de tipo cohesivo friccionantes, no presentan diferencias importantes en su resistencia, por lo que el mecanismo de falla general que tiene más probabilidad de ocurrir es el de rotación a lo largo de la superficie de falla cilíndrica o de deslizamiento sobre superficies casi planas ubicadas en la proximidad de la superficie del talud.

Para la determinación del factor de seguridad contra falla por rotación o deslizamiento de los taludes de interés incluyendo sobrecargas de  $3 \text{ ton/m}^2$  sobre la corona del talud y el efecto de la acción sísmica sobre el talud, se realizaron análisis del método de Dovelas y se empleo un programa de computadora basado en el método de Bishop simplificado.

Considerando un talud vertical y las características estratigráficas de los materiales que atraviesa la superficie potencial de falla y una sobrecarga de  $2 \text{ ton/m}^2$  sobre la corona del talud el factor de seguridad contra de la falla en condiciones estáticas por deslizamiento resulto ligeramente menor a 2, siendo este valor el mínimo admisible para condiciones de largo plazo.

La distribución, número y capacidad de las anclas, será tal que la presión aplicada a los materiales expuestos del talud por el muro de concreto lanzado al que se sujetan incrementa la resistencia al esfuerzo cortante en la superficie potencial de falla a un valor que de por resultado un factor de seguridad admisible para las condiciones de trabajo del talud.

## **6.2. Cortes y taludes verticales para alojar a los edificios.**

De los acuerdo a los resultados de los análisis realizados, se puede concluir que cuando el talud requiera dejarse verticalmente se deberá proteger y estabilizar con un sistema de anclaje constituido por anclas de fricción postensadas y un

muro de de concreto armado para contener los rellenos y sobre el que reaccionarán las anclas, como se indica más adelante.

De acuerdo con los resultados del análisis realizado, el talud deberá estabilizarse con un sistema de anclas y un muro de concreto armado sobre rellenos y concreto lanzado sobre materiales naturales. Se deberán colocar anclas a cada 3 m en los dos sentidos tensadas entre 120 y 150 toneladas.

Las recomendaciones y procedimiento para construir las anclas y el concreto lanzado se presentan más adelante.

Será necesario proteger los taludes verticales en zona de materiales naturales con concreto lanzado de 10 cm de espesor y 200 kg/cm<sup>2</sup> de resistencia a los 28 días, se reforzará con una malla electrosoldada 6x6/6-6 anclada a todo el talud con varilla de ½" de 50 cm de longitud a cada metro y en arreglo tresbolillo.

También será necesario colocar drenes profundos de PVC de 2" de diámetro y de 12m de longitud con una inclinación de 5 grados hacia arriba que permita el escurrimiento del agua que se infiltre en los taludes, dispuestos a cada 7 m en el sentido vertical partiendo de 1.5 m hacia arriba con respecto al nivel de máxima excavación, es decir que se tendrán cuatro líneas en todo el talud.

Esta estabilización deberá llevarse a cabo conforme progresa el corte. Adicionalmente se dejarán lloraderos constituidos por tubos de PVC de 20 cm de longitud dispuestos en una retícula de 2m por 2m en el sentido horizontal y vertical con una ligera inclinación hacia la excavación.

### **6.3 Especificaciones y procedimiento de construcción del sistema de anclaje**

Se realizará la perforación de los barrenos con una longitud variable entre 18 y 30 m (la longitud más larga es en la parte superior del talud) e inclinación de 10 grados con respecto a la horizontal, con perforadoras de rotomartillo neumático, el diámetro real de la perforación será de 5" (12.7cm), para el desalojo del material de corte dentro de la perforación se utilizará aire a presión.

Cuando se alcance la longitud de proyecto se verificará que el barreno no se haya bloqueado. Si hubiera caídos se introducirá nuevamente la tubería de la perforación y se aplicará una lechada de agua-cemento que permita estabilizar las paredes del barreno y se efectúa su reperfóración. Lo más seguro que en algunos casos se requiera ademar la perforación en la zona de rellenos.

Una vez que la perforación se encuentre limpia se coloca en su interior el tensor, para lo cual a la parte inicial del ancla, se fijará una cabeza punta de bala con el fin que al introducir el ancla en el barreno las puntas de los torones no se atoren en la perforación ni generen caídos durante la instalación. El tensor se fijará al suelo mediante la inyección a presión de lechada de cemento.

Tan pronto se concluya la perforación se introduzca el tensor, se inyectará el ancla, obturando la boca del barreno para uniformizar la presión de inyección. La mezcla a inyectar consistirá de una lechada compuesta con agua-cemento, en proporción 1:2, respectivamente.

El agua a utilizar será limpia y debe mezclarse perfectamente con el cemento para disolver todos los grumos y obtener una mezcla homogénea: una vez logrado esto, se colocará una lechada en el recipiente de la bomba de inyección.

Para efectuar la inyección se empleará una bomba de propulsión o neumática que tenga un rendimiento tal que permita inyectar con economía y eficiencia el volumen de lechada que requieren las anclas. La inyección se deberá realizar a una presión de 15 Kg/cm<sup>2</sup> en la siguiente forma:

- Adaptar la manguera de la bomba a al tensor, iniciando la inyección desde el fondo de la perforación.
- Accionar la válvula de salida de la bomba para iniciar la inyección, verificando mediante manómetro, que la presión no sea menor que el valor especificado.
- Debido a las características granulométricas de los materiales que alojarán los tensores, el volumen de inyección es posible que tenga un sobre volumen por la posible existencia de algunas fisuras en el terreno dentro de su masa lo cual será verificado en campo al momento de la perforación, por lo que al detectarse alguna fuga en el proceso de inyección y en función del su volumen vaciado se evaluará en qué momento se suspenderá la inyección.

La pérdida de lechada en algunos casos puede ser tan importante que aun inyectando una gran cantidad de lechada en una vez, no se cubra la totalidad del tensor en su longitud adherente (bulbo), necesario para que el ancla adquiera capacidad de proyecto.

De ocurrir lo anterior el procedimiento de inyección se hará por etapas, la primera se suspenderá una vez que se detecte la pérdida de lechada en base al volumen inyectado, limpiando el orificio central de las barras, inyectando aire y agua para su completa limpieza, dejando listo para una inyección posterior, una vez que la lechada inyectada inicialmente haya fraguado.

De ocurrir el mismo problema en una segunda inyección se aplicará el mismo procedimiento. Como medida complementaria tendiente a lograr una completa inyección del barreno, se introducirá una manguera secundaria a este junto a la barra de perforación, hasta la profundidad del bulbo (longitud del ancla) y se

inyectar a través de ella si se presentan problemas de inyección a través del orificio de la manguera de inyección en el área central del tensor.

Las anclas serán de fricción y postensadas, de 12.7 cm de diámetro, con un desarrollo de 10 grados con respecto a la horizontal, y deberá considerarse un apoyo en el punto de aplicación de la carga, es decir que el apoyo de la placa de 1 ½ " de espesor, quede ortogonal a la trayectoria al ancla para su tensión, y la distribución con respecto a la superficie del talud será reticular a cada 3 m en los dos sentidos (horizontal y vertical), iniciando a 1.5 m a partir de la corona del talud.

Con objeto de garantizar la adecuada capacidad de las anclas, será necesario verificar la resistencia de la lechada empleada, para ello se deberá tomar, cuando menos, una muestra de cada 5 anclas inyectadas. Cada muestra consistirá en 3 probetas, las cuales se probarán a edades de 1, 3 y 7 días; cada muestra deberá acompañarse de datos de fecha y localización en que se emplea la lechada. Para considerar adecuada la lechada empleada, la resistencia a la compresión a los 7 días de edad, no deberá ser menor a 100 Kg/cm<sup>2</sup>, la relación agua-cemento podrá variarse para satisfacer este requisito.

### 6.3.1 Tensión y longitud de anclas

En el análisis se consideró que la longitud activa de las anclas se encontrara por detrás de las zonas de posible deslizamiento.

El ancla transfiere su carga al suelo a través de la resistencia friccionante entre el interfase ancla-suelo; Broms (1968) y Littlejohn (1970) establecieron la siguiente ecuación para estimar la carga por fricción.

$$P = (c + P_i \tan \phi) D_a L_a \pi F_R$$

Donde:

**P:** Capacidad del ancla, en ton.

**P<sub>i</sub>:** Presión de inyección de la lechada, 10 Kg/cm<sup>2</sup>

**D<sub>a</sub>:** Diámetro de cuerpo del ancla, igual a 12.7 cm

**L<sub>a</sub>:** Longitud del ancla, en m

**φ:** ángulo de fricción interna del suelo en el que se instalará el ancla.

**π:** 3.1416

**F<sub>R</sub>:** Factor de reducción igual a 0.7

**Se obtuvieron las capacidades y longitudes que se indican a continuación:**

CINTURON	NIVEL	LONGITUD TOTAL (M)	LONGITUD ACTIVA(M)	LONGITUD LIBRE (M)	NUMERO DE TORONES DE 0.6"	CAPACIDAD DE CARGA EN TON.
1	1.5	36	24	12	10	150
2	4.5	33	22	11	10	150
3	7.5	30	20	10	10	150
4	10.5	27	18	9	10	150
5	13.5	25	17	8	10	150
6	16.5	23	16	7	10	150
7	19.5	22	16	6	8	120
8	22.5	20	15	5	8	120
9	25.5	20	15	5	8	120
10	28.5	20	15	5	8	120

La carga de tensión que se realiza en cada una de las anclas y el método de aplicación de la carga será el siguiente:

- Se aplicara la tensión en incrementos de 25% de la tensión de proyecto, hasta alcanzar el 110% de la tensión de diseño.
- Se mantendrá esta tensión por 5 minutos, después se descargara totalmente.
- Se volverán a tensar las anclas en incrementos del 25% de la tensión de proyecto, hasta alcanzar esta, y se sujetará el ancla a la estructura de repartición.

### **6.3.2 Secuela de procedimiento constructivo del anclaje**

Una vez perfilado el talud a la pendiente correspondiente y alcanzado el primer nivel de anclaje se procederá a perfilar una caja de 25 cm de profundidad y dimensiones de 1.25 x 1.25 m, cuyo centro coincida con la posición de las anclas.

Para el caso del muro armado en zona de rellenos en el punto de aplicación del ancla se deberán colocar tramos de 1.25x 1.25 m de una parrilla de varillas ½" a cada 15 cm en las dos direcciones alojada en la caja antes mencionada y colará en forma integral al muro dejando la preparación por donde se perforará el ancla.

Para el caso del anclaje en zona de materiales naturales, en las cajas labradas donde se tendrá el punto de aplicación del ancla se deberán colocar tramos de 1.25x 1.25 m de una parrilla de varillas ½" a cada 15 cm en las dos direcciones, y en toda el área del talud ya perfilado con la pendiente del proyecto se colocara un concreto lanzado de 6 cm de espesor reforzado con malla electrosoldada 6x6/6-6, en el que el ancla atravesará la placa de concreto lanzado se dejaran unos tramos de tubo de PVC de 5" de diámetro a través de los cuales se efectuarán las perforaciones en que se instalarán las anclas.

Se aplica una capa de concreto lanzado de 10 cm de espesor y en el punto de aplicación se colocará un sobre espesor de 25 cm más.

A continuación se realizan las perforaciones en que se instalarán las anclas, atravesando el muro de concreto lanzado en los sitios en que se dejaron las preparaciones para tal motivo. Siguiendo el procedimiento de perforación, introducción del tensor, inyección y tensado de las anclas que se indicaron en los incisos anteriores.

Una vez tensadas las anclas correspondientes al primer nivel de anclaje se procederá con el perfilado del talud hasta el nivel de la siguiente línea de anclaje, procediendo enseguida a la colocación del lanzado de concreto, a la instalación y tensado de las anclas del segundo nivel, en forma semejante a lo realizado para el primer nivel de anclaje.

Las anclas serán del tipo de fricción, tendrán 12.7 cm de diámetro, un tensor constituido por un paquete entre 8 y 10 torones de 0.6" de diámetro, de alta resistencia.

Durante la excavación, conformación y anclado de los taludes un ingeniero especialista de Mecánica de Suelos deberá verificar que las características de los materiales corresponden a los considerados en los análisis y en caso necesario de acuerdo al comportamiento de los taludes y de los materiales encontrados, establecer los ajustes o modificaciones al procedimiento de excavación y retención propuestas.

# ***CAPITULO SEPTIMO***



## **7. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO E INSTRUMENTACIÓN**

### **7.1 Proceso constructivo de la cimentación con pilas**

El procedimiento de construcción recomendado para el desplante de pilas se menciona a continuación:

- Es indispensable contar con un equipo topográfico para referenciar los ejes y niveles de colocación de las pilas.
- Realizar la perforación utilizando equipo con capacidad y herramientas, adecuadas para garantizar la verticalidad del barreno, además, es recomendable minimizar la alternación del suelo adyacente a la excavación, conservando las dimensiones de proyecto en toda la profundidad, evitando sobre excavación lateral y vertical del terreno.
- Para cada pila se llevará un registro con todos los detalles relevantes durante la construcción.
- Debe supervisarse que el empotre de las pilas sea en el material resistente.
- Definido anteriormente y supervisado físicamente por un especialista durante el proceso de perforación. El material suelto que se acumule en el fondo de la perforación debe ser retirado con el equipo de limpieza adecuado, para garantizar que las pilas no se desplanten en material remodelado y evitar posibles asentamientos.
- Una vez terminada la perforación, se procederá de inmediato a la colocación del acero de refuerzo previamente habilitado con separadores para garantizar el recubrimiento libre mínimo de 5 cm, entre paños de estribos y perforación.
- Después de colocar el armado se iniciara la colocación del concreto con el procedimiento del tubo Tremie, manteniendo el extremo inferior del tubo embebido en el concreto fresco un mínimo de un metro; por ningún motivo se interrumpirá la colocación del concreto hasta completar la pila en construcción. El colado se llevara hasta 0.20 m por arriba del nivel de desplante de las contratrabes, para eliminar el concreto contaminado y permitir la liga estructural de las pilas.

A continuación se describe el proceso constructivo detallado para la perforación y colado de las pilas:

- El equipo de perforación deberá emplear brocas helicoidales con alabes y elementos de ataque adecuados. Previo a los trabajos de inicio de perforación, deberá ubicarse mediante una brigada de topografía la ubicación correcta del centro de las pilas. También deberá verificarse la verticalidad del equipo de perforación con el objeto de garantizar que la perforación se realice en forma adecuada.
- La perforación se iniciará utilizando una broca de tipo helicoidal con diámetro igual al fuste de la pila. En algunas ocasiones podría ser necesario en el inicio de la pilas considerar la colocación de un ademe recuperable de longitud variable entre 2 m de longitud para su emboquillado y contenga los materiales en sus primeros 2m.
- En caso de que al fondo de la perforación aparezcan materiales resistentes y de ser necesario se perforará inicialmente con una broca de menor diámetro y posteriormente se rimará al diámetro de proyecto.
- Al llegar la perforación a la profundidad de desplante de la pila, autorizada por la supervisión geotécnica, se realizará la limpieza del fondo de la excavación, de todo material suelto, empleando un bote desazolvador, el que se meterá tantas veces como sea necesario.
- Inmediatamente después de hacer la limpieza del fondo de la perforación, se bajará el armado y se colará la pila.
- El armado se introducirá a la perforación momentos antes de realizar el colado, con sus separadores correspondientes para un correcto centrado dentro de la perforación.
- El colado, deberá seguir a la colocación del acero, se realizará usando tubo tremie, con objeto de evitar la contaminación y segregación del concreto. Al inicio del colado, el tubo tremie se llevará a 0.5m sobre el fondo de la perforación.
- La punta inferior del tubo irá ascendiendo conforme avance el colado, de tal manera que ésta permanezca dentro del concreto, durante todo el colado, una longitud mínima de 1m.
- Se deberá llevar un registro del volumen del concreto vaciado a la perforación, el que se cotejará con la ubicación de la misma.

- El colado se suspenderá una vez que el concreto no contaminado tenga la altura correspondiente al nivel inferior de las contratrabes, lo que se estima ocurre 0.5 m abajo del nivel superior del concreto.
- Se recomienda usar concreto con revenimiento de 20 cm.
- Se llevará un registro de la localización de las pilas, las dimensiones de las perforaciones, las fechas de perforación y colado, la profundidad y los espesores de los materiales encontrados y las características del material de apoyo.
- Las pilas serán de fuste recto sin ampliación en su base.

## **7.2.- Instrumentación**

A continuación se presentan las recomendaciones de instrumentación para el control de la configuración de taludes con una altura media de 25m, que alojara a los edificios y a la cimentación del proyecto.

Previamente al inicio de los trabajos de excavación se instrumentará el suelo que rodeará a la excavación para verificar que la construcción se realice dentro de la seguridad proyectada así como para advertir el desarrollo de condiciones de inestabilidad, y obtener información básica del comportamiento del suelo, que comparado con el previsto en el diseño, permita concluir sobre la confiabilidad del mismo, detectar errores y en caso necesario fundamentar modificaciones en los análisis y en la construcción.

Mediante la instrumentación se observará el comportamiento de la masa de suelo en la que se efectuará la excavación, a través de la determinación de la evolución con el tiempo de las deformaciones verticales y horizontales, en los puntos más representativos de la masa de suelo.

Se instalarán referencias superficiales constituidas por bancos de nivel superficiales. La información recopilada de la instrumentación debe ser constante examinada por un ingeniero especialista en mecánica de suelos para asegurarse que se obtiene con ella la utilidad que se le consideró.

Los instrumentos de medición se deben instalar siguiendo las recomendaciones que se describen a continuación, en los que también se indica la frecuencia de las mediciones.

## **7.2.1 Referencias Superficiales.**

Tendrá por objeto medir los desplazamientos horizontales y verticales que ocurran en la superficie del terreno que circundará la excavación. Estas mediciones permiten detectar oportunamente el desarrollo de condiciones de inestabilidad, o bien deformaciones inadmisibles.

Las referencias superficiales son puntos fijos de la superficie del terreno que se instalarán definiendo líneas de colimación paralelas al borde de la excavación, observando las líneas de colimación con un tránsito, se detectan los desplazamientos horizontales, mientras que con el nivel óptico y estadales se determinan los desplazamientos verticales.

Las características de las referencias superficiales antes mencionadas se describen a continuación:

## **7.2.2 Testigo Superficial.**

Es un cilindro de concreto simple de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, con un perno convencional empotrado en su extremo superior: el perno es de cabeza esférica de 5/8 x 4 pulgadas y tiene una línea grabada en la dirección perpendicular a la ranura para desarmador. La ranura sirve de guía a la regla de medición, que está graduada en milímetros, y cuenta con un nivel de burbuja y mira para enfocar el tránsito.

### **Criterio de Instalación**

Los testigos superficiales se instalarán principalmente definiendo líneas de colimación, apoyadas en dos puntos de referencia fijos, alejados de los extremos de la excavación para evitar que sufran desplazamientos durante el proceso de construcción.

Las líneas de colimación serán paralelas al borde de la excavación, señalando una a cada lado de la excavación, en la colindancia con la vía pública; la separación entre testigos superficiales será de 5 m.

Todas las referencias deberán instalarse antes de la excavación, según los procedimientos que se describen a continuación:

#### **a) Testigos superficiales.**

- Se trazan las líneas de colimación paralelas a la excavación y a las distancias recomendadas.

- Se perforarán los sitios que alojarán los testigos.
- Se colocarán los testigos en las perforaciones, confinándolos con mortero, inmediatamente se comprueba con un tránsito la alineación de la línea grabada.
- Se marcarán los testigos con su clave de identificación y se protegen hasta que haya fraguado el mortero.

### **Procedimiento de medición.**

El tránsito que se utilice deberá tener plomada óptima de centrado y precisión de 15 seg.; las mediciones se harán dos veces en cada posición del aparato.

Es indispensable que se compruebe frecuentemente el ajuste del eje vertical del aparato. El nivel topográfico deberá ser de precisión, con radio de curvatura de 20 m y amplificación de 25 diámetros.

Las nivelaciones serán diferenciales, con el aparato nivelado equidistante a los puntos de medición y lecturas máximas a 100 m, utilizando estadales con nivel de burbuja y graduados en milímetros; las mediciones se efectuarán cuando la reverberación sea mínima.

Los desplazamientos horizontales se registrarán con la ayuda del tránsito y la regla metálica, colocándola en cada una de las ranuras de las cabezas de los tornillos, deslizándola horizontalmente hasta que la mira coincida con la línea de colimación.

En la escala posterior de la regla, el cadenero medirá el desplazamiento horizontal entre la marca del perno y la mira; la medición se realizará con aproximadamente de + 0.5 mm.

### **7.2.3 Banco de nivel flotante**

Este dispositivo permite determinar los movimientos verticales causados por las expansiones y hundimientos generales en el fondo de las excavaciones a cielo abierto.

Las mediciones en este instrumento deberán estar referidas a un banco de nivel profundo si el instrumento se encuentra en la zona de lago o a una mojonera de concreto si se encuentra cerca de las lomas.

Los elementos que lo integran son:

- tubo galvanizado de 1.0 pulg. de diámetro, en tramos de un metro cuya longitud es la profundidad de instalación del banco,
- muerto de concreto de  $f'c = 100 \text{ Kg./cm}^2$  de 4 pulgadas de diámetro y 30 cm. de altura, colocado en la parte inferior de la tubería,
- cople de unión entre el tubo galvanizado y el muerto de concreto,
- tapón para nivelación colocado en la parte superior del tubo.

### **Profundidad de instalación**

La profundidad de instalación del banco de nivel flotante debe ser de 1.2 m abajo del nivel máximo de excavación.

### **Perforación**

Debe efectuarse una perforación de 6" de diámetro con una maquina que cuente con equipo para el lavado del pozo.

### **Instalación**

Se baja el cilindro de concreto a la parte inferior del pozo, acoplándole los tramos de un metro de tubo galvanizado. Debe asegurarse que el cilindro de concreto apoye firmemente en el fondo del pozo 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 3/4 de pulg.

### **Protección**

La parte superior del aparato deberá estar protegida con un tubo de fierro de 6" de diámetro que cuente con tapón tapa. Las características de instalación de la protección del aparato dependerán de su ubicación como sigue:

**Vía pública;** el tubo protector debe estar embebido en concreto pobre, el tapón capa debe estar a nivel de piso y tener un candado de seguridad.

**Obra;** el tubo protector deberá instalarse en una perforación rellena con tepetate compactado, no deberá tener candado y deberá sobresalir 20 cm. para que sea visible.

## **Mediciones**

Variarán dependiendo de los requerimientos y avances de la obra; puede ser desde una lectura cada 15 días para verificación de hundimiento, regionales, hasta una lectura por día para el control de las expansiones o hundimientos durante la excavación y construcción respectivamente.

Durante la excavación los tubos deberán desacoplarse por tramos de 1 m modificando el nivel de referencia original. Por su facilidad de instalación, el tapón protector deberá instalarse al fondo de la excavación cada vez que se desacople la tubería.

Las mediciones del banco de nivel flotante forman parte del control topográfico de la excavación.

# ***CAPITULO OCTAVO***



## 8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

De lo expuesto en este trabajo se puede intentar derivar algunas conclusiones a manera de resumen.

- Es evidente que no podrán lograrse diseños geotécnicos y estructurales seguros y económicos basándose en resultados insuficientes o inciertos
- A pesar de la existencia de rellenos de mala calidad se logro hallar el estrato resistente con la exploración profunda.
- La investigación del subsuelo tiene como finalidad averiguar el estado natural de un suelo de cimentación, antes de la asignación de un tipo determinado de estructura.
- Es importante señalar que una pila corta tendrá una deformación mayor a una más larga debido a que el trabajo de fricción para la cual fueron calculadas tendrá una deformación menor para una pila con una longitud ligeramente mayor.
- Las pilas soportarán la totalidad de las solicitaciones transmitidas por la estructura.
- De acuerdo a los resultados de los análisis realizados, se puede concluir que cuando el talud requiera dejarse verticalmente se deberá proteger y estabilizar con un sistema de anclaje constituido por anclas de fricción postensadas y un muro de de concreto armado para contener los rellenos y sobre el que reaccionarán las anclas.

### **Como recomendaciones podemos citar las siguientes:**

- Durante el colado de las pilas es de gran importancia mantener el concreto con alto revenimiento (mayor de 20 cm + 2%) todo el tiempo, agregando un retardante de fraguado, un controlador de volumen, y en caso necesario un fluidizante.
- Por ningún motivo se interrumpirá la colocación del concreto hasta completar la pila en construcción. El colado se llevara hasta 0.20m por arriba del nivel de desplante de las contratrabes, para eliminar el concreto contaminado y permitir la liga estructural de las pilas.
- El material suelto que se acumule en el fondo de la perforación debe ser retirado con el equipo de limpieza adecuado, para garantizar que las pilas no se desplanten en material remodelado y evitar posibles asentamientos

- Es importante señalar que en la **frontera entre los materiales de relleno y los materiales naturales** deberá colocarse un trabe de concreto armado continua, de aproximadamente 60cm por 80 cm, a todo lo largo del talud, lo anterior es para reforzar el pateo del muro de concreto armado.
- Como elemento necesario para evitar que se genere una presión hidrostática sobre el respaldo del muro de contención producido por la infiltración de agua subterráneas, es necesario la colocación de drenes profundos a cada 7 m de separación y se complementara con la colocación de lloraderos de 40 cm de longitud, con tubos de PVC de 2" de diámetro.
- El agua a utilizar será limpia y debe mezclarse perfectamente con el cemento para disolver todos los grumos y obtener una mezcla homogénea: una vez logrado esto, se colocará una lechada en el recipiente de la bomba de inyección.
- Previamente al inicio de los trabajos de excavación se instrumentará el suelo que rodeará a la excavación para verificar que la construcción se realice dentro de la seguridad proyectada así como para advertir el desarrollo de condiciones de inestabilidad.

## **BIBLIOGRAFÍA:**

- Manual de diseño y construcción de pilas y pilotes; Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1983.
- ADSC Normas y Especificaciones para la Industria de Pilas de Cimentación, 1980.
- Newman, M.P.E., Standard Cantilever Retaining Walls, Mc Graw-Hill Book Company, 1976.